

Zum Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Flachdecken

Josef Landler

Vollständiger Abdruck der von der TUM School of Engineering and Design der Technischen Universität München zur Erlangung eines

Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)

genehmigten Dissertation.

Vorsitz:

Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein

Prüfer*innen der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer
2. Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark
3. Prof. Dr.-Ing. Jürgen Feix

Die Dissertation wurde am 25.04.2022 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die TUM School of Engineering and Design am 29.09.2022 angenommen.

Kurzfassung

Mit der Etablierung der Flachdeckenbauweise in der Mitte des letzten Jahrhunderts rückte die rechnerische Beschreibung des Durchstanstragverhaltens in den Fokus zahlreicher Untersuchungen. Die Verwendung von Stahlfaserbeton zur Verbesserung des Durchstanzwiderstandes von Platten ohne Durchstanzbewehrung wird seit Beginn der 1970er Jahre erprobt. Die vorliegenden Untersuchungen bestätigen durchwegs den positiven Einfluss einer Faserzugabe auf das Riss- sowie Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten, weshalb eine Faserzugabe als geeignete Verstärkungsmaßnahme erachtet wird. Mehrfach resultierten aus den experimentellen Untersuchungen empirisch und teils mechanisch begründete Bemessungsgleichungen, die zunehmend auch Eingang in Regelwerke finden. Ein Großteil der vorliegenden Untersuchungen wurde jedoch an Versuchskörpern mit geringen und damit wenig praxistypischen Plattendicken durchgeführt. Zur zusätzlichen Verwendung von Durchstanzbewehrung in stahlfaserverstärkten Stahlbetonplatten liegen zudem nur wenige und kaum aussagekräftige experimentelle Untersuchungen vor, sodass auch keine Bemessungsansätze bekannt sind. Eine systematische Aufbereitung von in der Literatur dokumentierten experimentellen und theoretischen Untersuchungen sowie ein Vergleich der Prognosegenauigkeiten verschiedener Bemessungsansätze liegt zudem bisher nicht vor.

Im Rahmen dieser Arbeit wird daher nach der Darstellung des stahlfaserbetonspezifischen Materialverhaltens ein vergleichender Überblick über durchgeführte theoretische und experimentelle Untersuchungen der Fachliteratur und somit den Stand der Technik zum Durchstanstragverhalten stahlfaserverstärkter Stahlbetonplatten mit und ohne Durchstanzbewehrung gegeben.

Durch die Prüfung von insgesamt Flachdeckenausschnitten mit und ohne Durchstanzbewehrung wird für praxisrelevante Bauteilabmessungen der Einfluss moderner Stahldrahtfasertypen sowie einer zusätzlichen Anordnung konventioneller Durchstanzbewehrung untersucht und ausgewertet. Alle Versuchskörper verdeutlichen eine aus der Faserzugabe resultierende Tragfähigkeitssteigerung in Verbindung mit einer Verformungszunahme, einem ausgeprägten Nachbruchbereich sowie einer verfeinerten Rissbildung. Die vier Tastversuche mit zusätzlicher Durchstanzbewehrung zeigen zudem Tragfähigkeiten oberhalb der von Stahlbetonplatten bekannten Maximaltragfähigkeit und zeigen das Potential dieser Kombination.

Bevor eine zielgerichtete Weiterentwicklung des Bemessungsansatzes zur Durchstanstragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten nach prEN 1992-1-1 Anhang L vorgenommen wird, erfolgt auf Basis der in der Fachliteratur dokumentierten experimentellen Versuchsergebnisse eine Analyse und Bewertung bestehender normativer Bemessungsmodelle mit Darstellung wesentlicher Vor- und Nachteile. Insbesondere rotationsbasierte Ansätze erweisen sich hierbei als besonders effektiv, setzen jedoch eine zutreffende Beschreibung der Fasertragwirkung voraus. Diese Erkenntnisse bilden die Grundlage für Modifikationen des in Anhang L des prEN 1992-1-1 enthaltenen Bemessungsansatzes, anhand derer die im Rahmen dieser Arbeit gewonnenen sowie dokumentierten Versuchsergebnisse gut bis sehr gut wiedergegeben werden.

Abschließend wird ein Vorschlag zur Fortschreibung von Anhang L des prEN 1992-1-1 gegeben, der sowohl das zugrunde liegende Sicherheitskonzept wie auch Anforderungen hinsichtlich der Qualitätssicherung bei Verwendung von Stahlfaserbeton berücksichtigt. Das weiterentwickelte additive Bemessungsmodell bietet eine einfache und klare Erfassung der Fasertragwirkung und einen nahtlosen Übergang zu faserfreien Stahlbetonplatten. Es wird daher ein einheitliches und konsistentes Modell faserfreier und faserverstärkter Platten innerhalb des prEN 1992-1-1 sichergestellt.

Abstract

With the introduction of flat slabs in the middle of the last century, the analytical description of the punching shear behaviour became the focus of numerous investigations. The use of steel fibre reinforced concrete to improve the punching shear capacity of flat slabs without punching shear reinforcement has been investigated since the beginning of the 1970s. Studies available in the literature consistently confirm the positive influence of fibre addition on the cracking, load-bearing and deformation behaviour, so that fibre addition is considered to be a suitable strengthening method. In several cases, experimental investigations resulted in the development of empirically and partly mechanically based design equations, which are increasingly being included in normative regulations. However, the majority of the investigations to date were carried out on test specimens with small and thus less typical for practice slab thicknesses. Furthermore, there have been only a few experimental studies on the use of punching shear reinforcement in addition to steel fibre reinforcement in concrete slabs, and no design approaches are known. Neither a systematic evaluation of experimental and theoretical results documented in the literature nor a comparison of the prediction accuracy of different normative approaches is available at the present time.

This dissertation therefore begins with a presentation of the most essential steel fibre reinforced concrete specific material behaviour. This is followed by an overview of the state-of-the-art in theoretical and experimental research investigations of the punching shear capacity of steel fibre reinforced concrete flat slabs with and without punching shear reinforcement.

By means of a total of 16 test specimens with and without punching shear reinforcement, the influence of modern steel fibre generations, practice-relevant slab dimensions and the additional arrangement of conventional punching shear reinforcement is investigated and evaluated. All test specimens show an increase in load capacity in connection with an increase in deformations resulting from the addition of fibres, well-developed post-failure behaviour and refined crack formation. The six test specimens with additional punching shear reinforcement also show failure loads above the maximum load capacity expected for reinforced concrete slabs and give an indication of the potential of this combination.

Before carrying out further development of the design approach for the punching shear capacity of steel fibre reinforced slabs according to prEN 1992-1-1 Annex L, an analysis and evaluation of existing normative design models is performed based on the experimental test results documented in the national and international literature with a presentation of essential advantages and disadvantages. Rotation-based approaches prove to be particularly effective, but require an accurate description of the steel fibre action. These findings form the basis for modifications of the design approach contained in Annex L of prEN 1992-1-1, which shows a good to very good correlation between the calculated and the experimental results.

Finally, a proposal is given for updating Annex L of prEN 1992-1-1, which takes into account the underlying safety concept as well as requirements regarding quality assurance when using steel fibre reinforced concrete. The proposed additive design model offers a simple and clear evaluation of the steel fibre action and thus a seamless adaptation to conventional reinforced concrete slabs. Therefore, a uniform and consistent model for non-fibrous and fibre-reinforced slabs is ensured within prEN 1992-1-1.

Vorwort und Danksagung

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München (TUM). Wesentliche Teile der dieser Arbeit zu Grunde liegenden experimentellen Untersuchungen wurden durch die „Forschungsinitiative Zukunft Bau“ des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung sowie die Stiftung „Bayerisches Baugewerbe“ gefördert. Für die Förderung und Unterstützung bei der Projektbearbeitung möchte ich mich an dieser Stelle herzlich bedanken.

Anhand dieses Vorwortes möchte ich einen herzlichen Dank an die zahlreichen Menschen richten, welche den Grundstein und das Fundament für das Gelingen dieser Arbeit bildeten. Mein außerordentlicher Dank gilt hierbei meinem Doktorvater Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt Ing. Oliver Fischer für das entgegengebrachte Vertrauen, die vielen Anregungen und die sehr fruchtbaren und weiterführenden Diskussionen während meiner Zeit am Lehrstuhl und bei der Betreuung meiner Arbeit über diese Zeit hinaus. Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark und Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Feix danke ich für das Interesse an meiner Arbeit, die Übernahme der Koreferate sowie die kritische Diskussion meiner Arbeit. Bei Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein bedanke ich mich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Außerdem danke ich Herrn Dr.-Ing. Walthari Fuchs, der mich auf meinen Werdegang seit der Ausbildung zum Bauzeichner bis hin zur Promotion kontinuierlich begleitete, sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. Christian Seiler. Beide trugen mit ihrer kritischen Durchsicht des Manuskripts zum Gelingen dieser Arbeit bei.

Bedanken möchte ich mich besonders bei Frau Johanna Schunke, M.Sc. für die wertvollen fachlichen Diskussionen während und nach der gemeinsamen Zeit am Lehrstuhl und die Durchsicht des Manuskriptes sowie bei Herrn Thomas Oberndorfer, M. Sc. für die tatkräftige Unterstützung und Diskussionsbereitschaft während der Durchführung der experimentellen Untersuchungen, der Versuchsauswertung und der Erstellung der Schriftfassung dieser Arbeit.

Meinen Kollegen des Lehrstuhls für Massivbau danke ich für die gute und konstruktive Zusammenarbeit. Des Weiteren gilt ein Dank den Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern des Materialprüfungsamtes und Laboratoriums für den konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität München, deren unermüdlicher Einsatz die Durchführung der Versuche erst ermöglichte. Zudem möchte ich mich bei all meinen studentischen Hilfskräften, insbesondere bei Frau Martina Baldauf, M. Sc., Herrn Christoph Przibilla, M. Sc., Herrn Johannes Maier, M. Sc. und Herrn Sören Faustmann, M. Sc. für ihren großartigen Einsatz und die engagierte Mitarbeit bedanken.

Ein ganz besonderer Dank gebührt meinen Eltern und meiner Schwester mit ihrer Familie, die mich während meiner gesamten Ausbildung kontinuierlich unterstützten, mir stets den Rücken stärkten, an mich glaubten und auf diese Weise immer wieder motiviert haben.

Mein abschließender außerordentlicher Dank gilt meiner Frau Steffi, die nicht nur durch das kritische Korrekturlesen und die formalen Verbesserungsvorschläge zum Gelingen dieser Arbeit beitrug, sondern mich vor allem durch ihr entgegengebrachtes Verständnis und ihre wertvolle Unterstützung und Motivation in allen Phasen dieser Arbeit stärkte und unterstützte.

Inhalt

1 Einführung	1
1.1 Motivation und Problemstellung.....	1
1.2 Zielsetzung und Gliederung der Arbeit.....	3
2 Stahlfaserbeton	5
2.1 Allgemeines	5
2.2 Grundlagen zur Wirkungsweise von Stahlfasern im Beton	6
2.2.1 Fasertypen und Fasergehalte.....	6
2.2.2 Verbund- und Auszugsverhalten von Stahlfasern.....	9
2.2.3 Faserorientierung und Faserverteilung	11
2.3 Mechanisches Tragverhalten von Stahlfaserbeton.....	14
2.3.1 Allgemeines	14
2.3.2 Tragverhalten von Stahlfaserbeton unter Druckbeanspruchung.....	14
2.3.3 Tragverhalten von Stahlfaserbeton unter Zug- und Biegezugbeanspruchung	16
2.4 Bestimmung der zentrischen Zug- und Nachrisszugfestigkeit.....	18
2.4.1 Allgemeines	18
2.4.2 Biegezugversuch nach DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“	20
2.4.3 Biegezugversuch nach EN 14651	21
2.4.4 Näherungsansätze zur Abschätzung der Biegezugfestigkeit	22
2.5 Regelwerke, Materialkennwerte und Arbeitslinien bei Zugbeanspruchung	27
2.5.1 Allgemeines	27
2.5.2 DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“	28
2.5.3 fib Model Code 2010.....	31
2.5.4 7. Entwurf der nächsten Generation des Eurocode 2 mit Anhang L	34
3 Stand der Forschung	37
3.1 Allgemeines	37
3.2 Durchstanstragverhalten von Stahlbetonplatten	38
3.3 Durchstanstragverhalten von Platten aus Stahlfaserbeton	41
3.3.1 Allgemeines	41
3.3.2 Überblick über Durchstanversuche aus der Literatur.....	44

3.3.3	Stahlfaserbewehrte Platten ohne Biegezugbewehrung	48
3.3.4	Stahlfaserverstärkte Stahlbetonplatten ohne Durchstanzbewehrung	50
3.3.5	Stahlfaserverstärkte Stahlbetonplatten mit Durchstanzbewehrung.....	52
3.4	Berechnungsansätze zur Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten	55
3.4.1	Allgemeines	55
3.4.2	Empirische oder semi-empirische Bemessungsansätze	57
3.4.3	Mechanisch basierte Bemessungsansätze	61
3.4.4	Bewertung der Ansätze.....	72
3.5	Regelwerke und Normung	73
3.5.1	Allgemeines	73
3.5.2	DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“	75
3.5.3	fib Model Code 2010	78
3.5.4	7. Entwurf der nächsten Generation des Eurocode 2 mit Anhang L	83
3.5.5	Vergleich der Bemessungsansätze stahlfaserverstärkter Flachdecken	88
3.6	Zusammenfassung und Forschungsbedarf	92
4	Experimentelle Durchstanzuntersuchungen	95
4.1	Versuchsprogramm und Zielsetzung	95
4.2	Versuchsdurchführung	97
4.2.1	Geometrie der Versuchskörper	97
4.2.1	Bewehrungsführung der Versuchskörper	100
4.2.2	Herstellung und Materialkennwerte der Versuchskörper	105
4.2.3	Versuchsaufbau, Versuchsablauf und Messtechnik.....	109
4.3	Versuchsergebnisse und -auswertungen	113
4.3.1	Faserverstärkte Stahlbetonplatten ohne Durchstanzbewehrung	113
4.3.2	Faserverstärkte Stahlbetonplatten mit Durchstanzbewehrung.....	130
4.4	Zusammenfassung.....	154
4.4.1	Untersuchungen ohne Durchstanzbewehrung.....	154
4.4.2	Untersuchungen mit Durchstanzbewehrung.....	155
5	Datenbank zum Durchstanzen stahlfaserverstärkter Platten	159
5.1	Allgemeines	159
5.2	Auswahl und Festlegung einer geeigneten Versuchsdatenbasis	160
5.3	Auswertung der Datenbank.....	166
5.3.1	Allgemeines	166
5.3.2	DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“	168
5.3.3	fib Model Code 2010	172
5.3.4	7. Entwurf der nächsten Generation des Eurocode 2 mit Anhang L	175
5.3.5	Einfluss des Ansatzes der Nachrisszugfestigkeit.....	179
5.4	Bewertung und Vergleich der Ergebnisse der Datenbankauswertung	180
5.5	Zusammenfassung und Folgerungen der Datenbankauswertung	186
6	Entwicklung eines praxismässigen Bemessungsmodells	189
6.1	Allgemeines	189

6.2	Modellvorstellung zum Durchstanstragverhalten stahlfaserverstärkter Platten.....	190
6.3	Bestimmung bzw. Validierung des Betontraganteils	192
6.3.1	Allgemeines	192
6.3.2	Rotationsverhalten stahlfaserverstärkter Platten.....	193
6.3.3	Rechnerische Erfassung der Faserwirksamkeit auf das Rotationsverhalten	203
6.4	Bestimmung des Fasertraganteils.....	207
6.4.1	Definition der maßgebenden Bruchfläche ($\eta_{F,A}$).....	208
6.4.2	Definition des im Riss wirksamen Nachrisszugtragverhaltens σ_{tf}	211
6.4.3	Zusammenfassung und Vergleich mit experimentellen Versuchsergebnissen	212
6.5	Validierung des entwickelten Bemessungsmodells	215
6.6	Überführung in einen praxisgerechten Bemessungsansatz	216
7	Vorschlag eines Bemessungsmodells	225
7.1	Allgemeines	225
7.2	Bemessungsgleichungen	226
7.3	Vergleich mit experimentellen Ergebnissen der Durchstanzdatenbank.....	227
8	Zusammenfassung und Ausblick	231
8.1	Zusammenfassung.....	231
8.2	Ausblick	234
	Literaturverzeichnis	237
	Anhänge	
A	Dokumentation der experimentellen Durchstanzversuche	A-1
A.1	Schal- und Bewehrungspläne.....	A-1
A.2	Materialeigenschaften	A-9
A.3	Vorgehen zur Auswertung der Verformungen und Rotationen des Versuchskörpers ..	A-27
A.4	Ergebnisse der Durchstanzversuche.....	A-30
B	Datenbank zu stahlfaserbewehrten Durchstanzversuchen	B-1
B.1	Umrechnung von Materialkennwerten.....	B-1
B.2	Plastische Momententragfähigkeit stahlfaserverstärkter Querschnitte	B-4
B.3	Stahlfaserverstärkte Durchstanzversuche ohne Durchstanzbewehrung	B-9
B.4	Stahlfaserverstärkte Durchstanzversuche mit Durchstanzbewehrung	B-16
B.5	Erweiterte Auswertungen der Datenbank	B-19
C	Ergänzende Betrachtungen zur Ableitung eines Bemessungsansatzes	C-1
C.1	Experimentelle und theoretische Rotationsverläufe.....	C-1
C.2	Ermittlung der Neigung des kritischen Schubrisses.....	C-6
C.3	Erweiterte Auswertung des Bemessungsansatzes	C-11
C.4	Überprüfung Bemessungsmodell mit weiterem Ansatz zur Nachrisszugfestigkeit	C-14

Symbole und Abkürzungen

Nachfolgend sind die wesentlichen im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Einheiten, Bezeichnungen und Symbole aufgeführt, die sich grundsätzlich an der Nomenklatur der DIN EN 1992-1-1 (EC2) bzw. dessen zukünftiger 2. Generation prEN 1992-1-1 (prEC2) orientieren. Nicht explizit nachfolgend enthaltene Bezeichnungen und Symbole werden im Text erläutert. Um eine einheitliche Notation zu gewährleisten, werden Originalbezeichnungen aus der Literatur teils umbenannt.

Einheiten

Kräfte	kN, MN
Momente	kNm, MNm
Spannungen	N/mm ²
Längen	mm, cm, m
Flächen	mm ² , cm ² , m ²
Winkel	Grad (°)

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Systembeiwert Bruchlinientheorie
a_λ	Abstand des Lasteinleitungspunkts zum Stützenanschnitt
a_{out}	Länge des durchstanzbewehrten Bereichs
b_s	Breite des Stützstreifens
b_0	Umfang Lasteinleitungsbereich / kritischer Rundschnitt bei $0,5d$ (nach Model Code 2010)
$b_{0,5}$	Umfang kritischer Rundschnitt bei $0,5d$
$b_{0,5,out}$	äußerer kritischer Rundschnitt bei durchstanzbewehrten Platten
c_{nom}	Betondeckung
d	statische Nutzhöhe
d_v	statische Nutzhöhe für Schubbeanspruchung
d_f	(Stahl-)Faserdurchmesser
d_g	Größtkorndurchmesser
d_{g0}	Bezugskorngröße
d_{sys}	systembedingte statische Nutzhöhe der Durchstanzbewehrung
$d_{v,out}$	statische Nutzhöhe außerhalb durchstanzbewehrten Bereichs
$e_{s,l}$	Stababstand Biegezugbewehrung
f_b	Verbundfestigkeit
$f_c, f_{c,cyl}$	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{c,cu}$	Würfeldruckfestigkeit des Betons
f_{1c}	einachsiale Betondruckfestigkeit
f_{ft}	(Stahl-)Faserzugfestigkeit
$f_{ct,fl,Li}^f$	Nachrissbiegezugfestigkeit nach der DAfStb-Richtlinie [44]
f_{ct}	Zugfestigkeit der Betonmatrix
$f_{ct,f}^f$	Nachrisszugfestigkeit Stahlfaserbeton
$f_{ct,fl}$	Biegezugfestigkeit der Betonmatrix
$f_{ct,fl}^f$	Biegezugfestigkeit des Stahlfaserbetons

$f_{ct,L}$	Proportionalitätsgrenze nach EN14651 [57]
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit
$f_{eq,i}$	Äquivalente Biegezugfestigkeit nach DBV-Merkblatt (Stahlfaserbeton) [46]
$f_{R,j}$	Nachrissbiegezugfestigkeit nach EN14651 [57]
f_y	Fließgrenze
f_{yw}	Ansetzbare Stahlspannung der Durchstanzbewehrung / Fließgrenze der Durchstanzbewehrung
h	Bauteil-/ Versuchskörperhöhe
h_1	Höhe Gitterträger
h_{sp}	Wirksame Querschnittshöhe im 3-Punkt-Biegezugversuch
k	Beiwert Fasertyp / Maßstabsfaktor
k_{dg}	Faktor Einfluss der Rissrauigkeit
k_m	Vorfaktor Approximationsstufe (LoA)
k_{pb}	Größenfaktor der Lasteinleitung
k_s	Fraktilenfaktor
k_{sfrc}	Faktor zur Berücksichtigung der Faserverankerung
k_{sys}	Systemfaktor Durchstanzbewehrung
k_{ψ}	Faktor Einfluss der Schubrissbreite
l	Länge / Stützweite
l_c	Stützenkantenlänge/-durchmesser
l_{cs}	charakteristische Länge
l_e	Einbindelänge
l_f	(Stahl-)Faserlänge
m_r	radiales Biegemoment je Meter Länge
m_{sd}	im Stützstreifen einwirkendes Biegemoment
m_R	aufnehmbares Biegemoment je Meter Länge
n	Probenumfang
n_x/n_y	Stabanzahl in x- bzw. y-Richtung
r_0	radialer Abstand zwischen der Stützenachse und dem Schubriss auf Höhe der Biegezugbewehrung
r_c	Stützenradius
r_{cr}	Radius des gerissenen Bereichs
r_q	Radius der Lasteinleitung
r_1	Radius innerhalb welchem die Rissbildung abgeschlossen ist
r_m	Radius der Aufbringung des radialen Biegemomentes
r_s	Radius des betrachteten, achsensymmetrischen Ausschnittes
r_y	Radius des Bereichs in welchem die Biegezugbewehrung fließt
s_0	Abstand 1. Durchstanzbewehrungsreihe vom Stützenanschnitt
s_m	mittlerer Rissabstand
s_r	Radialer Abstand Durchstanzbewehrung
s_t	tangentialer Abstand Durchstanzbewehrung
t	Kerbenbreite / Blechdicke / Versuchsdauer
u_0	Umfang der Lasteinleitung
$u_{0,5d}$ (= b_0) / $u_{1,5d}$ / $u_{2,0d}$ (= u_1)	Umfang des kritischen Rundschnitts im Abstand $0,5d$, $1,5d$ bzw. $2,0d$ vom Stützenanschnitt
$u_{0,5d,f}$, $u_{1,5d,f}$	faserbedingt reduzierter kritischer Rundschnitt im Abstand $0,5d$ bzw. $1,5d$
u_{out}	Umfang des äußeren Rundschnittes

v_R	Aufnehmbare Schubspannung
w	Rissbreite
w_i	Vertikale Verformung des Versuchskörpers
x	Betondruckzonenhöhe
$x_{p,5\%}$	5 %-Quantilwert

Lateinische Großbuchstaben

A_c	Betonquerschnittsfläche
A_{ct}, A_{ct}^f	gezogene Fläche des Querschnitts
A_f	(Stahl-)Faserquerschnittsfläche
$A_{sw,Element}$	Querschnittsfläche eines Durchstanzbewehrungselementes
A_{sw}	Querschnittsfläche Durchstanzbewehrung je Reihe
A_p	in die horizontale projizierte Fläche des kritischen Schubrisses
$C_{R,c}$	empirischer Vorfaktor
$E_c / E_s / E_f$	Elastizitätsmodul Beton / Betonstahl / (Stahl-) Fasern
F	Last / Faserfaktor nach THEODORAKOPOULOS [260]
F_c	Betondruckkraft
F_{fv}	Faserauszugskraft
F_{fu}	maximale Faserzugkraft
$F_{f\phi}$	tatsächlich aufnehmbare Faserzugkraft
F_s	Stahlzugkraft
G_f	Bruchenergie Beton
$G_{I,F} / G_{II,F}$	Bruchenergie unter Schubbeanspruchung im Zustand I / II
K	Faserorientierungsbeiwert Model Code 2010
L	Stützweite des Plattentragwerks
U_f	(Stahl-)Faserumfang
V	Prüfkraft / Querkraft
V_{crit}	Kritischer Stahlfasergehalt
V_f	Volumenbezogener Stahlfasergehalt
V_{flex}, V_{flex}^f	der Biegetragfähigkeit entsprechende Prüfkraft mit und ohne Stahlfasere Wirkung
$V_{R,i}$	aufnehmbare Querkraft des Traganteils i
$V_{R,calc}$	Rechnerischer Durchstanzwiderstand
$V_{Service}$	Rechnerische Gebrauchslast
V_{Test}	experimentelle Durchstanztragfähigkeit
V_x	Variationskoeffizient
W	Elastisches Widerstandsmoment

Griechische Buchstaben

α_B	Verhältnis der Momententragfähigkeit mit und ohne Stahlfasere Wirkung
α_c / α_c^f	Dauerstandsbeiwert
α_i	Verhältniswert der Durchstanztragfähigkeiten einer Platte mit und ohne Durchstanzbewehrung
$\alpha_{ungewollt}$	unplanmäßige Schiefstellung
β_e	Beiwert zur Berücksichtigung von Spannungsspitzen bei exzentrischer Lasteinleitung

β_j	residualspezifischer Umrechnungsfaktor
β_{WN}	Nennwert der Betondruckfestigkeit nach DIN 1045
γ	Faktor der Faserwirksamkeit in ungerissenen Betons
$\gamma_c / \gamma_F / \gamma_v / \gamma_{ct}^f$	Materialsicherheitsbeiwerte
δ	Durchbiegung, Verschiebung
Δd	Änderung der Plattendicke
ε_c	Betondehnung
ε_{c0}	Betondehnung bei Erreichen der Festigkeit
ζ_{Li}	Beiwert Faserwirksamkeit
η_b	Faserverbundfaktor
η_c / η_F	Interaktionsbeiwert Beton-/ Fasertraganteil
η_h	Einfluss Bauteildicke auf Faserorientierung bzw. -verteilung
η_v	Beiwert Fasergehalt
$\eta_\phi / \kappa_F^f / \kappa_0$	Faserorientierungsbeiwert
θ	mittlere Schubrissneigung
κ_G^f	Größenordnungsbeiwert
$\kappa_{sw,i}$	Erhöhungsfaktor der Durchstanzbewehrungsmenge der Reihe i
λ_f	(Stahl-)Faserschlankheit
μ_x	Arithmetisches Mittel/ Medianwert
ν	Querdehnzahl (Poissonzahl)
ζ	Laufvariable über Plattendicke
ζ_i	Prognosefaktor
ζ_s	Maßstabsfaktor nach BS 8110 [30]
ρ_l	mittlerer geometrischer Längsbewehrungsgrad
ρ_{lx}, ρ_{ly}	geometrischer Längsbewehrungsgrad der Bewehrung in x- bzw. y-Richtung
$\rho_{s,w}$	Durchstanzbewehrungsgrad
σ_c	Betondruckspannung
σ_{ct}	Betonzugspannung
σ_s	Betonstahlspannung
σ_{swd}	Ansetzbare Stahlspannung Durchstanzbewehrung
σ_{tf}	von den Fasern im Riss übertragbare Zugspannung
σ_x	Standardabweichung
τ	Schubspannung
τ_b	Faserverbundspannung
$\tau_{c,b}$	Verbundspannung des Betons
\emptyset	allgemein Durchmesser
\emptyset_s	Stabdurchmesser
$\psi_{(r)}$	Radiale Plattenrotation

Weitere Zeichen, Abkürzungen und Symbole

a_r/d	Schubslankheit
EI_0/ EI_1	Biegesteifigkeit des ungerissenen/ gerissenen Betonquerschnitts
CMOD	Crack Mouth Opening Displacement - Rissöffnungsweite
CSCCT	Critical Shear Crack Theory – Theorie des kritischen Schubrisses
DMS	Dehnungsmessstreifen
LVDT	Induktiver Wegsensor

LoA Approximationsstufe („Level of Approximation“)

Indizes

B	Biegung
c	Beton
cF	Betontraganteil eines Stahlfaserbetonquerschnitts
d	Bemessungsniveau
eff	effektiv
erf	erforderlich
f	Faser
k	charakteristisches Niveau
m	Mittelwert
max	Maximalwert
r	radial
s	Stahl
t	tangential/ Zug
vorh	vorhanden
w	Querkraftbewehrung
y	Fließen
p,5%	5%-Quantilwert
E	Einwirkung
F	Faser
NC	Normalbeton
R	Widerstand
SFRC	Stahlfaserbeton
ψ	Plattenrotation

Kapitel 1

Einführung

1.1 Motivation und Problemstellung

Der vielfältige Werkstoff Beton zeichnet sich insbesondere durch eine hohe Druckfestigkeit in Verbindung mit der Möglichkeit einer nahezu uneingeschränkten Formgebung aus. Demgegenüber steht eine geringe Zugfestigkeit sowie ein sprödes Werkstoff- bzw. Bruchverhalten, woraus sich seit jeher dessen Anwendungsgrenzen definieren. Gegen Ende des 19. Jahrhunderts begannen Ingenieure, diese Nachteile durch die Anordnung gerichteter stabförmiger Eisen- und später Stahlfasern zu kompensieren, woraus sich der „Eisenbetonbau“ und schließlich der heute übliche „Stahlbetonbau“ entwickelte. Seit einigen Jahrzehnten gilt auch der Einsatz kurzer, räumlich beliebig verteilter Stahlfasern als adäquate und effektive Verstärkungsmöglichkeit von Betonbauteilen ohne und mit konventioneller Stabstahlbewehrung, was in der Regel als Stahlfaserbeton bzw. stahlfaserverstärkter Stahlbeton bezeichnet wird. Die Faserzugabe verfolgt neben dem Ziel der Tragfähigkeitssteigerung vor allem die Beherrschung der Rissbildung und verleiht dem Beton eine mechanisch nutzbare Zugfestigkeit. Um diese rechnerisch zu erfassen, hat sich unabhängig vom Anwendungsfall eine so genannte verschmierte Betrachtung der diskreten Zugkräfte der einzelnen Stahlfasern als fiktiv wirkende Spannung in Form der Nachrisszugfestigkeit als besonders vorteilhaft erwiesen. Die wirksame Nachrisszugfestigkeit wird vor allem durch die interagierenden Parameter Fasertyp, -menge, -orientierung und -verteilung sowie der Betonzusammensetzung beeinflusst. [132, 160, 229]

Seit Beginn des 21. Jahrhunderts rücken bei Entwurf und Planung moderner Bauwerke neben klassischen Aspekten der Architektur, Ästhetik, Nutzbarkeit bzw. Flexibilität und Wirtschaftlichkeit vermehrt Fragestellungen der Nachhaltigkeit und der Ökologie von Gebäuden bzw. dessen Baustoffen in den Vordergrund. Ein besonderes Augenmerk liegt hierbei auf dem Werkstoff Beton, da dessen Einsatz infolge der hohen Kohlendioxidemissionen bei der Zementherstellung verbunden mit einem hohen Sandverbrauch bei der Betonherstellung zunehmend als kritisch betrachtet wird. Die Zukunftsträchtigkeit der Betonbauweise erfordert daher mehr denn je einen möglichst belastungsorientierten und ressourceneffizienten Materialeinsatz anzustreben und durch verbesserte Bemessungsmodelle vorhandene Reserven und Widerstände vollständig auszuschöpfen. Da ein Großteil des jährlich hergestellten Betonvolumens in der Ausführung von flächenhaften Bauteilen wie Decken- und Bodenplatten Anwendung findet, lässt dieser Bereich ein großes Optimierungspotential in Bezug auf den ökologischen Fußabdruck sowie einen verringerten Ressourcenverbrauch erwarten.

Die wesentlichen Anforderungen an die Ausführung moderner Deckenkonstruktionen definieren neben statischen Gesichtspunkten wirtschaftliche und ästhetische Zielsetzungen. In diesem Zusammenhang ist häufig eine flache Deckenunterseite gewünscht, da neben ausführungstechnischen Vorteilen eine hohe Flexibilität in der Raumaufteilung sowie der Leitungsführung der Gebäudeausrüstung besteht. Linien-gelagerte Deckenkonstruktionen rücken mehr und mehr in den Hintergrund des modernen Hochbaus und wurden weitestgehend durch unmittelbar auf Stützen gelagerte Flachdecken verdrängt. Den neural-gischen Punkt von Flachdecken beschreibt die punktuelle Auflagerung auf den Stützen, die zu einem örtlich begrenzten Bereich mit konzentrierten Beanspruchungen aus großen Biegemomenten in Verbin-dung mit hohen Querkräften führt. Bei Überschreiten der Schubtragfähigkeit in diesem Knotenpunkt kommt es zu einem Abschervorgang der angrenzenden Platte und die Stütze wird durch die Platte „gestanzt“. Dieses als „Durchstanzversagen“ bezeichnete Schubversagen tritt in der Regel schlagartig und spröde auf und birgt das Risiko eines progressiven Kollapses des Gebäudes [286]. Häufig bildet der Durchstanzwiderstand daher neben der Durchbiegungsbegrenzung das maßgebende Grenzkriterium bei der Dimensionierung der Plattendicke bzw. Festlegung der Schlankheit einer Deckenkonstruktion.

Zur Verbesserung der Tragfähigkeit dieses Knotenpunktes haben sich in den vergangenen Jahrzehnten verschiedenste Arten und Formen von Durchstanzbewehrung etabliert [74, 125]. Beispielsweise seien Doppelkopfbolzen, Gitterträger oder unterschiedliche Formen einbetonierter Stahlprofile erwähnt. Für die nachträgliche Verstärkung besteht die Möglichkeit des Einsatzes von Betonschrauben [246, 247, 271]. Die meisten dieser Systeme basieren auf dem Prinzip der „Rissvernähung“, das ein Kreuzen des im Grenzzustand eintretenden Schubrisses durch Bewehrungselemente und hierdurch ein Verbinden der gegenüberliegenden Rissufer beschreibt. Dies verhindert eine unkontrollierte Rissöffnung und schließ-lich ein sprödes Versagen. In Abhängigkeit der tatsächlichen Schubrissöffnung überlagern sich die Trag-anteile eines reinen Stahlbetonquerschnitts mit denen der Durchstanzbewehrung, was neben deutlichen Traglaststeigerungen ein weitestgehend duktileres Bauteilverhalten bewirkt [222].

Stahlfaserbeton besitzt ebenfalls die Fähigkeit, gegenüberliegende Rissufer zu verbinden und eine un-kontrollierte Rissöffnung zu begrenzen. Zahlreiche internationale Forschungsprogramme beschäftigen sich daher bereits seit den 1970er Jahren mit dem Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Platten [260]. Obwohl mehrfach durch experimentelle Untersuchungen bestätigt werden konnte, dass auch die rissüberbrückende Wirkung von Stahlfasern zu einer deutlichen Steigerung der Traglast und der Duktilität führt (z. B. [9, 37, 100, 253, 274]), wird Stahlfaserbeton derzeit kaum für derartige Beanspruchungen vorgesehen. Lediglich im Industriefußbodenbau, neben dem Tunnelbau ein Hauptanwendungs-gebiete von Stahlfaserbeton, werden diese Vorteile bereits gezielt genutzt [230]. Neben der Aufnahme von Zwangsbeanspruchungen dienen die Stahlfasern zur verbesserten Rissbreitenbeschränkung, sodass nennenswerte Mengen an Betonstahlbewehrung eingespart werden können. Zudem verbessern die Stahlfasern den Durchstanzwiderstand bei punktueller Lasteinleitung wie beispielsweise den Stielen von Hochregallagern, woraus reduzierte Dicken der Bodenplatten resultieren. Neben der Einsparung an Betonvolumen führt dies zu verringerten Zwangsspannungen, was erneut Einsparungen an Beton-stahlbewehrung erlaubt. Dies veranschaulicht an einem Praxisbeispiel das wirtschaftliche und ökologische Potential einer Stahlfaserzugabe zu Beton.

In Deutschland wird die Bemessung von stahlfaserverstärkten Bauteilen derzeit durch die bauaufsicht-lich eingeführte DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] und übergeordnet durch den Model Code 2010 (MC 2010) [88] geregelt. Die neue Generation des Eurocode 2 prEN 1992-1-1 (prEC2) soll mit Anhang L [34] zukünftig erstmals Regelungen zur Bemessung von Bauteilen aus Stahlfaserbeton bereitstellen. All diese Regelwerke beinhalten Ansätze zur Bestimmung der Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten, wobei nur die DAfStb-Richtlinie [44] eine kombinierte Wirkung von Stahlfaserbeton und konventioneller Durchstanzbewehrung explizit ausschließt.

In der Fachliteratur liegen zahlreiche experimentelle Untersuchungen zur Durchstanstragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten ohne Durchstanzbewehrung vor, die das Potential von Stahlfaserbeton verdeutlichen (z. B. [9, 37, 100, 253, 274]). Vorwiegend wurden hierbei sehr dünne Platten ($h \leq 150$ mm) mit teils geringen Stahlfasergehalten geprüft, weshalb ein Einfluss der Schalkanten auf die Faserorientierung und -verteilung und damit auf die Wirksamkeit der Stahlfasern nicht auszuschließen ist. Zudem liegen die Versuchsergebnisse häufig an der Grenze oder dem Übergangsbereich zwischen einem Durchstanz- und einem Biegeversagen der Platte, was einen Einfluss großer Betonstahldehnungen auf das Riss- und Verformungsverhalten nahelegt. Die wenigen vorliegenden Untersuchungen in Kombination mit Durchstanzbewehrung [15, 178, 253, 283] wurden großteils mit nicht praxisüblichen Bewehrungselementen durchgeführt oder zeigten ein Biegeversagen, weshalb diese derzeit keine fundierte Aussage hinsichtlich der tatsächlichen Wirksamkeit einer derartigen Kombination erlauben. Ergänzend zu den experimentellen Untersuchungen dienten theoretische Betrachtungen der Ableitung von Bemessungsmodellen, wobei lediglich Platten ohne Durchstanzbewehrung Berücksichtigung fanden (z. B. [127, 166, 260]). In den Anfängen dieser Modelle erfolgte die Herleitung vorwiegend mechanisch nicht konsistent und basierte meist ausschließlich auf „eigenen“ Untersuchungen des jeweiligen Autors, sodass eine begrenzte Allgemeingültigkeit dieser Modelle besteht. Während zum Durchstanstragverhalten faserfreier Stahlbetonplatten mit und ohne Durchstanzbewehrung umfassende, kritisch überprüfte Datenbanken existieren (z. B. [18, 238, 248]), liegen für stahlfaserverstärkte Platten nur begrenzt Sammelwerke (z. B. [173, 257]) vor. Eine umfassende und systematische Gegenüberstellung sowie Bewertung der genannten normativen Bemessungsmodelle existieren daher nicht.

1.2 Zielsetzung und Gliederung der Arbeit

Die vorliegende Arbeit soll einen Beitrag zum verbesserten Verständnis des Trag- und Verformungsverhaltens stahlfaserverstärkter Stahlbetonplatten ohne und mit Durchstanzbewehrung aus normalfestem Beton im Bereich des Platte-Stütze-Knotens sowie dessen rechnerischer Erfassung leisten. Hierbei stehen insbesondere nachfolgende Fragestellungen im Vordergrund:

- Ermöglichen Hochleistungsstahldrahtfasern einen gesteigerten Beitrag der Stahlfasertragwirkung zum Durchstanzwiderstand im Vergleich zu herkömmlichen Stahldrahtfasern?
- Weist die Plattendicke einen Einfluss auf den Stahlfasertraganteil bei durchstanzbeanspruchten, stahlfaserverstärkten Platten („Maßstabeffekt“) auf?
- Ermöglicht die Kombination von konventioneller Durchstanzbewehrung (Bügel, Doppelkopfbolzen) und Stahlfasern Durchstanzwiderstände, die oberhalb des von faserfreien Stahlbetonbauteilen bekannten maximalen Durchstanzwiderstandes $V_{Rd,max}$ liegen?
- Wie kann die Stahlfasertragwirkung bei Platten ohne Durchstanzbewehrung zutreffend und mechanisch fundiert in Verbindung eines additiven Ansatzes rechnerisch erfasst werden?

Ziel dieser Arbeit ist die Erarbeitung eines konsistenten Bemessungsmodells, das auf Grundlage der Bemessungsgleichungen des Durchstanzwiderstandes faserfreier Stahlbetonplatten der zukünftigen Generation des Eurocode 2 prEN 1992-1-1 (prEC2) [34] eine allgemeingültige Erfassung der Stahlfasertragwirkung ermöglicht. Zahlreiche statistische Auswertungen (z. B. [35, 226]) bestätigten bereits die sehr zutreffende Prognosegenauigkeit des Ansatzes für faserfreie Stahlbetonbauteile nach prEC2 [34], weshalb im Rahmen dieser Arbeit hierzu keine weiteren Überlegungen unternommen werden. Der Fokus liegt stattdessen auf einer zutreffenden, additiven Beschreibung der Fasertragwirkung unter Berücksichtigung der gegenseitigen Interaktion beider Traganteile.

Nach einer thematischen Einführung in *Kapitel 1* bietet *Kapitel 2* einen einleitenden Überblick über die wesentlichen Grundlagen der baustoffspezifischen Eigenschaften und das mechanische Verhalten von Stahlfaserbeton. Dies beinhaltet neben den wesentlichen Einflussgrößen des zeitunabhängigen Werkstoffverhaltens eine phänomenologische Beschreibung der Tragmechanismen unter Druck-, Zug- und Biegebeanspruchung. Den Abschluss bilden die für Deutschland und den europäischen Raum geltenden Regelwerke zur experimentellen und rechnerischen Beschreibung der Materialkenngröße „Nachrisszugfestigkeit“ sowie ein empirischer Ansatz zu deren Abschätzung bei fehlenden experimentellen Werten.

In *Kapitel 3* folgt der Stand der Forschung zum Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Platten. Nach einer Einführung in die bei faserfreien Stahlbetonbauteilen wirksamen Tragmechanismen werden die Erkenntnisse der in der Literatur dokumentierten experimentellen Untersuchungen zusammengefasst. Hierbei findet eine Unterscheidung zwischen rein stahlfaserbewehrten Platten ohne Längsbewehrung und stahlfaserverstärkten Stahlbetonplatten ohne sowie mit Durchstanzbewehrung statt. Anschließend werden die in der Literatur aufgeführten Bemessungsmodelle zur Berücksichtigung der Stahlfaserverwirkung im Durchstanznachweis sowie bestehende und zukünftig normativ geregelte Bemessungsansätze vorgestellt. Eine kritische Bewertung der vorliegenden experimentellen und theoretischen Untersuchungen mit Darstellung der wesentlichen Vor- und Nachteile rundet dieses Kapitel ab und führt zur Definition des Forschungsbedarfs.

Einen maßgebenden Bestandteil dieser Arbeit bilden die experimentellen Untersuchungen an stahlfaserverstärkten Platten mit und ohne Durchstanzbewehrung, die in *Kapitel 4* vorgestellt werden. Neben der Variation der Plattendicke in praxisrelevanten Bereichen stehen insbesondere Einflüsse des Stahlfasertyps und -gehaltes im Vordergrund. Im Rahmen von Tastversuchen wird zudem die Interaktion von Stahlfasern mit konventioneller Durchstanzbewehrung beleuchtet. Insbesondere für baupraktische Abmessungen und Untersuchungen mit Durchstanzbewehrung liegen in der Literatur nur wenige Daten vor, weshalb diese Versuchskörper einen Beitrag zum Schließen einer bestehenden Datenlücke liefern.

In Kombination der Erkenntnisse aus den eigenen experimentellen Untersuchungen und den in *Kapitel 3* vorgestellten Untersuchungen der Literatur wird in *Kapitel 5* eine kritisch hinterfragte Datenbank zu Durchstanzversuchen an stahlfaserverstärkten Flachdeckenausschnitten ohne Durchstanzbewehrung im Bereich von Innenstützen vorgestellt. Ein Vergleich der Bruchlasten mit den rechnerischen Widerständen der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [42], Model Code 2010 [88] sowie prEN 1992-1-1 Anhang L [34] erlaubt eine Bewertung hinsichtlich Sicherheitsniveau und Prognosegenauigkeit. Zudem wird überprüft, inwieweit die wichtigsten Einflussfaktoren gleichermaßen für faserverstärkte und faserfreie Flachdecken trendfrei erfasst werden. Dies ermöglicht Lücken der bestehenden Modelle aufzuzeigen und die Grundlage für deren zielgerichtete Weiterentwicklung zu liefern.

Im Rahmen von *Kapitel 6* wird schließlich aufbauend auf dem Nachweiskonzept des Durchstanzwiderstandes einer faserfreien Stahlbetonplatte der zukünftigen Generation des Eurocode 2 prEN 1992-1-1 [34] ein verbesserter Ansatz zur zutreffenden Erfassung der Fasertragwirkung abgeleitet, vorgestellt und anhand der vorliegenden Datenbasis bewertet und validiert. Ausgangspunkt bildet eine vertiefte Auswertung des Rotationsverhaltens stahlfaserverstärkter Platten, woraus ein Beitrag zur Definition der gegenseitigen Interaktion der wirksamen Traganteile resultiert.

Kapitel 7 liefert abschließend einen Vorschlag für ein praxisgerechtes und konsistentes Bemessungsmodell zur Erfassung der Stahlfasertragwirkung beim Durchstanznachweis stahlfaserverstärkter Platten, welches sich in seinem Aufbau und Formulierung der prEN 1992-1-1 [34] eingliedert. Zum Abschluss fasst *Kapitel 8* die wichtigsten im Rahmen dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse zusammen und gibt einen Ausblick auf weiteren Forschungsbedarf, der aus dieser Arbeit in Bezug auf das Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Platten mit und ohne Durchstanzbewehrung resultiert.

Kapitel 2

Stahlfaserbeton

2.1 Allgemeines

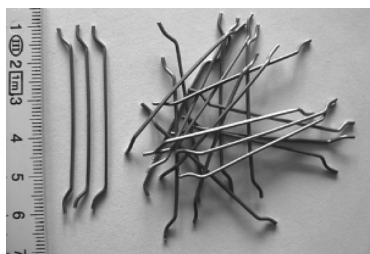
Bereits die Baumeister der Antike hatten das Bestreben, die Rissbildung in Baustoffen zu begrenzen sowie einen Verlust der Tragfähigkeit nach eingetretener Rissbildung zu vermeiden. Baustoffe wie Lehm oder Ton wurden daher mit organischen Faserzusätzen wie beispielsweise Strohfasern oder Tierborsten versehen, um dem spröden Materialverhalten entgegenzuwirken. Mit der Entwicklung des höherfesten „opus caementitium“ rückten Faserzusätze jeglicher Art in den Hintergrund, da die Festigkeit vorliegender Fasern nicht im Stande war, die notwendigen Zugkräfte in diesem höherfesten Baustoff aufzunehmen. BERARD griff die Idee einer Faserverstärkung erst im zweiten Drittel des 19. Jahrhunderts wieder auf und versah den Beton mit unregelmäßigen Stahlabfällen, wozu er 1874 in Kalifornien ein Patent einreichte [186]. Bis es allerdings zur umfassenden Anwendung von faserverstärkten Betonen und insbesondere der Verwendung von Stahlfaserbetonen im Bauwesen kam, verging nahezu ein weiteres Jahrhundert. Ab Mitte der 1960er Jahre wurden schließlich kontinuierlich umfassende Untersuchungen zu stahlfaserverstärkten Betonen durchgeführt und deren Anwendung fortschreitend in der Baupraxis etabliert. Diese geschichtliche Entwicklung wird umfassend in [132, 160, 229] dargestellt.

Werden einem Beton zum Erreichen bestimmter Eigenschaften Stahlfasern zugegeben, so wird dieser entsprechend der Definition der Richtlinie „Stahlfaserbeton“ des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) [44] als „Stahlfaserbeton“ bezeichnet. Das Ziel der Faserzugabe hat sich hierbei seit der Antike nicht geändert, nämlich die Verbesserung des Riss- und Bruchverhaltens spröder Baustoffe. Stahlfasern in der Betonmatrix beeinflussen sowohl die Frischbeton- wie auch die Festbetoneigenschaften. Für eine effektive Mitwirkung der Fasern im Verbundwerkstoff „Stahlfaserbeton“ ist eine ausreichende Faserzugfestigkeit und Dehnsteifigkeit entscheidend. Sind die Fasern sorgfältig in der Betonmatrix verankert, „vernähen“ diese die gegenüberliegenden Rissufer zugfest miteinander, sodass auch nach eingetretener Rissöffnung Zugkräfte über den Riss hinweg übertragen werden können. Mit steigender Belastung lassen sich die Fasern schließlich idealisiert als eine verschmierte Bewehrung betrachten, die zunächst der Entstehung und anschließend der Öffnung von Makrorissen entgegenwirkt. Als beschreibender Materialkennwert hat sich die Nachrisszugfestigkeit als geeignet erwiesen, welche die diskreten Faserzugkräfte der einzelnen Fasern als eine über die Querschnittsfläche verschmierte Spannung definiert. Das resultierende Tragverhalten des Verbundwerkstoffs Stahlfaserbeton wird dabei von den interagierenden Einflussparametern Faserwerkstoff, Fasergeometrie, Fasermenge, Verbundverhalten der Fasern in der Betonmatrix, Festigkeitseigenschaften der Betonmatrix sowie der Faserorientierung und -verteilung beeinflusst. [132, 160]

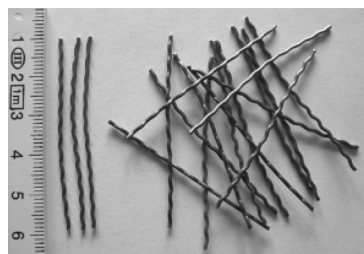
2.2 Grundlagen zur Wirkungsweise von Stahlfasern im Beton

2.2.1 Fasertypen und Fasergehalte

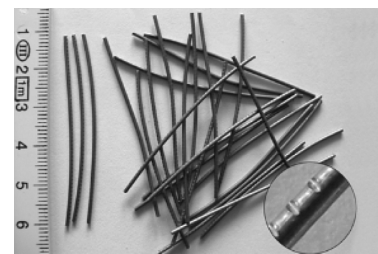
In den vergangenen Jahrzehnten haben sich auf dem Markt eine Vielzahl von Fasertypen verschiedenster Materialien und Formen etabliert. Ein wirkungsvoller Einsatz von Fasern im Beton setzt zahlreiche Anforderungen an deren Eigenschaften hinsichtlich Beständigkeit und Dauerhaftigkeit, Langzeit- und Kurzzeitfestigkeit sowie der geometrischen Ausbildung voraus. Im Betonbau haben sich hieraus insbesondere Metallfasern, alkaliresistente Glasfasern sowie Polymer- oder Kohlenstofffasern als besonders geeignet erwiesen. [132] Aus wirtschaftlichen, materiellen und statischen Gesichtspunkten stehen vor allem Metallfasern für die Anwendung in statisch-konstruktiven Problemstellungen im Vordergrund [132, 156, 160], weshalb sich die vorliegende Arbeit auf Metallfasern beschränkt. An dieser Stelle wird daher nicht näher auf andere Faserarten bzw. -materialien eingegangen und auf die entsprechende Fachliteratur (z. B. [48, 49, 107, 132, 160, 229]) verwiesen.



Gerade Drahtfaser mit gekröpftem Endhaken und glatter Oberfläche



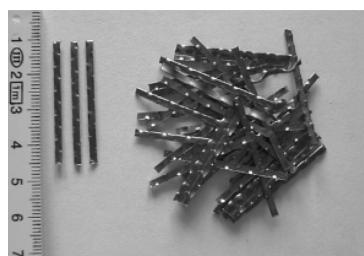
Gewellte Drahtfaser mit glatter Oberfläche



Gerade Drahtfaser mit profilierter Oberfläche



Spanfaser



Blechfaser mit profilierter Oberfläche



Gerade Mikrofaser mit glatter Oberfläche

Bild 2.1: Verschiedene Arten von Metallfasern, entnommen und modifiziert aus [132]

Metallfasern sind aus betontechnologischer Sicht als Betonzusatzstoffe zu bezeichnen und daher in der Stoffraumrechnung zu berücksichtigen. Herstellungstechnisch lassen sich vor allem drei Gruppen – Stahldrahtfasern, Spanfasern und Blechfasern - unterscheiden (vgl. Bild 2.1). Die Fertigung von Stahldrahtfasern erfolgt in der Regel aus Walzdrähten, die im Düsenziehverfahren auf den gewünschten Drahtdurchmesser verjüngt und mittels gegenläufiger Walzen auf die gewählte Form in Bezug auf Faserlänge und Faserendausbildung angepasst werden. Die Oberflächenausbildung kann glatt, gewellt oder profiliert und die Faserendausführung gerade, gekröpft, abgeblattet oder gestauch bei Zugfestigkeiten in einem Bereich von 1.000 bis 2.600 MPa erfolgen. [126, 132, 160] Ausgehend von Stahlbrammen werden Spanfasern mittels rotierender Fräsen durch Zerspanung gewonnen, woraus sich ein sichelförmiger Querschnitt mit auf der Innenseite glatter und auf der Außenseite rauer Oberfläche sowie eine Verdrillung um die Längsachse ergibt. Herstellungs- und materialbedingt begrenzen sich Spanfasern meist auf Zugfestigkeiten bis 1.000 MPa. [126, 132, 160] Für die Erzeugung von Blechfasern wer-

den dünn gewalzte Blechstreifen mit Zugfestigkeiten von 270 bis 1.000 MPa zerschnitten, die abschließend durch Umformprozesse eine gewellte, profilierte oder mit Endhaken versehene Ausbildung erhalten. [126, 132, 160] Aufgrund der höheren Leistungsfähigkeit von Stahldrahtfasern gegenüber Span- und Blechfasern weisen diese die größte Relevanz in der heutigen Stahlfaserbetonpraxis auf [95, 126, 229] und beschreiben in Deutschland die wesentliche Stahlfaserart für die Bemessung nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44]. [258]

Die Klassifizierung und Charakterisierung von Stahldrahtfasern basiert auf der Faserschlankheit λ_f als Verhältnis der Faserlänge zum -durchmesser ($\lambda_f = l_f/d_f$), der Querschnittsfläche A_f sowie der Geometrie der Endaufbiegungen in Bezug auf Anzahl und Biegewinkel bzw. bei gewellten Fasern der Wellenlänge und -amplitude. [121] Üblicherweise bewegen sich handelsübliche Faserlängen l_f in einem Bereich von 12,5 bis 70 mm bei Faserdurchmesser d_f von 0,15 bis 1,20 mm, was zu Faserschlankheiten λ_f von 30 bis 80 führt [126, 132, 157]. Für eine ausreichende Faserwirksamkeit und Einbettung in das Betongefüge sollte die verwendete Faserlänge den 1,5 bis 2,0-fachen Größtkorndurchmesser d_g nicht unterschreiten [45, 132]. Werden zu kurze Fasern verwendet, können sich diese nicht ausreichend überlappen und es kommt zu einer inhomogenen Verstärkung des Betons [156]. Die Zugabe der Stahlfasern zum Beton kann in loser Form oder als mit wasserlöslichem Klebstoff fixierte Faserbündel aus etwa 20 bis 30 Einzelfasern erfolgen. [132]

Diese genannten geometrischen und in der Praxis über Jahrzehnte etablierten Grenzen resultierten aus der Gewährleistung einer ausreichenden Verarbeitbarkeit des Stahlfaserbetons, die maßgeblich durch den Fasergehalt V_f , die Faserlänge l_f und die Faserschlankheit λ_f begrenzt wird. Nähere Informationen zur Verarbeitbarkeit von Stahlfaserbeton sind beispielsweise [126, 132] zu entnehmen. [95, 132, 160]

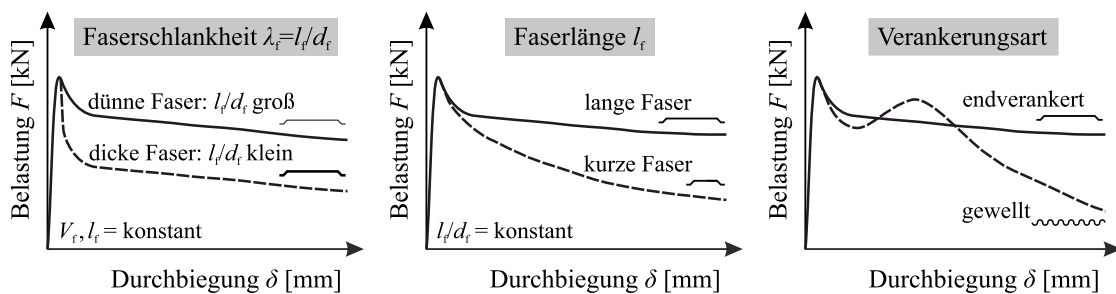


Bild 2.2: Einflüsse der wesentlichen geometrischen Faserparameter auf das Nachrissbiegezugtragverhalten, angelehnt an [45, 121]

Die Vielfältigkeit der auf dem Markt befindlichen Fasertypen erfordert eine auf den jeweiligen Anwendungsfall sowie die jeweilige Zielsetzung der Bauaufgabe abgestimmte Wahl des Fasertyps und des Fasergehaltes. Grundsätzlich gilt, dass sich kurze, schlanke Fasern („Mikrofasern“) vorzugsweise zur Vermeidung von Mikrorissen und somit zur Begrenzung der Rissbildung in der Entstehungsphase eignen, während Makrofasern eine gewisse Rissöffnung für die Entfaltung der vollen Tragwirkung benötigen und damit verstärkt bei zu erwartenden Makrorissen Anwendung finden. Der Einfluss der geometrischen Eigenschaften der Stahlfasern auf das Tragverhalten lässt sich sehr anschaulich anhand des Last-Verformungsverhaltens von Biegezugversuchen darstellen, was Bild 2.2 schematisch zeigt. Bei gleichem Fasergehalt V_f und Faserlänge l_f haben sich Fasern mit größerer Schlankheit λ_f und daher geringem Faserdurchmesser d_f als leistungsfähiger erwiesen, was auf der insgesamt höheren Faseranzahl im Rissquerschnitt beruht (Bild 2.2, links). Die Tragwirkung mechanisch verankerter Stahldrahtfasern wird in der Regel durch das Auszugsverhalten aus der Betonmatrix beeinflusst, weshalb für eine effektive Tragfähigkeit bei großen Rissöffnungen eine ausreichende Faserlänge l_f als Voraussetzung gilt (Bild

2.2, Mitte) [112]. Erst bei großen Durchbiegungen bzw. Rissöffnungen erweisen sich größere Faserlängen als vorteilhaft. Normalfeste, gewellte Fasern ermöglichen aufgrund ihrer guten Verankerungsqualität hohe Nachrisszugfestigkeiten bei geringen Rissöffnungen, versagen jedoch bei zunehmender Rissöffnung meist durch Faserreißen. Im Gegensatz hierzu liefern endverankerte Stahldrahtfasern eine gleichmäßigere Tragfähigkeit über alle Rissöffnungsweiten hinweg (Bild 2.2, rechts).[45, 156]

Die Angabe der Menge der einem Betonvolumen zugegebenen Stahlfasern erfolgt in der Baupraxis häufig als Gewichtsangabe in der Einheit $[\text{kg}/\text{m}^3]$ oder durch eine bezogene Angabe in Volumenprozent $[\text{Vol.}\%]$ als Quotient aus Fasermenge $[\text{kg}/\text{m}^3]$ zur Stahlwichte $[\text{kg}/\text{m}^3]$. Weniger gebräuchlich ist eine Angabe in Bezug auf die Betonwichte als Massenprozent $[\text{M.}\%]$. [94]

$$V_f [\text{Vol.}\%] = \frac{\text{Fasergehalt } [\text{kg}/\text{m}^3]}{\text{Stahlfaserwichte } [\text{kg}/\text{m}^3]} \cdot 100 \quad (2-1)$$

Derzeit übliche Fasergehalte V_f liegen in einem Bereich von 20 bis $100 \text{ kg}/\text{m}^3$ (0,25 bis 1,25 Vol.-%), wobei sich der Hauptanwendungsbereich auf 30 bis $40 \text{ kg}/\text{m}^3$ (0,40 bis 0,5 Vol.-%) konzentriert [132, 156, 157]. Kommen höhere Fasergehalte zum Einsatz, sind besondere Anforderungen hinsichtlich der Betonzusammensetzung zu stellen, da für eine ausreichende Verarbeitbarkeit zunehmende Leimgehalte im Beton erforderlich sind. Zudem neigen hohe Faserdosierungen zur Bildung von Faseragglomeraten („Igelbildung“) und erweisen sich als nachteilig für die Frischbetonkonsistenz und Pumpfähigkeit des Stahlfaserbetons. [79, 126, 132, 229]

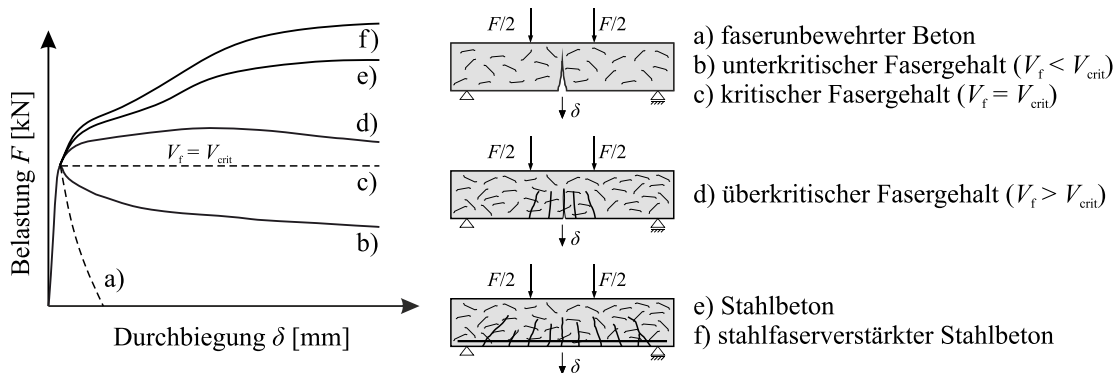


Bild 2.3: Tragverhalten im 4-Punkt-Biegezugversuch in Abhängigkeit des Stahlfasergehaltes sowie dem Vorhandensein einer Betonstahlbewehrung, angelehnt an [121, 132]

Mit steigendem Fasergehalt vergrößert sich die Anzahl der den Riss kreuzenden Fasern, weshalb die übertragbaren Zugbeanspruchungen zunehmen. Das in Abhängigkeit des Fasergehaltes resultierende Trag- und Rissverhalten soll nachfolgend am Beispiel eines 4-Punkt-Biegezugversuchs anhand Bild 2.3 erläutert werden. Reicht die vorhandene Faseranzahl aus, exakt die bei Rissbildung freigesetzten Zugkräfte auf Querschnittsebene aufzunehmen, liegt der kritische Fasergehalt V_{crit} vor (Bild 2.3 c)). Der Kurvenverlauf im Nachbruchbereich stellt sich in diesem Fall nahezu horizontal ein. Bei einem unterkritischen Fasergehalt ($V_f < V_{crit}$) kann die Risslast nicht aufgenommen werden, weshalb eine stetige Rissöffnung des eingetretenen Einzelrisses vorliegt und die Last-Verformungskurve im Nachbruchbereich abfällt (Bild 2.3 b)). Überkritische Fasergehalte ($V_f > V_{crit}$) ermöglichen hingegen auch nach Überschreiten der Erstrisslast eine Laststeigerung, was eine Mehrfachrissbildung im biegebeanspruchten Balken begünstigt (Bild 2.3 d)). Das Verhalten ähnelt daher dem eines rein betonstahlbewehrten Biegebalkens (Bild 2.3 e)). Für die Bestimmung des kritischen Fasergehaltes V_{crit} sind die interagierenden

Einflüsse aus der übertragbaren Verbundspannung, der kritischen Faserlänge $l_{f,crit}$ sowie der Faserschlankheit λ_f zu berücksichtigen. Zudem wird V_{crit} maßgebend von der Beanspruchungsart beeinflusst, wobei unter Biegebeanspruchung aufgrund von Spannungumlagerungen geringere Fasergehalte resultieren als unter zentrischer Zugbeanspruchung. [121, 132, 160]

2.2.2 Verbund- und Auszugsverhalten von Stahlfasern

Bei örtlicher Überschreitung der Betonzugfestigkeit und eintretender Rissbildung ermöglichen Stahlfasern die frei werdenden Kräfte aufzunehmen und über wirksame Verbundkräfte zwischen Faser und Matrix in Bereiche höherer Zugfestigkeit bzw. ungeschädigte Bereiche umzulagern. Dies begrenzt zunächst eine fortschreitende Rissöffnung und die einhergehende Rissumlenkung gewährleistet ein duktileres Nachbruchverhalten. [132] Grundvoraussetzung einer effektiven Übertragung von Zugkräften über die Rissufer hinweg ist eine ausreichende Verbund- bzw. Verankerungsfestigkeit der Stahlfasern in der Betonmatrix. Das Verbundverhalten einer einzelnen Faser lässt sich allgemein durch die drei Mechanismen Haftverbund, Formverbund und Reibverbund beschreiben, die in Abhängigkeit der Fasergeometrie und -festigkeit unterschiedlich interagierend die verformungsabhängige Kraftübertragung definieren. [12, 121, 132, 160, 188, 244] Bild 2.4 stellt hierzu das Auszugsverhalten gerader und mechanisch verankerter Stahldrahtfasern schematisch gegenüber.

Nachfolgende Beschreibung des prinzipiellen Auszugsverhaltens von Stahldrahtfasern aus der Betonmatrix beschränkt sich auf den Idealfall des zentrischen Faserauszugs. Für vom zentrischen Fall abweichende Faserauszugswinkel, wie diese üblicherweise im Bauteil auftreten, sind weitere Einflüsse hinsichtlich der Matrixfestigkeit und Steifigkeit der Fasern zu berücksichtigen. Weiterführende Informationen können der entsprechenden Fachliteratur wie z. B. [24, 140] entnommen werden.

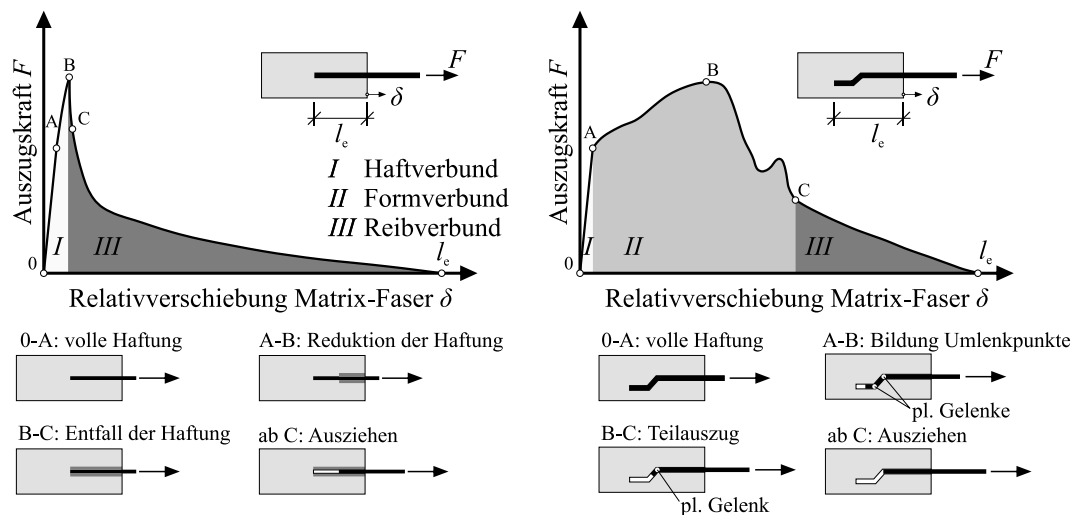


Bild 2.4: Schematische Darstellung des Auszugsverhaltens gerader und mechanisch verankerter Stahldrahtfasern nach [188] sowie Darstellung der zugehörigen Auszugsmechanismen, entnommen und modifiziert aus [12, 132]

Zunächst soll mit Bild 2.4 (links) das Auszugsverhalten einer geraden Stahldrahtfaser betrachtet werden, das vorwiegend durch den Haft- und Reibverbund gekennzeichnet ist. Im unbelasteten Zustand wirkt zwischen Faser und Matrix eine schwache chemisch-physikalische Bindung, die als Haftverbund oder Adhäsion bezeichnet wird. Mit eintretender Zugbelastung verformen sich zunächst die Stahlfaser und

die Betonmatrix einheitlich, bis die wirkenden Scherspannungen die Haftfestigkeit überschreiten und in der Kontaktzone Faser - Matrix einen Grenzflächenriss einleiten. Ausgehend von der Risskante des Betons erfolgt bei weiterer Laststeigerung ein kontinuierliches Herauslösen der Faser aus der Matrix (Debonding), wobei die eintretende Relativverschiebung zwischen Faser und Matrix zu einem stetigen Übergang von einem Haftverbund zu einem nahezu konstanten Reibwiderstand führt. Hierbei beeinflusst die Oberflächenbeschaffenheit der Faser maßgeblich die resultierende Reib-Schlupf-Beziehung. [12, 132, 188]

Die maximale Auszugskraft F_{fv} einer geraden Faser kann entsprechend dieser Betrachtungen aus dem Produkt der mittleren Verbundspannung τ_b und der Fasermantelfläche A_f als Produkt der Lasteinleitungslänge l_e und dem Faserumfang U_f bestimmt werden. Zu beachten ist, dass die Auszugskraft die Zugfestigkeit des Fasermaterials nicht überschreiten kann, die als oberer Grenzwert dient.

$$F_{fv} = \tau \cdot l_e \cdot U_f \leq F_{fu} = f_{ft} \cdot A_f \quad (2-2)$$

Gerade Stahldrahtfasern mit glatter Oberfläche weisen meist eine sehr geringe Verbundfestigkeit und damit nur geringe übertragbare Kräfte auf, sodass für höhere Tragfähigkeiten die Faserenden häufig zusätzlich mit mechanischen Endverankerungen, z. B. Haken, versehen werden [24]. Das Tragverhalten gerader Stahldrahtfasern wird hierdurch um die Wirkung des Formverbundes ergänzt (Bild 2.4, rechts). Bis zum Verlust des Haftverbundes und ersten Schlupferscheinungen in Punkt A besteht kein Unterschied im Auszugsverhalten zu geraden Fasern. Bei weiterer Laststeigerung kommt es zu einer Verzahnung der verformten Faserenden mit der Matrix, was den Auszugswiderstand erhöht. Um nun die Faser vollständig ausziehen zu können, ist ein Glätten der Endverankerung durch plastische Verformungen erforderlich. Der Endhaken wird dabei gestreckt und die plastischen Gelenke wandern während des Faserauszugs entlang der Faserlängsachse. Ist die Endverankerung im Auszugskanal vollständig plastisch verformt, geht das Verhalten in den Reibverbund über, bis die Faser schließlich vollständig aus der Matrix gezogen wird. [132, 140, 188, 229] Der Auszugswiderstand liegt hierbei etwas oberhalb des Reibverbundes einer glatten Faser, da das „geglättete“ Faserendstück einen erhöhten Reibwiderstand bietet, was in [229] als „gleitende“ Verankerung bezeichnet wird.

Der maximale Auszugswiderstand einer endverankerten Stahldrahtfaser resultiert aus der Interaktion der Anzahl an Umlenkpunkten, der Faser- und Matrixfestigkeit sowie der Fasersteifigkeit. Aus diesem Grund ist eine interagierende Festlegung der Betongüte und des Fasertyps notwendig. Mit zunehmender Anzahl der Umlenkpunkte steigt die Verankerungsqualität und somit die erforderliche Faserauszugskraft. Wird die Zugfestigkeit des Fasermaterials zu gering gewählt, kommt es zu einem vorzeitigen spröden Versagen durch Faserreißen, bevor die Auszugskraft erreicht wird. Die umgebende Betonmatrix ist an den Umlenkpunkten der Faser beachtlichen Beanspruchungen ausgesetzt, weshalb bei zu geringen Matrixfestigkeiten ein plötzliches Versagen durch einen am Faserauszug angehängten Kegel der Matrix oder einem Matrixtunnel auftreten kann. [187]

In Ergänzung zu Bild 2.2 links verdeutlicht Gleichung (2-2), dass bei gleicher Querschnittsfläche und gleicher Verbundspannung schlanke Fasern, also mit großer Länge l_e , größere Kräfte übertragen können als kurze, gedrungene Fasern. Diese Betrachtung beschreibt auch die beiden wesentlichen Versagensmechanismen von Stahlfaserbeton, sofern Einflüsse aus lokalem Matrixversagen ausgeschlossen werden. Liegt die von den Stahlfasern aufnehmbare Faserzugkraft F_{fu} unterhalb der Faserauszugskraft F_{fv} , so tritt ein Faserreißen vor einem Faserauszug ein. Liegt hingegen die Faserauszugskraft F_{fv} unterhalb der von der Faser aufnehmbaren Zugkraft F_{fu} , so kommt es zu einem Ausziehen der Faser. Da ein Faserreißen meist mit einem plötzlichen Tragfähigkeitsverlust und damit sprödem Verhalten verbunden ist, wird in der Regel das wesentlich duktilere Versagen infolge Faserauszug angestrebt. [132] Durch den all-

mählichen Reibungsverlust entstehen bei einem Faserauszug Möglichkeiten zur Lastumlagerung zwischen verschiedenen Fasern, was letztendlich das gewünschte duktile Entfestigungsverhalten bewirkt [94].

In den vergangenen Jahren wurden vermehrt hochfeste Stahldrahtfasern auf den Markt etabliert, die durch sehr hohe Drahtzugfestigkeiten in Verbindung mit modifizierten Endverankerungen deutliche Traglaststeigerungen ermöglichen. Zur Ausnutzung der hohen Stahlzugfestigkeit weisen diese Fasertypen meist mehrfache Endverankerungen auf, die einen Faserauszug auch bei hohen Faserzugfestigkeiten nahezu verhindern. Um trotz des hieraus maßgebenden Versagensmechanismus Faserreißen ein duktileres Verhalten zu gewährleisten, wird ein Drahtmaterial mit sehr hohem Dehnungsvermögen von bis zu 6 % verwendet. Die geforderte Duktilität des Stahlfaserbetons ergibt sich daher ähnlich zu konventionellem Stahlbeton aus der Dehnung der Fasern. Derartige Fasern setzen jedoch auch ein gewisses Maß an Matrixfestigkeit des Betons voraus.

2.2.3 Faserorientierung und Faserverteilung

Während bei konventioneller Betonstahlbewehrung die Lage und Richtung entsprechend der Beanspruchung exakt vorgegeben werden kann, stellt sich die Orientierung von Stahlfasern in der Betonmatrix nahezu frei ein. Das Materialverhalten bzw. insbesondere die Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons wird dabei maßgeblich durch die Orientierung bzw. Verteilung der Fasern in der Betonmatrix beeinflusst, da diese Faktoren die Anzahl der einen Riss kreuzenden Fasern je Flächeneinheit definieren. Während die Faserverteilung die zahlenmäßige Verteilung von Fasern innerhalb einer Volumeneinheit des Betons beschreibt, charakterisiert die Faserorientierung die Ausrichtung der Fasern im Bauteil. Für die Faserorientierung ist hierbei nicht die Ausrichtung in Bezug auf die Bauteilgeometrie von Relevanz, sondern die Ausrichtung relativ zum Riss bzw. zur Richtung der Zugbeanspruchung. [94]

Der Grundgedanke der Stahlfaserzugabe liegt darin, im Idealfall einen makroskopisch gesehen isotropen Verbundwerkstoff zu erzeugen, der eine dreidimensionale Faserausrichtung und somit in alle Richtungen identische Nachrisszugfestigkeit ermöglicht [132]. Dreidimensional bedeutet in diesem Zusammenhang, dass alle Winkel der risskreuzenden Stahlfasern mit gleicher Auftretenswahrscheinlichkeit vorliegen. Welche Faserausrichtung sich in einem Bauteil tatsächlich einstellt, hängt maßgeblich von den rheologischen Eigenschaften des Betons wie auch von der Bauteilgeometrie und dem Betonier- und Verdichtungsvorgang ab. [121, 132, 160]

$$\eta_{\varphi} = \frac{\text{projizierte Einbindelänge } l'_e}{\text{Einbindelänge } l_e} \quad (2-3)$$

Ähnlich einer Betonstahlbewehrung können Stahlfasern nur dann ihre volle Wirksamkeit entfalten, wenn sich diese möglichst in Richtung der Zugspannungen orientieren und den Riss senkrecht kreuzen. Zur Quantifizierung der Faserausrichtung in der Betonmatrix eines Bauteils hat sich der Faserorientierungsbeiwert η_{φ} nach Gleichung (2-3) bzw. Bild 2.5 als geeignet erwiesen. Dieser beschreibt die mittlere Faserorientierung relativ zur Zugbeanspruchungsrichtung in Abhängigkeit des Verhältnisses der projizierten Einbindelänge l'_e zur tatsächlichen Einbindelänge l_e der Faser (Bild 2.5). η_{φ} charakterisiert daher ein Maß für den Winkel der Faser zur Auszugsrichtung und somit für den Anteil der von den Fasern aufnehmbaren maximalen Zugkraft $F_{f\varphi} = F_{fu} \cdot \eta_{\varphi}$. Sind alle Fasern in Richtung der Hauptzugspannungen orientiert, kann F_{fu} vollständig übertragen werden und η_{φ} nimmt einen Wert von 1,0 ein. Bei abweichender Faserorientierung reduziert sich die tatsächlich aufnehmbare Zugkraft $F_{f\varphi}$ entsprechend η_{φ} .

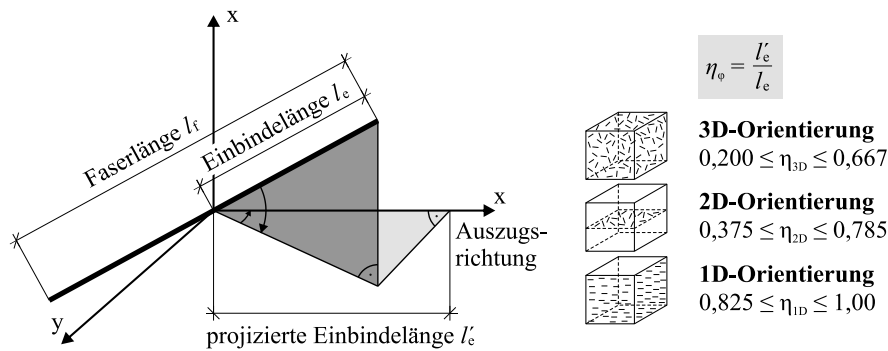


Bild 2.5: Definition Einbindelänge l_e und typische Faserorientierungsbeiwerte, angelehnt an [132]

In der Vergangenheit wurden zahlreiche Untersuchungen zur theoretischen Herleitung von Faserorientierungsbeiwerten durchgeführt, worüber SCHÖNLIN in [228] einen zusammenfassenden Überblick liefert. Hierbei zeigt sich eine große Bandbreite unterschiedlicher Werte, was auf verschiedenste Methoden und Annahmen der Herleitungen in Bezug auf die Mittelwertbildung und die Erfassung der Effektivität von zur Beanspruchungsrichtung schief orientierten Stahlfasern zurückzuführen ist [105, 198]. Bild 2.5 gibt schematisch die Definition des Faserorientierungsbeiwertes η_ϕ wieder und liefert Bandbreiten typischer Werte für ein-, zwei- und dreidimensional orientierte Stahlfasern nach [132].

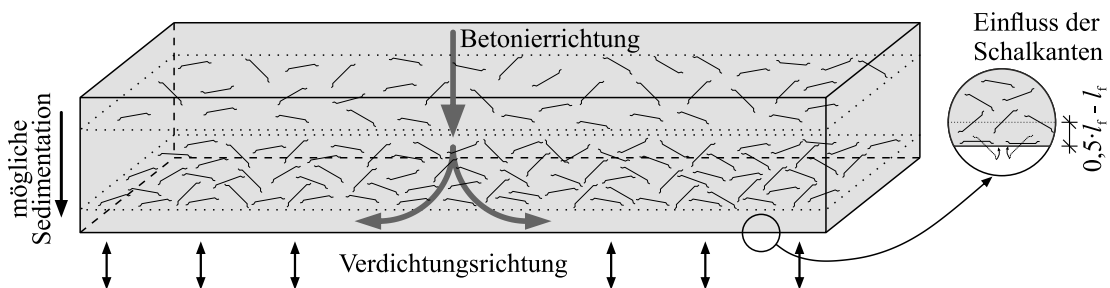


Bild 2.6: Einfluss des Herstellungsprozesses sowie der Bauteilgeometrie auf die Faserorientierung und Faserverteilung, entnommen und modifiziert aus [94]

Neben einer optimierten Abstimmung der Mischungskomponenten zueinander sowie der Faserlänge auf den Größtkorndurchmesser weisen insbesondere der Betonier- und Verdichtungsprozess sowie die Bauteilgeometrie einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Faserorientierung und -verteilung auf (Bild 2.6). Während des Einbringens des Stahlfaserbetons in die Schalung orientieren sich die Fasern bei üblichen Konsistenzen entsprechend dem Strömungsprofil in einer Ebene senkrecht zur Betonier- bzw. Fließrichtung und werden ähnlich einem Grobkorn vor dem Beton hergeschoben [20, 112, 113, 228]. Für Flachdecken oder Bodenplatten bedeutet dies, dass die Fasern parallel zur Plattenebene und somit günstig in Richtung der späteren Biegebeanspruchung ausgerichtet sind [258]. Während des Verdichtungsvorgangs orientieren sich nach [25] 80 bis 90 % der Fasern orthogonal zur Verdichtungsrichtung, während sich die verbleibenden Fasern in Verdichtungsrichtung ausrichten. Dies beobachteten EDGINGTON / HANNANT in [72] bereits 1972. HADL ET AL. bewerten hingegen den Einfluss von Rüttelgassen auf die Faserorientierung in [112] als gering. Darüber hinaus neigen die Fasern sowohl beim Betonier- wie auch beim Verdichtungsprozess zum Absinken („Sedimentation“), was durch eine hohe Verdichtungsarbeit bekräftigt wird [169]. Sowohl die Ausrichtung der Fasern senkrecht zur Betonier- bzw. Fließrichtung wie auch die Fasersedimentation werden durch eine weiche Frischbetonkonsistenz bekräftigt, da der Faserbewegung hierdurch ein geringerer Widerstand entgegengebracht wird. [82]

Nähern sich die Fasern zunehmend dem Schalungsrand, so richten sich diese bis zu einem Abstand der 0,5- bis 1,0-fachen Faserlänge meist parallel dazu und somit in Fließrichtung aus, was häufig als „wall-effect“ bezeichnet wird [20, 113, 156, 198, 244]. Theoretische Untersuchungen von SOROUSHIAN / LEE [244] im linken Diagramm von Bild 2.7 zeigen, dass mit zunehmendem Verhältniswert von Bauteilbreite bzw. -dicke zur Faserlänge und somit größer werdendem Abstand der Schalkanten zueinander der theoretische Faserorientierungsbeiwert ausgehend von einer eindimensionalen Orientierung (nahe $\eta_{1D} = 1,0$) abfällt und sich asymptotisch dem Wert einer ideal-dreidimensionalen Orientierung (η_{3D}) nähert. Experimentelle Untersuchungen an Balken und Platten in [82, 153, 170] (Bild 2.7 rechts) bestätigen diese theoretischen Erkenntnisse und beschreiben mit abnehmender Bauteildicke eine Annäherung an den Orientierungsbeiwert einer zweidimensionalen Faserausrichtung (η_{2D}) [113]. Während in [244] kein merklicher Einfluss der Faserform auf die mittlere Faseranzahl im Rissquerschnitt und damit auf den Orientierungsbeiwert festgestellt wurde, zeigten Untersuchungen in [153] einen geringen Einfluss, weshalb Bild 2.7 rechts zwei Kurvenverläufe für [153] enthält. Die im rechten Diagramm von Bild 2.7 dargestellten rechnerischen Ansätze zeigen unter Verwendung eines exponentiellen Ansatz der einheitlichen Form $\eta = a \cdot e^{-b \cdot h} + c$ eine zutreffende Beschreibung des Faserorientierungsbeiwertes. Während bei LIN [153] und MICHELS ET AL. [170] die Bauteildicke als alleiniger Parameter betrachtet wird, erfasst ERDEM [82] zusätzlich den beobachteten Einfluss der Faserlänge l_f und des Fasergehaltes V_f .

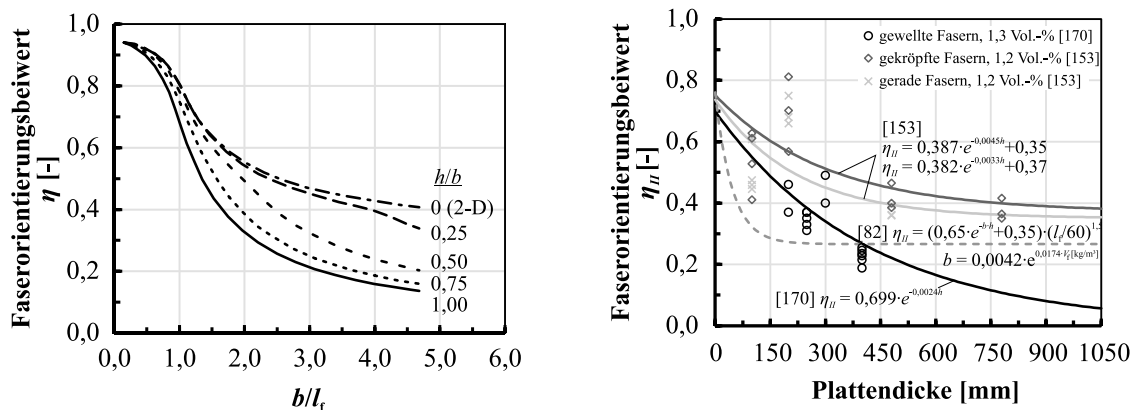


Bild 2.7: Zwei- und dreidimensionale Faserorientierungsbeiwerte für verschiedene Bauteilgeometrien, entnommen aus [244] (links) und Vergleich experimentell und theoretisch ermittelter horizontaler Faserorientierungsbeiwerte, angelehnt an [82, 153, 170] (rechts)

Für die Bestimmung der tatsächlich in einem Bauteil vorliegenden Faserorientierung und Faserverteilung liegen verschiedenste, jedoch meist zerstörende Prüfverfahren vor. Neben CT- und Röntgenverfahren (z. B. [252]) bieten sich vor allem photooptische Verfahren zur Auswertung der Faserorientierung anhand der Verhältnisse von Ellipsenhalmes (z. B. [151, 228]) sowie die Bestimmung anhand konventionellem Zählen der Faseranzahl in den Bruchflächen an (z. B. [170]).

Werden die Erkenntnisse dieser Untersuchungen auf flächige Bauteile wie Flachdecken oder Bodenplatten mit praxisüblichen Abmessungen übertragen und zusammengefasst, so ist von einer vorwiegend zweidimensionalen Faserorientierung in der Plattenebene und somit in Richtung der Zugbeanspruchung bei Biegung auszugehen. Der Einfluss der Schalkanten sollte hierbei mit zunehmender Plattendicke tendenziell abnehmen. Alle zuvor genannten Untersuchungen betrachten zudem rein stahlfaserbewehrte Bauteile ohne Biegezugbewehrung. Bei kombinationsbewehrten Bauteilen sollte insbesondere der nur schwierig quantifizierbare Einfluss einer Betonstahlbewehrung auf die Faserverteilung und die -orientierung beachtet werden. Neben einer Siebwirkung der Betonstahlbewehrung während des Betoniervorgangs beeinflusst diese auch die Ausrichtung der Fasern, was näherungsweise mit einer Schalkante

verglichen werden kann. Zur Verringerung des Effekts der Siebwirkung sollte aus praktischer Sicht ein lichter Stababstand der Bewehrung von mindestens der 1,5- bis 2,0-fachen Faserlänge vorgesehen werden. Für das im Rahmen dieser Arbeit betrachtete Durchstanztragverhalten sind aufgrund der Neigung des Durchstanzkegels jedoch weniger Untersuchungen senkrecht und parallel zur Betonierichtung von Bedeutung, sondern vielmehr die Zwischenbereiche bzw. die maßgebende Beanspruchungsrichtung.

2.3 Mechanisches Tragverhalten von Stahlfaserbeton

2.3.1 Allgemeines

Die positive Eigenschaft des Stahlfaserbetons, auch nach eingetretener Rissbildung Zugspannungen über die Rissufer hinweg übertragen zu können, beeinflusst dessen mechanisches Verhalten entscheidend. Die Stahlfasern ermöglichen, die fortschreitende Rissbildung zu begrenzen und damit die Festigkeit und Duktilität des Betons zu erhöhen. Wirksamkeit und Effektivität von Stahlfasern im Beton unterscheiden sich hierbei wesentlich hinsichtlich des Zug- und Drucktragverhaltens sowie dem Zustand des Querschnitts – gerissen oder ungerissen.

Bereits in der Phase der Betonerhärtung wirken die Stahldrahtfasern auftretenden Gefügeverschiebungen entgegen und führen zu einer Versteifung des jungen Betons sowie zu erhöhten Frühfestigkeiten. Mit fortschreitender Betonerhärtung verringert sich dieser positive Effekt im ungerissenen Zustand und die Beteiligung der Stahlfasern am Lastabtrag reduziert sich auf das Verhältnis der Dehnsteifigkeiten der Fasern ($E_f \cdot A_f$) und des Betons ($E_c \cdot A_c$). [160][49] Zur Quantifizierung der festigkeitserhöhenden Stahlfaserwirkung auf die mechanischen Kenngrößen des erhärteten, ungerissenen Betons – Zugfestigkeit, Druckfestigkeit, Elastizitätsmodul – verwenden DEHN / MÜLLER / WIENS [49] den Faktor γ , dessen Betrag sich in Abhängigkeit des Fasergehaltes, der Faserorientierung sowie des Verhältnisses der Elastizitätsmoduli von Faserwerkstoff und Beton definiert.

$$\gamma = 1 + V_f \cdot \left(\eta_\varphi \frac{E_f}{E_c} - 1 \right) \quad (2-4)$$

Für praxisübliche Stahlfasergehalte nimmt γ Werte in einem Bereich von 1,00 bis 1,05 an. Der festigkeits- und steifigkeitserhöhende Effekt überlagert sich mit der Festigkeitsreduktion infolge des meist aus der erschwerten Betonverdichtung resultierenden erhöhten Luftporengehaltes, weshalb dieser Einfluss von Stahldrahtfasern für Bauteile im ungerissenen Zustand I in der Regel vernachlässigbar ist. [132] Wechselt ein Bauteil in den gerissenen Zustand II, werden die Stahlfasern infolge der zunehmenden Rissöffnung aktiviert und können durch die Zugkraftübertragung über die Rissufer hinweg ihre volle Wirksamkeit entfalten. Nachfolgend wird dies getrennt für das Verhalten bei Druck- und Zugbeanspruchung dargestellt.

2.3.2 Tragverhalten von Stahlfaserbeton unter Druckbeanspruchung

Das Verhalten eines Probekörpers aus Stahlfaserbeton in einem zentrischen Druckversuch ähnelt dem eines faserfreien Betons und wird im Wesentlichen von den beiden Phasen Zementstein und Gesteinskörnung und insbesondere deren Interaktion unter Berücksichtigung der Wirkung der Stahlfasern beeinflusst. Während sich infolge einer Faserzugabe lediglich eine geringfügige Zunahme der Maximallast und Bruchstauchung beobachten lässt, zeigt sich insbesondere im Nachbruchbereich ein deutlicher Einfluss der Stahlfasern. Zur Beschreibung des für Stahlfaserbetone typischen Last-Verformungs-Verhal-

tens unter Druckbeanspruchung in Bild 2.8 eignet sich in Anlehnung an faserfreie Betone eine Unterteilung in drei Phasen, die unterschiedlich durch die Faserwirkung beeinflusst werden. [49, 245, 286]

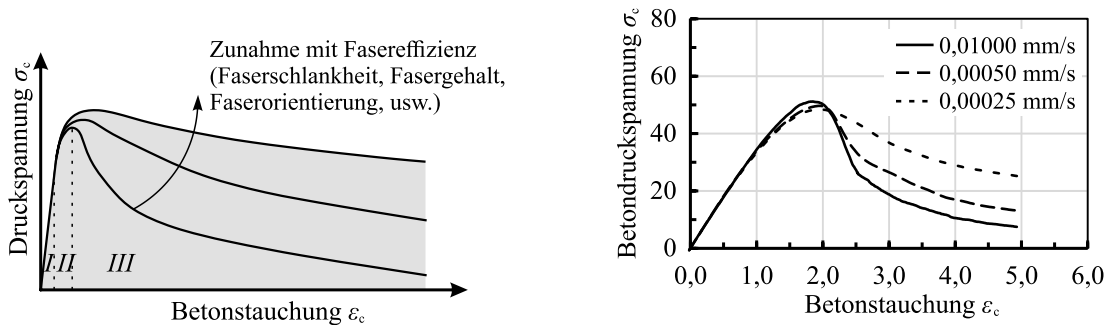


Bild 2.8: Einfluss der Fasern (links) (angelehnt an [94, 132]) sowie der Belastungsgeschwindigkeit (rechts, eigene Untersuchungen) auf die uniaxiale Druckarbeitslinie von Stahlfaserbeton

Bis zu einer Belastung von etwa 40 % der Betondruckfestigkeit zeigt der Beton ein nahezu linear elastisches Verhalten, wodurch lediglich eine steifigkeitsabhängige und damit untergeordnete Beteiligung der Fasern am Lastabtrag vorliegt (vgl. Kap. 2.3.1). In der anschließenden Verfestigungsphase kommt es infolge der fortschreitenden Ausbildung von Mikrorissen in der Kontaktzone Zementstein und Zuschlag zu einer Steifigkeitsabnahme, bis sich die Mikrorisse bei etwa 80 % der Betondruckfestigkeit im Zementstein überproportional fortpflanzen und zu belastungsparallelen Makrorissen vereinigen. Durch die hieraus entstehenden Gefügeflockungen des Betons kommt es zu einer zunehmenden Steifigkeitsabnahme und einem deutlichen Abflachen des Kurvenverlaufs im ansteigenden Ast. Die vorwiegend aus Querspannungen resultierende belastungsparallele Rissbildung [165] kann durch eine Stahlfaserzugabe behindert bzw. begrenzt werden, weshalb Stahlfaserbetone in dieser Phase bis zum Erreichen der Betondruckfestigkeit ein etwas steiferes Verhalten sowie eine geringfügige Zunahme der Bruchfestigkeit und der zugehörigen Stauchung aufweisen. Nach Überschreiten der Betondruckfestigkeit zeigt sich ein duktileres, entfestigendes Verhalten, das aus dem Ergebnis der Vereinigungen von Makrorissen zu einer lokalen Bruchfläche resultiert. In dieser Phase besitzen die Fasern den größten Einfluss auf das Tragverhalten unter Druckbeanspruchung. Mit steigender Fasereffizienz (z. B. zunehmender Fasergehalt) bewirkt die Stahlfaserzugabe ein zunehmend duktileres Entfestigungsverhalten und einen flacher verlaufenden abfallenden Ast, was aus der Begrenzung der zum Versagen führenden Rissbildung infolge Querspannung resultiert (vgl. Bild 2.8 links) [164]. Im Vergleich zu unbewehrten Betonen zeigt sich ein erheblich gesteigertes Arbeitsvermögen sowie eine signifikant größere Bruchenergie, was die größer werdende Fläche unter den Kurvenverläufen in Bild 2.8 (links) verdeutlicht. [132, 160, 229, 286] Auch bei Stahlfaserbetonen äußert sich analog zum Verhalten faserfreier Betone ein Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die Steifigkeitsabnahme sowie die erreichbare Festigkeit bei identischen Betonproben (Bild 2.8 rechts), wobei sich mit zunehmender Belastungsdauer die Druckfestigkeit und Steifigkeit des Stahlfaserbetons reduziert [286].

Bild 2.9 veranschaulicht die Wirkung der Fasern auf das Verhalten bei Druckbeanspruchung anhand dem Rissbild nach Abschluss eines weggeregelter, zentrischen Zylinderdruckversuchs. Der linke faserfreie Zylinder zeigt diskrete nahezu vertikale markante Risse, welche die Wirkung von Querspannungen verdeutlichen. Nach Entfernen der Abplatzungen lässt sich die für Zylinderdruckversuche typische, sanduhrförmige Bruchfigur beobachten. Der faserbewehrte Zylinder (rechts) weist hingegen eine ausgeprägte Mehrfachrissbildung mit deutlich erkennbarer Bruchfläche auf. Die Vernadelung der Rissufer führt augenscheinlich zu einer größeren Rissanzahl mit reduzierten Rissbreiten, was den

Ergebnissen von Untersuchungen in [156] entspricht. Zu beachten ist bei diesem optischen Vergleich, dass der faserbewehrte Zylinder (rechts) höhere Lasten und damit auch größere Verformungen als der faserfreie Zylinder erfahren hat (links).

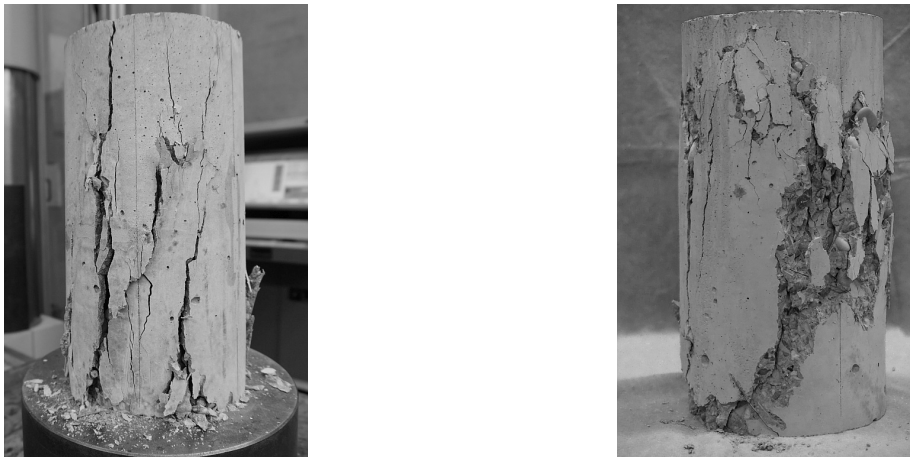


Bild 2.9: Betonbruchkörper eines faserfreien (links) und faserbewehrten (rechts) Betons nach einem weggeregeltten, zentrischen Druckversuch bei großen Verformungen

2.3.3 Tragverhalten von Stahlfaserbeton unter Zug- und Biegezugbeanspruchung

Erfahren Bauteile aus Stahlfaserbeton eine Zug- oder Biegezugbeanspruchung, so wird das Tragverhalten im Wesentlichen durch die Biegezugfestigkeit des Betons bzw. die Erstrisslast sowie nach Überschreiten dieser durch das sich einstellende Nachbruchtragverhalten charakterisiert. Während die Stahlfasern auch bei Zugbeanspruchung nahezu keinen Einfluss auf das Verhalten bis zum Erreichen der Erstrisslast sowie deren Betrag aufweisen (vgl. Kap. 2.3.1), liegt nach eingetretener Rissbildung ein maßgeblicher Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten der Zugzone vor.

In Anlehnung an das Tragverhalten unter zentrischer Druckbeanspruchung, lässt sich das Tragverhalten eines Stahlfaserbetons in einem zentrischen Zugversuch durch Einteilung in einzelne Phasen beschreiben (Bild 2.10) [49]. Während VISALVANICH / NAAMAN [267] und KOOIMAN [140] drei charakteristische Phasen unterscheiden, untergliedert SCHORN [229] deren erste Phase nochmals in zwei Bereiche, um die Abläufe der Mikrorissbildung besser erfassen zu können. In Phase I verhält sich der Stahlfaserbeton bis zu einer Belastung von etwa 70 % der späteren Zugfestigkeit nahezu linear elastisch und es liegen lediglich aus dem Erhärtungsprozess des Betons sehr feine, lastunabhängige Risse vor. In dieser Phase resultiert das Verhalten des Stahlfaserbetons vorwiegend aus den Eigenschaften der Betonmatrix ohne wesentliche Beteiligung der Stahlfasern (vgl. Kap. 2.3.1). Bei fortschreitender Belastung äußert sich bis zum Erreichen der Zugfestigkeit ein verfestigendes Verhalten, wobei sich ein Mikrorisswachstum mit zusätzlicher Neubildung von Rissen senkrecht zur Belastungsrichtung einstellt. Aufgrund der noch immer sehr begrenzten Rissöffnung ist die Faserbeteiligung am Lastabtrag weiterhin vernachlässigbar. Mit Überschreiten der Betonzugfestigkeit und somit dem Beginn von Phase II vereinigen sich die Mikrorisse vermehrt zu einem Makroriss und die Betonmatrix versagt an der schwächsten Stelle. Die damit verbundenen überproportional zunehmenden Rissbreiten ermöglichen die Aktivierung der Stahlfasern und somit eine zugfeste Verbindung der gegenüberliegenden Rissufer, weshalb sich die Fasern in diesem Stadium begrenzter Rissbreiten ähnlich einer Bewehrung verhalten [229]. Im Vergleich zur Schädigung bei Druckbeanspruchung erfolgt die Rissbildung deutlich stärker lokalisiert in einer räumlich begrenzten Zone, der sogenannten Rissprozesszone. [86, 128, 129] Faserfreie Betone

können in dieser Phase Zugspannungen infolge der Verzahnung und Reibung von Rissflanken („aggregate interlock“) lediglich bis zu einer Grenzlängsöffnung von etwa 0,15 mm übertragen und versagen anschließend spröde. [49, 132] Im Gegensatz hierzu erlauben Faserbetone in Abhängigkeit des Stahlfasergehaltes sowie deren Effektivität weiterhin Zugkräfte zu übertragen, was das duktile Nachrisstragverhalten auch bei großen Rissöffnungen bewirkt. Mit Beginn des Faserauszugs und somit der Phase III ist keine weitere Laststeigerung möglich und die Last-Verformungskurve fällt bis zum Versagen ab. Der exakte Verlauf des abfallenden Astes wird analog zur Druckbeanspruchung durch die Effizienz der verwendeten Faser definiert.

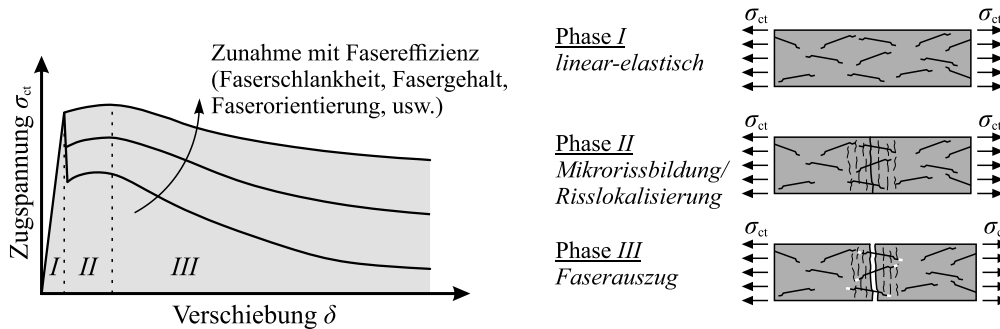


Bild 2.10: Tragverhalten von Stahlfaserbeton unter zentrischer Zugbeanspruchung, entnommen und modifiziert aus [140, 198]

Dieses dreiphasige Verhalten liegt prinzipiell auch dem Tragverhalten unter Biegezugbeanspruchung zu Grunde. Im Gegensatz zur zentrischen Zugbeanspruchung kann sich die Rissprozesszone jedoch unter Biegezugbeanspruchung nicht über die gesamte Querschnittshöhe einstellen, woraus deutliche Unterschiede entstehen. Die Rissprozesszone pflanzt sich bei Biegebeanspruchung ausgehend vom Bauteilrand mit zunehmender Verformung keilförmig in Richtung Bauteilinneres fort, sodass über die Bauteilhöhe ein Verformungsgradient resultiert. [94, 121] Hierdurch liegen entlang der Bauteilhöhe verteilt die zuvor beschriebenen drei Phasen zentrischer Zugbeanspruchung mit fließenden Übergängen nahezu zeitgleich vor. Während an der Risspitze die Rissöffnungen noch so gering sind, dass Zugspannungen vom Beton allein oder durch beidseitig des Risses fest verankerte Stahlfasern übertragen werden können, folgt anschließend ein vergleichsweise kurzer Bereich, dessen Verhalten sowohl durch Betonpartikel als auch bereits aus der Matrix gezogene Fasern geprägt wird. In Richtung Bauteilrand folgt schließlich ein Bereich mit großen Rissbreiten, der ausschließlich vom Faserauszug beeinflusst wird. [229] Dieser Verformungsgradient ermöglicht während der Belastung auf Bauteilebene Spannungsumlagerungen, die trotz des eigentlich entfestigenden Nachbruchverhaltens des Betons über die zentrische Zugfestigkeit hinausgehende Laststeigerungen erlauben [94]. Zur Beschreibung dieses Verhaltens wird häufig die Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ des Betons verwendet, die sich aus dem Quotienten des maximalen Biegemoments und des Widerstandsmoments des ungerissenen Querschnitts bestimmt. Der zuvor beschriebene lasterhöhende Effekt nimmt im Biegezugversuch mit zunehmender Querschnittshöhe h ab, sodass sich die Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ der zentrischen Zugfestigkeit f_{ct} annähert. Ansätze zur Umrechnung zwischen Biegezug- und zentrischer Zugfestigkeit der Betonmatrix bieten in Abhängigkeit der Querschnittshöhe h der Model Code 2010 [88] nach Gleichung (2-5) sowie die DIN EN 1992-1-1+NA(D) [63, 64] nach Gleichung (2-6). Im Bereich des Nachrisstragverhaltens sind für eine derartige Umrechnung vertiefende Betrachtungen notwendig, welche Kapitel 2.5 aufzeigt.

Während ein faserfreier Beton nach Überschreitung der Biegezugfestigkeit spröde bei geringen Verformungen versagt (Bild 2.3, Verlauf a)), begrenzen die Stahlfasern die fortschreitende Rissöffnung und somit Einschnürung der Betondruckzone. Dies führt in Abhängigkeit des Stahlfasertyps und Stahlfaser-

gehalten zu einem ausgeprägten Nachrissbiegezugverhalten (Bild 2.3, Verlauf c-d)), was rechnerisch als Nachrissbiegezugfestigkeit in der Bemessung Berücksichtigung findet.

$$\text{Model Code 2010: } f_{ctm} = f_{ctm,fl} \cdot \frac{1,5(h/100)^{0,7}}{1+1,5(h/100)^{0,7}} \quad \text{mit } h \text{ in [mm]} \quad (2-5)$$

$$\text{DIN EN 1992-1-1: } f_{ctm} = \frac{f_{ctm,fl}}{1,6 - (h/1000)} \quad \text{mit } h \text{ in [mm]} \quad (2-6)$$

2.4 Bestimmung der zentralen Zug- und Nachrisszugfestigkeit

2.4.1 Allgemeines

Die Bemessung von Bauteilen aus Stahlfaserbeton setzt die Kenntnis des Nachrisszugtragverhaltens in Form der aufnehmbaren Nachrisszugfestigkeiten respektive des Zugspannungs-Dehnungs-Verhaltens des Stahlfaserbetons voraus. Aufgrund dessen deutlicher Abhängigkeit von zahlreichen interagierenden Einflussparametern, ist aus der alleinigen Kenntnis über den verwendeten Fasertyp, den Fasergehalt und der Betondruckfestigkeitsklasse keine unmittelbare Aussage zum Nachrisszugtragverhalten möglich, weshalb dieses in der Regel experimentell zu bestimmen ist. In der Baustoffprüfung kann dies neben direkten Verfahren unter zentraler Zugbeanspruchung auch indirekt mittels Spaltzug- bzw. Keil-Spaltzugversuch oder einem Biegezugversuch erfolgen (Bild 2.11).

Ein direktes Verfahren zur Bestimmung des Zugtragverhaltens beschreibt der zentrale Zugversuch (z. B. nach [217]), bei dem eine gekerbte oder ungekerbte zylindrische oder prismatische Probe unter zentraler Zugbeanspruchung bis in den Nachbruchbereich belastet wird. Dies erlaubt direkt die Ableitung der Zug- bzw. Nachrisszugfestigkeit sowie der Spannungs-Rissöffnungs- bzw. Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Die Versuchsdurchführung setzt jedoch erhöhte Anforderungen an die Prüfeinrichtung hinsichtlich Steifigkeit und ausreichend schneller Mess- und Regeltechnik. Zudem weisen die Ergebnisse einen deutlichen Einfluss aus der Lasteinleitungsstruktur sowie der Prüfkörperlagerung auf, was die Vergleichbarkeit von Ergebnissen erschwert. Die Versuchsdurchführung ist daher meist mit einem erhöhten Versuchsaufwand und Versuchskosten verbunden, weshalb dieser Versuch nur eine untergeordnete Rolle in der Baustoffprüfung spielt. [27, 82, 198, 263]

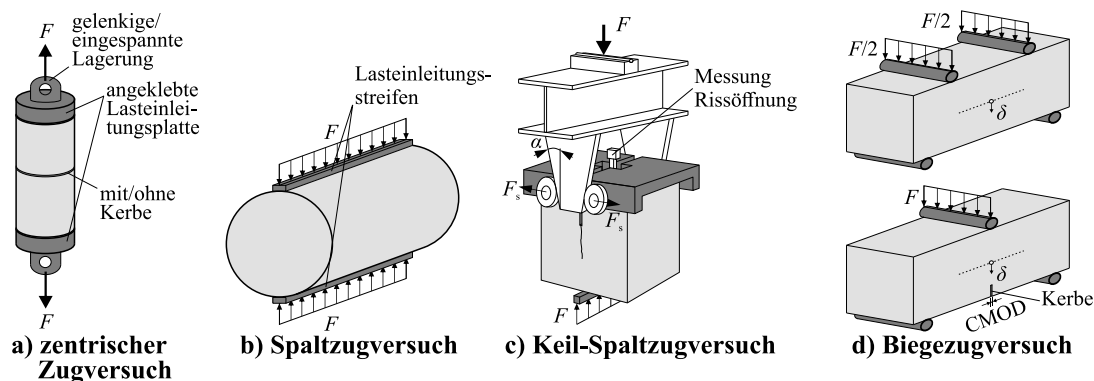


Bild 2.11: Prüfverfahren zur Bestimmung des Nachrisszugtragverhaltens: a) zentraler Zugversuch, b) Spaltzugversuch, c) Keil-Spaltzugversuch, d) Biegezugversuch, entnommen und modifiziert aus [198]

Eine indirekte Möglichkeit zur Bestimmung des Zugtragverhaltens bietet der Spaltzug- (z. B. nach [60]) bzw. der Keil-Spaltzugversuch. Bei einem Spaltzugversuch wird eine zylindrische oder prismatische Probe in ihrer Längsachse mit einer linienförmigen Druckkraft beaufschlagt, wodurch Querzugspannungen im Probeninneren zum Versagen in Form eines Spaltens des Probekörpers führen. Während der Spaltzugversuch für faserfreie Betone nach [60] einen etablierten Versuch zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit ($f_{ctm} = f_{ctm,sp} \cdot 0,9$) beschreibt, zeigen Untersuchungen in [263], dass der nicht eindeutige und stark nichtlineare Spannungszustand nur schwer Aussagen hinsichtlich der Nachrisszugfestigkeit von Stahlfaserbetonen erlaubt. Im Gegensatz hierzu wird beim Keil-Spaltzugversuch in der Führung von zwei Rollenlagern ein Keil vertikal in einen gekerbten Probekörper eingedrückt, der eine zum Spalten führende Horizontalkraft bewirkt. Die Versuchsregelung basiert auf der Spaltöffnung, weshalb die Fläche unter der Spaltkraft-Verschiebungskurve der zum Spalten erforderlichen Arbeit entspricht. Diese dient unter Berücksichtigung der nominellen Rissfläche zur Ermittlung der Bruchenergie G_f . [82, 243] Nach [243] bieten Keilspaltversuche eine effektive Möglichkeit, bruchmechanische Kenngrößen abzuleiten, jedoch bedarf dies meist ein aufwändiges, inverses Vorgehen anhand numerischer Methoden.

Biegezugversuche können sowohl an kleinformatischen Balken (z. B. nach [44, 57]) wie auch an Quadrat- oder Kreisplatten (z. B. nach [14, 84]) durchgeführt werden. Aufgrund des komplexen Plattentragverhaltens konnten sich letztgenannte Plattenversuche in der Materialprüfung bisher jedoch nicht durchsetzen. Dies liegt an der häufig schwierigen Vergleichbarkeit der Ergebnisse sowie der aufwändigen Ableitung zutreffender Materialkennwerte begründet [121]. Im Gegensatz hierzu etablierten sich aufgrund der einfacheren Versuchskörperherstellung, Versuchsdurchführung und Versuchsinterpretation vor allem verformungsgesteuerte Biegezugversuche an kleinformatischen Balken [44, 57]. [132] Obwohl die geringen Rissquerschnittsflächen erhöhte Streuungen der Versuchsergebnisse erwarten lassen, gewährleistet die einfachere und weniger fehleranfällige Versuchsdurchführung eine hohe Vergleichbarkeit der Ergebnisse. Die Prüfung der kleinformatischen Balken erfolgt meist unter 3-Punkt- oder 4-Punkt-Belastung, wobei Unterschiede hinsichtlich der Messtechnik, der Prüfkörperabmessungen sowie dem Vorhandensein einer Kerbe bestehen.

4-Punkt-Biegezugversuche (z. B. nach DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44]) werden in der Regel ungekerbt ausgeführt, weshalb sich infolge der konstanten Momentenbeanspruchung zwischen den Lasteinleitungspunkten ein Riss frei an der lokal schwächsten Stelle ausbilden kann und zu verhältnismäßig gering streuenden Festigkeitswerten führt. Von der Balkenmitte abweichende Risslagen beeinflussen jedoch aufgrund einer unsymmetrischen Kinematik die gemessene Durchbiegung, was wiederum streuungserhöhend wirkt. Dieser negative Effekt lässt sich durch die Bestimmung der genauen Risslage für jeden Einzelversuch und anschließender Korrektur der Last-Durchbiegungs-Kurve anhand der zugrunde liegenden Starrkörperkinematik nach [276] minimieren.

3-Punkt-Biegezugversuche (z. B. nach EN 14651 [57]) werden hingegen üblicherweise mit einer Kerbe versehen, was die Vorgabe des Orts der Rissentstehung sowie die unmittelbare Messung der Rissöffnung erlaubt. Auf Querschnittsebene führt dies zu Kerbspannungen, die häufig zu deutlich stärker streuungsbehafteten Festigkeitswerten und zu reduzierten Biegezugfestigkeiten [121, 276] führen.

Zur Verifikation der Streuungen von 3-Punkt- und 4-Punkt-Versuchen werden in [157] die Variationskoeffizienten von insgesamt 927 4-Punkt-Versuchsserien sowie 196 3-Punkt-Versuchsserien ausgewertet und verglichen. Die erfassten Serien beinhalten Stahlfaserbetone mit Betondruckfestigkeiten in einem Bereich von $20 \leq f_{cm} \leq 91$ N/mm², Fasergehalten von $0,1 \leq V_f \leq 1,80$ Vol.-% und im Wesentlichen mechanisch endverankerten Stahlfasern mit Schlankheiten von $31 \leq \lambda_f \leq 120$. Insgesamt konnten über alle Verformungsbereiche betrachtet bei beiden Versuchstypen ähnliche Variationskoeffizienten festge-

stellt werden. Differenziert nach den verschiedenen Verformungen im Versuch, zeigen sich im 4-Punkt-Versuch sowohl bei kleinen wie auch bei großen Rissöffnungsweiten CMOD größere Variationskoeffizienten als im 3-Punkt-Versuch. Bei mittleren Rissöffnungsweiten weisen hingegen 3-Punkt-Versuche geringfügig größere Streuungen auf, was vermutlich in der in diesem Bereich reduziert vorliegenden Datenbasis aus 4-Punkt-Biegezugversuchen begründet ist

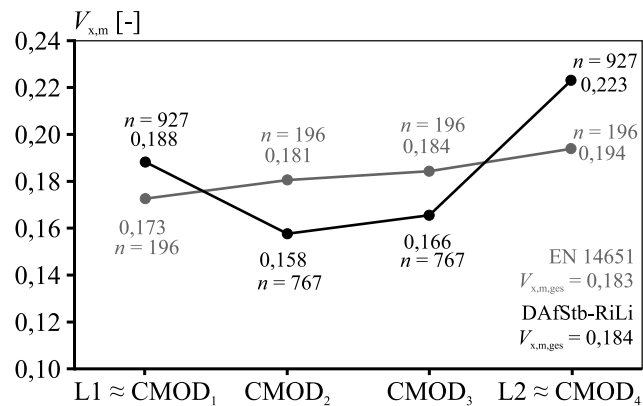


Bild 2.12: Mittelwerte von Variationskoeffizienten für die jeweiligen Verformungswerte aus 927 4-Punkt- und 196 3-Punkt-Biegezugversuchen, entnommen aus [157]

Nachfolgend wird die Versuchsdurchführung und -auswertung von Biegezugversuchen nach den für Deutschland und Europa maßgebenden Regelwerken, der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] sowie der EN 14651 [57] zusammenfassend dargestellt.

2.4.2 Biegezugversuch nach DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“

In Deutschland erfolgt die Bestimmung der residualen Nachrisszugfestigkeiten von Stahlfaserbeton anhand von mindestens sechs ungekehrten 4-Punkt-Biegezugversuchen entsprechend der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ (vgl. Bild 2.13). Die Balken mit den Abmessungen 150/150/700 mm werden mit einer Stützweite von 600 mm in den Drittelpunkten durchbiegungsgeregelt bis zu einer Durchbiegung von mindestens 3,5 mm belastet. Zur Reduktion von Einflüssen aus der Versuchskörperherstellung (z. B. Sedimentation) werden die Balken um 90° zur Betonagerichtung bzw. Einfüllseite gedreht geprüft.

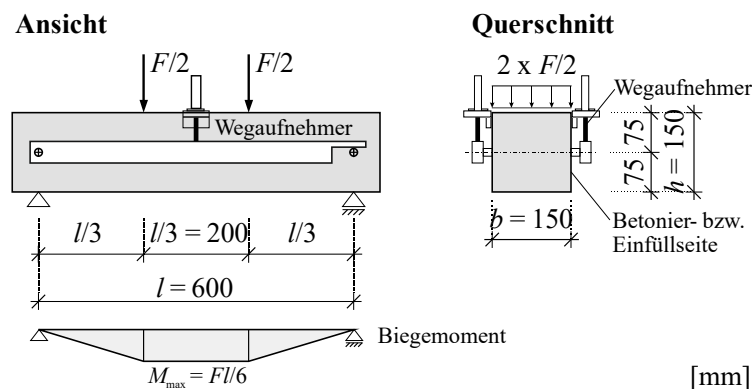


Bild 2.13: Versuchsaufbau und zugehöriger Biegemomentenverlauf eines 4-Punkt-Biegezugversuchs nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ nach [44]

Für die Durchbiegungsmessung wird ein starrer Rahmen in den Auflagerachsen auf Höhe der Balkenmitte und damit in verformungsneutraler Lage angeordnet, anhand dessen zwei Wegaufnehmer die Durchbiegung in Bezug zur Balkenoberseite messen. Während der Versuchsdurchführung wird die aufgebrachte Last sowie die zugehörige Durchbiegung in Schritten von 0,01 mm dokumentiert und die zugehörige Last-Durchbiegungs-Kurve erzeugt. Für eine Versuchsauswertung nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ dienen die Kraftwerte bei einer Durchbiegung von $\delta_{L1} = 0,5$ mm sowie von $\delta_{L2} = 3,5$ mm. Die fiktiven, residualen Nachrissbiegezugfestigkeiten $f_{\text{cfm,Li}}^f$ berechnen sich für beide Durchbiegungen aus dem Mittelwert der Quotienten des einwirkenden Momentes M_j und des elastischen Widerstandsmomentes des ungerissenen Querschnitts W_j nach Gleichung (2-7).

$$f_{\text{cfm,Li}}^f = \frac{1}{n} \cdot \sum_{j=1}^n \frac{M_j}{W_j} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{j=1}^n \frac{F_{Lij} \cdot l_j}{b_j \cdot h_j^2} \quad (2-7)$$

Ähnlich der Betondruckfestigkeit erlauben diese beiden Festigkeitswerte unter Berücksichtigung der Versuchsstreuung eine Einteilung des Stahlfaserbetons in die Leistungsklassen L1 und L2, wobei ersterer Wert für Gebrauchstauglichkeitsnachweise („kleine“ Verformungen) und zweiterer für Tragfähigkeitsnachweise („große“ Verformungen) von Bedeutung ist (vgl. 2.5.2).

2.4.3 Biegezugversuch nach EN 14651

Im europäischen Raum hat sich zur Bestimmung der Leistungsfähigkeit von Stahlfaserbeton vermehrt die Prüfung von gekerbten Biegebalken der Abmessungen 150/150/550 mm im 3-Punkt-Biegezugversuch nach EN 14651 [57] etabliert (vgl. Bild 2.14). Die eingebrachte Kerbe ($t \leq 5$ mm) reduziert die Querschnittshöhe auf $h_{\text{sp}} = 125 \pm 1$ mm und definiert in Verbindung mit der maximalen Biegemomentbeanspruchung den Ort der Rissentstehung, was eine messtechnische Erfassung der Rissöffnung ermöglicht. Bei einer Stützweite von 500 mm werden die Balken verformungsgeregelt nach der horizontalen Verschiebung am Ansatz der Rissöffnung CMOD (engl. **C**rack **M**outh **O**pening **D**isplacement) oder alternativ nach der Durchbiegung δ in Balkenmitte bis in den Nachbruchbereich belastet.

$$\delta = 0,85 \cdot \text{CMOD} + 0,04 \quad (2-8)$$

Die Messung der Rissöffnungsweite CMOD kann entweder mittels horizontal angeordneter Wegsensoren oder sogenannten Klippaufnehmern an der Balkenunterseite erfolgen. Zur Messung der Durchbiegung wird hingegen ein starrer Rahmen auf halber Balkenhöhe über den Auflagern im theoretischen Verformungsnullpunkt angeordnet, der als Träger für einen oder zwei vertikal ausgerichtete Wegsensoren zur Messung der Durchbiegung δ mit Bezug zur Balkenunterseite dient.

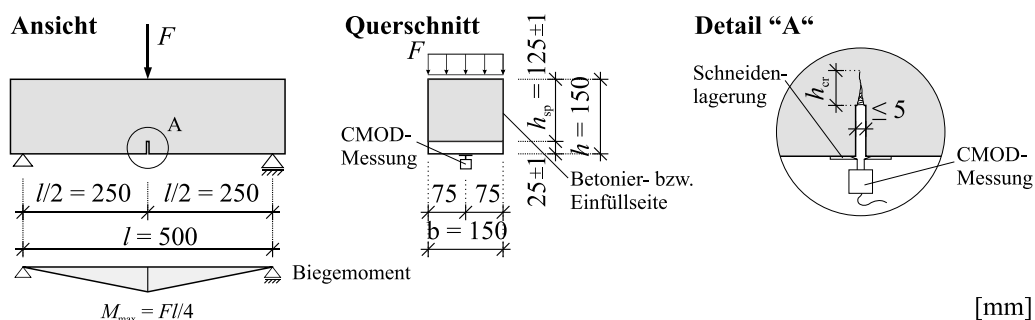


Bild 2.14: Versuchsaufbau und zugehöriger Biegemomentenverlauf eines 3-Punkt-Biegezugversuchs nach EN 14651 [57] mit

Die Kerbe definiert die Rissstelle des Balkens, woraus sich im Regelfall eine Einzelrissbildung mit einer linearen Abhängigkeit zwischen Rissöffnung und Durchbiegung einstellt. Unter Annahme einer starrkörperartigen Kinematik des Biegebalkens lassen sich beide Messgrößen in guter Näherung anhand des linearen Ansatzes nach Gleichung (2-8) ineinander überführen. [57, 156]

Zur Versuchsdokumentation wird die aufgebrachte Last zusammen mit der Rissöffnung bzw. der Durchbiegung bis zur Beendigung des Versuchs bei einer Rissöffnungsweite CMOD von mindestens 4,0 mm kontinuierlich aufgezeichnet, was mit einer Durchbiegung δ von 3,8 mm korrespondiert. Für die Ergebnisdarstellung sieht EN 14651 [57] die Entwicklung von Last-CMOD- oder Last-Durchbiegungs-Diagrammen sowie die Auswertung von residuellen Biegezugfestigkeiten an vier definierten Rissöffnungen CMOD_j bzw. Durchbiegungen δ_j ($j = 1, 2, 3, 4$) vor. Hierfür werden die aus den aufgezeichneten Lasten F_j resultierenden Momente $M_j = F_j \cdot l/4$ auf das elastische Widerstandsmoment des ungerissenen, gekerbten Querschnitts $W = b \cdot h_{sp}^2/6$ bezogen (Gleichung (2-9)).

$$f_{R,j} = \frac{M_j}{W} = \frac{3 \cdot F_j \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad (2-9)$$

Ergänzend erfolgt die Bestimmung der Proportionalitätsgrenze $f_{ct,L}$ (engl.: Limit of Proportionality, LOP) anhand der maximalen Prüfkraft in einem Bereich der Rissöffnung zwischen 0 und 0,05 mm, die näherungsweise als Biegezugfestigkeit der Betonmatrix interpretiert werden kann (Gleichung (2-10)).

$$f_{ct,L} = \frac{M_L}{W} = \frac{3 \cdot F_L \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad (2-10)$$

2.4.4 Näherungsansätze zur Abschätzung der Biegezugfestigkeit

Liegen aus den genannten Prüfverfahren keine Versuchsergebnisse vor oder sollen zu erwartende Nachrisszugfestigkeiten für eine Bemessung vorab abgeschätzt werden, lässt sich die Leistungsfähigkeit von normalfesten, stahlfaserbewehrten Betonen näherungsweise anhand des empirischen abgeleiteten Ansatzes nach FALKNER / TEUTSCH / KLINKERT [87] oder dessen Erweiterung nach OETTEL / SCHULZ / LAWNER [196] bzw. OETTEL / SCHULZ / HAIST [197] abschätzen.

2.4.4.1 Näherungsansatz nach Falkner / Teutsch / Klinkert

Auf der Grundlage der Ergebnisse von insgesamt 240 4-Punkt-Biegezugversuchen leiteten FALKNER / TEUTSCH / KLINKERT in [87] den Ansatz nach Gleichung (2-11) zur rechnerischen Abschätzung der charakteristischen äquivalenten Biegezugfestigkeit $f_{eqk,II}$ gemäß dem DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ [46] ab. Die Untersuchungen umfassten Biegezugbalken mit Abmessungen von 150/150/700 mm, einer Betondruckfestigkeitsklasse zwischen C20/25 und C50/60 sowie unterschiedlichen Faserarten (Span-, Blech- und Drahtfasern mit und ohne Endhaken). Bei Fasergehalten von 0,25 Vol.-% bis 0,64 Vol.-% lag in den Versuchen ein unterkritisches bis teilweise kritisches Nachrisszugverhalten vor.

Im Gegensatz zu den residuellen Nachrissbiegezugfestigkeiten nach DAfStb-Richtlinie [44] oder EN 14651 [57] handelt es sich bei der äquivalenten Biegezugfestigkeit $f_{eqk,II}$ nach dem DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ [46] um eine das Arbeitsvermögen beschreibende integrale und somit gemittelte Festigkeitsgröße. Deren Ermittlung basiert auf der Bestimmung der in Bild 2.15 dargestellten Flächenintegrale D_I und D_{II} unter der Last-Verformungskurve eines 4-Punkt-Biegezugversuchs, die durch die dem betrachteten Bereich zugeordnete Durchbiegungen dividiert werden. Dieser gemittelte Wert dient an-

schließend zur Bestimmung der äquivalenten Nachrissbiegezugfestigkeiten $f_{eq,I}$ (GZG) für Gebrauchstauglichkeitsnachweise sowie $f_{eq,II}$ für Tragfähigkeitsnachweise. Obwohl zur DAfStb-Richtlinie [44] und EN 14651 [57] vergleichbare Durchbiegungen von etwa 0,7 mm (GZG) und 3,0 mm (GZT) betrachtet werden, sind die ermittelten Nachrisszugfestigkeiten deutlich geringeren („mittleren“) Durchbiegungen von etwa 0,6 mm und 1,9 mm zuzuordnen. [196]

$$\text{nom } f_{ctm,flex} = f_{eqk,II} = \frac{1}{0,37} \cdot k \cdot V_f \cdot (1 - k \cdot V_f) \cdot \left(\frac{f_{ck}}{0,78} \right)^{2/3} \quad (2-11)$$

mit:

- k Beiwert zur Berücksichtigung des Fasertyps
 - $k = 5,0$ für Spanfasern
 - $k = 9,0$ für gewellte Blechfasern
 - $k = 0,3 \cdot \lambda_f$ für endverankerte Drahtfasern
 - $k = 0,2 \cdot \lambda_f$ für glatte Drahtfasern
- $\lambda_f = l_f / d_f$ Faserschlankeheit mit Faserlänge l_f und Faserdurchmesser d_f
- V_f volumenbezogener Stahlfasergehalt [Vol.-%]
- f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit (Zylinder) [N/mm²]; $f_{ck} = f_{cm} - 8,00$ N/mm²

Für die ursprüngliche Herleitung des Näherungsansatzes diente der Nennwert der Betondruckfestigkeit β_{WN} nach DIN 1045 [54] als Bezugswert. Die Bestimmung von β_{WN} erfolgt nach DIN 1048-5 [55] anhand von zentrischen Druckversuchen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 200 mm im Alter von 28 Tagen bei einer Lagerung der ersten sieben Tage im Wasserbad und anschließend bei Normklima. Die heute gültige DIN EN 1992-1-1 [63] in Verbindung mit DIN EN 206-1 [66] sieht die Beschreibung der Betondruckfestigkeit als charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} vor, deren Ermittlung an Zylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm nach 28-tägiger Wasserlagerung erfolgt. Während sich die Prüfung der Betondruckfestigkeit nach beiden Regelwerken grundlegend unterscheidet, erfassen beide die Festigkeit als 5 %-Quantile. Aus den genannten Gründen ist für eine Anwendung von Gleichung (2-11) mit heute üblichen Betondruckfestigkeiten f_{ck} lediglich eine Umrechnung hinsichtlich Geometrie und Lagerungsbedingungen erforderlich.

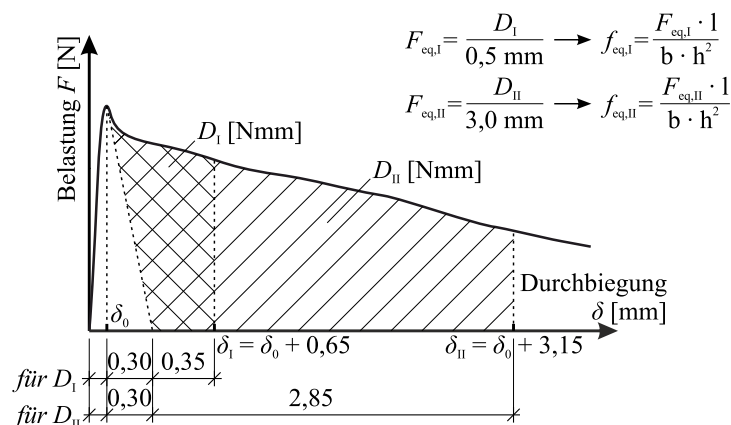


Bild 2.15: Ermittlung der äquivalenten Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{eq,1/2}$ nach dem DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ [46], entnommen und modifiziert aus [46, 196]

Eine ausführliche Übersicht zu dokumentierten Umrechnungsfaktoren zwischen diesen Druckfestigkeitswerten zeigen GRASSER / PRATSCH in [104]. Aufgrund zahlreicher versuchstechnischer wie auch materialspezifischer Streuungen verdeutlicht sich hierbei ein breites Spektrum an Faktoren zwischen 1/0,72 und 1/0,92, weshalb GRASSER / PRATSCH vereinfacht die Anwendung eines konstanten Umrechnungsfaktors von 1/0,80 empfehlen. FEIX sieht in [89] einen Faktor von 1/0,82 vor, während OETTEL in [198] einen konstanten Faktor von 1/0,78 empfiehlt. Da anhand von Vergleichsrechnungen der Einfluss dieses Faktors als gering bezeichnet werden kann und der von OETTEL für vergleichbare Auswertungen verwendete Faktor 1/0,78 innerhalb des zuvor genannten Streubereichs dokumentierter Werte liegt, wird im Folgenden die Umrechnung nach OETTEL [198] mit einem Faktor 1/0,78 vorgenommen.

Im Rahmen des Unterausschusses „Stahlfaserbeton“ des DAfStb wurde in Kooperation von acht Institutionen aus Industrie und Hochschulen die bereits am Ende von Kapitel 2.4.1 vorgestellte Biegebalken-Datenbank „Stahlfaserbeton“ mit insgesamt 1.123 Versuchsserien (7.400 Einzelversuche) aus 3-Punkt- und 4-Punkt-Biegezugversuchen erstellt, die in [157] veröffentlicht wurde. Diese Datenbasis erlaubte SCHULZ / OETTEL / LAWNER [196] eine Bewertung dieses Ansatzes hinsichtlich der Gültigkeit für die Ermittlung der mittleren, residuellen Nachrisszugfestigkeiten der Leistungsklassen L1 und L2 nach den 4-Punkt-Biegezugversuchen der DAfStb-Richtlinie [44]. Die Gegenüberstellung der experimentellen und theoretischen Werte in Bild 2.16 verdeutlicht eine nennenswerte Unterschätzung der experimentellen, mittleren Nachrissbiegezugfestigkeiten sowohl für den L1- wie auch für den L2-Wert, was auf die Herleitung des Ansatzes für äquivalente Biegezugfestigkeiten und daher auf die unterschiedliche Definition der Festigkeitskennwerte zurückzuführen ist. [196]

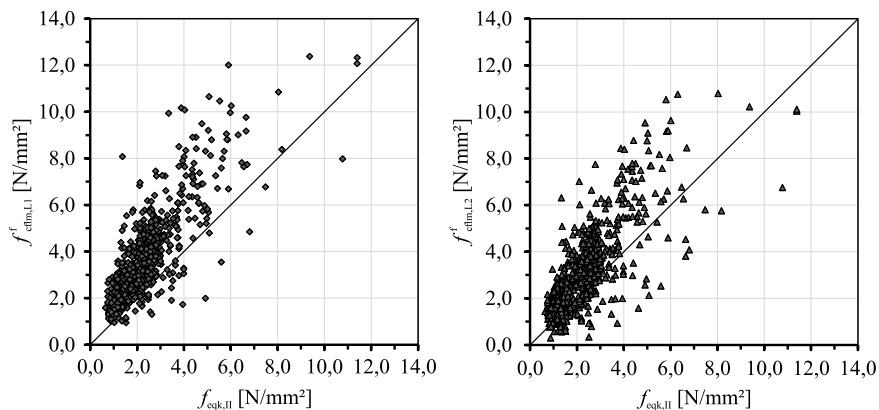


Bild 2.16: Vergleich der rechnerischen, äquivalenten Nachrisszugfestigkeit $f_{eqk,II}$ mit dem Mittelwert der experimentellen, mittleren Nachrisszugfestigkeit $f_{effm,L1}$ (links) und $f_{effm,L2}$ (rechts) der Biegebalken-Datenbank „Stahlfaserbeton“, entnommen aus [196]

2.4.4.2 Näherungsansatz nach Schulz/ MPA Braunschweig

Um die Anwendbarkeit und die Vorhersagegenauigkeit des Ansatzes nach FALKNER / TEUTSCH / KLINKERT [87] für residuelle Nachrissbiegezugfestigkeiten nach EN 14651 [57] zu erweitern bzw. zu verbessern, ergänzten nach [196] SCHULZ / MPA BRAUNSCHWEIG den Ansatz um zwei weitere Faktoren ζ_i und η (vgl. Gl. (2-12)). Der Faktor ζ_i erfasst den Einfluss der Faserlänge bei gleichbleibender Faserschlankheit sowie eine Unterscheidung hinsichtlich der Nachrissbiegezugfestigkeit bei verschiedenen Verformungen. Bei deren Versuchsauswertung zeigte sich zudem, dass die Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons nichtlinear mit dem Stahlfasergehalt ansteigt, was durch den Faktor η Berücksichtigung findet. Unabhängig hiervon wurde anstelle der Betondruckfestigkeit f_{ck} die Biegezugfestigkeit $f_{ctm,fl}$ des Betons als Eingangswert bzw. Bezugswert definiert.

Auswertungen dieses modifizierten Ansatzes anhand der Biegebalken-Datenbank „Stahlfaserbeton“ hinsichtlich der Gültigkeit der L1- und L2-Werte für 4-Punkt-Biegezugversuche nach der DAfStb-Richtlinie in [196] zeigten jedoch eine geringfügige Überschätzung der residuellen Nachrissbiegezugfestigkeiten, weshalb SCHULZ / OETTEL / LAWNER [196] den Ansatz hinsichtlich der nun vorliegenden umfassenden Datenbasis zu 4-Punkt-Biegezugversuchen neu kalibrierten und validierten, was in Gleichung (2-12) mündete.

$$f_{flm,Li} = \frac{1}{0,37} \cdot k \cdot V_f \cdot (1 - k \cdot V_f) \cdot \frac{f_{ctm,fl}}{0,37} \cdot \zeta_{Li} \cdot \eta_V \quad (2-12)$$

mit:

$f_{ctm,fl}$ Biegezugfestigkeit des Betons (bzw. Proportionalitätsgrenze)

ζ_{Li} Beiwert zur Berücksichtigung der Faserwirkung in Abhängigkeit der Faserlänge und der Durchbiegung (Überführung auf residuelle Nachrissbiegezugfestigkeiten)

$$\zeta_{L1} = 1,66 - \frac{7,5 \cdot l_f}{1000} \quad \text{für } \delta_{L1} = 0,5 \text{ mm}$$

$$\zeta_{L2} = 0,74 + \frac{5,0 \cdot l_f}{1000} \quad \text{für } \delta_{L2} = 3,5 \text{ mm}$$

η_V Beiwert zur Berücksichtigung der nichtlinearen Abhängigkeit des Fasergehaltes

$$\eta_V = (0,7 + 0,42 \cdot V_f)^{-1}$$

Voraussetzung für Gleichung (2-12) ist die Kenntnis der mittleren Biegezugfestigkeit $f_{ctm,fl}$ des Betons. Liegen keine Angaben hinsichtlich dieser vor, kann die Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der Balkenhöhe h mittels Gleichung (2-5) nach Model Code 2010 [88] und der mittleren zentrischen Zugfestigkeit f_{ctm} des Betons nach Gleichung (2-13) [88] abgeschätzt werden.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{für } \leq C50/60$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,1 \cdot f_{cm}) \quad \text{für } > C50/60 \quad (2-13)$$

Um die Qualität der Abschätzung von f_{ctm} bewerten zu können, werden in Bild 2.17 die in der Biegebalken-Datenbank „Stahlfaserbeton“ enthaltenen experimentell ermittelten Biegezugfestigkeiten bzw. Proportionalitätsgrenzen den Ergebnissen des Näherungsansatzes gegenübergestellt. Im linken Diagramm ist das Verhältnis der experimentellen zur rechnerischen Biegezugfestigkeit über den Eingangswert der Betondruckfestigkeit f_{ck} aufgetragen, während im rechten Diagramm die experimentellen Werte $f_{ctm,fl,Test}$ den zugehörigen rechnerischen Werten $f_{ctm,fl,calc}$ gegenübergestellt sind.

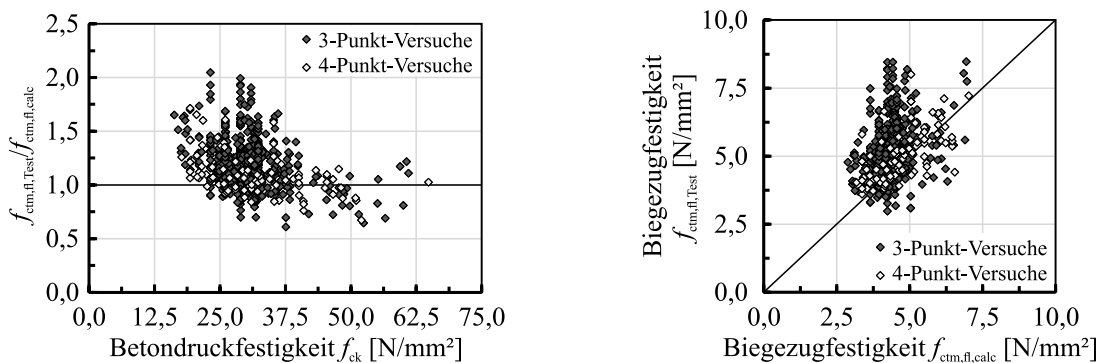


Bild 2.17: Gegenüberstellung der experimentellen Biegezugfestigkeit $f_{ctm,fl,Test}$ aus [157] mit der rechnerischen ermittelten Biegezugfestigkeit $f_{ctm,fl,calc}$ nach Model Code 2010 [88]

Bild 2.17 bestätigt eine weitestgehend zutreffende Übereinstimmung der experimentellen Biegezugfestigkeiten $f_{ctm,fl;Test}$ mit den rechnerischen Werten nach Gleichung (2-13), wobei mit zunehmender Betondruckfestigkeit eine Überschätzung der experimentellen Werte zu beobachten ist.

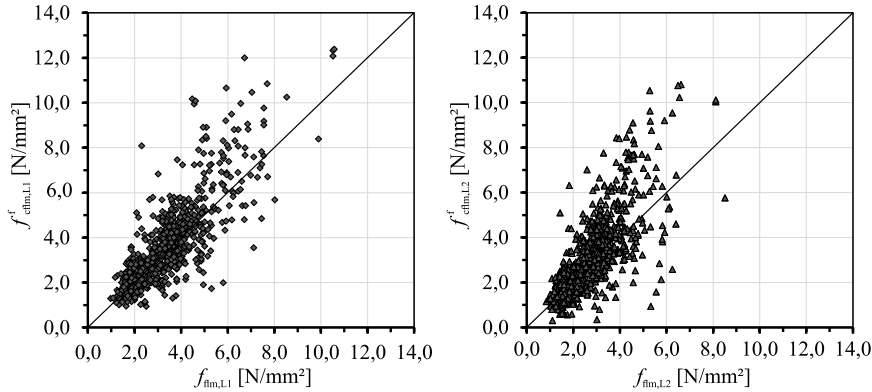


Bild 2.18: Vergleich der rechnerischen, äquivalenten Nachrisszugfestigkeit $f_{fm,L1}$ (links) und $f_{fm,L2}$ (rechts) nach Gl. (2-12) mit dem Mittelwert der experimentellen Nachrisszugfestigkeit $f_{effm,L1}$ und $f_{effm,L2}$ der Biegebalken-Datenbank „Stahlfaserbeton“, entnommen aus [196]

In einem weiteren Schritt kalibrierten OETTEL / SCHULZ / HAIST [197] auf Grundlage der in der Biegebalken-Datenbank „Stahlfaserbeton“ [157] enthaltenen gekerbten 3-Punkt-Biegezugversuche diese Gleichung erneut auf die Nachrisszugfestigkeiten $f_{R,1}$ und $f_{R,3}$ nach EN 14651 [34]. Aufgrund der etwas abweichenden kinematischen Zusammenhänge und unterschiedlichen betrachteten Rissöffnungen im 3-Punkt-Biegezugversuch resultierte ein leicht modifizierter Ansatz, den Gleichung (2-14) zeigt. Neben einer reduzierten Biegezugfestigkeit liegen die Unterschiede zu Gleichung (2-12) lediglich in der Definition der Beiwerte ζ_i und η_V .

$$f_{fm,R,i} = \frac{1}{0,37} \cdot k \cdot V_f \cdot (1 - k \cdot V_f) \cdot \frac{f_{ctm,fl}}{0,39} \cdot \zeta_i \cdot \eta_V \quad (2-14)$$

mit:

$f_{fm,fl}$ Biegezugfestigkeit des Betons (bzw. Proportionalitätsgrenze)

ζ_i Beiwert zur Berücksichtigung der Faserwirkung in Abhängigkeit der Faserlänge und der Durchbiegung (Überführung auf residuelle Nachrissbiegezugfestigkeiten)

$$\zeta_1 = 1,18 - \frac{7,5 \cdot l_f}{1000} \quad \text{für } CMOD_1 = 0,5 \text{ mm}$$

$$\zeta_3 = 0,42 + \frac{7,5 \cdot l_f}{1000} \quad \text{für } CMOD_3 = 2,5 \text{ mm}$$

η_V Beiwert zur Berücksichtigung der nichtlinearen Abhängigkeit des Fasergehaltes

$$\eta_V = (0,7 - 0,2 \cdot V_f)^{-1}$$

Bild 2.19 veranschaulicht die Gegenüberstellung der experimentellen und prognostizierten Nachrisszugfestigkeiten $f_{R,1}$ und $f_{R,3}$ nach Gleichung (2-14) anhand der Ergebnisse von 148 3-Punkt-Biegezugversuchen nach EN 14651 [34] der Biegebalken-Datenbank „Stahlfaserbeton“ aus [157]. Insgesamt liegt durch die Modifikation eine akzeptable Prognose der experimentellen Nachrisszugfestigkeitswerte vor, wobei aufgrund der vergleichsweise geringen Datenbasis deutlich größere Streubreiten als bei der vorhergehenden Auswertung nach Gleichung (2-12) ersichtlich werden.

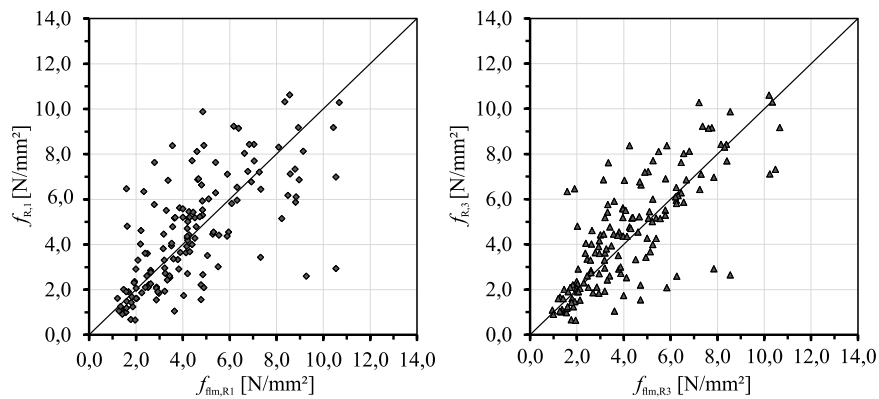


Bild 2.19: Vergleich der rechnerischen, äquivalenten Nachrisszugfestigkeit $f_{fm,R1}$ (links) und $f_{fm,R3}$ (rechts) nach Gl. (2-14) mit dem Mittelwert der experimentellen Nachrisszugfestigkeit $f_{R,1}$ und $f_{R,3}$ für die vorliegenden 3-Punkt-Biegezugversuche nach EN 14651 [57] der Biegebalken-Datenbank „Stahlfaserbeton“, entnommen aus [196]

2.5 Regelwerke, Materialkennwerte und Arbeitslinien bei Zugbeanspruchung

2.5.1 Allgemeines

Wie bereits zuvor erläutert, handelt es sich bei Stahlfaserbeton um einen Beton nach Eigenschaften, dessen Leistungsfähigkeit auf Grundlage von verformungsgesteuerten Biegezugversuchen bewertet und klassifiziert wird. Während die Klassifizierung von faserfreiem Beton allein anhand der Betondruckfestigkeit, der Expositionsklasse sowie der Konsistenzklasse erfolgt, sind für Stahlfaserbetone weitere Informationen hinsichtlich des Nachrisszugtragverhaltens erforderlich. Als Kenngröße dienen in der Regel Nachrissbiegezugfestigkeiten bei definierten Verformungen, die unter Berücksichtigung statistischer Verfahren sowie den Einflüssen aus Faserverteilung und Faserorientierung in einen Rechenwert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit überführt werden. In der Baupraxis übliche Stahlfaserbetone weisen hierbei meist unterkritische Fasergehalte auf, weshalb mit zunehmender Rissbreite abnehmende Nachrisszugfestigkeiten vorliegen bzw. zu erwarten sind.

Obwohl seit 2001 mit dem DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins e.V. (DBV) [46] ein erstes allgemeines Regelwerk für Stahlfaserbeton in Deutschland vorlag, erforderte die Anwendung von Stahlfaserbeton für baurechtlich relevante Bauteile aufgrund fehlender bauaufsichtlicher Einführung dennoch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall. Diese normative Lücke konnte anhand des fortschreitenden Erkenntnisgewinns über die materiellen und bemessungsspezifischen Besonderheiten von Stahlfaserbeton schließlich mit der in den Jahren 2012 [42] bzw. 2015 [44] bauaufsichtlich eingeführten Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) geschlossen werden. Dieses Regelwerk eröffnete gänzlich neue Anwendungsgebiete für Stahlfaserbetone im Hoch- und Ingenieurbau. Die DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] bildet kein unabhängiges Regelwerk, sondern baut auf den für faserfreie Betone in Deutschland geltenden Regelwerken auf und ergänzt diese um die baustoff- und bemessungsspezifischen Besonderheiten des Stahlfaserbetons. Während die Grundlage der 2012 eingeführten ersten Version [42] die Bemessungs- und Konstruktionsregeln von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken der DIN 1045 [58] bildeten, bedingte die Einführung der DIN EN 1992-1-1+NA(D) [63, 64] eine Überar-

beitung und Anpassung der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44], die schließlich 2015 bauaufsichtlich eingeführt werden konnte. Der Weißdruck der dritten Fassung der DAfStb-Richtlinie, der Überarbeitungen in der Nachweisführung zur Begrenzung der Rissbreite sowie von torsionsbeanspruchten Bauteilen enthält, wurde im Juni 2021 veröffentlicht.

Auch auf internationaler Ebene wurden ähnlich wie in Deutschland vermehrt Regelwerke für Bauteile aus Stahlfaserbeton geschaffen [95], weshalb schließlich auch in dem 2013 veröffentlichten, länderübergreifenden Regelwerk Model Code 2010 [88] ein eigenes Kapitel zu Stahlfaserbeton aufgenommen wurde. Hierbei enthält der Model Code 2010 [88] sowohl Bemessungs- und Konstruktionsregeln für Beton- und Stahlbetonbauteile wie auch für Stahlfaserbetonbauteile und bildet damit ein in sich geschlossenes, unabhängiges Regelwerk. Voraussichtlich Mitte bis Ende der 2020er Jahre soll eine zweite, vollständig überarbeitete Version der EN 1992-1-1 [34] in Europa eingeführt werden, die erstmals mit Anhang L Bemessungs- und Konstruktionsregeln für Bauteile aus Stahlfaserbeton beinhaltet. Nach derzeitigem Stand wird dieser Anhang jedoch nur „informativ“ enthalten sein und nicht bauaufsichtlich eingeführt werden. Dennoch kann dieser die Grundlage zur Fortschreibung und Weiterentwicklung der derzeit in Deutschland gültigen DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] bilden. Als Basis für die Erarbeitung von Anhang L [34] dienen sowohl die DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] wie auch der Model Code 2010 [88], wodurch zu beiden Regelwerken nennenswerte Parallelen erkennbar sind.

In allen drei Regelwerken basiert die Klassifizierung des Stahlfaserbetons auf Nachrissbiegezugfestigkeiten bei kleinen Verformungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) sowie bei großen Verformungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT). Diese sind vom Planer im Rahmen einer Bemessung des auszuführenden Bauteils zu definieren. Die genaue Festlegung der Betonzusammensetzung mit der Wahl des Fasertyps und Fasergehaltes erfolgt aufbauend auf diesen Angaben durch den Betonlieferanten, wodurch eine Unabhängigkeit der Klassifizierung des Stahlfaserbetons von Betonsorten und Stahlfasertypen unterschiedlicher Hersteller erreicht wird. Sowohl die Klassifizierung wie auch die konstitutive Beschreibung des Tragverhaltens von Stahlfaserbeton weicht in allen drei Regelwerken teilweise deutlich voneinander ab, weshalb nachfolgend die Regelungen und Hintergründe kurz zusammengefasst wiedergegeben werden.

2.5.2 DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“

Zur rechnerischen Erfassung der diskreten, rissbreitenabhängigen Zugkraftübertragung von Stahlfaserbeton verwendet die DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] verschmierte Spannungs-Dehnungs-Beziehungen $\sigma_{ct}^f(\varepsilon_{ct}^f)$. Die Grundlage zur Charakterisierung des Stahlfaserbetons bilden die experimentell aus 4-Punkt-Biegezugversuchen gewonnenen residualen, charakteristischen Nachrissbiegezugfestigkeiten $f_{ctk,Li}$ (mit $i = 1, 2$) bei Durchbiegungen von $\delta_{L1} = 0,5$ mm und $\delta_{L2} = 3,5$ mm (vgl. Kap. 2.4.2), anhand derer eine Einstufung in die Leistungsklassen L1 und L2 erfolgt. Das Konzept der Leistungsklassen bildet das Fundament der DAfStb-Richtlinie [44] und beinhaltet elf Kategorien mit Nachrisszugfestigkeiten zwischen 0,4 und 3,0 N/mm³, wobei in der Regel der L1-Wert größer ist als der L2-Wert. Während die Leistungsklasse L1 das Verhalten bei kleinen Verformungen definiert und primär die Basis für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bildet, charakterisiert Leistungsklasse L2 durch Betrachtung großer Verformungen das Verhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Die vollständige Bezeichnung eines Stahlfaserbetons nach [44] setzt sich aus der Betondruckfestigkeits- und Expositionsklasse sowie den Leistungsklassen L1/L2 entsprechend nachfolgendem Beispiel C30/37 L2,1/1,5 XC1 W0 zusammen.

Der charakteristische Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{\text{cfk},Li}^f$ basiert auf der Annahme einer logarithmisch normalverteilten Grundgesamtheit und berechnet sich als 5 %-Fraktile der experimentell gewonnenen, mittleren Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{\text{cfm},Li}^f$. Der Mittelwert $L_j f_{\text{cfm},Li}^f$ und die Standardabweichung L_s der logarithmierten Einzelwerte ermöglichen in Verbindung mit dem vom Stichprobenumfang n abhängigen Fraktilefaktor k_s die Ableitung der charakteristischen Nachrissbiegezugfestigkeiten nach Gleichung (2-15).

$$f_{\text{cfk},Li}^f = e^{L_j f_{\text{cfm},Li}^f - k_s(n) \cdot L_s} \leq 0,51 \cdot f_{\text{cfm},Li}^f \quad \text{mit: } i = 1, 2 \quad (2-15)$$

Die Begrenzung des charakteristischen Wertes auf den 0,51-fachen Serienmittelwert steht in Zusammenhang mit den Anforderungen des Sicherheitskonzeptes der DAfStb-Richtlinie [44] und den Streuungen im 4-Punkt-Biegezugversuch. Die Kenntnis über die zu erwartenden Streuungen innerhalb einer Serie von Biegezugversuchen beschreibt ein wesentliches Maß zur Ableitung charakteristischer Werte. Je höher Streuungen sind, umso größere Reduktionen sind bei der Abgrenzung von Bemessungswerten erforderlich. Die in einem einzelnen Biegezugversuch zu erwartenden Streuungen werden dabei durch zahlreiche interagierende Faktoren wie der Faserorientierung und -verteilung sowie der Schalungsgeometrie oder der Prüfkörperherstellung beeinflusst. Um diesen Unwägbarkeiten gerecht zu werden und ein ausreichendes Sicherheitsniveau zu gewährleisten schreibt die DAfStb-Richtlinie [44] einen minimal anzunehmenden Variationskoeffizienten von 25 % vor, der im Rahmen einer Schätzung des 5%-Fraktilewertes einer Student-t-Verteilung mit fünf Freiheitsgraden zu dem oberen Grenzwert von 0,51 führt. [45, 94] Dieser Mindestwert des Variationskoeffizienten konnte in [157] anhand der in Kapitel 2.4.1 vorgestellten Biegebalken-Datenbank „Stahlfaserbeton“ sowohl für den L1- wie auch den L2-Wert von 4-Punkt-Biegezugversuchen auf der sicheren Seite liegend bestätigt werden (vgl. Bild 2.12).

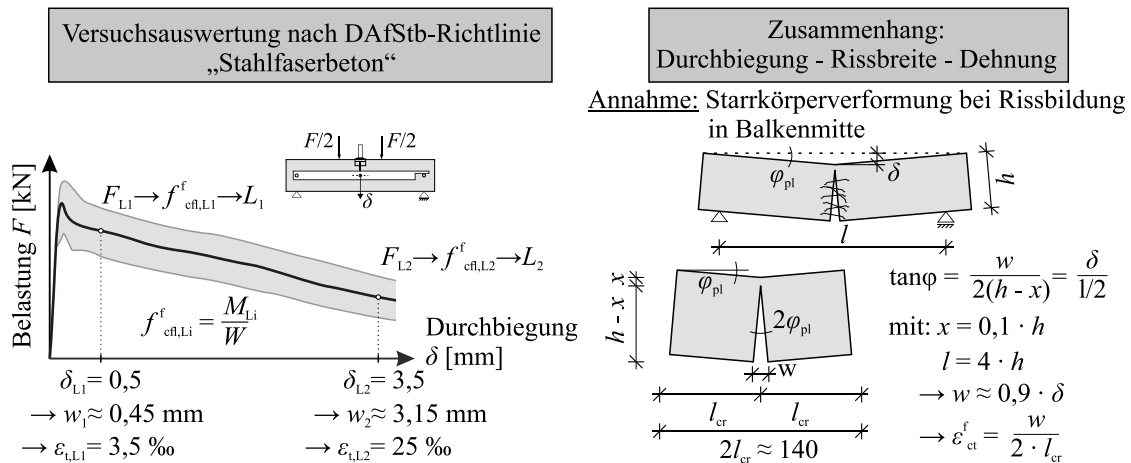


Bild 2.20: Versuchsauswertung und Zusammenhang von Durchbiegung δ , Rissbreite w und Dehnung ϵ_{ct}^f im 4-Punkt-Biegezugversuch nach [44], entnommen und modifiziert aus [45, 94, 121]

Die Festlegung der bei der statischen Berechnung ansetzbaren Bemessungswerte der Nachrisszugfestigkeit nach der DAfStb-Richtlinie [44] basiert auf den sogenannten Grundwerten (Index 0) der zentrischen Nachrisszugfestigkeit $f_{\text{ct}0,j}^f$ (mit $j = L1, L2, u$), deren Ableitung aufbauend auf den charakteristischen Nachrissbiegezugfestigkeiten $f_{\text{cfk},Li}^f$ mittels Umrechnungsfaktoren β_j erfolgt. Nach [94, 121] können die Umrechnungsfaktoren β_j zwischen zentrischer Zugfestigkeit und Biegezugfestigkeit anhand einer Querschnittsbetrachtung der beiden Grenzzustände eines gerissenen und ungerissenen Querschnitts abgeleitet werden. Der im ungerissenen Zustand I wirkende lineare Spannungszustand (Randzugspannung f_{ct}^f) wird hierfür unter Einhaltung des Momentengleichgewichts überführt in eine plastische Konfiguration

des gerissenen Zustands II (Randzugspannung f_{ct}^f). Unter Zugrundelegung der verschiedenen Spannungs-Dehnungs-Verläufe nach [44] kann ein über die Höhe des Rissquerschnitts verformungsabhängiger (L1, L2), linearer Dehnungszustand mit den Nachrisszugfestigkeiten verknüpft werden [121], was Bild 2.20 veranschaulicht. Die Festlegung der in der DAfStb-Richtlinie [44] enthaltenen β -Faktoren erfolgte in Abhängigkeit des Verhältnisses der Nachrissbiegezugfestigkeiten L2/L1, wobei Vereinfachungen in Form fester Randdehnungen unter Vernachlässigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit auf die Druckzonenhöhe getroffen wurden. Zur genaueren Überführung und somit zur Berücksichtigung dieser vernachlässigten Effekte leitete Strack in [250] residualspezifische Umrechnungsfaktoren β ab und verifizierte diese an Versuchsergebnissen. Während hierbei der in der DAfStb-Richtlinie [44] enthaltene β -Faktor für den Verformungszustand L2 weitestgehend bestätigt werden konnte, ergaben sich für die Faktoren der multilinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen sowie des Verformungszustandes L1 insbesondere bei geringen Nachrisszugfestigkeiten deutlich geringere Werte. Nach [94] führt der Ansatz dieser Werte daher häufig zu einer Überschätzung der Ausgangsspannung $f_{ct0,L1}^f$, was jedoch bei der Bemessung durch das Sicherheitskonzept der DAfStb-Richtlinie ausgeglichen wird.

$$f_{ct0,j}^f = \beta_j \cdot f_{ctfk,Li}^f \quad \text{mit: } j = L1, L2, u \quad (2-16)$$

Den im Vergleich zu realen, großmaßstäblichen Bauteilen abweichenden Randbedingungen bei der Ermittlung der Nachrisszugfestigkeit an kleinformatischen Balken wird nach [44] abschließend durch die Beiwerte κ_F^f und κ_G^f in der Bestimmung der Rechenwerte (Index R) der zentrischen Nachrisszugfestigkeit Rechnung getragen.

$$f_{ctR,j}^f = \kappa_F^f \cdot \kappa_G^f \cdot f_{ct0,j}^f = \kappa_F^f \cdot \kappa_G^f \cdot \beta_j \cdot f_{ctfk,Li}^f \quad \text{mit: } j = L1, L2, u \quad (2-17)$$

Der Beiwert κ_F^f berücksichtigt eine von der Zugbeanspruchungsrichtung abweichende Faserorientierung (vgl. Kap. 2.2.3) und ist nach [44] zu 0,5 anzunehmen. Bei ebenen, liegend hergestellten flächenhaften Bauteilen wie beispielsweise Flachdecken darf für die Nachweise unter Biege- und Zugbeanspruchung ein Wert von 1,0 angenommen werden. Der Beiwert κ_G^f erfasst den mit der Bauteilgröße abnehmenden Variationskoeffizient von Biegezugversuchen und steht damit unmittelbar in Verbindung mit der Obergrenze von 0,51 in Gleichung (2-15) sowie dem Sicherheitskonzept der DAfStb-Richtlinie [44].

$$\kappa_G^f = 1,0 + A_{ct}^f \cdot 0,5 \leq 1,70 \quad (2-18)$$

Unter Berücksichtigung des Dauerstandsbeiwertes $\alpha_c^f = 0,85$ sowie des Teilsicherheitsbeiwertes für gerissenen Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärkten Stahlbeton $\gamma_{ct}^f = 1,25$ ergeben sich die Bemessungswerte $f_{ctd,i}^f$ der Nachrisszugfestigkeit abschließend nach Gleichung (2-19).

$$f_{ctd,i}^f = \alpha_c^f \cdot f_{ctR,i}^f / \gamma_{ct}^f \quad (2-19)$$

Die Ableitung von Zugspannungs-Dehnungs-Beziehungen als Grundlage für die Bemessung bedarf der Überführung der im Versuch gemessenen Durchbiegungen in Dehnungen, wofür die zu der jeweiligen Durchbiegung korrespondierende Rissöffnung erforderlich ist. Für diese Transformation setzt die DAfStb-Richtlinie [44] nach eingetretener Rissbildung in Balkenmitte eine Starrkörperverformung voraus (vgl. Bild 2.20), was durch umfangreiche Untersuchungen in [27] bestätigt werden konnte. Gedanklich wird ein plastisches Gelenk in Balkenmitte eingeführt, dessen Verdrehung φ_{pl} in Korrelation zur Balkendurchbiegung δ steht. Da der Anteil elastischer Verformungen nach [45] vernachlässigbar gering ist, kann unter der Voraussetzung einer konstanten Druckzonenhöhe von 10 % der Querschnittshöhe sowie der nach [44] festgelegten Prüfkörperabmessungen (vgl. Bild 2.13) geometrisch

ein näherungsweise linearer Zusammenhang zwischen Durchbiegung und Rissbreite von $w = 0,9 \cdot \delta$ nach Bild 2.20 abgeleitet werden. [121]

Die Umrechnung der Rissöffnung in eine äquivalente Zugranddehnung gelingt schließlich durch Verschmieren der Rissöffnung über die Ausdehnung des plastischen Gelenks ($\varepsilon = w/2l_{cs}$). Im Bereich dieses Gelenks wird das Gefüge des Betons am gezogenen Rand infolge der Rissbildung als zerstört betrachtet, weshalb dieser Bereich häufig auch als Rissprozesszone oder charakteristische Länge bezeichnet wird [86, 128, 129]. Untersuchungen in [86] zeigten, dass die Länge der Rissprozesszone grundsätzlich von der Bauteilhöhe sowie der Faserlänge beeinflusst wird und sich über einen Bereich von etwa $2l_{cs}$ erstreckt. Ausgehend von der zweifachen Faserlänge einer praxisüblichen Stahlfaser wurde die charakteristische Länge in [44] schließlich pauschal zu $2l_{cs} \approx 140$ mm festgelegt, was eine Unabhängigkeit der Spannungs-Dehnungs-Linien von der Bauteilhöhe gewährleistet [45, 258]. Aus der Voraussetzung der Rissbreitenbeschränkung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, ist für eine Durchbiegung $\delta_{L1} = 0,5$ mm eine Zugranddehnung von $\varepsilon_{t,L1} = 3,5$ ‰ anzusetzen. Für die dem Grenzzustand der Tragfähigkeit gültige Durchbiegung $\delta_{L2} = 3,5$ mm resultiert eine Zugranddehnung $\varepsilon_{t,L2} = 25$ ‰, wodurch die Kompatibilität zur rechnerischen Grenzdehnung von Betonstahl nach DIN EN 1992-1-1 + NA(D) [63] und eine wirtschaftliche Bemessung kombinationsbewehrter Bauteile gewährleistet wird. [45, 94, 121]

Aufbauend auf diesen Grenzdehnungen und Nachrisszugfestigkeiten stellt die DAfStb-Richtlinie [44] in Abhängigkeit der Bemessungsaufgabe die in Bild 2.21 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen SDL1 bis SDL3 zur Verfügung. Der Ansatz einer konstanten, dehnungsunabhängigen Nachrisszugfestigkeit in Form eines Spannungsblocks (SDL1) dient als Grundlage einer vereinfachten, meist konservativen Biegebemessung sowie für die Nachweise bei Torsions- und Schubbeanspruchung und für den Großteil der Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Die multilinearen Spannungs-Dehnungs-Linien (SDL2 und SDL3) ermöglichen eine genauere und damit wirtschaftlichere Biegebemessung sowie die Durchführung von Verformungsberechnungen und nichtlinearen Verfahren zur Schnittgrößenermittlung. Während in den Spannungs-Dehnungs-Linien SDL1 und SDL2 die Zugfestigkeit des Betons f_{ctm}^f unberücksichtigt bleibt, ist diese für nichtlineare Bemessungsaufgaben mit SDL3 zu berücksichtigen. [45]

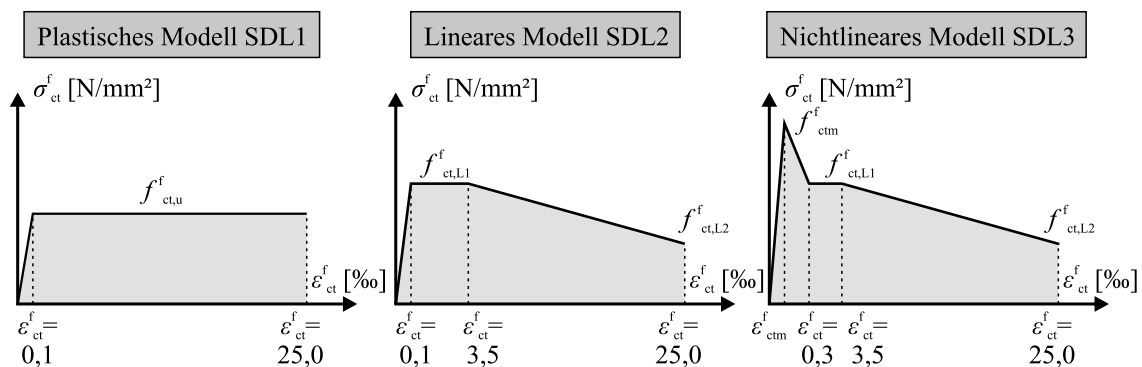


Bild 2.21: Spannungs-Dehnungs-Linien für Stahlfaserbeton unter Zugbeanspruchung nach [44]

2.5.3 fib Model Code 2010

Ähnlich zur DAfStb-Richtlinie [44] idealisiert der Model Code 2010 [88] die rissüberbrückende Wirkung des Stahlfaserbetons in Form verschmierter Spannungs-Dehnungs-Beziehungen $\sigma_{ct}^f(\varepsilon_{ct}^f)$. Die Charakterisierung des Stahlfaserbetons basiert auf den an gekerbten 3-Punkt-Biegezugversuchen nach

EN 14651 [57] gewonnenen residualen Nachrissbiegezugfestigkeiten $f_{R1,k}$ und $f_{R3,k}$ bei Rissöffnungsweiten $CMOD_i$ (mit $i = 1, 3$) von 0,5 mm und 2,5 mm (vgl. Kap. 2.4.3 und Bild 2.22). Während die kleinere Rissöffnung $CMOD_1$ den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu Grunde liegt, dienen die Werte der großen Rissöffnung $CMOD_3$ für die Tragfähigkeitsnachweise. Die Nomenklatur der Klassifizierung des Stahlfaserbetons sieht eine Bezeichnung aus zwei Anteilen vor. Während der erste Anteil die charakteristische Nachrissbiegezugfestigkeitsklasse $f_{R1,k}$ beschreibt, charakterisiert der zweite Anteil den Verlauf des Nachbruchbereichs in Form der vom Verhältniswert $f_{R3,k}/f_{R1,k}$ abhängigen Duktilitätsklassen a, b, c, d, e (Bild 2.22). Die Klassen a – c beschreiben ein im Nachbruchbereich unterkritisches Verhalten und somit einen abfallenden Ast, wohingegen die Klassen d und e ein überkritisches Tragverhalten und somit einen ansteigenden Ast wiedergeben. In [88] sind insgesamt zehn Nachrissbiegezugfestigkeitsklassen zwischen 1,0 und 8,0 N/mm² vorgesehen, deren jeweiliger Bereich anhand der aufeinanderfolgenden Werte definiert ist. Da die Nachrisszugfestigkeit insbesondere auch vom Auszugsverhalten der Faser beeinflusst wird, ist zur Vermeidung eines spröden Matrixversagens eine Abstimmung der Nachrisszugfestigkeitsklasse auf die Betondruckfestigkeitsklasse empfohlen. Die Bezeichnung eines Stahlfaserbetons mit einer charakteristischen Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{R1,k}$ zwischen 3,0 und 4,0 N/mm² sowie einem Verhältnis $f_{R1,k}/f_{R3,k}$ von 0,5 – 0,7 entsprechend Bild 2.22 (rechts) lautet beispielsweise C30/37 3a XC1 W0.

Für die Ableitung der charakteristischen Werte der residuellen Nachrissbiegezugfestigkeiten sieht Model Code 2010 in Abschnitt 4.5.1.3 [88] für Bauteilwiderstände eine Auswertung hinsichtlich des 5%-Fraktilwertes auf Basis einer Normal- oder Log-Normalverteilung nach Gleichung (2-20) vor. Eine Obergrenze der charakteristischen Nachrisszugfestigkeit aufgrund des Einflusses der Bauteilhöhe auf den Variationskoeffizienten von kleinformatigen Biegezugversuchen wie in der DAfStb-Richtlinie [44] ist hierbei nicht enthalten.

$$x_k = \mu \cdot (1 - k \cdot V) \quad \text{Normalverteilung} \quad (2-20)$$

$$x_k = \mu e^{-k \cdot \sigma - 0,5 \cdot \sigma^2} \quad \text{Log-Normalverteilung}$$

$$k \quad \text{Fraktilenfaktor (allgemein 1,64)}$$

Aufgrund der Kerbe erlauben 3-Punkt-Biegezugversuche nach EN 14651 [57] eine direkte, experimentelle Ableitung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung, weshalb eine Überführung der gemessenen Durchbiegung in Rissöffnungen nach [88] entfällt. Die Transformation der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung ($\sigma-w$) in eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung ($\sigma-\varepsilon$) basiert auf der Annahme einer charakteristischen Länge l_{cs} ($\varepsilon = w/l_{cs}$). Gemäß [52] entspricht l_{cs} bei Mehrfachrissbildung dem mittleren Rissabstand s_m und darf bei der Annahme des Ebenbleibens von Querschnitten mit der Bauteilhöhe gleichgesetzt werden $l_{cs} = \min(s_m, h_{sp})$. Auch im DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ [46] wurde l_{cs} bereits entsprechend der Querschnittshöhe definiert. Die zulässige, maximale Rissöffnung $w_u = l_{cs} \cdot \varepsilon_{Fu}$ wurde unter Beachtung der Duktilitätsanforderungen an ein Bauteil sowie in Abstimmung zu marktüblichen Faserlängen in [88] zu 2,5 mm festgelegt, was einer Grenzdehnung ε_{Fu} von 20 ‰ entspricht. [52] Diese im Vergleich zu Betonstahl reduzierte Grenzdehnung bedarf bei der Bemessung kombinationsbewehrter Bauteile weiterführender Betrachtungen.

Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Model Code 2010 [88] steht neben einer plastischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung in Form eines Spannungsblocks auch ein Modell mit linearem Verlauf zur Verfügung (SDL 1 und SDL2, Bild 2.23). Der Spannungsblock in SDL1 wird lediglich durch den Faktor f_{Fu} charakterisiert. Ähnlich der Ableitung der β -Faktoren nach [44] wird auch an dieser Stelle der im ungerissenen Zustand vorliegende lineare Spannungszustand (Randzugspannung

f_{R3}) unter Einhaltung des Momentengleichgewichts überführt in eine plastische Konfiguration des gerissenen Zustandes II (Randzugspannung f_{Ftu}). Die Druckspannungserresultierende wird hierbei als punktuell an der äußersten Faser des gedrückten Bauteilrandes liegend betrachtet.

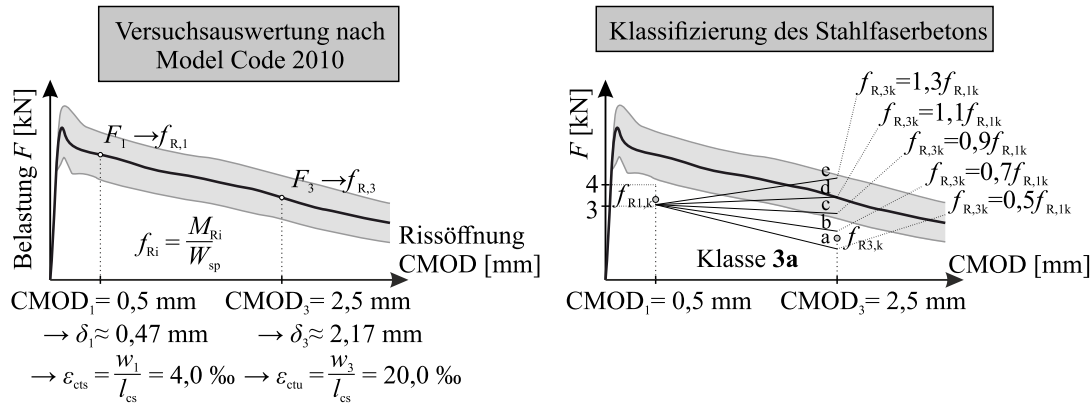


Bild 2.22: Versuchsauswertung und Klassifizierung des Stahlfaserbetons nach Model Code 2010 [88], in Anlehnung an Darstellungen aus [45, 94, 121, 156]

Die Definition des linearen Modells (SDL 2, Bild 2.23) basiert auf den Kennwerten f_{Fts} und f_{Ftu} , wobei f_{Fts} dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und f_{Ftu} bei der Grenzdehnung ϵ_{ctu} dem Grenzzustand der Tragfähigkeit zugewiesen wird. Die Überführung der experimentell ermittelten Biegezugfestigkeit zu den zentrischen Nachrisszugfestigkeiten erfolgte bei diesem Modell anhand von zwei Gleichgewichtsbetrachtungen bei Rissöffnungen von $CMOD_1 = 0,5$ mm (GZG) und $CMOD_3 = 2,5$ mm (GZT). Für $CMOD_1 = 0,5$ mm wird in [52] unter Annahme eines linearen Druckspannungsverlaufs und eines konstanten Zugspannungsblocks ein Umrechnungsfaktor von 0,37 definiert. Um zu verhindern, dass eine Reduktion der Duktilitätsklasse bei kleinen Rissöffnungen erhöhte Nachrisszugfestigkeiten und somit erhöhte Tragfähigkeiten ermöglicht, wurde der Festigkeitswert f_{Fts} in diesem Modell künstlich auf den Wert $w_u = 0$ verschoben. Die Kalibrierung der Umrechnungsfaktoren erfolgte daher in der Gestalt, dass diese die Anforderungen an die Festigkeitswerte bei den Rissöffnungen 0 mm, 0,5 mm und 2,5 mm erfüllen. Ein linear veränderlicher Zugspannungsverlauf und eine punktuell wirkende Druckspannungserresultierende führen folglich zu einem Vorfaktor von 0,45 für den Wert f_{Fts} . Auf eine ausführliche Darstellung der Ableitung der Umrechnungsfaktoren wird an dieser Stelle verzichtet und auf [52] verwiesen. Zusammenfassend ergeben sich folgende Parameter der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen:

Spannungsblock – plastisches Modell (SDL 1):

$$f_{Ftuk} = \frac{f_{R,3k}}{3} \quad (2-21)$$

Bilineare Beziehung – lineares Modell (SDL 2):

$$f_{Ftsk} = 0,45 \cdot f_{R,1k} \quad (2-22)$$

$$f_{Ftuk} = f_{Ftsk} - \frac{w_u}{CMOD_3} \cdot (f_{Ftsk} - 0,5f_{R,3k} + 0,2f_{R,1k}) \geq 0 \quad (2-23)$$

Für Nachweise und Berechnungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sowie für nichtlineare Verfahren zur Schnittgrößenermittlung bietet Model Code 2010 [88] abschließend ein verfeinertes Modell unter Berücksichtigung der Biegezugfestigkeit des Betons mit multilinearem Verlauf (SDL 3, Bild 2.23). Bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit f_{ct} wird hierbei die für einen faserfreien Beton geltende Spannungs-Dehnungs-Beziehung angenommen, die im Nachbruchbereich zur Erfassung der

Faserwirkung durch einen bilinearen Verlauf ergänzt wird. Die anzusetzenden Nachrisszugfestigkeiten sind hierbei identisch zu denen des linearen Modells SDL2.

$$f_{\text{Ftik,mod}} = \frac{f_{\text{Ftik}}}{K} \cdot K_{\text{Rd}} \quad \text{mit } i = s, u \quad (2-24)$$

Wie bereits in Kapitel 2.2.2 und 2.2.3 erläutert, beeinflussen zahlreiche Parameter die tatsächlich in einem Rissquerschnitt auftretende Faseranzahl und -verteilung und somit die resultierende Nachrisszugfestigkeit. Um diesen Einflüssen bei der Bemessung Rechnung zu tragen, beinhaltet Model Code 2010 [88] eine Modifikation der residuellen Nachrisszugfestigkeiten anhand des Beiwerts K nach Gleichung (2-24). Grundsätzlich wird von einer idealen, isotropen Faserverteilung und -orientierung ausgegangen, weshalb allgemein $K = 1,0$ gilt. Bei günstig wirkender Faserausrichtung und -verteilung können Werte $K < 1,0$ berücksichtigt werden, wohingegen ungünstige Einflüsse Werten $K > 1,0$ entspricht. Während Werte $K < 1,0$ durch weiterführende Untersuchungen verifiziert werden müssen, wird eine experimentelle Überprüfung ungünstiger Werte größer 1,0 empfohlen.

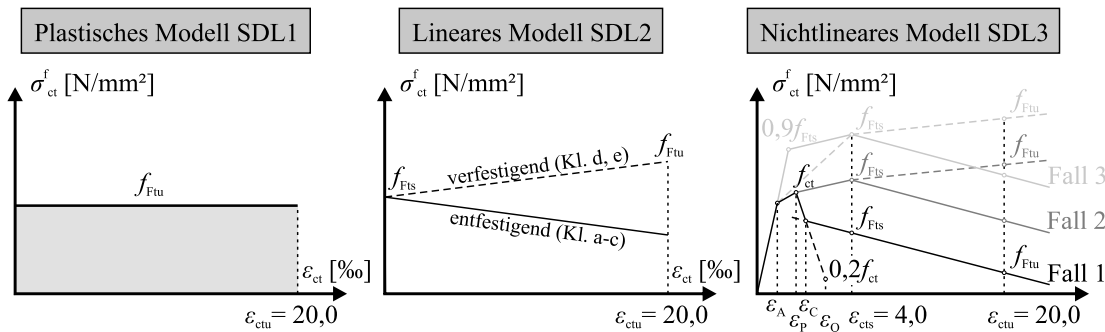


Bild 2.23: Spannungs-Dehnungs-Linien für Stahlfaserbeton unter Zugbeanspruchung nach Model Code 2010 [88], angelehnt an [156]

Weist ein System aufgrund seiner Geometrie und Lagerungsbedingungen im Versagenszustand große Redundanzen in Bezug auf Lastumlagerungsmöglichkeiten auf, kann dies durch den Faktor K_{Rd} erfasst werden. Für diesen Fall lässt sich K_{Rd} unter Berücksichtigung des Quotienten aus Bauteilvolumen V zum Zeitpunkt des Versagens und dem Volumen des Versuchskörpers des Materialeinstufungstests V_0 sowie dem Verhältnis der Maximallast P_{max} zur Erstrisslast P_{cr} bestimmen.

Der Teilsicherheitsbeiwert γ_{F} für Stahlfaserbeton wird für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit in [88] entsprechend faserfreien Betonen zu 1,50 angenommen. Da Model Code 2010 [88] im Vergleich zur DAfStb-Richtlinie [44] keinen Dauerstandsbeiwert $\alpha_{\text{c}}^{\text{f}}$ bei der Ermittlung des Bemessungswertes der Nachrisszugfestigkeit vorsieht, weist der erhöhte Teilsicherheitsbeiwert γ_{F} dennoch eine ähnliche Größenordnung zur DAfStb-Richtlinie [44] auf ($1,25/0,85 = 1,47$).

2.5.4 7. Entwurf der nächsten Generation des Eurocode 2 mit Anhang L

Die Inhalte des Anhang L der zweiten Generation des Eurocode 2 [34] zur Bemessung von Bauteilen aus Stahlfaserbeton mit und ohne Betonstahlbewehrung wurden weitestgehend aus den Regelungen der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] sowie des Model Code 2010 [88] abgeleitet. Als Grundlage für die Charakterisierung des Stahlfaserbetons dienen gekerbte 3-Punkt-Biegezugversuche nach EN 14651 [57], da es sich hierbei um den einzigen auf europäischer Ebene normativ geregelten Versuch zur Bestimmung des Nachrisszugtragverhaltens faserverstärkter Betone handelt. Die Klassifizierung und Bezeichnung des Stahlfaserbetons wurde vom Model Code 2010 [88] übernommen und erfolgt

anhand der Nachrisszugfestigkeitsklasse $f_{R1,k}$ in Verbindung mit der Duktilitätsklasse (a-e), dessen Vorgehen Bild 2.22 (rechts) veranschaulicht.

$$f_{R,ik}^* = f_{R,ik} \leq 0,60 \cdot f_{R,im} \quad \text{mit: } i = 1, 2 \quad (2-25)$$

Analog zu Model Code 2010 [88] bedarf die Ableitung der charakteristischen Werte der residuellen Nachrissbiegezugfestigkeiten einer Auswertung hinsichtlich des 5%-Fraktils auf Basis einer Normal- oder Log-Normalverteilung nach Gleichung (2-20). Ergänzend sieht Anhang L [34] in Anlehnung an [44] vor, die im 3-Punkt-Biegezugversuch auftretenden Streuungen durch eine Obergrenze in Form des 0,60-fachen Serienmittelwertes zu erfassen (Gl. (2-25)). Unter Annahme des 5%-Fraktils einer Student-Verteilung mit fünf Freiheitsgraden entspricht dies einem Mindestwert des Variationskoeffizienten im 3-Punkt-Biegezugversuch von 20 %. Dieser im Vergleich zu den 4-Punkt-Versuchen nach [44] reduzierte Mindestwert konnte durch die Auswertung von 196 3-Punkt-Versuchen in [157] bestätigt werden (vgl. Bild 2.12). Im 7. Entwurf des prEC2 [34] ist dieses Vorgehen derzeit lediglich im zugehörigen Background-Dokument [137] enthalten und soll zukünftig durch die EN 206 [66] geregelt werden.

Neben den Einflüssen des Fasertyps und -gehalts sowie der Faserverteilung und -orientierung wird der charakteristische Wert der Nachrisszugfestigkeit insbesondere durch die von der Betondruckfestigkeit übertragbare Faserverbundspannung beeinflusst. Die Wahl des Fasergehalts und -typs sollte daher in Abstimmung mit der verwendeten Betongüte erfolgen, um ein sprödes Verbundversagen der Fasern und des Bauteils zu vermeiden. Anhang L [34] sieht daher eine Mindestnachsisszugfestigkeit $f_{R,1k}$ in Abhängigkeit des 5 %-Fraktilwertes der Betonzugfestigkeit $f_{ctk,0,05}$ nach Gleichung (2-26) vor.

$$f_{R,1k} / f_{ctk,0,05} \geq 0,5 \quad (2-26)$$

Die Transformation der aus dem 3-Punkt-Biegezugversuch gewonnenen Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung in Spannungs-Dehnungs-Beziehungen basiert in Anlehnung an Model Code 2010 [88] auf dem Modell einer variablen charakteristischen Länge $l_{cs} = \min(s_{rm}, h_{sp})$, wobei vereinfachend l_{cs} entsprechend der Höhe des gekerbten Balkens zu 125 mm angenommen werden darf. Die anzusetzenden Grenzdehnungen entsprechen denen aus Model Code 2010 [88], da die Auswertung der 3-Punkt-Versuche an analoger Stelle erfolgt. Die für den Grenzzustand der Tragfähigkeit gültige Grenzdehnung ε_{Ftu} liegt daher bei einem Wert von 20 ‰, weshalb diese auch nach Anhang L [34] von der zulässigen Grenzdehnung des Betonstahls abweicht. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist aufgrund einer Rissöffnung von $CMOD_1 = 0,5$ mm eine Grenzdehnung $\varepsilon_{Ft,1}$ von 4 ‰ vorgesehen. Ergänzend sieht prEC2 Anhang L [34] für die Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ein lineares Modell (SDL2) vor (vgl. Bild 2.24). Die Überführung der experimentell bestimmten Nachrissbiegezugfestigkeiten in zentrische Festigkeitswerte basiert weitestgehend auf den β -Faktoren der DAfStb-Richtlinie [44] bzw. nach Model Code 2010 [88]. Für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit auf Basis des Spannungsblocks, dient die Nachrisszugfestigkeit f_{Ftsk} , wohingegen im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Biege-, Schub- und Torsionsbeanspruchung f_{Ftuk} anzusetzen ist (vgl. Gl. (2-27)).

$$\begin{aligned} f_{Ftsk} &= 0,40 \cdot f_{R,1k} \\ f_{Ftuk} &= 0,37 \cdot f_{R,3k} \end{aligned} \quad (2-27)$$

Der Faktor 0,40 bei f_{Ftsk} in Gleichung (2-27) ergibt sich analog zu den Annahmen aus [44] für eine Spannungsverteilung mit einer Druckzonenhöhe von 15 % des Querschnitts, während dem Faktor 0,37 für f_{Ftsk} eine etwas stärker eingeschnürte Druckzone von 10 % der Querschnittshöhe zugrunde liegt. Der Verlauf der linear veränderlichen Spannungs-Dehnungs-Beziehung (SDL2) in Bild 2.24 wird durch die

beiden Nachrisszugfestigkeiten f_{Ft1} und f_{Ft3} nach Gleichung (2-28) definiert, deren Festlegung in Anlehnung an Model Code 2010 [88] erfolgte. Für Verfahren zur nichtlinearen Schnittgrößenermittlung sowie zur genaueren Verformungsberechnung bietet prEC2 Anhang L [34] ergänzend eine multilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung (SDL 3, Bild 2.24), die neben der mittleren Zugfestigkeit des Betons f_{ctm} von zwei Werten der zentrischen Nachrisszugfestigkeit $f_{Ft1,ef}$ und $f_{Ft3,ef}$ charakterisiert wird.

$$\begin{aligned} f_{Ft1} = f_{Ft1,ef} &= 0,37 \cdot f_{R,1k} \\ f_{Ft2} = f_{Ft2,ef} &= 0,57 \cdot f_{R,3k} - 0,26 \cdot f_{R,1k} \end{aligned} \quad (2-28)$$

Aus der Faserorientierung und -verteilung resultierende Einflüsse werden durch Beiwert κ_0 erfasst. In Bereichen, in denen Langzeiterfahrungen zeigten, dass die Festigkeiten im Bauwerk vergleichbar mit denen kleinformatiger Balkenversuche sind sowie für die Bemessung bei Schub- und Torsionsbeanspruchung ist ein einheitlicher Faktor $\kappa_0 = 1,0$ vorgesehen. In allen anderen Fällen ist κ_0 allgemein zu 0,5 anzunehmen. Der Teilsicherheitsbeiwert für Stahlfaserbeton unter Zugbeanspruchung wird zu $\gamma_{SF} = 1,50$ angenommen und entspricht daher Model Code 2010 [88]. Auf den Ansatz eines Dauerstandsbeiwertes analog zur DAfStb-Richtlinie [44] wird verzichtet.

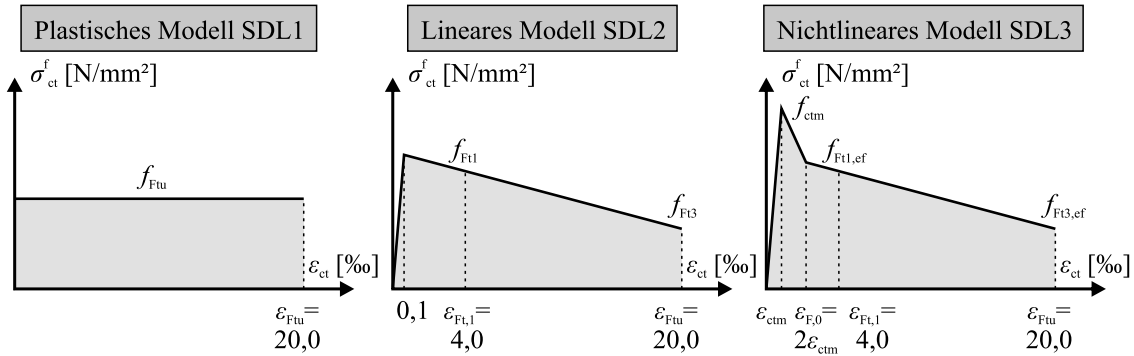


Bild 2.24: Spannungs-Dehnungs-Linien für Stahlfaserbeton unter Zugbeanspruchung nach prEC2 Anhang L [34], angelehnt an [156]

Zusammenfassend ergeben sich die Bemessungswerte der in den drei Spannungs-Dehnungs-Beziehungen nach Bild 2.24 enthaltenen Parametern zu Gleichung (2-29) und (2-30).

Spannungsblock – plastisches Modell (SDL 1):

$$\begin{aligned} f_{Ftsd} &= \kappa_0 \cdot 0,40 \cdot f_{R,1k} / \gamma_{SF} \\ f_{Ftud} &= \kappa_0 \cdot 0,37 \cdot f_{R,3k} / \gamma_{SF} \end{aligned} \quad (2-29)$$

Multilineare Modelle (SDL 2 und SDL 3):

$$\begin{aligned} f_{Ft1} = f_{Ft1,ef} &= \kappa_0 \cdot 0,37 \cdot f_{R,1k} \\ f_{Ft3} = f_{Ft3,ef} &= \kappa_0 \cdot (0,57 \cdot f_{R,3k} - 0,26 \cdot f_{R,1k}) \end{aligned} \quad (2-30)$$

Für die Biegebemessung statisch unbestimmter Platten sieht Abschnitt L.8.1.5 [34] eine Erhöhung der Biegezugfestigkeiten f_{Ftud} , f_{Ft1d} und f_{Ft3d} um den Faktor κ_G (Gl. (2-31)) vor, der den Einfluss der Steifigkeit und die Größe der Bruchzone berücksichtigt.

$$\kappa_G = 1,0 + A_{ct} \cdot 0,5 \leq 1,5 \quad (2-31)$$

Kapitel 3

Stand der Forschung

3.1 Allgemeines

Die vielfältigen Anwendungsmöglichkeiten des neuen und zukunftsweisenden Baustoffs „Eisenbeton“ stellten Ingenieure gegen Ende des 19. Jahrhunderts vor die Herausforderung, etablierte und verwurzelte Konstruktionsweisen zu überdenken und zu modernen, wirtschaftlichen und vor allem werkstoffgerechteren Tragsystemen überzugehen. Als einer der Wegbereiter dieser Zeit gilt der Schweizer Ingenieur und Bauunternehmer ROBERT MAILLART, der die Aufgaben des modernen Ingenieurs in der Schweizerischen Bauzeitung [162] wie folgt definierte:

„Möge sich also der Ingenieur von den durch die Tradition der älteren Baustoffe gegebenen Formen lösen, um in voller Freiheit und mit dem Blick auf das Ganze, die zweckmässigste Materialausnützung zu erzielen.

Vielleicht erreichen wir dann, wie im Flugzeug- und Automobilbau, auch Schönes, einen neuen materialgemässen Stil.“

Mit Beginn des 20. Jahrhunderts ermöglichte die neue Betonbauweise, monolithische großflächige Bauteile zu schaffen. Dies rückte die wirtschaftlichen und ästhetischen Vorteile unterzugsloser Deckenkonstruktionen in den Fokus der Ingenieure, woraus erste Überlegungen zu punktgestützten Flachdecken entstanden, worüber WELSCH / HELD [277] einen umfassenden zeitlichen Rückblick geben. Als Pionier gilt neben dem amerikanischen Ingenieur CLAUDE P. A. TURNER der zitierte ROBERT MAILLART, die jeweils empirische, versuchsgestützte Flachdeckenbauweisen entwickelten [92, 161]. Dem bekannten Problem des lokalen Versagens im Bereich des Decke-Stütze-Knotens wurde meist konstruktiv durch pilzkopfförmige Verstärkungen begegnet, deren Tragfähigkeit versuchsgestützt nachgewiesen wurde (vgl. Bild 3.1). Die rechnerische Bemessung beschränkte sich folglich im Wesentlichen auf die Momentenbeanspruchung des Eisenbetonquerschnitts. Etwa 50 Jahre später gegen Mitte des 20. Jahrhunderts gelang schließlich der endgültige Durchbruch der Flachdeckenbauweise im modernen Hochbau, wobei aufgrund ästhetischer Ansprüche sowie eines erhöhten Schalungsaufwandes Pilzkopfverstärkungen vermehrt als störend galten. Um derartige Verstärkungsmaßnahmen zu vermeiden und Flachdecken direkt auf Stützen auflagern und rechnerisch beschreiben zu können, wurden fortan umfangreiche Forschungstätigkeiten zur Durchstanstragfähigkeit von Flachdecken unternommen. [277] Seither ist das Bestreben nach mechanisch zutreffenden und wirtschaftlichen Bemessungsmodellen für das Durchstanstragverhalten von Flachdecken sowie die Entwicklung verschiedenster Durchstanzbewehrungssystemen bis zum heutigen Tage Bestandteil zahlreicher Forschungsvorhaben (z. B. [142, 143, 145, 181, 207]).



Bild 3.1: Belastungsversuch einer unterzugslosen Pilzdecke 1908 (links); Ausgeführte Pilzdecke in einem Lagerhaus in Zürich-Giesshübel 1910 (rechts), beide entnommen aus [224]

3.2 Durchstanztragverhalten von Stahlbetonplatten

Die punktuelle Lasteinleitung bei Flachdecken bzw. Platten bewirkt eine hohe Momenten- und Querkraftbeanspruchung, die sowohl ein Biege- als auch ein lokales Schubversagen bewirken kann. Letztergenanntes wird aufgrund des Versagensbildes in der Regel als Durchstanzversagen bezeichnet, bei dem es sich um einen spröden, räumlichen Versagensmechanismus ohne ausgeprägtes Vorankündigungsverhalten handelt. [286] In Abhängigkeit der Belastungs- und Lagerungsbedingungen ist ein Durchstanzversagen neben Innenstützen an weiteren Stellen einer Platte denkbar. Bild 3.2 (a) veranschaulicht schematisch die für ein Durchstanzversagen wesentlichen, relevanten Stellen.

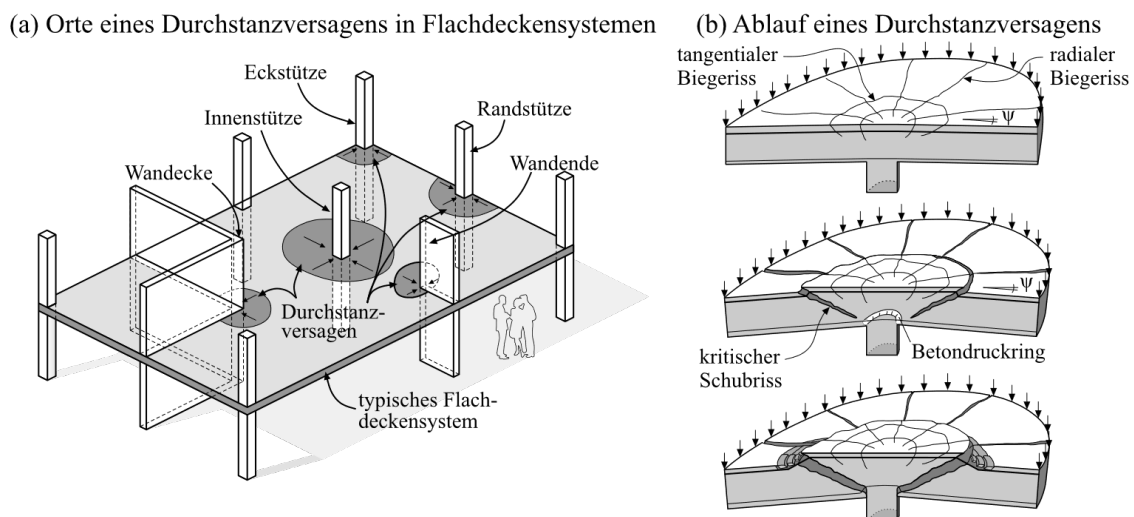


Bild 3.2: Durchstanzversagen von Stahlbetonflachdecken: (a) typische Versagensorte, (b) zeitlicher Ablauf des Durchstanzversagens ohne Durchstanzbewehrung, entnommen und modifiziert aus [23, 238]

Das Durchstanzversagen von Stahlbetonplatten ist seit Jahrzehnten Thema umfassender Forschungstätigkeiten, weshalb dessen Versagensmechanismen und deren zeitliche Abfolge bereits umfassend untersucht und mehrfach zusammenfassend dargestellt wurden (z. B. [13, 18, 28, 103, 109, 114, 138, 139, 171, 181, 195, 210, 238]). Können sekundäre Versagensarten wie ein Verbund- bzw. Verankerungsversagen, ein Versagen der Biegezugbewehrung sowie eine Überschreitung der zulässigen Spannungen bei Teilflächenbeanspruchung im Bereich der Stütze ausgeschlossen werden, ist nach Bild 3.3 grundsätzlich

zwischen einem Durchstanzversagen ohne ((a)) und mit Durchstanzbewehrung ((b) bis (d)) zu unterscheiden.

Das Durchstanztragverhalten einer Stahlbetonplatte ohne Durchstanzbewehrung gleicht grundsätzlich dem Schubversagen eines balkenartigen Bauteils, weshalb ähnliche Tragmechanismen das Verhalten charakterisieren. Im Gegensatz zu Balken liegt bei Flachdecken ein räumlicher Versagensmodus vor, wodurch an die Stelle der Balkenbreite gedanklich der Umfang des kritischen Schubrisses tritt. Bild 3.2 (b) schematisiert die wesentlichen Stufen im zeitlichen Ablauf eines Durchstanzversagens und Bild 3.3 eine zugehörige Last-Rotations-Kurve mit den verschiedenen Laststufen bei unterschiedlicher konstruktiver Ausführung des Platte-Stütze-Knotens.

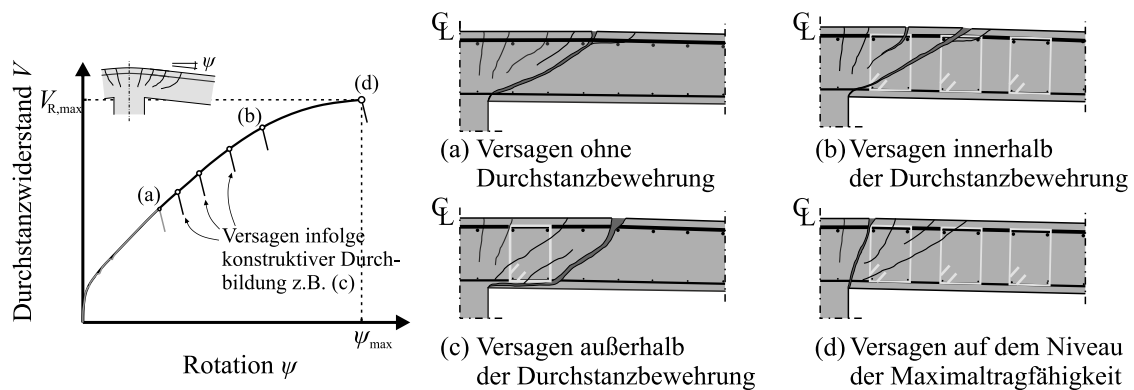


Bild 3.3: Durchstanzversagen von Stahlbetonflachdecken: (a) ohne Durchstanzbewehrung, (b) innerhalb und (c) außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs sowie auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit (d) mit zugehöriger Last-Rotations-Beziehung (V - ψ), entnommen und modifiziert aus [145]

Die zeitliche Abfolge eines Durchstanzversagens lässt sich z. B. nach [18, 145, 214, 238, 270, 286] wie folgt zusammenfassen. Bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit und somit der Erstrisslast, verhält sich das Bauteil nahezu linear elastisch bei sehr geringen Verformungen. Nach Überschreiten dieser entstehen zunächst auf der gezogenen Plattenoberseite tangentiale („kreisförmige“) Biegerisse entlang der Lasteinleitungsfläche. Gleichzeitig resultieren aus der Krümmung der Platte in Umfangsrichtung vermehrt radiale Biegerisse, welche sich mit zunehmender Belastung in Richtung des Plattenrandes entwickeln und zu einem sternförmigen Rissbild auf der gezogenen Plattenoberseite führen. Aufgrund dieser radialen Biegerisse kommt es zu einer Unterteilung der Platte in einzelne Segmente, die um eine Achse am Rand der Lasteinleitungsfläche rotieren. In radialer Richtung konzentriert sich die Krümmung auf den stützennahen Bereich, weshalb bei fortschreitender Belastung auch um die Lasteinleitungsfläche umlaufende, tangentiale Biegerisse auftreten. Diese weisen einen zunehmend größer werdenden Abstand zur Stütze auf. Außerhalb dieses Bereichs nimmt die Platte die Form einer Kegelfläche ein, deren Neigung ψ häufig als Plattenrotation bezeichnet wird (vgl. Bild 3.4). Die beschriebenen Krümmungen in tangentialer und radialer Richtung führen in beiden Richtungen zu Betonstauchungen auf der Biegedruckseite, die einen Druckring entlang der Lasteinleitungsfläche bewirken (Bild 3.2 (b)). Der mehrachsiale Spannungszustand innerhalb dieses Druckrings begünstigt die im Vergleich zur Querkrafttragfähigkeit liniengelagerter Bauteile erhöhte Durchstanztragfähigkeit. Kurz vor Erreichen der Versagenslast entwickeln sich ausgehend von den tangentialen Biegerissen schräg zur Stütze geneigte Schubrisse, deren Risspitze kontinuierlich in Richtung des Auflageranschnitts wandert. Die Durchstanztragfähigkeit der Platte ist letztendlich erreicht, wenn der kritische Schubriss bis zur ungerissenen Druckzone („Druckring“) vordringt und zum Abscheren dieser führt. Die Ausbildung des kritischen Schubrisses erfolgt nahezu kreisförmig um die Stütze und führt zu dem für ein Durchstanzversagen

typischen kegelstumpfförmigen Ausbruchkörper mit Neigungen von etwa 25° bis 35°, der bei Erreichen der Durchstanstragfähigkeit schlagartig herausgedrückt wird (Bild 3.2). Nach Eintreten des Bruchs kann die Lastübertragung im Wesentlichen nur noch über die Dübelwirkung der Bewehrungslagen als eine Art Hängefachwerk erfolgen [204]. Liegt keine ausreichende untere Bewehrungslage vor, besteht infolge Ablösen der oberen Bewehrungslage und somit Verlust der Tragfähigkeit das Risiko eines progressiven Kollapses des Gesamtsystems. [145, 238, 270]

Reicht der Durchstanzwiderstand des Stahlbetonquerschnitts nicht aus, kann die Flachdecke durch den Einbau einer Durchstanzbewehrung verstärkt werden. Das Trag- und Verformungsverhalten wird dann entscheidend von der Menge und konstruktiven Durchbildung der verbauten Durchstanzbewehrung sowie von deren Verankerungsqualität beeinflusst. Entsprechend den schematischen Darstellungen von Bild 3.3 kann das Versagen einer durchstanzbewehrten Flachdecke neben einem Durchstanzversagen innerhalb und außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs auch durch ein Versagen am Stützenanschnitt auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit eintreten. Letztgenanntes tritt bei sehr hohen Durchstanzbewehrungsgraden auf und beschreibt den maximal erreichbaren Durchstanzwiderstand einer Stahlbetonplatte mit Durchstanzbewehrung. Dieser Versagensmodus wird im Wesentlichen durch den am Übergang Stütze-Decke vorherrschenden mehraxialen Spannungszustand sowie die Rotationsfähigkeit der Flachdecke bestimmt. Ein Versagen innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs tritt ein, sofern die verbaute Durchstanzbewehrung nicht in der Lage ist, die fortschreitende Schubrissbildung effektiv zu begrenzen. Ein Fließen oder Verankerungsversagen der Durchstanzbewehrung initiiert in diesem Fall das Bauteilversagen. Liegt eine ausreichend dimensionierte Durchstanzbewehrung vor, deren Ausdehnung jedoch in radialer Richtung zu kurz ausgeführt wurde, kann sich außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs ein kritischer Schubriss einstellen. Das Versagen gleicht dann einem Durchstanzversagen ohne Durchstanzbewehrung nur mit entsprechend vergrößerter Lasteinleitungsfläche. Der Tragwiderstand entspricht in diesem Fall in etwa dem Querkraftwiderstand einer liniengelagerten Platte, da sich aufgrund der zunehmenden Entfernung zum eigentlichen lasteinleitenden Bauteil der mehrachsiale Spannungszustand abbaut. Zusätzlich zu diesen drei Versagensmodi können bei fehlerhafter konstruktiver Ausbildung bzw. Anordnung der Durchstanzbewehrung sekundäre Versagensmodi eintreten. Liegen beispielsweise zu groß gewählte radiale Abstände der einzelnen Elemente vor, kann sich zwischen diesen ein Schubriss ausbilden der nicht von einer Durchstanzbewehrung gekreuzt wird und zum Versagen führt. Umfasst die Durchstanzbewehrung hingegen nicht ausreichend die obere und untere Längsbewehrung, ist eine Delaminierung des Betonkerns zwischen beiden Biegezugbewehrungslagen möglich. [145, 238, 270]

Der Durchstanzwiderstand einer Flachdecke mit und ohne Durchstanzbewehrung resultiert schließlich aus zahlreichen interagierenden Tragmechanismen innerhalb der Platte, die bis zum Versagen mit den äußeren, einwirkenden Schubkräften im Gleichgewicht stehen müssen. Trotz der häufig kontrovers geführten Diskussionen zu den einzelnen Vorgängen und Mechanismen eines Durchstanzversagens mit und ohne Durchstanzbewehrung, kann das Tragverhalten nach [145] anhand folgender allgemein anerkannter, interagierender Schubübertragungsmechanismen des gerissenen Stahlbetonquerschnitts beschrieben werden, die zudem Bild 3.4 anschaulich zeigt.

- Beitrag der ungerissenen Betondruckzone
- Kornverzahnung infolge der Relativverschiebung der Rissufer
- Mitwirkung des Betons auf Zug an der Risspitze (bis zu einer begrenzten Rissöffnung)
- Dübelwirkung der Biegezugbewehrung
- Zug- und Dübelkräfte einer Durchstanzbewehrung

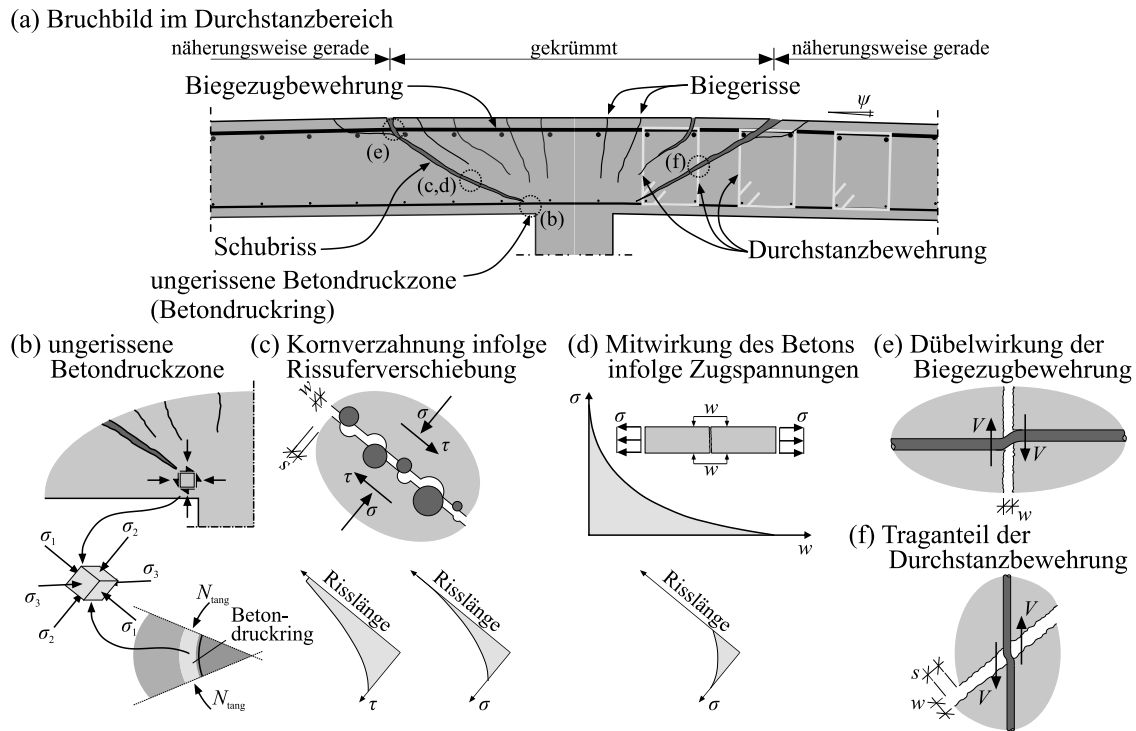


Bild 3.4: Schubübertragungsmechanismen einer Stahlbetonflachdecke im Bereich des Decke-Stütze-Knotens: (a) typisches Bruchbild eines Durchstanzversagens, (b) Beitrag der ungerissenen Betondruckzone, (c) Kornverzahnung der Rissuferverschiebung, (d) Mitwirkung des Betons auf Zug, (e) Dübelwirkung der Biegezugbewehrung, (f) Traganteil einer Durchstanzbewehrung, entnommen und modifiziert aus [145]

3.3 Durchstanztragverhalten von Platten aus Stahlfaserbeton

3.3.1 Allgemeines

Die ersten dokumentierten Untersuchungen zum Durchstanztragverhalten stahlfaserbewehrter Platten gehen nach THEODORAKOPOULOS [260] auf PATEL [200] im Jahre 1970 zurück. Beschränkten sich diese Untersuchungen noch auf rein stahlfaserbewehrte Platten ohne zusätzliche Biegezugbewehrung, berichtete THEODORAKOPOULOS in [260] über erste von CRISWELL 1976 durchgeführte Durchstanzversuche an skalierten, stahlfaserverstärkten Stahlbetonflachdeckenausschnitten. Während PATEL [200] in allen Versuchen einen Biegebruch beobachtete und daraus folgerte, dass die Stahlfaserzugabe ein Durchstanzversagen effektiv verhinderte, äußerte sich nach THEODORAKOPOULOS [260] bei CRISWELL im Vergleich zu faserfreien Referenzversuchen ein Durchstanzversagen mit Traglaststeigerungen von etwa 20 % verbunden mit einer Zunahme des Verformungsvermögens sowie einer ausgeprägten Resttragfähigkeit. Angemerkt sei an dieser Stelle, dass weder die Arbeit von PATEL [200] noch die von CRISWELL für die eigene Recherche zugänglich waren, weshalb diese Angaben rein der Arbeit von THEODORAKOPOULOS [260] entstammen. Seit Anfang der 1980er Jahre wurden fortan kontinuierlich Untersuchungen an stahlfaserverstärkten Stahlbetonflachdeckenausschnitten mit und ohne Durchstanzbewehrung sowie mit unterschiedlichsten Fasergehalten und Fasertypen vorgenommen und zahlreiche Bemessungsmodelle abgeleitet. Der Großteil der Untersuchungen erfolgte an zentrisch belasteten Flachdeckenausschnitten ohne Durchstanzbewehrung unter statischer Beanspruchung. Das Ziel dieser

Untersuchungen lag meist neben der Ausführung schlanker Bauteile im vollständigen Ersatz von Biegezug- und/oder Durchstanzbewehrung durch eine Zugabe von Stahlfasern.

Für die eigenen Untersuchungen wurden mehr als 60 Quellen mit über 500 Einzelversuchen verschiedenster Zielsetzungen und Versuchsaufbauten zusammengetragen, gesichtet und ausgewertet. Im Vordergrund stand das Auffinden des Großteils der in der internationalen Fachliteratur dokumentierten Untersuchungen zum Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Platten mit und ohne Durchstanzbewehrung im Bereich von Innenstützen unter statischer Beanspruchung. Die Hauptaufgabe der Stahlfaserzugabe besteht bei diesen kombinationsbewehrten Bauteilen ähnlich der Anordnung von Durchstanzbewehrung in der Verbesserung des Durchstanztragverhaltens. Bevor auf die für diese Arbeit wesentlichen Quellen bzw. Untersuchungen und deren Erkenntnisse vertieft eingegangen und die gewonnene Datenbasis vorgestellt wird, soll zunächst ein auszugsweiser Einblick in die darüber hinausgehenden Untersuchungen mit faserverstärkten Betonen im Bereich des Decke-Stütze-Knotens gegeben werden. Auf eine detailliertere Beschreibung der einzelnen Untersuchungen wird an dieser Stelle jedoch verzichtet und für weiterführende Informationen auf die entsprechenden Literaturstellen verwiesen.

Neben der Verwendung von Stahlfasern wurden in den vergangenen Jahrzehnten mehrfach die Einsatzmöglichkeiten von Kunststofffasern im Bauwesen thematisiert. Während sich Kunststoff- und insbesondere Polypropylenfasern besonders zur Verbesserung des Brand-/Abplatz- und Rissverhaltens etabliert haben [48, 132], konnte in [116, 133, 189, 231] keine nennenswerte Verbesserung der Durchstanztragfähigkeit beobachtet werden. In den Versuchen von HARAJLI / MAALOUF / KHATIB [116], HUGHES / XIAO [133] und SERMET / OZDEMIR [231] wurden hierbei Polypropylenfasern dem Beton beigegeben, während NAAMAN / LIKHITRUANGSILP / PARRA-MONTESINOS [189] Fasern aus Polyvinylalkohol sowie aus Polyethylene verwendeten. Das Versuchsprogramm von HUGHES / XIAO [133] beinhaltete zudem einen Versuch mit einer Kombination aus Bügeln und Kunststofffasern als Durchstanzbewehrung. Diese vier Versuchsserien verdeutlichen einheitlich, dass Kunststofffasern zu einer nennenswerten Verbesserung der Duktilität und des Energieabsorptionsvermögens einer Platte führen, jedoch lediglich eine geringe Steigerung des Durchstanzwiderstandes bewirken. Durchstanzversuche mit einem Mix aus Stahl- und Polypropylenfasern in [5] zeigten auch nach Abschluss einer zweistündigen Brandbeanspruchung infolge der reduzierten Rissbildung im Vergleich zu rein mit Stahlfasern verstärkten Versuchskörpern bei ähnlichen Maximallasten erhöhte Steifigkeiten sowie reduzierte Verformungen.

Auch bei Sonderbetonen erwies sich eine Faserzugabe als effiziente Möglichkeit zur Verbesserung des Nachrisszugtragverhaltens und damit der Durchstanztragfähigkeit. Unter dem Gesichtspunkt der Eigengewichtsreduktion rückt häufig der Einsatz von Leichtbeton in den Vordergrund. Bereits 1987 beobachteten WALRAVEN / PAT / MARKOV [273] bei sechs Durchstanzversuchen aus Leichtbeton deutliche Traglaststeigerungen infolge einer Faserzugabe. THEODORAKOPOULOS [260] und CARATELLI ET AL. [32] bestätigten diese Beobachtung und leiteten eine zu Bauteilen mit normalfester Gesteinskörnung vergleichbare Wirksamkeit der Stahlfasern ab. Die Effektivität einer Stahlfaserzugabe bei selbstverdichtendem Beton stand im Fokus der Untersuchungen von RAGAB [206] und TEIXEIRA [256]. Insbesondere bei hohen Stahlfasergehalten erwies sich die fehlende mechanische Verdichtung als nachteilig und führte zu reduzierten Durchstanztragfähigkeiten. Zur Verbesserung der Nachhaltigkeit des Baustoffs Beton wird in den vergangenen Jahren vermehrt die Verwendung rezyklierter Gesteinskörnungen bei der Betonherstellung forciert („R-Beton“). Zur Bewertung der Gültigkeit der an Bauteilen mit herkömmlicher Gesteinskörnung gewonnenen Erkenntnisse auf Bauteile aus R-Beton betrachteten XIAO ET AL. [281] das Durchstanztragverhalten von Stahlfaserbetonen mit verschiedenen Gehalten an rezyklierter Gesteinskörnung. Während die Zugabe rezyklierter Gesteinskörnungen bei faserfreien Betonen reduzierte Durchstanztragfähigkeiten bewirkte, führte auch hier eine Stahlfaserzugabe zu Traglaststeigerungen und somit einem Ausgleich dieser zuschlagsbedingten Tragfähigkeitsreduktion. Ist bei

der Bemessung die Maximaltragfähigkeit des Decke-Stütze-Knotens einer Flachdecke von Bedeutung, so konnten die Vorteile der Verwendung neuartiger faserverstärkter Hochleistungsbaustoffe wie beispielsweise Ultrahochfester Betone (UHPC) mit und ohne Faserzusatz mehrmals im Rahmen von Forschungsvorhaben aufgezeigt werden. In [193, 207] erwiesen sich beispielsweise kleine UHPC-Elemente zur lokalen Verstärkung der Druckzone des Decke-Stütze-Knotens in Verbindung mit Doppelkopfbolzen mit Traglastfaktoren $V_{\text{Test}}/V_{\text{Rk,c,EC2}}$ bis 3,00 als geeignet. Im Gegensatz hierzu wurde in [10, 175, 234, 284] die Verbesserung des Durchstanztragverhaltens durch eine partielle Substitution normalfester Betone durch UHPC-Elemente oder durch vollständige Ausführung des Knotenbereichs aus UHPC erzielt (vgl. Bild 3.5).

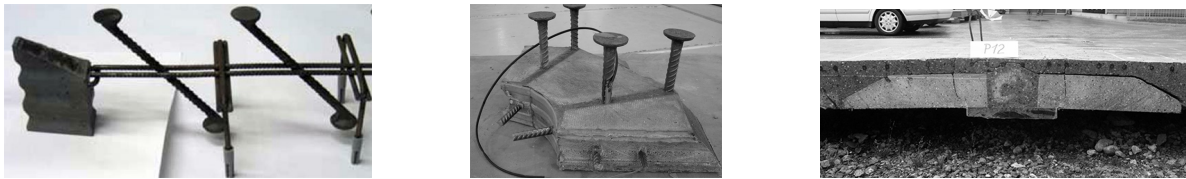


Bild 3.5: Verwendung von UHPC-Elementen verschiedenster Größen zur Verbesserung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken nach NEGELE [193] (links), nach RANDL [207] (Mitte), nach ZEHENTNER [284] (rechts), entnommen aus [193, 207, 284]

Bei der Durchführung von Durchstanzversuchen an Flachdeckenausschnitten werden aus dem Platten-tragverhalten entstehende Effekte wie beispielsweise Drucknormalkräfte infolge Membranwirkung oder einer rissbedingt variierenden Lage des Momentennullpunktes vernachlässigt [18, 73, 75, 145]. Insbesondere bei Stahlfaserbeton können diese Effekte von entscheidender Bedeutung sein, weshalb GOSSLA [97], DESTREE / MANDL [50], HEDEBRATT / SILFWERBRAND [119] oder STANISLAV / DE LA FUENTE / MENA [249] Untersuchungen an rein stahlfaserbewehrten Flachdeckensystemen durchführten (vgl. Bild 3.6). Hierbei erwies sich meist die Biegetragfähigkeit des faserbewehrten Querschnitts aufgrund der fehlenden Biegezugbewehrung als begrenzendes Medium. Lediglich bei wenigen Versuchen zeigten sich vereinzelt nach sehr großen Verformungen für ein Durchstanzversagen typische Schubrisse.



Bild 3.6: Durchstanzversuche an rein stahlfaserbewehrten Flachdeckensystemen von GOSSLA [97] (links), DESTREE / MANDL (Mitte) [50], HEDEBRATT / SILFWERBRAND (rechts) [119], entnommen aus [50, 97, 119]

Um Platten auch gänzlich ohne jegliche konventionelle Betonstahlbewehrung ausführen zu können und dennoch die erforderliche Biegetragfähigkeit zu gewährleisten, wurde die Eignung verbundlos vorge-spannter Platten aus Stahlfaserbeton untersucht z. B. [117, 141, 251]. In diesem Zusammenhang äußerten sich bei reinen Stahlfaserbetonplatten mit kreuzweise, gekrümmt verlegten, verbundlosen Spann-gliedern in den Untersuchungen von KUBAT [141] und HASSANZADEH / SUNDQUIST [117] Biegebrüche ohne ansatzweise erkennbaren Bruchkegel im Trennschnitt. Der gesteigerte Durchstanzwiderstand ist auf die zusätzlichen Traganteile infolge der gekrümmt verlaufenden Spannglieder zurückzuführen. Eine zusätzliche schlaife Betonstahlbewehrung bzw. rein umlaufend angeordnete, verbundlose Spannglieder

ermöglichten bei SUTER / MOREILLON [251] sowie bei KUBAT [141] eine gesteigerte Biegetragfähigkeit und schließlich ein aus der Faserzugabe resultierendes sehr duktiler Durchstanzversagen mit Traglaststeigerungen von 20 % bis 50 %.

Neben den zahlreichen statischen Versuchen, wurden mehrfach auch Untersuchungen unter dynamischer bzw. zyklischer Beanspruchung vorgenommen. So berichtet THEODORAKOPOULOS [260] von ersten zyklischen Durchstanzversuchen an Platten aus Stahlfaserbeton durch LAMOUREAUX [147] im Jahre 1973. KUBAT betrachtete 1996 in [141] das Tragverhalten vorgespannter, stahlfaserverstärkter Flachdecken ohne zusätzliche Biegezugbewehrung unter Dauerschwingbeanspruchung durch Aufbringung von $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel bei einem Lastniveau von etwa 60 % der späteren Bruchlast. Im Vergleich zu identisch ausgeführten rein statisch beanspruchten Versuchskörpern konnte KUBAT keine nennenswerten Auswirkungen auf die erzielten Traglasten und das eingetretene Rissbild beobachten. Im Fokus der Untersuchungen von DIAZ [53], TEGOS / TSONOS [255], CHENG / PARRA-MONTESINOS [38, 39] sowie GOUVEIA / FARIA / RAMOS [102] stand das Verhalten und Energieabsorptionsvermögen stahlfaserverstärkter Decke-Stütze-Knoten unter Erdbebenbeanspruchung. Neben der für Durchstanzversuche üblichen Vertikallast wurden die Versuchskörper zusätzlich durch eine wechselseitig, zyklisch wirkende Horizontalbelastung beaufschlagt. Das sehr duktile Nachbruchverhalten des Stahlfaserbetons bewirkte bei allen Versuchen im Vergleich zu faserfreien Stahlbetonbauteilen ein deutlich gesteigertes Verformungsvermögen sowie ein erhöhtes Vermögen zur Energiedissipation, was die besondere Eignung von Stahlfaserbeton für Bauteile in erdbebengefährdeten Gebieten bestätigt.

Der Fokus dieser Arbeit und somit der nachfolgenden Darstellungen liegt ausschließlich auf dem Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Stahlbetonflachdecken mit und ohne Durchstanzbewehrung im Bereich von Innenstützen unter statischer Beanspruchung. Aus diesem Grund wird auf die zuvor genannten Untersuchungen im Weiteren nicht näher eingegangen.

3.3.2 Überblick über Durchstanzversuche aus der Literatur

Das Ziel dieser Arbeit besteht in der Entwicklung bzw. Verbesserung praxisingerechter Bemessungsansätze zur Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Flachdecken. Bis zum heutigen Tage bilden hierfür experimentelle Bauteilversuche an Flachdeckenausschnitten die Ausgangsbasis für ein vertieftes und theoretisches Verständnis des komplexen Verhaltens von Platten unter Durchstanzbeanspruchung. In einem ersten Schritt wurden daher in der nationalen und internationalen Fachliteratur dokumentierte Versuche an stahlfaserverstärkten Platten im Bereich von Innenstützen zusammengetragen und gesichtet, um gezielt Lücken und Unschärfen in der bestehenden Datenbasis zu identifizieren und aufzuzeigen.

Als Ausgangspunkt der Recherche diente die von TEUTSCH [257] entwickelte Datenbank mit 33 stahlfaserverstärkten Durchstanzversuchskörpern, die zunächst hinsichtlich der enthaltenen Versuchskennwerte überprüft und anschließend durch historische sowie aktuelle Versuchskörper umfassend ergänzt wurde. Alle gesammelten Daten wurden in einer neuen, hinsichtlich der für moderne Regelwerke notwendigen Rechenkenngrößen deutlich detaillierteren Durchstanz-Datenbank „Stahlfaserbeton“ zusammengefasst, die bereits auszugsweise in einem früheren Stand in [149] veröffentlicht ist. Der Aufbau der neuen Datenbank orientierte sich an der für Stahlbetonplatten von BEUTEL [18] und SIBURG / HEGGER [124, 238] aufgestellten und veröffentlichten Durchstanz-Datenbank, weshalb sich die vorliegende Datenbank als Erweiterung dieser betrachten lässt.

Bei der Sichtung der verschiedenen Versuchskörper zeigte sich, dass die recherchierten Quellen nicht alle einen einheitlichen Standard aufweisen und die experimentellen Untersuchungen häufig nur lückenhaft dokumentiert sind. Dies betrifft insbesondere die stahlfaserbetonspezifischen Materialkennwerte

zahlreicher älterer Untersuchungen bis etwa zum Jahr 2010. Bei nahezu allen bis zu diesem Zeitpunkt vorliegenden Versuchskörpern fehlen weitestgehend konkrete Angaben zur Nachrisszugfestigkeit der verwendeten Stahlfaserbetone (z. B. [39, 47, 116, 127]). Vereinzelt sind lediglich Ergebnisse aus Spaltzugversuchen (z. B. [4, 15, 117, 194, 199, 274]) oder aus Biegezugversuchen (z. B. [130, 253]) gegeben, wobei unterschiedlichste Versuchsaufbauten und Auswertepunkte wie beispielsweise bei Erstrisslast Verwendung fanden oder lediglich integrale Festigkeitswerte dokumentiert sind. Diese Ergebnisse lassen sich meist nur schwer oder gar nicht in die für heutige Regelwerke notwendigen residuellen Nachrisszugfestigkeiten überführen, weshalb zur deren Abschätzung Näherungsansätze erforderlich sind.

Die meisten Quellen beinhalten sogenannte Referenzversuche, bei denen es sich um baugleiche, faserfreie Stahlbetonversuchskörper handelt, die eine unmittelbare Ableitung des Fasertraganteils aus einem direkten Vergleich ermöglichen und daher ergänzend in die Datenbank mitaufgenommen wurden. Zur Gewährleistung einer ausreichenden Vergleichbarkeit der verschiedenen Versuchsserien erfolgte bei der Erstellung der Datenbank ein Ausschluss derjenigen Versuchskörper, die mindestens eines der folgenden Kriterien erfüllen:

- glatte Betonstahlbewehrung
- Kunststofffasern
- vorgespannte Flachdeckenausschnitte
- Versuchskörper mit eingespannten Plattenrändern bzw. verhinderter Verformung der Plattenränder (z. B. Stahlrahmen ermöglicht Wirkung von Membrankräften)
- Versuchsaufbauten mit (elastisch) gebetteten Versuchskörpern
- Versuche an Flachdeckensystemen

Tabelle 3-1 Umfang der vorliegenden Datenbasis

Bezeichnung	faserverstärkte Versuchskörper	Referenzversuchskörper	Gesamt
ohne Durchstanzbewehrung	275	79	354
mit Durchstanzbewehrung	12	8	20
Gesamt	287	87	374

Insgesamt wurden über 500 Versuchskörper gesichtet, von denen 374 keines der genannten Kriterien erfüllten und daher in die Datenbank aufgenommen werden konnten. Die Zusammensetzung der 374 Versuchskörper getrennt nach faserverstärkten Flachdeckenausschnitten und Referenzversuchen zeigt Tabelle 3-1. In Bild 3.7 ist der Datenumfang hinsichtlich der verwendeten Fasergeometrie dargestellt. Etwa 67 % der faserverstärkten Versuchskörper enthielten Stahlfasern mit gekröpften Endhaken und 18 % mit gewellter Geometrie, andere Fasergeometrien liegen nicht vor (vgl. Bild 2.1).

Die Diagramme in Bild 3.8 veranschaulichen die Häufigkeitsverteilungen aller Versuchskörper der Datenbank aufgetragen über die Einflussparameter Plattendicke h , Betondruckfestigkeit f_{ck} , Stützenabmessung l_c , Längsbewehrungsgrad ρ_l , Stahlfasergehalt V_f und Faserschlankeit λ_f . Die 354 gesichteten Versuchskörper ohne Durchstanzbewehrung entstammen 41 Quellen und setzen sich aus 79 faserfreien Referenzversuchen und 275 stahlfaserverstärkten Versuchskörpern mit Plattendicken in einem Bereich von 22 bis 400 mm zusammen. Wie zu erkennen ist, erfolgte der Großteil der Prüfungen an tendenziell kleinmaßstäblichen Versuchskörpern mit Plattendicken h zwischen 50 und 150 mm und entsprechend zugehörigen Stützenabmessungen l_c zwischen 50 und 200 mm. Versuche mit Plattendicken über 200 mm fehlen nahezu gänzlich. Etwa 55 % der Untersuchungen weisen eine charakteristische Zylinder-

druckfestigkeit zwischen 20 und 40 N/mm² und etwa 70 % einen Längsbewehrungsgrad ρ_1 kleiner 1,25 % auf, was in beiden Fällen etwa auch dem Bereich praxisüblicher Werte im Hoch- und Industriebau entspricht. Die verbauten Fasergehalte liegen überwiegend in einem Bereich zwischen 0,40 und 1,20 Vol.-%, wobei Fasern mit Schlankheiten $\lambda_f = l_f/d_f$ zwischen 40 und 120 zum Einsatz kamen.

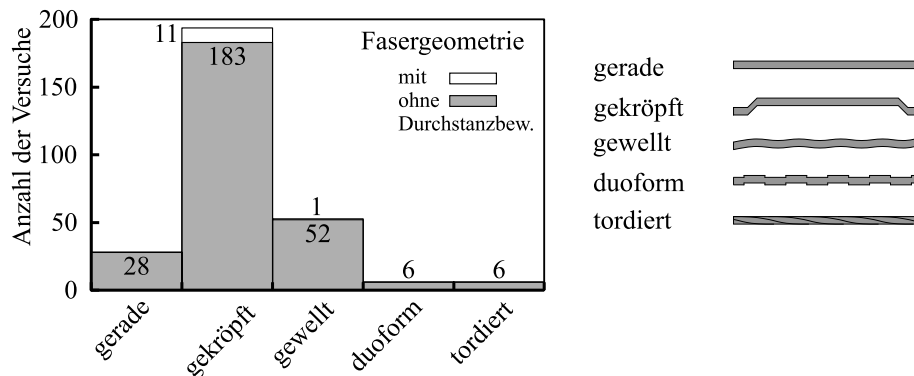


Bild 3.7: Häufigkeitsverteilung der 287 stahlfaserverstärkten Versuchskörper in Abhängigkeit der verwendeten Stahlfasergeometrie

Für das Durchstantragverhalten stahlfaserverstärkter Flachdecken mit Durchstanzbewehrung im Bereich von Innenstützen führte die Sichtung der internationalen Fachliteratur lediglich zu vier Versuchsreihen mit insgesamt 20 Einzelversuchen, von denen zwölf unter der Verwendung von Stahlfaserbeton und acht als baugleiche, faserfreie Referenzversuchskörper hergestellt wurden. Die ausgeführten Plattendicken h lagen in einem Bereich von 60 bis 130 mm bei Stützenabmessungen l_c zwischen 50 und 150 mm. Wie Bild 3.8 (b) zu entnehmen ist, wurden sowohl normalfeste Betone mit einer Betondruckfestigkeit f_{ck} um 30 N/mm² als auch hochfeste Betone um 75 N/mm² geprüft. Im Vergleich zu den Versuchskörpern ohne Durchstanzbewehrung lagen höhere Längsbewehrungsgrade ρ_1 zwischen 1,25 und 3,00 % vor. Als Durchstanzbewehrung kamen bei zwei Versuchskörpern klassische Schubaufbiegungen zur Ausführung, während die verbleibenden 18 Versuchskörper einheitlich bolzenartige Durchstanzbewehrungselemente enthielten. Detailliert wird in Kapitel 3.3.5 auf die konstruktive Durchbildung und Ausführung dieser Versuchskörper und insbesondere deren Durchstanzbewehrung eingegangen.

Die meisten Versuchskörper verdeutlichen einheitlich den positiven Effekt der rissüberbrückenden Wirkung der Stahlfasern auf das Durchstantragverhalten in Form gesteigerter Trag- und Verformungsfähigkeiten. Die in Kapitel 3.2 dargestellten zeitlichen Abläufe und Mechanismen des Durchstanzversagens faserfreier Stahlbetonplatten lassen sich hierbei weitestgehend auch auf Bauteile aus Stahlfaserbeton übertragen (z. B. [133, 146]).

Bis zum Eintreten erster radialer und tangentialer Biegerisse verhielten sich die faserbewehrten und faserverstärkten Platten analog zu faserfreien Stahlbetonplatten nahezu linear-elastisch und das Steifigkeitsverhalten im Zustand I wurde nur unwesentlich durch das Vorhandensein der Stahlfasern beeinflusst (z. B. [37, 101, 133, 254]). Der Übergang in den gerissenen Zustand II fand bei ansonsten identischen Eigenschaften nahezu unabhängig vom Stahlfasergehalt bei ähnlichen Lasten statt, was den untergeordneten Einfluss der Stahlfasern auf das Rissmoment des Querschnitts bekräftigt (z. B. [16, 37, 98, 133]). Erst im gerissenen Zustand II verdeutlicht sich die rissüberbrückende Wirkung der Stahlfasern auf das Tragverhalten in Form leicht gesteigerter Steifigkeiten bei Vorliegen hoher Fasergehalte sowie merkliche Traglaststeigerungen bei gleichzeitig zunehmender Verformung. Während faserfreie Betone gemäß Bild 3.4 (c) bereits bei Schubrissöffnungen von etwa 0,15 mm keine nennenswerten Zugspan-

nungen übertragen können [49], ermöglichen Stahlfasern auch bei größeren Rissöffnungen ein ausgeprägtes Nachrisszugtragverhalten und verhindern eine unkontrollierte Rissöffnung (vgl. Kap. 2.3.3).

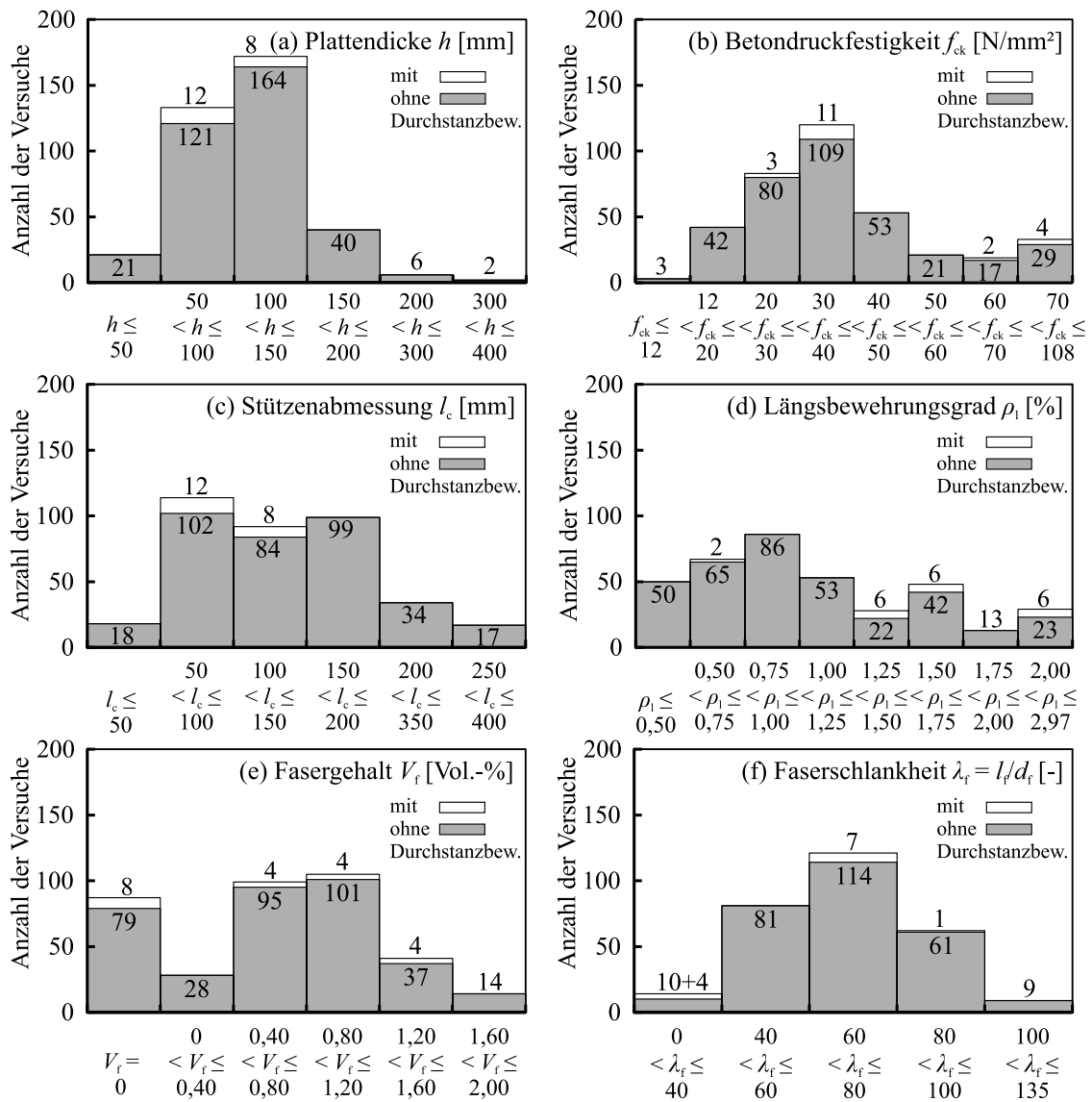


Bild 3.8: Häufigkeitsverteilung der 374 faserfreien und faserverstärkten Versuchskörper ohne sowie der 20 Versuchskörper mit Durchstanzbewehrung in Abhängigkeit (a) der Plattendicke, (b) der Betondruckfestigkeit, (c) der Stützenabmessung, (d) des geometrischen Längsbewehrungsgrades, (e) des Fasergehaltes und (f) der Faserschlankheit

Die von Stahlbetonplatten bekannten Tragmechanismen (Bild 3.4) werden durch die Stahlfaserwirkung im Schubriss ergänzt, woraus ein teils signifikanter Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten resultiert. Anstelle des in Bild 3.4 (d) dargestellten Zugspannungs-Rissöffnungs-Verlaufs tritt der in Bild 3.9 enthaltene Verlauf des Stahlfaserbetons. Nachfolgend sollen die wesentlichen Erkenntnisse der in der Literatur dokumentierten Versuche getrennt für rein faserbewehrte Platten ohne Biegezugbewehrung sowie für stahlfaserverstärkte Platten mit und ohne Durchstanzbewehrung zusammenfassend dargestellt werden. Zunächst wird hierbei jeweils ein Überblick über die durchgeführten Untersuchungen gegeben, bevor ein Überblick über deren wesentliche Erkenntnisse gegeben wird.

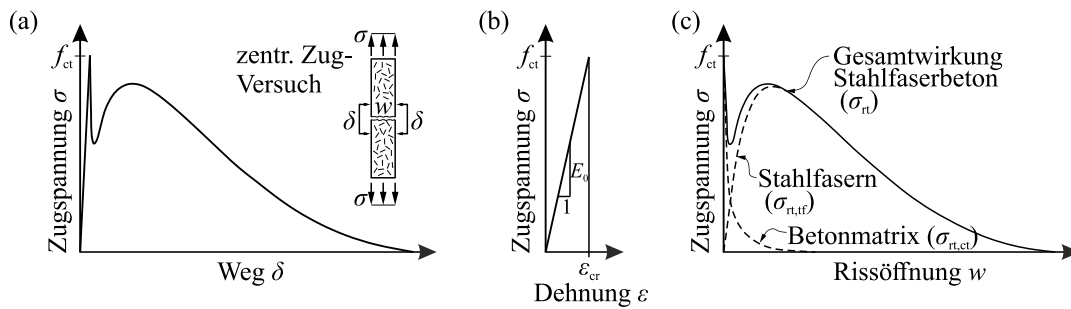


Bild 3.9: Verhalten von Stahlfaserbeton unter zentrischer Zugbeanspruchung: (a) schematische Darstellung des Ergebnisses eines zentrischen Zugversuchs als Zugspannung-Verschiebungs-Diagramm bzw. (b)+(c) Zugspannungs-Dehnungs- und Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung, entnommen und modifiziert aus [94, 146]

3.3.3 Stahlfaserbewehrte Platten ohne Biegezugbewehrung

Wie THEODORAKOPOULOS in [260] berichtet, konnte PATEL [200] 1970 bei den ersten dokumentierten Durchstanzversuchen an rein faserbewehrten Flachdeckenausschnitten ausschließlich ein Biegeversagen beobachten. Er ging daher davon aus, dass eine Faserzugabe ein Schubversagen effektiv unterbindet. Ab Mitte der 90er Jahre folgten Versuchsserien an vorgespannten Stahlfaserbetonplatten ohne zusätzliche Biegezugbewehrung z. B. von KUBAT [141] oder HASSANZADEH / SUNDQUIST [117], die als Referenzversuche meist auch einzelne, rein faserbewehrte Versuchskörper beinhalteten. Während DI PRISCO / FELICETTI [51], NAAMAN ET AL. [189] oder TAN / VENKATESHWARAN [254] umfangreiche und systematische Untersuchungen an kleinmaßstäblichen Versuchskörpern durchführten, untersuchte MICHELS ET AL. in [169, 170] das Trag- und Verformungsverhalten stahlfaserbewehrter Flachdeckenausschnitten im Bereich negativer Biegemomente mit praxisüblichen Plattendicken von 200 bis 400 mm bei Abspannradien von 1,90 und 2,34 m.

All diese Untersuchungen an stahlfaserbewehrten Flachdeckenausschnitten ohne Biegezugbewehrung und ohne Vorspannung verdeutlichen einheitlich, dass die Versuchskörper auch bei hohen Fasergehalten und teils überkritischem Verhalten in der Regel nicht bis zur Durchstanztragfähigkeit belastet werden konnten (z. B. [97, 141, 169, 254]). Aufgrund der fehlenden Biegezugbewehrung waren die faserbewehrten Querschnitte nicht in der Lage, die für das räumliche Tragverhalten bzw. die Ausbildung des geneigten Schubrisses und somit ein Durchstanzversagen notwendige Biegetragfähigkeit sicherzustellen, weshalb die Bauteile vor Erreichen der eigentlichen Schubtragfähigkeit durch einen Biegebruch versagten (z. B. [97, 170, 254]). In einzelnen Versuchen konnte nach Versuchsabschluss dennoch ein Durchstanzkegel festgestellt werden, der sich jedoch erst nach eingetretenem Biegeversagen bei sehr großen Verformungen aus kinematischen Gründen ausbildete (z. B. [51, 119]). Analog dem in Kapitel 3.2 beschriebenen Verhalten von Stahlbetonplatten bildeten sich auch bei stahlfaserbewehrten Versuchskörpern mit Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons auf der gezogenen Plattenoberseite erste Biegerisse, deren Rissöffnung mit fortschreitender Belastung kontinuierlich zunahm. Während tangentielle Biegerisse im Bereich der Lasteinleitungsfläche nur bei wenigen Versuchskörpern beobachtet werden konnten [169], traten vor allem bis zum Plattenrand verlaufende radiale Biegerisse auf [119, 169, 254]. In Abhängigkeit der in den Rissen wirksamen Nachrisszugfestigkeit sowie des statischen Systems bzw. der Lagerungsbedingungen konnte die aufgebrachte Last nach eingetretener Rissbildung weiter gesteigert werden, bis Lastumlagerungen die Ausbildung weiterer radialer Biegerisse begünstigte. Die Biegetragfähigkeit der Flachdecke war schließlich erreicht, als die eingetretenen Biegerisse - die sogenannten Bruchlinien - eine kinematische Kette bildeten und zu dem für ein Biegeversagen

typischen Bruchlinienmuster führten (vgl. Bild 3.11). Das Versagen äußerte sich in den Versuchen meist, wie für ein Biegeversagen üblich, sehr duktil mit einem ausgeprägten Traglastplateau und anschließendem stetigen Lastabfall, wobei mit ansteigendem Fasergehalt eine zunehmende Tragfähigkeit verzeichnet werden konnte. [254]. Eine Vergrößerung der Plattendicke bewirkte ebenfalls einen Anstieg der Tragfähigkeit, wobei nach Überschreiten der Höchstlast ein steiler bzw. spröder abfallender Ast auftrat (z. B. [170, 254]). MICHEL ET AL. [170] führte dies auf die bei gleicher Plattenrotation vorliegenden größeren Rissöffnungen großer Plattendicken zurück. Bei identischem Fasergehalt zeigten Fasern höherer Leistungsfähigkeit aufgrund verbesserter Ausbildung der Endverankerung sowie hohen Drahtzugfestigkeiten keinen nennenswerten Einfluss auf die erzielbare Höchstlast, lediglich im Nachbruchbereich äußerte sich ein duktileres Verhalten in Form eines flacher abfallenden Kurvenverlaufs [254]. Nähere Hintergründe oder Erläuterungen zu diesem Verhalten werden von den Autoren nicht gegeben. Im Rahmen dieser Arbeit wurde dieses auf vergleichbare Rissöffnungsweiten und damit ähnlichen Faserdehnungen bei Erreichen der Höchstlast zurückgeführt. Da sich beide Fasertypen hierbei vermutlich im elastischen Bereich befinden, kann unter Annahme identischer Elastizitätsmodule der Vorteil der hochfesten Stahlgüte nicht aktiviert und genutzt werden. Im Nachbruchbereich hingegen verhindert die verbesserte Endverankerung einen Faserauszug und infolge der zunehmenden Rissöffnungen kommt es zu einer vollständigen Aktivierung der hochfesten Fasern, was schließlich das beobachtete duktilere Nachbruchverhalten begünstigt.

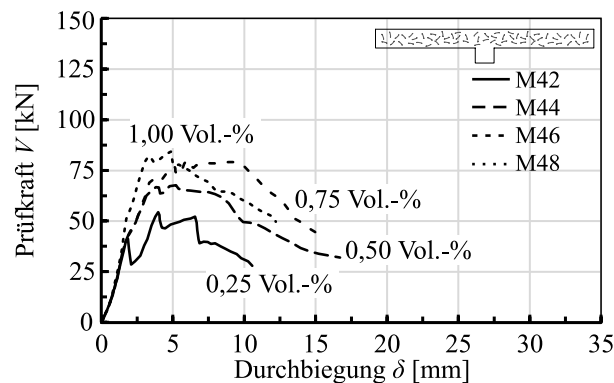


Bild 3.10: Prüfkraft-Durchbiegungs-Verhalten der mit unterschiedlichen Stahlfasergehalten und ohne Biegezugbewehrung ausgeführten Versuchskörper M42, M44, M46 und M48, entnommen und modifiziert aus [254]

Bild 3.10 zeigt vier Prüfkraft-Durchbiegungs-Verläufe der von TAN / VENKATESHWARAN [254] unter rotationssymmetrischer Belastung mit unterschiedlichen Stahlfasergehalten - jedoch einheitlichem Stahlfasertyp - geprüften Versuchskörper M42, M44, M46 und M48 ohne Biegezugbewehrung. Obwohl es sich hierbei um kleinmaßstäbliche Versuchskörper (700 mm x 700 mm) mit einer Plattendicke von 120 mm und damit geringer Schubschlankheit handelt, verdeutlichen diese Ergebnisse sehr gut den beschriebenen Einfluss des Fasergehaltes auf das Trag- und Verformungsverhalten faserbewehrter Platten ohne Biegezugbewehrung bei zentrischer Belastung.

Nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit lässt sich in Versuch M42 (0,25 Vol.-%) ein spröder Lastabfall beobachten, bevor die Aktivierung der Stahlfasern eine erneute Laststeigerung ermöglicht (ungefähr 30 %). Der anschließend folgende, sägezahnähnliche Verlauf mit weiteren Lastabfällen weist auf die Ausbildung weiterer Biegerisse hin. Mit steigendem Fasergehalt kann die Last über die Biegezugfestigkeit des Betons hinaus gesteigert werden (vgl. 2.2.1), weshalb ab einem Fasergehalt von 0,5 Vol.-% in Versuch M44 nur noch geringe Lastabfälle verzeichnet werden. Ein Vergleich der Höchstlasten dieser Versuchskörper verdeutlicht, dass mit zunehmendem Fasergehalt die Effektivität der Fasern und damit

die Traglaststeigerung abnimmt. Dies könnte auf eine schwierigere Verarbeitbarkeit bei hohen Stahlfasergehalten zurückzuführen sein, die beispielsweise höhere Luftporengehalte mit sich bringt. Nach Überschreiten der Höchstlast weisen alle Versuchskörper das aus der Faserzugabe hervorgerufene duktile Nachbruchverhalten mit ausgeprägter Resttragfähigkeit auf. Ergänzend zeigt Bild 3.11 die zu den Versuchskörpern mit 0,50 und 1,00 Vol.-% gehörenden Rissbilder der gezogenen Plattenoberseite mit den für ein Biegeversagen bei mittlerer Einzellastbeanspruchung typischen Bruchlinienverläufen.



M44 (0,50 Vol.-%)



M48 (1,00 Vol.-%)

Bild 3.11: Rissbild der Plattenoberseite der mit unterschiedlichen Stahlfasergehalten und ohne Biegezugbewehrung ausgeführten Versuchskörper M44 und M48, entnommen aus [254]

3.3.4 Stahlfaserverstärkte Stahlbetonplatten ohne Durchstanzbewehrung

Bereits 1976 ließen nach THEODORAKOPOULOS [260] erste kleinmaßstäbliche Untersuchungen von CRISWELL an stahlfaserverstärkten Stahlbetonflachdeckenausschnitten das Potential von Stahlfasern im Bereich des Decke-Stütze-Knotens erkennen. CRISWELL beobachtete bei Traglaststeigerungen von etwa 21 bis 27 % ein duktileres Nachbruchverhalten mit einem Anstieg der Resttragfähigkeit und der Verformung, wobei bei geringen Längsbewehrungsgraden häufig ein Übergang zu einem Biegeversagen auftrat. Diese Versuchskörper waren der Anstoß für eine Vielzahl von Untersuchungen zum Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Stahlbetonplatten bis zum heutigen Tage mit unterschiedlichsten Zielsetzungen. Während vor allem Versuchskörper mit Plattenstärken kleiner 150 mm geprüft wurden (vgl. Bild 3.8 (a)), unterscheiden sich die verschiedenen Versuchsserien in Geometrie und Lagerungsbedingungen deutlich. So kamen Versuchskörper mit kreisförmiger, oktogonaler oder rechteckiger Grundrissgeometrie zum Einsatz, deren Ecken bzw. Bauteilränder frei abhebend, gehalten oder eingespannt gelagert waren. Neben meist kreisförmig angeordneten punktförmigen Abspannpunkten fanden auch im Grundriss quadratisch verlaufende Linienlagerungen Anwendung. Bild 3.12 veranschaulicht auszugsweise verschiedene, verwendete Versuchsaufbauten. Üblicherweise beinhalteten die Versuchskörper ein für Flachdecken übliches oktogonales Biegezugbewehrungsnetz.

Die Versuchskörper an stahlfaserverstärkten Stahlbetonplatten belegen durchwegs, dass eine Stahlfasierzugabe eine deutliche Steigerung der Durchstanztragfähigkeit gegenüber faserfreien Versuchskörpern gewährleistet (z. B. [15, 99, 117, 194, 253, 261, 273]). Die verbesserte Durchstanztragfähigkeit geht hierbei allgemein mit zunehmenden Verformungen bei Höchstlast, einem duktileren Nachbruchverhalten sowie größeren Resttragfähigkeiten einher. Hierbei unterscheidet sich der zeitliche Ablauf des Durchstanzversagens sowie die beobachteten Versagensmechanismen im Wesentlichen nicht von denen faserfreier Stahlbetonplatten (vgl. Kap. 3.2, z. B. [9, 15, 37, 99, 191]). Nach Überschreiten der Erstrisslast traten radiale und tangentiale Biegerisse auf der gezogenen Plattenoberseite auf, bevor sich ausgehend von den tangentialen Biegerissen der zum Versagen führende Schubriss ausbildete. Die Stahlfasern bewirkten mit zunehmendem Fasergehalt ein feingliedrigeres Rissbild auf der Plattenoberseite, mit

reduzierten Rissbreiten und Rissabständen (z. B. [37, 99, 116, 167, 191]). Analog zu den Versuchskörpern ohne Biegezugbewehrung zeigte sich auch hier im Rahmen versuchstypischer Streuungen der Übergang in den gerissenen Zustand II weitestgehend unabhängig vom Stahlfasergehalt bei Lasten ähnlicher Größenordnung (z. B. [37, 101]).

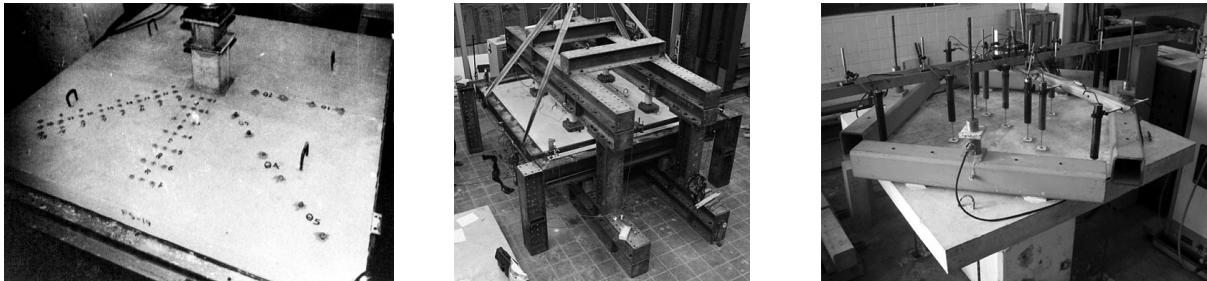


Bild 3.12: Verschiedene Versuchsaufbauten, links: quadratische Linienlagerung mit frei abhebenden Ecken [260], Mitte: Einspannung der Plattenränder mittels Stahlrahmen [264], rechts: kreisförmige Punktlagerung mit frei abhebenden Ecken [98], entnommen aus [98, 260, 264]

Vor allem in älteren Untersuchungen wird teilweise von einem steiferen Verhalten stahlfaserverstärkter Versuchskörper im gerissenen Zustand II und damit reduzierten Verformungen bei gleicher Laststufe berichtet (z. B. [191, 253]), während neuere Untersuchungen meist nur auf geringfügig erhöhte Steifigkeiten im Zustand II verweisen (z. B. [37, 101]). Ein ähnliches Bild zeigt sich für die Neigung der Bruchkegel durch Auswertung des Rissbildes an der Plattenoberseite sowie von freigelegten Stanzkegeln nach Versuchsabschluss. In älteren Untersuchungen ist kein einheitlicher Einfluss der Stahlfasierzugabe auf die Schubrissneigung zu finden. Während z. B. in [253] von reduzierten Neigungswinkeln und größeren Abständen der maßgebenden tangentialen Risse von der Stütze berichtet wird, wurden in [191] von einem Anstieg der Schubrissneigungen mit reduzierten kritischen Rundschnitten berichtet. Neuere Untersuchungen beinhalten meist dokumentierte Trennschnitte der Versuchskörper, welche lediglich einen geringen Einfluss der Stahlfasern auf die Schubrissneigung mit der Tendenz einer Neigungszunahme erkennen lassen (z. B. [98]). Die aus der Faserzugabe resultierende begrenzte Rissöffnung bewirkt für die Biegezugbewehrung einheitlich bei gleicher Laststufe reduzierte Stahldehnungen (z. B. [37, 101, 167, 194, 253]). Insbesondere mit abnehmendem Längsbewehrungsgrad äußerte sich bei gleichem Stahlfasergehalt eine erhöhte Fasertragwirkung und somit eine stärkere Tragfähigkeitszunahme (z. B. [9, 101]). Zu beachten ist, dass bei sehr geringen Längsbewehrungsgraden häufig ein Übergang zu einem Biegeversagen mit deutlichem Fließen der Längsbewehrung und großen Rissöffnungen einherging. Mechanisch verankerte Stahldrahtfasern ermöglichten höhere Durchstanzwiderstände als gerade Stahldrahtfasern (z. B. [116, 133, 159, 253, 260]), wobei sich insbesondere endverankerte Fasertypen als besonders geeignet erwiesen (z. B. [159]). Diese Beobachtungen korrelieren mit den heute allgemein anerkannten Erkenntnissen des Stahlfaserbetonbaus [132, 245] (vgl. 2.2).

Der wirtschaftliche und ressourceneffiziente Einsatz von Stahlfaserbeton legt eine örtlich begrenzte Ausdehnung des Stahlfaserbetons im unmittelbaren Stützbereich nahe. Ein lagenweiser Betoneinbau mit auf den Bereich der Zugzone begrenzter Anordnung des Stahlfaserbetons erwies sich für die Durchstanztragfähigkeit als weitestgehend unwirksam (z. B. [167, 253]). Wird hingegen im Grundriss ein um die Stütze lokal begrenzter Bereich von mindestens der 3,0-fachen statischen Nutzhöhe d aus Stahlfaserbeton ausgeführt, so resultiert ein im Vergleich zu vollständig aus Stahlfaserbeton gefertigten Versuchskörpern weitestgehend identisches Tragverhalten mit vergleichbaren Durchstanzwiderständen (z. B. [1, 101, 167, 253]). Bei geringeren Ausdehnungen des stahlfaserverstärkten Bereichs trat häufig ein Versagen außerhalb des Stahlfaserbetons ein (z. B. [1]).

Bild 3.13 veranschaulicht beispielhaft das Last-Verformungsverhalten der von AZEVEDO [15] unter zentrischer Belastung und einheitlicher Geometrie und Bewehrungsführung bei Variation des Stahlfasergehalts geprüften Versuchskörper HSC.S1, HSC.S2 sowie HSC.S3. Der Referenzversuchskörper HSC.S1 versagte spröde mit Erreichen der kritischen Rissöffnung und Überschreiten der Durchstanztragfähigkeit. Die Zugabe von 0,75 Vol.-% bzw. 1,50 Vol.-% Stahlfasern in den Versuchskörpern HSC.S2 und HSC.S3 bewirkte ein sehr duktiles Nachbruchtragverhalten, das mit Traglaststeigerungen von etwa 8% bzw. 53 % und zunehmenden Verformungen einherging. Auf die Erstrisslast und somit den Übergang in den gerissenen Zustand II sowie das Steifigkeitsverhalten vor und nach Erstrissbildung äußerte sich hingegen aus der Faserzugabe lediglich ein untergeordneter Einfluss. Beide faserverstärkten Versuchskörper veranschaulichen jedoch das aus der Faserzugabe resultierende duktile Nachbruchtragverhalten bei gesteigerter Resttragfähigkeit.

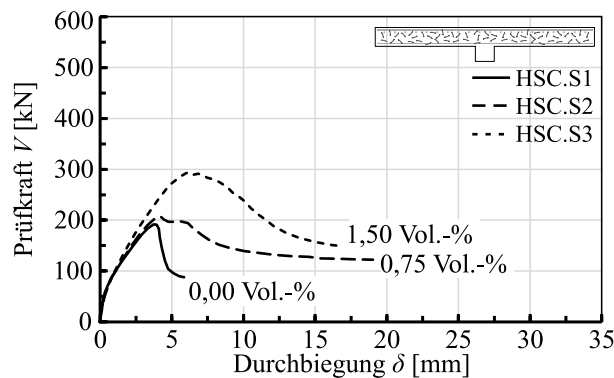


Bild 3.13: Prüfkraft-Durchbiegungs-Verhalten der mit unterschiedlichen Stahlfasergehalten und einheitlicher Biegezugbewehrung ausgeführten Versuchskörper HSC.S1, HSC.S2 und HSC.S3, entnommen aus [15]

3.3.5 Stahlfaserverstärkte Stahlbetonplatten mit Durchstanzbewehrung

Untersuchungen zur Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Stahlbetonplatten mit Durchstanzbewehrung wurden bisher nur in einem sehr begrenzten Umfang in der Fachliteratur veröffentlicht und dokumentiert, wodurch zum jetzigen Zeitpunkt lediglich eine beschränkte Aussage zu deren Trag- und Verformungsverhalten möglich ist. Nachfolgend werden daher die wenigen aus der Literatur bekannten Untersuchungen vorgestellt und deren Erkenntnisse zusammengefasst.

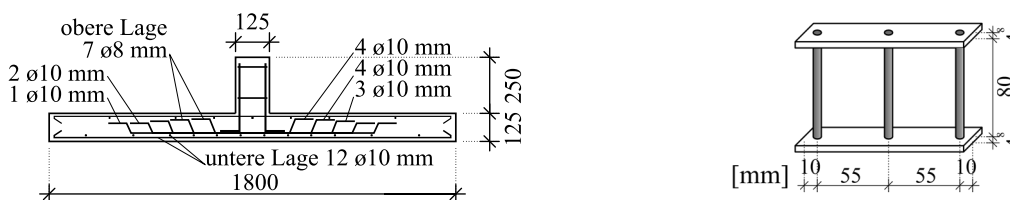


Bild 3.14: Versuchskörper von SWAMY / ALI mit Schubaufbiegungen (links) nach [253] und bolzenartige Bewehrungselemente nach [15] (rechts), entnommen und modifiziert aus [15, 253]

Neben zahlreichen stahlfaserverstärkten Versuchskörpern ohne Durchstanzbewehrung beinhaltet das von SWAMY [253] Anfang der 1980er Jahre durchgeführte Versuchsprogramm erstmals einen stahlfaserverstärkten Versuchskörper mit Durchstanzbewehrung. Die Ausführung des im Grundriss quadratischen Flachdeckenausschnitts ($l/b/h = 1,80 / 1,80 / 0,125$ m) erfolgte mit insgesamt 14 Schubaufbie-

gungen je Plattenrichtung, deren Fertigung aus geripptem Betonstahl ($f_y = 462 \text{ N/mm}^2$) mit einem Stabdurchmesser von 10 mm erfolgte (vgl. Bild 3.14 links). Der verwendete Beton charakterisierte sich durch eine mittlere Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} von etwa 35 MPa sowie einen Gehalt von 0,9 Vol.-% ($\approx 70,6 \text{ kg/m}^3$) gekröpfter Stahldrahtfasern.

ZAMBRANA VARGAS [283] und AZEVEDO [15] führten an der Universität São Paulo ergänzend zu Versuchen ohne Durchstanzbewehrung jeweils sechs Versuche an Flachdeckenausschnitten mit Durchstanzbewehrung durch. Neben dem Einfluss der Betondruckfestigkeit ($f_{cm} \approx 30 \text{ MPa}$ bzw. 80 MPa) lag der Fokus bei identisch ausgebildeter Biegezug- und Durchstanzbewehrung auf der Variation der Stahlfasermenge mit Gehalten von 0,00 Vol.-%, 0,75 Vol.-% sowie 1,50 Vol.-% ($\approx 58,9 \text{ kg/m}^3$ bzw. $117,7 \text{ kg/m}^3$). Die Unterschiede zwischen beiden Versuchsserien bestanden lediglich in den Grundrissabmessungen ($l / b = 800 \text{ mm} / 800 \text{ mm}$ bzw. $1160 \text{ mm} / 1160 \text{ mm}$) sowie der geprüften Plattendicke h (60 mm bzw. 100 mm). Als Durchstanzbewehrung kamen in Anlehnung an die Untersuchungen von GOMES [96] durch Verschweißen von zwei Flachstählen mit drei vertikalen Bolzen vorgefertigte Elemente zum Einsatz (vgl. Bild 3.14 rechts), welche für Deutschland gänzlich praxisunüblich sind. Während ZAMBRANA VARGAS [283] acht dieser Elemente balkenartig in zwei sich kreuzenden Streifen anordnete (Bild 3.15 links) und dem Beton gekröpft Blechstreifen zugab, wählte AZEVEDO [15] neun in einem Winkel von 40° sternförmig um die Stütze verteilte Elemente (Bild 3.15 rechts) sowie endverankerte Stahldrahtfasern. Angaben zur exakten geometrischen Ausführung und Anordnung der Durchstanzbewehrung fehlen bei ZAMBRANA VARGAS [283] nahezu gänzlich, weshalb diese Versuchskörper nur bedingt für weiterführende Aussagen geeignet sind. AZEVEDO wählte einen radialen Abstand s_0 des ersten vertikalen Bolzens von der Stützenkante von 35 mm, was in etwa der 0,44-fachen statischen Nutzhöhe d entspricht. Alle weiteren Bolzen folgten in einem einheitlichen radialen Abstand von $s_r = 55 \text{ mm}$ ($\approx 0,69 d$).



Bild 3.15: Skizze der balkenartigen Anordnung der Durchstanzbewehrung nach [283] (links) sowie Schalung mit radial verbauter Durchstanzbewehrung, entnommen aus [15] (rechts)

Die derzeit letzten veröffentlichten stahlfaserverstärkten Versuchskörper mit Durchstanzbewehrung gehen auf MUSSE ET AL. [178] aus dem Jahr 2018 zurück. Der Fokus der acht im Grundriss quadratischen Versuchskörper ($l / b / h = 1800 / 1800 / 130 \text{ mm}$) lag auf der Variation des Durchstanzbewehrungsgrades sowie der Länge des durchstanzbewehrten Bereichs. Das Versuchsprogramm umfasste zwei Versuchskörper ohne und sechs mit Durchstanzbewehrung, wobei jeweils die Hälfte der Versuchskörper aus Stahlfaserbeton erstellt wurde. Als Durchstanzbewehrung kamen analog zu [15, 283] ausgeführte Bewehrungselemente gemäß Bild 3.16 zum Einsatz, die aus vertikal angeordneten Bolzen ($\varnothing_{sw} = 5 \text{ mm}$, $f_y = 624 \text{ MPa}$ bzw. $\varnothing_{sw} = 10 \text{ mm}$, $f_y = 839 \text{ MPa}$) mit beidseits angeschweißten Flachstählen ($b/t = 40/10 \text{ mm}$) bestanden. Der radiale Abstand des ersten Bolzens von der Stützenkante s_0 betrug einheitlich 42 mm ($\approx 0,47d$), während alle weiteren radialen Abstände s_r entsprechend Bild 3.16 (links) variierten. Bei Verwendung von endverankerten Stahldrahtfasern mit einem Fasergehalt von 0,9 Vol.-% ($\approx 70,6 \text{ kg/m}^3$) betrug die mittlere Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} des eingesetzten Betons 36 MPa.

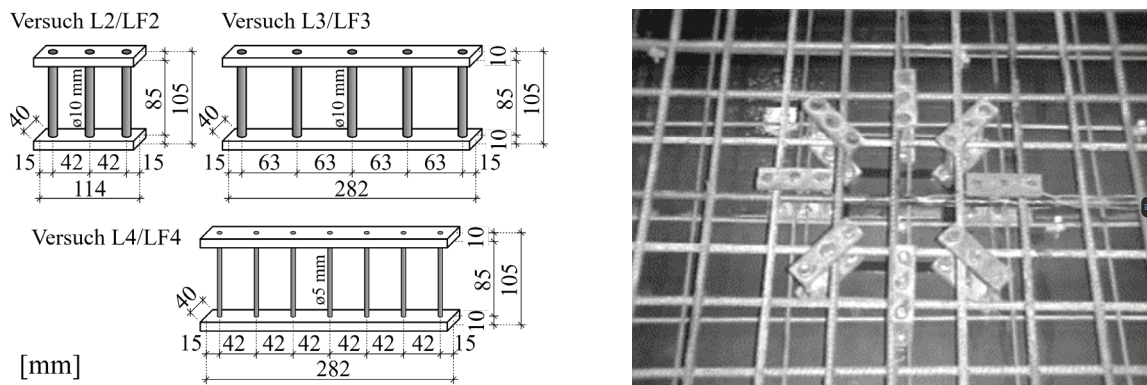


Bild 3.16: Geometrie der Durchstanzbewehrungselemente nach [178] (links) sowie montierte Durchstanzbewehrung der Versuchskörper L2 und LF2 (rechts), entnommen aus [178]

Die vier vorgestellten Versuchsprogramme mit insgesamt zwölf durchstanzbewehrten Versuchskörpern aus Stahlfaserbeton veranschaulichen einheitlich, dass auch bei durchstanzbewehrten Platten eine Faserzugabe keinen nennenswerten Einfluss auf die zeitliche Abfolge der Rissbildung sowie den Versagensmechanismus aufweist (vgl. Kap. 3.2). Lediglich das Rissbild auf der gezogenen Plattenoberseite gestaltete sich durch eine größere Rissanzahl mit geringeren Rissbreiten feiner und filigraner (z. B. [178, 283]). In [253] wird hierdurch von einer gleichmäßigeren Beanspruchung bzw. Ausnutzung der Biegezugbewehrung berichtet. Weder die Variation des Durchstanzbewehrungsgrades noch die Faserzugabe ließ im Vergleich zu faserfreien Referenzversuchen erwartungsgemäß einen nennenswerten Einfluss auf die Erstrissbildung und somit den Übergang in den gerissenen Zustand II erkennen (z. B. [178]). Auch das jeweilige Steifigkeitsverhalten vor und nach Erstrissbildung wurde nur unwesentlich beeinflusst (z. B. [15, 178, 283]). Mit zunehmendem Stahlfasergehalt konnte in allen Versuchen eine Zunahme der Durchstanztragfähigkeit gegenüber den faserfreien Referenzversuchskörpern beobachtet werden, die aufgrund des nahezu unveränderten Steifigkeitsverhaltens mit einer Verformungszunahme und damit einer Fortführung der Last-Verformungs-Kurven einherging. Bei der quantitativen Betrachtung der Traglaststeigerung ist zu beachten, dass sowohl das Rissbild der gezogenen Plattenoberseite wie auch die aufgezeichneten Dehnungen der Biegezugbewehrung bei einigen Versuchskörpern in [15, 253, 283] ein Versagen an der Grenze zu einem Biegebruch bzw. ein Biegeversagen nahelegen. Da mit Ausnahme von [15, 178] nach Versuchsende durchgeführte und dokumentierte Trennschnitte fehlen, ist eine fundierte Aussage zum tatsächlichen Versagensmechanismus bzw. Versagensort und der Traglaststeigerungen anhand der vorliegenden Daten nur begrenzt möglich. Bei Betondruckfestigkeiten f_{cm} zwischen 30 MPa und 40 MPa lag die Traglaststeigerung infolge einer Faserzugabe in einem Bereich von 10 bis 35 % [15, 178, 253, 283]. Bei höherfesten Betonen mit mittleren Druckfestigkeiten f_{cm} zwischen 70 und 90 MPa ermittelten [283] und [15] Traglastzunahmen von bis zu 54 %, weshalb beide Untersuchungen eine verbesserte Faserwirksamkeit bei höherfesten Betonen folgerten. Bei geringeren Plattenstärken bewirkte eine Faserzugabe in [283] tendenziell größere Traglaststeigerungen im Vergleich zu größeren Plattenstärken in [15, 178]. Die von AZEVEDO [15] und MUSSE [178] gewählten radialen Abstände des ersten Bolzens zur Stütze von $s_0 \approx 0,47d$ erscheinen für die gewählte Durchstanzbewehrung und das erreichte Lastniveau als ausreichend, da in beiden Versuchsserien keine Anzeichen für ein Versagen zwischen Stütze und erster Durchstanzbewehrungsreihe vorliegen. Jedoch dokumentierte MUSSE [178] in fünf von sechs durchstanzbewehrten Versuchskörpern ein Versagen außerhalb des durchstanzbewehrten Bereiches, weshalb keine Aussage über die tatsächliche Maximaltragfähigkeit und somit indirekt über erforderliche radiale Abstände getroffen werden kann. Der sechste Versuch äußerte ein Versagen innerhalb der Durchstanz-

bewehrung und somit ein Stahlversagen. Auch die in [15] auszugsweise vorliegenden Trennschnitte lassen teilweise ein Durchstanzen außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs vermuten. Aus den von AZEVEDO [15] dokumentierten Stahldehnungen der Durchstanzbewehrungselemente ist eine Entlastung dieser bei gleicher Laststufe im Vergleich zu den Referenzversuchskörpern zu erahnen.

Bild 3.17 zeigt exemplarisch das Prüfkraft-Durchbiegungs-Verhalten von drei durchstanzbewehrten Versuchskörpern unter Variation des volumenbezogenen Stahlfasergehaltes. Die von AZEVEDO [15] geprüften Versuchskörper wurden mit identischer Biegezug- und Durchstanzbewehrung ausgeführt und entsprechen in ihren Abmessungen, der Bewehrungsführung und den verwendeten Stahldrahtfasern den in Bild 3.13 dargestellten Versuchskörpern ohne Durchstanzbewehrung.

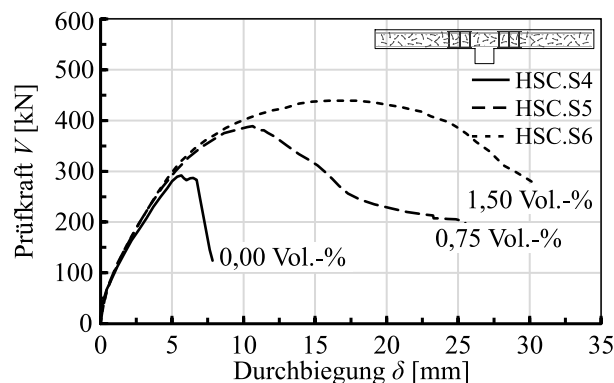


Bild 3.17: Prüfkraft-Durchbiegungs-Verhalten der mit unterschiedlichen Stahlfasergehalten und einheitlicher Biegezug- und Durchstanzbewehrung ausgeführten Versuchskörpern HSC.S4, HSC.S5 und HSC.S6, entnommen und modifiziert aus [15]

Bis zum Erreichen der jeweiligen Bruchlast verlaufen alle drei Versuchskurven nahezu deckungsgleich, weshalb nur ein geringer Einfluss der Stahlfasern auf das Steifigkeitsverhalten vor und nach der Erst- rissbildung ersichtlich wird. Der faserfreie Referenzversuch HSC.S4 weist nach Erreichen der Höchst- last ein kurzes Plateau auf, bevor er spröde infolge Durchstanzen außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs versagte. Die Faserzugabe bei ansonsten identischer Ausführung erhöhte in den Versuchskör- pern HSC.S5 und HSC.S6 die Durchstanstragfähigkeit außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs und ermöglichte damit Traglaststeigerungen von 32,5 % bzw. 49,7 % in Verbindung mit einer beachtli- chen Verformungszunahme. Aufgrund des Fehlens von Trennschnitten bei den faserverstärkten Ver- suchskörpern sind keine näheren Aussagen zum Versagensmodus möglich. Die Fasern kontrollierten die Rissöffnung des Schubrisses und ermöglichten in Verbindung mit der ins Fließen geratenen Biege- zugbewehrung das sehr duktile Nachbruchtragverhalten. Die Stahldehnungen der Durchstanzbeweh- rung erreichten bei den faserverstärkten Versuchskörpern teilweise die Größenordnung der Fließgrenze, lagen jedoch bei gleicher Laststufe unterhalb der Werte der faserfreien Referenzversuche.

3.4 Berechnungsansätze zur Durchstanstragfähigkeit stahlfaserver- stärkter Platten

3.4.1 Allgemeines

In den Anfängen der Flachdeckenbauweise lagen lediglich ingenieurmäßige Bemessungsverfahren basierend auf einem empirischen und versuchsgestützten Vorgehen vor (vgl. Kap. 3.1), weshalb eine Ausführung in Deutschland durch die Bauaufsichtsbehörde zunächst untersagt wurde [91, 278]. Dies

verdeutlicht die Bedeutung von zutreffenden Bemessungsgleichungen zur rechnerischen Beschreibung des Tragverhaltens von Bauteilen für die Akzeptanz und Anwendbarkeit von neuen Bauweisen in der täglichen Ingenieurpraxis. Aus diesem Grund begannen nahezu zeitgleich zu den experimentellen Untersuchungen theoretische Arbeiten, um Möglichkeiten zur rechnerischen Beschreibung der Durchstanstragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten abzuleiten. Hierbei wurde zunächst die Anwendbarkeit und Eignung von bestehenden Bemessungsansätzen fasernfreier Stahlbetonplatten überprüft, wobei einheitlich eine unzureichende Erfassung der Traglaststeigerung infolge einer Stahlfaserzugabe und somit eine Unterschätzung der Traglast beobachtet wurde (z. B. [134, 260]). Die Ursache hierfür liegt in der indirekten Abschätzung der Betonzugfestigkeit auf Basis der Betondruckfestigkeit begründet, welche nur unwesentlich von einer Faserzugabe verbessert wird (vgl. Kap. 2.3.2). Bereits Anfang der 1980er Jahre wurde daher damit begonnen, bestehende für Stahlbeton gültige Bemessungsmodelle zu modifizieren, zu erweitern oder gänzlich neue Bemessungsansätze zur Erfassung der Fasertragwirkung innerhalb der Durchstanstragfähigkeit abzuleiten. Die geringe Versuchsdatenbasis in Verbindung mit dem komplexen Durchstanstragverhalten führten wie bei Stahlbetonplatten zunächst meist zu „empirisch“ oder „semi-empirisch“ basierten Bemessungsmodellen [145]. Die Bezeichnung „empirisch“ drückt in diesem Zusammenhang aus, dass die Modelle ausschließlich aufbauend auf Regressionsanalysen an eigenen oder in der Literatur dokumentierten Versuchsdaten beruhen [145]. Da einer Regressionsanalyse häufig eine Identifizierung der wesentlichen Einflussparameter anhand experimenteller Untersuchungen vorausgeht, werden derartige Ansätze meist auch als „semi-empirisch“ basierte Ansätze bezeichnet [145]. Als vorteilhaft erweist sich bei derart abgeleiteten Ansätzen üblicherweise eine einfache Anwendbarkeit. Jedoch beschränken sich die Anwendungsgrenzen in der Regel auf die der Herleitung zu Grunde gelegte Datenbasis bzw. deren Bandbreiten geometrischer und materieller Kenngrößen, weshalb deren Ergebnisse häufig deutliche Streubreiten aufweisen. Im letzten Drittel des 20. Jahrhunderts rückten vermehrt Modelle basierend auf der Bruchmechanik, der Plastizitätstheorie oder auf kinematischen Versagensmechanismen zur genaueren Beschreibung des Durchstanstragverhaltens von Stahlbetonplatten in den Vordergrund [145], die mit der Jahrtausendwende auch auf stahlfaserverstärkte Bauteile erweitert wurden. Anzumerken sei an dieser Stelle, dass keine Bemessungsansätze zur zusätzlichen rechnerischen Berücksichtigung einer Durchstanbewehrung bei stahlfaserverstärkten Flachdecken vorliegen, was vermutlich auf den geringen Datenumfang (vgl. Kap. 3.3.5) zurückzuführen ist.

Entsprechend den vorhergehenden Darstellungen zeigte sich bei den stahlfaserbewehrten Versuchskörpern ohne zusätzliche Biegezugbewehrung in der Regel ein Biegeversagen. Für eine rechnerische Tragfähigkeitsbestimmung hat sich daher die Bruchlinientheorie als besonders geeignet erwiesen (z. B. [97, 169]). Hierbei wird das Gleichgewicht zwischen der von den einwirkenden Lasten geleisteten äußeren Arbeit W_e mit der aus dem Querschnittswiderstand in den Bruchlinien geleisteten inneren Arbeit W_i hergestellt, wobei Anforderungen hinsichtlich eines zutreffenden kinematischen Bruchbildes einzuhalten sind. Nähere Informationen zur Anwendung der Bruchlinientheorie können beispielsweise [97, 169] entnommen werden.

Nachfolgend wird ein chronologischer Überblick über die Entwicklung der in der Literatur dokumentierten Bemessungsmodelle zur rechnerischen Beschreibung der Durchstanstragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten unter rotationssymmetrischer Belastung gegeben. Während Kapitel 3.4.2 im Wesentlichen Ansätze beinhaltet, die von den Autoren als „empirisch“ oder „semi-empirisch“ klassifiziert wurden, behandelt Kapitel 3.4.3 auf verschiedensten Theorien beruhende mechanisch basierte Ansätze.

3.4.2 Empirische oder semi-empirische Bemessungsansätze

3.4.2.1 Multiplikative Ansätze

Bereits 1980 schlägt THEODORAKOPOULOS [260] erstmalig vor, die Durchstantragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten V_R^f mithilfe eines von der Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons abhängigen multiplikativen Vorfaktors als ein Vielfaches der Durchstantragfähigkeit von Stahlbetonplatten $V_{R,c}$ zu bestimmen. Dieses Vorgehen wurde in den Folgejahren beispielsweise von SHAABAN / GESUND [232], HARAJLI / MAALOUF / KHATIB [116], HANAI / HOLANDA [47] oder MARČIUKAITIS / ŠALNA [163] aufbauend auf den jeweils eigenen Versuchskörpern aufgegriffen, wobei sich alle Ansätze in allgemeiner Form entsprechend Gleichung (3-1) darstellen lassen.

$$V_R^f = a \cdot V_{R,c} \quad (3-1)$$

Bei den ersten vier der genannten Autoren [47, 116, 232, 260] erfolgt die Ermittlung des Betontraganteils $V_{R,c}$ im Abstand $0,5d$ von der Stütze auf Basis des von MOE 1961 [171] für Stahlbetonplatten entwickelten Ansatzes, welchen das ACI-ASCE Committee 326 [3] durch Vereinfachungen und pauschale Annahmen zu Gleichung (3-2) überführte und in den American Building Code ACI 318-63 integrierte. Bis zur heutigen Version des ACI 318-19 [2] dient dieser Bemessungsansatz im Wesentlichen als Grundlage für die verschiedenen Fassungen des ACI 318. [145] Während THEODORAKOPOULOS [260] die Ausgangsgleichung von MOE [171] verwendete, beruhen die weiteren Ansätze aus [47, 116, 232] unmittelbar auf der Gleichung nach ACI 318 (Gl. (3-2)).

$$V_{R,c} = \zeta \cdot \sqrt{f_{c,cyl}} \cdot u_{0,5d} d \quad (3-2)$$

mit:

$$\zeta = \min \begin{cases} 0,17 + 0,33/(l_{c,1}/l_{c,2}) \\ 0,17 + (0,083\alpha_s d)/u_{0,5d} \\ 0,33 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{mit:} \\ l_{c,1} \geq l_{c,2} \\ \alpha_s = 40/30/20 \text{ für Innen- /Rand- /Eckstützen} \end{array}$$

Im Gegensatz hierzu verwendet der Ansatz nach MARČIUKAITIS / ŠALNA [163] als Grundlage die EN 1992-1-1 [33] (Gleichung (3-3)), die einen kritischen Rundschnitt im Abstand $2,0d$ zur Stütze vorsieht. Beide genannten Ansätze für $V_{R,c}$ sind weitestgehend empirischer Natur.

$$V_{R,c} = 0,18/\gamma_c \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot u_{2,0d} d \quad (3-3)$$

Die Ableitung des multiplikativen Vorfaktors erfolgte bei THEODORAKOPOULOS [260], HARAJLI / MAALOUF / KHATIB [116] sowie MARČIUKAITIS / ŠALNA [163] mittels Regressionsanalyse. THEODORAKOPOULOS [260] führte als Bezugsgröße zur Beschreibung der Leistungsfähigkeit der Stahlfaserzugabe den Faserfaktor F nach Gleichung (3-4) ein, der neben den interagierenden Einflussgrößen Fasergehalt V_f , Faserlänge l_f und Faserdurchmesser d_f die Verankerungsqualität der Fasern anhand des Verbundfaktors η_b berücksichtigt.

$$F = V_f \cdot l_f/d_f \cdot \eta_b \quad (3-4)$$

HARAJLI / MAALOUF / KHATIB [116] verwendeten den volumenbezogenen Fasergehalt V_f als alleinige Bezugsgröße, wohingegen MARČIUKAITIS / ŠALNA in [163] V_f mit einem empirischen Faktor k_{sfrc} zur Berücksichtigung der Verankerungsqualität der Stahlfasern modifizierten, dessen Werte in der Größenordnung von 0,019 (gerade Fasern) bis 0,06 (gewellte Fasern) angegeben sind.

Im Gegensatz hierzu bauten SHAABAN / GESUND [232] und HANAI / HOLANDA [47] auf den Überlegungen von MOE [171] auf, den Durchstanzwiderstand in Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ des Betons auszudrücken. Anhand von Ergebnissen aus Spaltzugversuchen an Stahlfaserbetonproben entwickelten sie jeweils eigene empirische Ansätze zur Beschreibung der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp,f}$ in Abhängigkeit des volumenbezogenen Stahlfasergehaltes V_f sowie der Quadratwurzel der Betondruckfestigkeit f_c und ersetzten hiermit das Produkt $\zeta\sqrt{f_c}$ in Gleichung (3-2). Letztendlich gewährleisteten alle fünf Ansätze für faserfreie Stahlbetonplatten ($V_f = 0$) einen direkten Übergang in die jeweilige Grundgleichung für faserfreie Stahlbetonplatten $V_{R,c}$.

THEODORAKOPOULOS 1980 [260]

$$V_R^f = (1 + 0,32 \cdot F) \cdot \frac{1}{12} \left[15 \cdot \left(1 - 0,075 \cdot \frac{l_c}{d} \right) - 5,25 \cdot \frac{V}{V_{flex}} \right] \cdot u_{0,5d} d \sqrt{f_c} \quad (3-5)$$

SHAABAN / GESUND 1994 [232]

$$V_R^f = 0,6 \cdot (0,0818 \cdot V_f + 0,567) \cdot u_{0,5d} d \sqrt{f_c} \quad (3-6)$$

HARAJLI / MAALOUF / KHATIB 1995 [116]

$$V_R^f = (0,096 \cdot V_f + 0,333) \cdot u_{0,5d} d \sqrt{f_c} \quad (3-7)$$

HANAI / HOLANDA 2008 [47]

$$V_R^f = 0,6266 \cdot (0,06 \cdot V_f + 0,53) \cdot u_{0,5d} d \sqrt{f_c} \quad (3-8)$$

MARČIUKAITIS / ŠALNA 2017 [163]

$$V_R^f = (1 + k_{sfrc} \cdot V_f^{1,5}) \cdot 0,18/\gamma_c \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot u_{2,0d} d \quad (3-9)$$

WANG ET AL. [275] kann ein weiterer multiplikativer Ansatz entnommen werden, wobei lediglich der Anteil der Betondruckzone anhand eines Vorfaktors vergrößert und der Traganteil der Dübelwirkung additiv ergänzt wird. Da die entsprechende Literatur des zu Grunde liegenden Ansatzes faserfreier Stahlbetonplatten im Rahmen dieser Arbeit nicht zugänglich war und somit weitere Hintergründe fehlen, wird auf eine vertiefte Darstellung dieses Ansatzes verzichtet.

3.4.2.2 Additive Ansätze

In MEREEN / QARANI [168], HIGASHIYAMA / OTA / MIZUKOSHI [127] und Technical Report 34 [259] wird die faserbedingte Traglaststeigerung auf Basis experimenteller Untersuchungen im Wesentlichen auf die rissüberbrückende Wirkung der den kritischen Schubriss kreuzenden Stahlfasern zurückgeführt. Für den rechnerischen Durchstanzwiderstand wird daher vorgeschlagen, ergänzend zum herkömmlichen Betontraganteil eines Stahlbetonquerschnitts $v_{R,c}$ den Fasertraganteil als eine zusätzliche im kritischen Schubriss wirksame Schubspannung $v_{R,f}$ zu beschreiben. In allgemeiner Form lässt sich dieser additive Ansatz nach Gleichung (3-10) ausdrücken, wobei u_i den Umfang des kritischen Rundschnitts und d die statische Nutzhöhe des zu Grunde liegenden Bemessungsansatz faserfreier Platten erfasst.

$$V_R^f = (v_{R,c} + v_{R,f}) \cdot u_i \cdot d \quad (3-10)$$

Für die Ermittlung von $v_{R,c}$ dient in [168] der Ansatz nach ACI 318 (Gleichung (3-2)), wohingegen in [127] der Ansatz des JSCE Guidline for Concrete No. 15 [135] und in [259] nach EN 1992-1-1:2004 [33] (Gl. (3-3)) verwendet wird. In der Ermittlung der Fasertragwirkung $v_{R,f}$ unterscheiden sich die genannten Ansätze lediglich in der Vorgehensweise zur Bestimmung der von den Fasern übertragbaren Spannungen. MEREEN / QARANI [168] und HIGASHIYAMA / OTA / MIZUKOSHI [127] ermitteln $v_{R,f}$ analytisch mittels über die Rissfläche verschmierter Faserauszugskräfte nach den Ansätzen von HANNANT [115] bzw. NARAYANAN / DARWISH [192], wobei als Eingangswerte neben der Faserverbundspannung τ (4,15 N/mm² nach [192]) der Faserfaktor F (Gleichung (3-4)) dient. Der Technical Report TR34 „Concrete Industrial Ground Floors“ [259] basiert auf der experimentellen Bestimmung des Nachrisszugtragverhaltens anhand 3-Punkt-Biegezugversuchen nach EN 14651 [57] (Kap. 2.4.3). Entsprechend dem Vorgehen bei der Bemessung schubbeanspruchter Stahlfaserbetonbalken nach RILEM TC 162-TDF [218] wird der Mittelwert der Nachrissbiegezugfestigkeiten $f_{R,1}$ bis $f_{R,4}$ in $v_{R,f}$ überführt, wobei lediglich 50 % des Fasertraganteils eines Stahlfaserbetonbalkens angesetzt werden darf.

In Anlehnung an Untersuchungen von NARAYANAN / DARWISH [191] gehen MEREEN / QARANI [168] und HIGASHIYAMA / OTA / MIZUKOSHI [127] zudem von einer mit zunehmender Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons ansteigenden Schubrissneigung aus, weshalb der Rundschnitt $u_{0,5d}$ vom Stützenrand in Abhängigkeit des Faserfaktors F abgemindert wird.

MEREEN / QARANI 1999 [168]

$$V_R^f = \left(\zeta \cdot \sqrt{f_c} + 0,82 \cdot \tau \cdot F \right) \cdot u_{0,5,f} \cdot d = \left(\zeta \cdot \sqrt{f_c} + 3,403F \right) \cdot u_{0,5d,f} d \quad (3-11)$$

mit: $u_{0,5d,f} = (1 - 0,56 \cdot F) \cdot u_{0,5d}$

HIGASHIYAMA / OTA / MIZUKOSHI 2011 [127]

$$V_R^f = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot (f_c + 0,41 \cdot \tau_b \cdot F) \cdot u_{0,5d,f} d \quad (3-12)$$

mit:

$$u_{0,5d,f} = (1 - 0,32 \cdot F) \cdot u_{0,5d}$$

$$\beta_d = \left(\frac{1000}{d} \right)^{0,25} \leq 1,5$$

$$\beta_p = \left(\frac{100}{\rho_1} \right)^{0,33} \leq 1,5$$

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0,5u_{0,5d}/d)$$

THE CONCRETE SOCIETY: Technical Report TR34 „Concrete Industrial Ground Floors“ 2013 [259]

$$V_R^f = \left[0,18/\gamma_c \cdot (1 + (200/d)^{0,5}) \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,015 (f_{R,1} + f_{R,2} + f_{R,3} + f_{R,4}) \right] \cdot u_{2,0d} d \quad (3-13)$$

Ergänzend zu diesen drei Bemessungsansätzen ist in WALRAVEN / PAT / MARKOV [274] ein weiterer additiver Ansatz dokumentiert. Da sich der Anwendungsbereich dieses auf dem CEB-FIB Model Code 1978 basierenden Ansatzes explizit auf stahlfaserverstärkte Leichtbetonbauteile beschränkt und damit für diese Arbeit nicht von Interesse ist, wird an dieser Stelle auf eine vertiefte Darstellung verzichtet und auf die genannte Literatur verwiesen.

3.4.2.3 Sonstige Ansätze

Ergänzend zu den oben dargestellten, meist auf normativen Bemessungsgleichungen faserfreier Stahlbetonplatten aufbauenden empirischen bzw. semi-empirischen Bemessungsansätzen wurden von NARAYANAN / DARWISH [191] und YASSEEN [282] vollständig unabhängige, empirisch abgeleitete Bemessungsansätze für stahlfaserverstärkte Stahlbetonplatten entwickelt.

NARAYANAN / DARWISH [191] überführten einen in [192] für schubbeanspruchte Stahlfaserbetonbalken entwickelten Bemessungsansatz auf Plattentragwerke. Während der Ansatz für Balken Traganteile aus einer Rissreibung bzw. Kornverzahnung („aggregate interlock“) im Schubriss erfasst, wurden diese aufgrund der zu erwartenden großen Rissbreiten ebenso vernachlässigt wie eine Gewölbewirkung. Die Traganteile der Betondruckzone sowie der Dübelwirkung der Biegezugbewehrung wurden hingegen mit dem im gerissenen Bereich wirksamen Fasertraganteil kombiniert. Die Fasertragwirkung resultiert rechnerisch aus analytischen Zusammenhängen anhand auf Basis von über die Rissfläche verschmierten Faserauszugskräften nach [192] in Abhängigkeit der Faserverbundspannung τ_b (4,15 N/mm² nach [192]) sowie des Faserfaktors F (Gleichung (3-4)). Die Annahme einer konstanten Schubschlankheit $a_s/d = 5$ führte zu Gleichung (3-14).

$$V_R^f = \zeta_s \left(0,24 \cdot f_{ct,sp,f} + 16 \cdot \rho_1 + 0,41 \cdot \tau_b \cdot F \right) \cdot u_{1,5d,f} \cdot d \quad (3-14)$$

mit:

$$\zeta_s = 1,6 - 0,002h \geq 1,0 \quad \text{Maßstabsfaktor nach British Standard 8110 (1985) [29]}$$

Anhand der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp,f}$ des Stahlfaserbetons und des Biegezugbewehrungsgrades ρ_1 werden der Traganteil der Betondruckzone sowie die Dübelwirkung der Biegezugbewehrung erfasst. Mit verbesserter Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons gingen NARAYANAN / DARWISH [191] aufgrund von Versuchsbeobachtungen von steileren Schubrissneigungen aus, weshalb der ursprünglich in einem Abstand von $1,5d$ zur Stütze angeordnete kritische Rundschnitt $u_{1,5d}$ in Abhängigkeit des Faserfaktors nach Gleichung (3-15) modifiziert wird.

$$u_{1,5d,f} = u_{1,5d} \cdot (1 - 0,55F) \quad (3-15)$$

Der von YASSEEN [282] 2001 anhand einer Regressionsanalyse entwickelte Bemessungsansatz ermittelt die Durchstanztragfähigkeit in Abhängigkeit der geometrischen Kenngrößen der Stützenabmessung l_c , der Stützweite der Flachdecke L sowie der Betondruckfestigkeit f_c und des Biegezugbewehrungsgrades ρ_1 . Der Fasertraganteil wird auch in diesem Modell anhand der Faserverbundspannung τ_b und des Faserfaktors F bestimmt.

$$V_R^f = \left[\left(0,005 \frac{l_c}{L} f_c^2 + 90\rho_1 \right) + 0,24\tau_b F^2 \right] \cdot u_{0,5d,f} \cdot d \quad (3-16)$$

Analog zu NARAYANAN / DARWISH [191] reduzierte auch YASSEEN den kritischen Rundschnitt in Abhängigkeit des Faserfaktors F , der nach ACI 318 [2] jedoch in einem Abstand von $0,5d$ vom Stüt-

zenanschnitt angenommen wird. Der Reduktionsbeiwert nach Gleichung (3-17) besitzt einen unstetigen Verlauf, der auch bei $F = 0$ nicht den Wert $u_{0,5d}$ faserfreier Stahlbetonflachdecken nach ACI 318 [2] annimmt, was den empirischen Charakter dieser Gleichung verdeutlicht.

$$u_{0,5d,f} = \begin{cases} 1,31(1-1,12F)u_{0,5d} & \text{für } F \leq 0,12 \\ 1,12(1+0,17F)u_{0,5d} & \text{für } 0,12 < F \leq 0,66 \\ 1,12(1-0,17F)u_{0,5d} & \text{für } 0,66 < F \leq 0,93 \end{cases} \quad (3-17)$$

3.4.3 Mechanisch basierte Bemessungsansätze

Neben zahlreichen rein empirisch basierten Bemessungsansätzen zur Durchstantragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten, wurden in den vergangenen Jahrzehnten auch mehrmals mechanisch begründete Bemessungsmodelle entwickelt. Der mechanische Hintergrund ermöglicht hierbei einen weniger eingeschränkten Anwendungsbereich.

3.4.3.1 Durchstanzen als reines Versagen der Betondruckzone

Auch bei den mechanisch basierten Ansätzen gehen erste Überlegungen zu stahlfaserverstärkten Platten auf THEODORAKOPOULOS zurück, der 1980 in [260] neben einem empirischen Ansatz auch ein analytisches Modell zur Abschätzung der Durchstantragfähigkeit veröffentlichte. Als Grundlage diente die Annahme, dass ein Durchstanversagen aus einem kombinierten Schub- und Spaltversagen des Betons im Bereich der Betondruckzone unterhalb des geneigten Schubbrisses resultiert (Bild 3.18). Mit Ausnahme von Traganteilen der Dübelwirkung der Biegezugbewehrung findet der Lastabtrag in diesen Überlegungen ausschließlich in der Betondruckzone statt.

Das Modell erfasst die Stahlfaserwirkung anhand der Spaltzugfestigkeit des Stahlfaserbetons $f_{ct,sp,f}$ sowie durch eine zusätzliche in der Mantelfläche der Druckzone wirksame Schubspannung $\tau_{R,f}$. Für letzteren Anteil geht THEODORAKOPOULOS von einer richtungsunabhängigen Wirksamkeit der Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons f_{ct}^f aus und setzt daher $\tau_{R,f}$ mit dieser gleich. Im Bereich des kritischen Schubbrisses wirksame Stahlfasertraganteile sowie Traganteile einer Rissreibung bzw. Kornverzahnung im Schubriss bleiben hingegen vollständig unberücksichtigt.

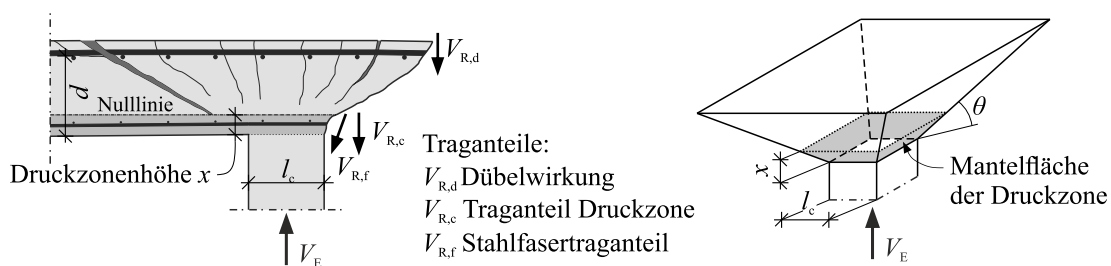


Bild 3.18: Traganteile des Bemessungsmodells zur Durchstantragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten nach THEODORAKOPOULOS, entnommen und modifiziert aus [262]

Entscheidend für eine zutreffende Vorhersage der Durchstantragfähigkeit ist in diesem Modell die Bestimmung der Betondruckzonenhöhe. Aus diesem Grund erweiterten THEODORAKOPOULOS / SWAMY in [262] dieses Modell Anfang 2003 um eine vereinfachte bzw. geschlossene Abschätzung der Druckzonenhöhe sowie um die Berücksichtigung des aus der Plattendicke resultierenden Maßstabeffekts. In diesem Zusammenhang wiesen die Autoren darauf hin, dass eine gegenseitige Interaktion der einzelnen

Traganteile zu erwarten sei und daher ihre Maximalwerte nicht zu gleichen Zeitpunkten auftreten. Unmittelbar Berücksichtigung fand eine Interaktion der Traganteile, mit Ausnahme der Bestimmung der Druckzonenhöhe, jedoch in Gleichung (3-18) nicht.

$$V_R^f = 0,234 f_{c,cu}^{2/3} (4l_c + 12d) \frac{\alpha\lambda + \beta}{1 + \alpha\lambda + 1,25\beta} d(100/d)^{1/6} + 2 \cdot \left(0,41 \cdot \eta_b \cdot \left(\frac{l_f}{d_f} \right) \cdot V_f \cdot \tau_b \right) \cdot \left[r + 0,866 \frac{\alpha\lambda + \beta}{1 + \alpha\lambda + 1,25\beta} d \right] \frac{\alpha\lambda + \beta}{1 + \alpha\lambda + 1,25\beta} d \quad (3-18)$$

Der erste additive Teil aus Gleichung (3-18) beschreibt den Betontraganteil in Abhängigkeit der Würfeldruckfestigkeit des Betons $f_{c,cu}$ und der Stützenabmessung l_c , während der zweite Term die Traganteile der Stahlfaserwirkung erfasst. Anhand des Faktors $\alpha = \rho_l f_y / (0,145 f_{c,cu})$ wird die Druckzonenhöhe eines Rechteckquerschnitts unter Ansatz eines Spannungsblocks bestimmt und der Beiwert $\lambda = \sigma_s / f_y$ berücksichtigt den Ausnutzungsgrad der Biegezugbewehrung und somit indirekt die Rissöffnung. Abschließend geht anhand des Beiwerts $\beta = f_{ct,fl}^f / (0,145 f_{cu})$ das Verhältnis der Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons f_{ct}^f zur Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cu}$ ein. Durch eine Vergrößerung des kritischen Rundschnitts konnte indirekt die Dübelwirkung der Längsbewehrung berücksichtigt werden.

3.4.3.2 Durchstanzen infolge eines Verbundversagens

ALEXANDER / SIMMONDS veröffentlichten in [6–8] ein auf Grundlage von experimentellen Untersuchungen entwickeltes Balkenmodell bestehend aus orthogonal angeordneten Haupt- und Nebenträgern (vgl. Bild 3.19) zur Bestimmung des Durchstanzwiderstandes von Stahlbetonplatten. HOLANDA griff im Rahmen ihrer Dissertation 2002 [131] dieses Modell auf und erweiterte es um die Stahlfaserwirkung.

In der Modellvorstellung nach ALEXANDER / SIMMONDS [6–8] sammeln die Nebenträger ähnlich einem räumlichen Fachwerkmodell die einwirkenden Lasten auf und leiten diese mittels Balkentragwirkung an die Hauptträger weiter, welche ihrerseits die Lasten über gekrümmte Druckstreben (Bogentragwirkung) an die Stütze abtragen. Der Durchstanzwiderstand wird daher neben der Biegetragfähigkeit der Hauptträger insbesondere durch die Schubspannungsübertragung am Übergang zwischen Neben- und Hauptträger definiert. Die Schubspannungsübertragung setzt aufgrund des nahezu konstanten inneren Hebelarms der Platte einen Kraftgradienten in der Biegezugbewehrung voraus, dessen Aktivierung Verbundspannungen zwischen Beton und Biegezugbewehrung bedarf. Die beschränkte Verbundtragfähigkeit des Betons ermöglicht ein Durchstanzversagen bei Bauteilen ohne Durchstanzbewehrung auf ein Verbundversagen der Biegezugbewehrung im Bereich der Nebentragrichtung zurückzuführen, weshalb das Modell häufig auch als „Bond Model“ bezeichnet wird. ALEXANDER / SIMMONDS zeigten, dass für die Bestimmung der Tragfähigkeit am Übergang Nebenträger zu Hauptträger anstelle der aufwändig und schwierig zu ermittelnden tatsächlichen Verbundtragfähigkeit der Biegezugbewehrung $\tau_{s,b}$ näherungsweise auch Ansätze für die Schubtragfähigkeit $v_{R,c}$ liniengelagerter Platten zutreffende Ergebnisse liefern (Bild 3.19 (b) bzw. (c)).

Bereits ALEXANDER [7] führte die bei stahlfaserverstärkten Versuchen beobachtete Traglaststeigerung eigener Versuchskörper [7, 9] auf eine erhöhte Verbundfestigkeit und somit Schubtragfähigkeit im Übergang Haupt-/Nebenträger und weniger auf eine erhöhte Biegetragfähigkeit der Hauptträger zurück. Den geringen Einfluss der Stahlfasern auf die Haupttragrichtung begründete ALEXANDER in [7] sowohl mit dem Lastabtrag mittels Bogentragwirkung als auch mit den großen resultierenden Rissbreiten infolge des Fließens der Biegezugbewehrung im Bereich der Bruchlinien.

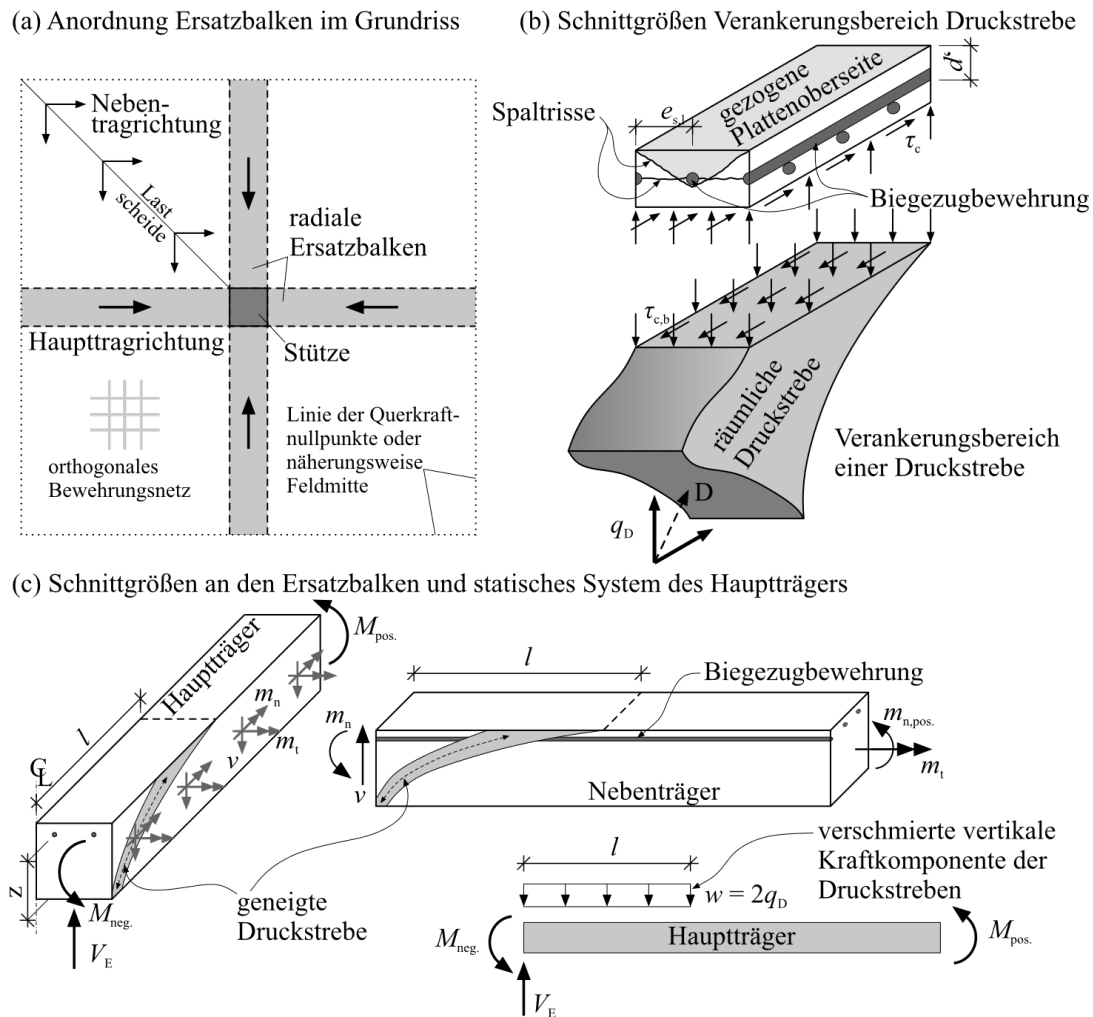


Bild 3.19: Durchstanversagen als Verbundversagen der Biegezugbewehrung nach ALEXANDER / SIMMONDS, entnommen und modifiziert aus [8, 18]

HOLANDA [131] bestätigte den geringen Einfluss der Stahlfasern auf die Haupttragrichtung durch parallel zu den Durchstanversuchen durchgeführte Balkenversuche unter 3-Punkt-Beanspruchung. In Anlehnung an das Vorgehen nach ACI 318 [2], die Schubtragfähigkeit von Stahlbetonquerschnitten in Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit des Betons zu beschreiben, modifizierte HOLANDA in [131] daher das Modell nach ALEXANDER / SIMMONDS [6–8] durch einen empirisch angepassten Ansatz zur Beschreibung der infolge der Faserzugabe gesteigerten Spaltzugfestigkeit. Dies führte zu dem in Gleichung (3-19) dargestellten Ansatz der Durchstantragfähigkeit.

$$V_R^f = 8 \cdot \sqrt{\rho_l f_y l_c d^2 \left(1 - \frac{\rho f_y}{1,7 f_c}\right) \cdot d \cdot 0,3255 (0,15 V_f + 0,51) \sqrt{f_c}} \quad (3-19)$$

3.4.3.3 Modelle basierend auf Hauptspannungshypothesen

CHOI ET AL. [40] ging bei seinen Untersuchungen davon aus, dass das Verhalten schlanker Plattentragwerke im Wesentlichen durch deren Biegetragfähigkeit definiert wird. Aufgrund der hieraus zu erwartenden großen Rissöffnungen weist er den Großteil des Lastabtrags der Betondruckzone zu [40], deren Tragfähigkeit anhand der Hauptnormalspannungshypothese nach Rankine beschrieben werden kann.

Einflüsse aus der Dübelwirkung der Biegezugbewehrung wurden aufgrund des geringen Widerstandes der Betondeckung ebenso vernachlässigt wie aus der Rissreibung bzw. Kornverzahnung resultierende Traganteile. Ergänzt wird der Traganteil der Betondruckzone bei stahlfaserverstärkten Platten durch die im Schubriss wirksame Nachrisszugfestigkeit. Der Durchstanzwiderstand setzt sich daher aus der Summe des Traganteils der Betondruckzone sowie der Fasertragwirkung im Schubriss zusammen. Das Modell von CHOI ET AL. [40] sieht die Ableitung vollständiger Schubkraft-Betonstauchungs-Verläufe vor, weshalb dieses Modell für die Handrechnung weniger geeignet ist. Dennoch sollen nachfolgend die wesentlichen Hintergründe und Grundlagen dieses Modells dargestellt werden.

Das Versagen der mehrachsial beanspruchten Betondruckzone führen CHOI ET AL. [40] auf ein Versagen unter kombinierter Schub- und Druckbeanspruchung im Bereich des Decke-Stütze-Knotens zurück. Für eine rechnerische Beschreibung wurde der dreidimensionale Spannungszustand auf eine zweidimensionale Problemstellung überführt (vgl. Bild 3.20 (b)). Während die in radialer Richtung verlaufende Normalspannung σ_{c1} ($= \sigma_c$) und Schubspannung v_{c1} ($= v_c$) in die Spannungsbetrachtung eingehen, werden die entsprechenden Spannungskomponenten in tangentialer Richtung (σ_{c2} , v_{c2}) unmittelbar von der Stütze abgetragen und daher vernachlässigt (vgl. Bild 3.20 (a)). Für die Definition der in Abhängigkeit der wirkenden Normalspannung $\sigma_c(z)$ aufnehmbaren Schubspannung $v_c(z)$ dient die Hauptnormalspannungshypothese nach Rankine. Hierbei tritt immer dann ein Materialversagen ein, wenn die größere der beiden Hauptnormalspannungen entweder die Druck- oder die Zugfestigkeit des Stahlfaserbetons erreicht. Dies erlaubt die Definition von zwei Grenzbedingungen, die zur maximal aufnehmbaren Schubspannung $v_c(z)$ führen.

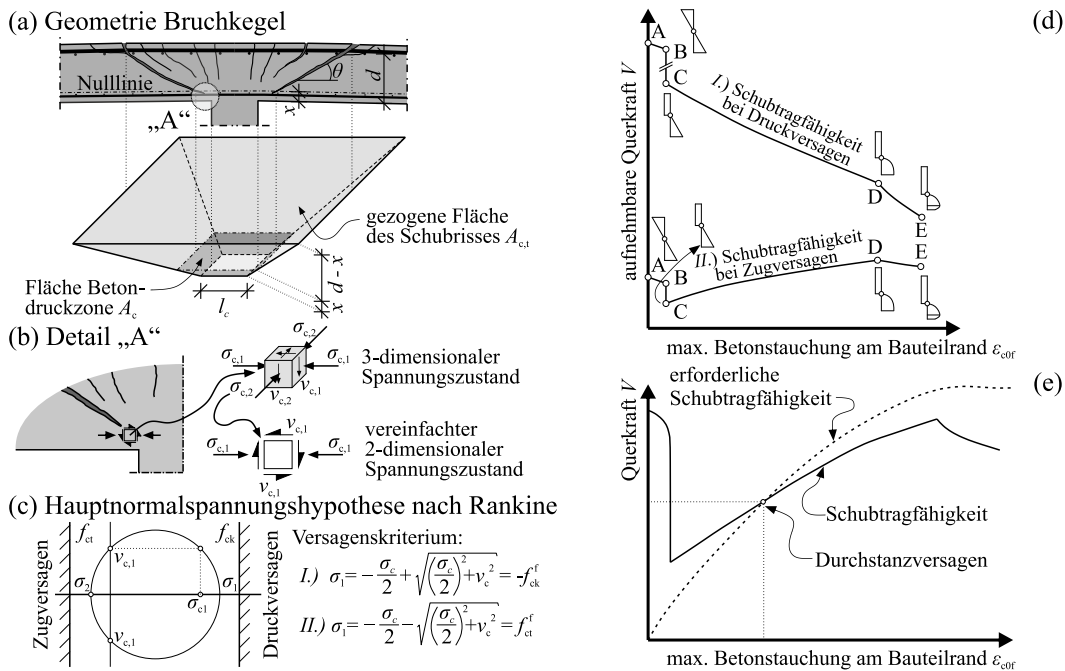


Bild 3.20: Durchstanzversagen als Querschnittsversagen anhand der Hauptnormalspannungshypothese nach Rankine (Modell nach CHOI ET AL.), entnommen und modifiziert aus [40]

Aus der Krümmung eines biegebeanspruchten Bauteils resultiert eine über die Querschnittshöhe veränderliche Dehnungs- und somit auch Normalspannungsverteilung $\sigma_c(z)$ (Gl. (3-20)), wodurch der Schubspannungsverlauf $\tau_c(z)$ über die Querschnittshöhe variiert. Überschreiten die maximalen Betonstauchungen die zur Betondruckfestigkeit f_c gehörende Stauchung ϵ_{c0} , bewirkt dies eine Schädigung des Betons und dieser Bereich entfällt fortan für die Schubspannungsübertragung.

$$\sigma_c(\varepsilon) = f_c \left[2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right] \quad (3-20)$$

Aus der Integration des gewonnenen Schubspannungsverlaufs $v_c(z)$ über die Querschnittshöhe folgt der Traganteil der Betondruckzone in Abhängigkeit der vorliegenden Betonstauchung ε_c . Durch numerische Untersuchungen konnten CHOI ET AL. [40] zeigen (vgl. Bild 3.20 (b)), dass für die Schubtragfähigkeit von stahlfaserverstärkten Platten das Versagenskriterium bei Erreichen der Betonzugfestigkeit grundsätzlich kleinere Tragfähigkeiten liefert als bei Annahme eines Druckversagens, weshalb ersteres für die weiteren Betrachtungen maßgebend wird.

Als Fasertraganteil verwenden CHOI ET AL. [40] den Vertikalanteil der über die Fläche der Zugzone integrierten, als konstant angenommenen Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons f_{ct}^f . Die Integration beider Traganteile setzt die Kenntnis über die Druckzonenhöhe voraus, welche sich aus der Dehnungs- und Gleichgewichtsbetrachtung für die Ermittlung der aufnehmbaren Schubspannung gewinnen lässt. Die Summe beider Traganteile führt abschließend zu dem Verlauf der Widerstandskurve (vgl. Bild 3.20 (e)), dessen Schnittpunkt mit dem Verlauf der einwirkenden Querkraft den Durchstanwiderstand definiert. Neben dem von der Betondruckzone aufnehmbaren Traganteil wird die Stahlfaserwirkung in diesem Modell daher auch durch den im kritischen Schubriss wirksamen Fasertraganteil berücksichtigt.

Zur vereinfachten Anwendung und Vermeidung eines iterativen Vorgehens überführten CHOI ET AL. dieses Bemessungsmodell in einen geschlossenen Ansatz. Die Erfordernis eines iterativen Vorgehens resultiert aus der unbekanntenen Betonstauchung ε_c , weshalb für den vereinfachten Ansatz auf Grundlage experimenteller Untersuchungen in [138] eine maximale Betonstauchung zum Zeitpunkt des Durchstanversagens von 1,96 ‰ festgelegt wurde. Unter Berücksichtigung des Maßstabsfaktors nach BS 8110 [30] ergibt sich der vereinfachte Ansatz zu Gleichung (3-21).

$$V_R^f = \sqrt[4]{400/d} \cdot \sqrt{0,9f_{ct}[0,9f_{ct} + (\alpha - \alpha^2/3) \cdot f_c \cdot A_c + 0,6 \cdot f_{ct}^f \cdot A_{ct} \cdot \cos \theta]} \quad (3-21)$$

Das Bemessungsmodell nach JU ET AL. [136] verwendet die Modellvorstellungen nach CHOI ET AL. [40], jedoch wird anstelle der Hauptnormalspannungshypothese nach Rankine das anhand von experimentellen Untersuchungen abgeleitete empirische Versagenskriterium des unteren Grenzwertes nach BRESLER / PISTER [26] verwendet (Bild 3.21 rechts, durchgezogene Linie).

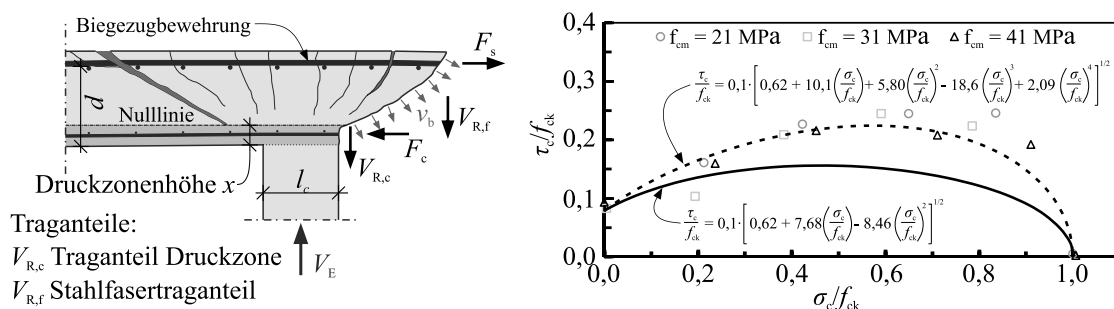


Bild 3.21: Durchstanversagen als Querschnittsversagen anhand des Versagenskriteriums nach BRESLER / PISTER [26] (Modell nach JU ET AL.), basierend auf Darstellungen aus [136]

Zur Vermeidung der Dehnungssiteration bei der Ermittlung der einwirkenden Normalspannung $\sigma_c(z)$ definierten JU ET AL. [136] eine maximale Betonstauchung von 2,0 ‰, woraus in Kombination mit Gleichung (3-20) eine mittlere Normalspannung $\sigma_{c,m}$ von $2/3f_{ck}$ resultiert. Das Kräftegleichgewicht auf Querschnittsebene führt zur Betondruckzonenhöhe x , anhand derer sich die aufnehmbare Querkraft V_c unter

Berücksichtigung der mittleren Schubspannung $v_{c,m}$ sowie des Umfangs des reduzierten Rundschnitts $u_{1,5d,f} = u_{1,5d} \cdot (1 - 0,55F)$ nach [191] zu Gleichung (3-22) bestimmt.

$$V_c = 0,145f_{ck}u_{1,5d,f}x \quad (3-22)$$

Der Stahlfasertraganteil wird als Vertikalanteil der in der Zugzone wirksamen Faserauszugskräfte erfasst, für dessen Bestimmung das „Direct tension force transfer model“ (DTFTM) nach Lee et al. [152] vorgesehen wurde. Für einen Faserorientierungsbeiwert bei dreidimensionaler Ausrichtung von 0,41 entspricht die Faserauszugskraft des DTFTM [152] dem Wert v_b nach NARAYANAN / DARWISH [192] mit dem einzigen Unterschied, dass die Abschätzung der Faserverbundspannung τ_b in Abhängigkeit der Betonzugfestigkeit zu $2,5f_{ct}$ erfolgt. Unter Voraussetzung einer Schubrissneigung von 35° sowie dem reduzierten Rundschnitt nach NARAYANAN / DARWISH $u_{1,5d,f}$ nach [191] ergibt sich der Durchstanzwiderstand faserverstärkter Platten nach JU ET AL. zu Gleichung (3-23).

$$V_R^f = [0,145f_c x + 0,586\tau_b F(d-x)]u_{1,5d,f} \quad (3-23)$$

Durch Festlegung konstanter Grenzdehnungen (ε_{ULS} , ε_c) der maximalen Zug- und Druckranddehnung eines biegebeanspruchten Plattenquerschnitts modifizierten TAN / VENKATESHWARAN 2019 [254] den Bemessungsansatz nach CHOI ET AL. [40], wodurch eine aufwändige Dehnungsiteration im Rahmen der Ermittlung der in der Betondruckzone nach Gleichung (3-20) wirksamen Normalspannung $\sigma_c(z)$ entfällt. Die aus beiden Grenzdehnungen gewonnenen Dehnungsverteilungen innerhalb der Betondruckzone erlauben anhand Gleichung (3-20) die direkte Bestimmung von mittleren Betondruckspannungen $\sigma_{c,m}$. Diese führen auf Basis der Hauptnormalspannungshypothese nach Rankine zu der bei Erreichen der Betonzugfestigkeit aufnehmbaren mittleren Schubspannung $v_{c,m}$. TAN / VENKATESHWARAN erachten bei schlanken Platten mit Biegezugbewehrung in der Regel ein Versagen bei Erreichen der maximalen Druckranddehnung als maßgebend, während sehr gedrungene Platten oder Bauteile ohne Biegezugbewehrung meist aufgrund der Zugdehnungsbegrenzung versagen. Die maximale Zugranddehnung ε_{ULS} definieren TAN / VENKATESHWARAN [254] in Anlehnung an Model Code 2010 [88] in Abhängigkeit der Plattendicke h (in mm) zu $\varepsilon_{ULS} = 1,5/h$. Die maximale Druckranddehnung ε_c basiert auf dem Minimum aus der zur Betondruckfestigkeit gehörenden Stauchung $\varepsilon_{c,0}$ und dem in Durchstanzversuchen beobachteten Maximalwert von 1,96 ‰ nach [138]. Für die Bestimmung des Traganteils der Betondruckzone wird analog zu CHOI ET AL. [40] der kleinere Wert der beiden mittleren Schubspannungen über die Mantelfläche der Betondruckzone bei einem kritischen Rundschnitt im Abstand $0,5d$ vom Stützenanschnitt integriert. Die Druckzonenhöhe x resultiert hierbei aus einer Dehnungs- und Gleichgewichtsbeachtung unter Berücksichtigung der Stahlfaserwirkung.

Der Stahlfasertraganteil ergibt sich nach TAN / VENKATESHWARAN [254] aus der Integration der konstanten plastischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Model Code 2010 [88] (Gl. (2-21)) über die Fläche der Zugzone. Anhand des Faktors η_h wird ergänzend der Einfluss der Plattendicke auf die Faserorientierung bzw. -verteilung erfasst, den in Anlehnung an [170] die Exponentialfunktion $e^{0,0024(125h)}$ beschreibt (Bild 2.7). Der modifizierte Bemessungsansatz ergibt sich folglich zu Gleichung (3-24).

$$V_R^f = \sqrt{f_{ct}(f_{ct} + \sigma_{c,m})} \frac{u_0 + \pi l_c / \tan \theta}{\sin \theta} x + \eta_h f_{Ftu} \frac{(h-x)}{\tan \theta} \left(u_0 + \frac{\pi(h+x)}{\tan \theta} \right) \quad (3-24)$$

3.4.3.4 Balkenmodell zur Bestimmung der Durchstanztragfähigkeit

In Analogie zu ALEXANDER / SIMMONDS verwenden auch NGUYEN-MINH / ROVNÁK / TRAN-QUOC [194] zur Beschreibung der Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten die Kombination eines

Balkenmodells mit einem bruchmechanischen Versagenskriterium der Betondruckzone. Das hochgradig statisch unbestimmte System einer Platte wird in zwei sich unter 90° kreuzende Balken der Breite $b_{cr,i}$ überführt (Bild 3.22), deren Länge L_i (mit $i = 1, 2$) den Abstand der Wendepunkte der Verformungskurve beschreibt. Die Summe der Querkrafttragfähigkeiten beider Balken $V_{u,i}$ ($V_u^f = V_{u,1} + V_{u,2}$) ergibt anschließend den Durchstanwiderstand der stahlfaserverstärkten Platte. $V_{u,i}$ setzt sich hierbei aus der Tragfähigkeit eines faserfreien Stahlbetonquerschnitts V_{b0i} und der zusätzlichen Fasertragwirkung V_{fi} zusammen. Der Anteil des reinen Stahlbetonquerschnitts V_{b0i} resultiert aus der Überlagerung der in der Betondruckzone übertragbaren Schubkraft mit der Dübelwirkung der Längsbewehrung [194], wohingegen die großen zu erwartenden Rissbreiten den Ansatz einer Kornverzahnung bzw. Rissreibung in Anlehnung an THEODORAKOPOULOS [260] ausschließen. Für den Stahlfasertraganteil V_{fi} wird die im Schubriss wirksame Nachrisszugfestigkeit als maßgebend erachtet und über die Rissfläche aufsummiert.

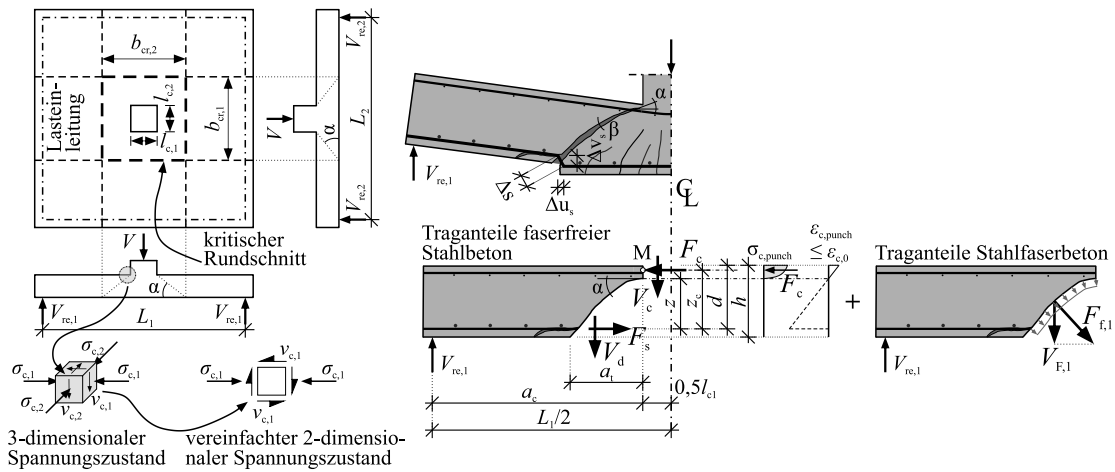


Bild 3.22: Balkenmodell zur Bestimmung der Durchstanstragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten nach NGUYEN-MINH / ROVŇÁK / TRAN-QUOC, entnommen und modifiziert aus [194]

Analog dem Vorgehen nach CHOI ET AL. [40] wird der in der Betondruckzone am Stützenanschnitt wirksame mehrachsiale Spannungszustand auf ein zweidimensionales Problem unter kombinierter Schub- und Normalspannungsbeanspruchung zurückgeführt und die Tragfähigkeit in Abhängigkeit der die Rissöffnung beschreibenden Bruchmechanik nach Gleichung (3-25) bestimmt.

$$V_{re,i} a_t \beta = G_{II,F} b_{cr,i} \Delta s \quad (3-25)$$

Das Maß a_c beschreibt den Abstand der Lasteinleitung zur Stützenkante und $b_{cr,i}$ die Kantenlänge des Durchstankegels bzw. die Balkenbreite sowie Δs die Länge des verbundlosen Bereichs der Biegezugbewehrung im Riss. Aufgrund der im Vergleich zur Bruchenergie bei Zugbeanspruchung $G_{I,F}$ (Mode I) des Betons aufwändigen Bestimmung der Bruchenergie $G_{II,F}$ unter Schubbeanspruchung (Mode II) wird $G_{II,F}$ vereinfacht zu $24G_{I,F}$ angenommen. Aus geometrischen bzw. dehnungsbasierten Betrachtungen folgen die Faktoren a_t und Δs , während sich der Rotationswinkel β aus dem Momentengleichgewicht um den Angriffspunkt der Druckspannungserzeugenden (Punkt M in Bild 3.22) ergibt. Unter Beachtung des Hook'schen Gesetzes folgt in Verbindung mit Gleichung (3-25) und einem Maßstabsfaktor der Betontraganteil eines Balkens der zweifachen Schubkraft $V_{re,1}$ (vgl. Bild 3.22).

$$V_{b01} = 2 \cdot V_{re,1} = \sqrt{400/d} \frac{24d}{(L_1 - l_{c,1})} \rho_1^{0,4} f_c^{0,4} b_{cr} d \quad (3-26)$$

Unter Annahme einer kritischen Schubrissneigung von 30° ergibt sich der Fasertraganteil eines Balkens $V_{F,1}$ aus den im Riss wirksamen Faserauszugskräften nach [192] zu Gleichung (3-27).

$$V_{F,1} = 1,12 \cdot (n_f L_f V_f / D_f) \cdot (l_{c,1} + a_t) \cdot a_t \quad (3-27)$$

Die Bedingung gleicher Mittendurchbiegungen beider Balken führt schließlich zur gesuchten Durchstantragfähigkeit auf Basis der Summe der aufnehmbaren Querkräfte beider Balken nach Gleichung (3-28). Zu beachten ist, dass die Stahlfaserzugabe ausschließlich durch den Traganteil $V_{F,1}$ Berücksichtigung findet und nicht in die Bestimmung des Betontraganteils $V_{b0,1}$ eingeht.

$$V_R^f = \left(1 + \frac{b_{cr,2} L_1^3}{b_{cr,1} L_2^3} \right) \left[\sqrt{\frac{400}{d} \frac{24d}{(L_1 - l_{c1})} \rho_1^{0,4} f_c^{0,4} b_{cr} d + 2,24 \frac{n_f L_f V_f}{D_f} (l_{c,1} + a_T) a_T} \right] \quad (3-28)$$

3.4.3.5 Modelle basierend auf kinematischen Versagensmechanismen

In den vergangenen Jahren haben sich vermehrt Modelle basierend auf kinematischen Versagensmechanismen zur Beschreibung des Durchstantragverhaltens als besonders geeignet erwiesen, deren Grundlage bereits 1960 von KINNUNEN / NYLANDER [138, 139] geschaffen wurde. [145, 181] Für stahlfaserverstärkte Platten erweiterten MUTTONI / RUIZ in [166, 182] die auf den kinematischen Grundsätzen nach KINNUNEN / NYLANDER [138, 139] basierende Theorie des kritischen Schubrisses („*Critical Shear Crack Theory*“, kurz CSCT) [181, 182] um einen im kritischen Schubriss wirksamen Stahlfasertraganteil und ermöglichten hierdurch die Anwendung für stahlfaserverstärkte Platten. Zunächst sollen die Hintergründe der CSCT für Stahlbetonplatten kurz zusammengefasst werden (vgl. Bild 3.23).

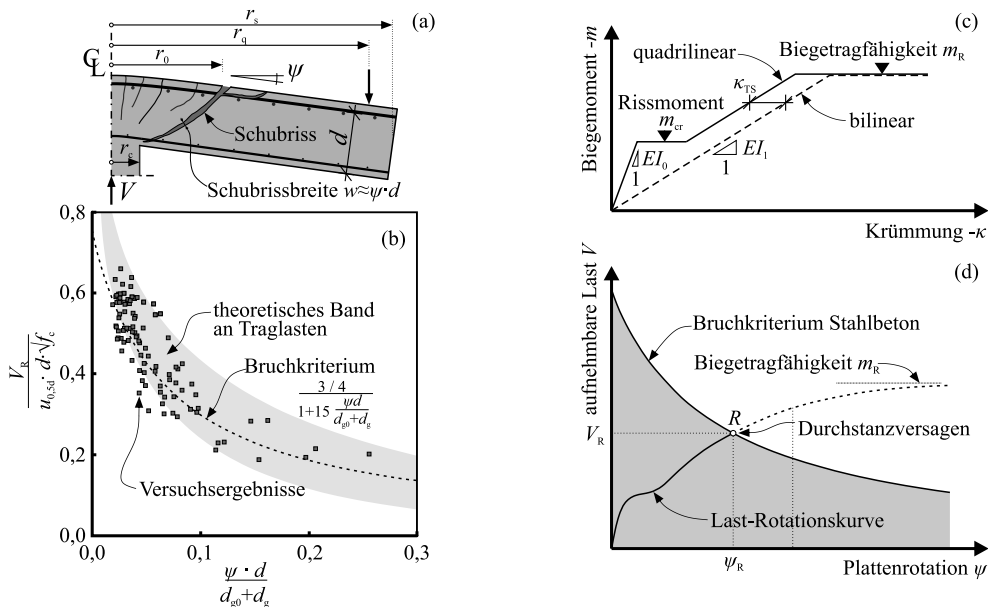


Bild 3.23: Theorie des kritischen Schubrisses (CSCT) für Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung nach MUTTONI [181], a) Rissöffnung des kritischen Schubrisses als Funktion der Plattenrotation und statischen Nutzhöhe, b) Vergleich Versagenskriterium mit experimentellen Ergebnissen c) Momenten-Krümmungsbeziehung, d) Bestimmung des Durchstanzwiderstandes, entnommen und modifiziert aus [145, 181, 182]

Die Grundlage der CSCT besteht in der Annahme, dass der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung maßgeblich durch die Schubrissbreite w sowie die Rauigkeit der Oberfläche des Schubrisses

definiert wird [181, 182], der sich mit Eintreten des Durchstanversagens durch die geneigte, schubabtragende Druckstrebe entwickelt. Die gesamte Plattenkrümmung wird durch Biegerissbildung innerhalb des kritischen Schubrisses abgebaut, weshalb der Plattenanteil außerhalb dieses Bereichs lediglich eine Starrkörperrotation um eine Achse im Schnittpunkt zwischen Stützenanschnitt und Flachdecke erfährt (Bild 3.23 (a)). Die kritische Schubrissbreite w korreliert daher nach MUTTONI / SCHWARTZ [179] entsprechend Gleichung (3-29) mit der Plattenrotation ψ .

$$w \propto \psi \cdot d \quad (3-29)$$

Ergänzend zu der Rissöffnung führt diese Kinematik auch zu einer Relativverschiebung der gegenüberliegenden Rissufer, sodass neben Zugspannungen auch Spannungen infolge Rissreibung bzw. Kornverzahnung („aggregate interlock“ nach [265, 272]) im kritischen Schubriss übertragen werden können. GUIDOTTI [111] zeigte, dass der kritische Schubriss die Druckzone vollständig durchtrennt, weshalb kein Traganteil der ungerissenen Betondruckzone Berücksichtigung findet. Zudem verhindert ein Abplatzen der Betondeckung der Biegezugbewehrung (Bild 3.23 (a)) einen Lastabtrag infolge Dübelwirkung. [111, 145, 182] Die Durchstanstragfähigkeit resultiert folglich aus der Integration der beiden erstgenannten Traganteile in Abhängigkeit der Plattenrotation ψ . Zur Vereinfachung des Vorgehens entwickelte MUTTONI das in Gleichung (3-30) dargestellte semi-empirische, hyperbolische Versagenskriterium für Stahlbetonplatten ohne Durchstanbewehrung (Bild 3.23 (b)) [181, 182].

Im Nenner dieses Versagenskriteriums nach Gleichung (3-30) wird die Schubrissbreite $\psi \cdot d$ durch die Summe aus Größtkorndurchmesser d_g und Referenzkorndurchmesser d_{g0} dividiert, was nach [272] und [265] die Rauigkeit der Schubrissoberfläche und damit die Rissreibung bzw. Kornverzahnung im Schubriss beschreibt. Die Nachweisführung basiert auf einem kritischen Rundschnitt $u_{0,5d}$ in einem Abstand der 0,5-fachen statischen Nutzhöhe d zur Stützenkante und der Einfluss der Betondruckfestigkeit geht über dessen Quadratwurzel ein.

$$\frac{V_{R,c}}{u_{0,5d} \cdot d_v \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + 15 \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (3-30)$$

Anhand dieses Versagenskriteriums erfolgt eine Verknüpfung der Durchstanstragfähigkeit mit dem Last-Rotations-Verhalten der Platte (Bild 3.23 (d)), was im Rahmen der Bemessung die Momenten-Querkraft-Interaktion erfasst. Aus der iterativen Bestimmung des Schnittpunktes beider Kurvenverläufe resultiert folglich der Durchstanwiderstand (vgl. Punkt R in Bild 3.23 (d)).

Voraussetzung für eine zutreffende Abschätzung des Last-Rotations-Verhaltens ist eine geeignete Beschreibung des Biegetragverhaltens der Platte, was nach GUANDALINI [109] nichtlineare Modelle ermöglichen. Neben der Anwendung der Finite Elemente Methode bietet MUTTONI in [181] einen analytischen Ansatz zur Berechnung des Last-Rotations-Verhaltens unter Berücksichtigung der Momenten-Krümmungs-Beziehung (Bild 3.23 (c)) entsprechend Gleichung (3-31).

$$V = \frac{2\pi}{r_q - r_c} (-m_r r_0 + m_R (r_y - r_0) + E_c I_1 \psi (\ln(r_1) - \ln(r_y))) + E_c I_1 \chi_{TS} (r_1 - r_y) + m_{cr} (r_{cr} - r_1) + E_c I_0 \psi (\ln(r_s) - \ln(r_{cr})) \quad (3-31)$$

Darüber hinaus veröffentlichte MUTTONI für die praktische Anwendung in [181] eine vereinfachte Gleichung zur Abschätzung der bei einem Durchstanversagen vorliegenden Plattenrotation in Form des geschlossenen Ansatzes nach Gleichung (3-32).

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s f_y}{d E_s} \left(\frac{V}{V_{\text{flex}}} \right)^{3/2} \quad (3-32)$$

In diesem Zusammenhang erfasst r_s den Radius des kreisförmigen Plattenausschnittes und somit den Momentennullpunkt, f_y und E_s die Fließgrenze und den Elastizitätsmodul der Biegezugbewehrung sowie V_{flex} die zu einem Biegeversagen führende Querkraft.

$$V_R^f = V_{R,c} + V_{R,f} \quad (3-33)$$

Zur Erweiterung dieses ursprünglich für Stahlbetonplatten entwickelten Modells auf stahlfaserverstärkte Platten ergänzten MUTTONI / RUIZ [166, 182] den Betontraganteil $V_{R,c}$ einer Stahlbetonplatte ohne Durchstanzbewehrung nach Gleichung (3-30) additiv mit dem Fasertraganteil ($V_{R,f}$) nach Gleichung (3-34). Hierbei erweist sich der rissbreitenabhängige Ansatz der CSCT als besonders vorteilhaft, da zur Beschreibung der Stahlfaserwirkung realitätsnahe Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehungen $\sigma_{\text{tf}}(w)$ verwendet werden können (vgl. Bild 3.24 (a)). Aus der Integration von $\sigma_{\text{tf}}(w)$ über die in die Horizontale projizierte Schubrissfläche A_p resultiert schließlich der Fasertraganteil $V_{R,f}$ (vgl. Bild 3.24 (c)). [182]

$$V_{R,f} = \int_{A_p} \sigma_{\text{tf}}(\psi, \xi) \cdot dA_p \quad (3-34)$$

Neben der direkten Integration von experimentell ermittelten Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehungen existieren analytische Ansätze, die eine sehr gute Beschreibung des Nachrisszugtragverhaltens in Abhängigkeit der Rissöffnung gewährleisten. MUTTONI / RUIZ greifen in [182] auf das in Gleichung (3-35) dargestellte „Variable Engagement Model“ (VEM) nach FOO / FOSTER [268] zurück, welches die Bestimmung des Nachrisszugtragverhaltens in Abhängigkeit der Faserlänge l_f , des Faserdurchmessers d_f und des Fasergehaltes V_f ermöglicht.

$$\sigma_{\text{tf}}(w) = \frac{1}{\pi} \cdot \arctan\left(\frac{w}{\alpha_l \cdot l_f}\right) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot w}{l_f}\right)^2 \cdot \frac{l_f}{d_f} \cdot V_f \cdot \tau_b \quad (3-35)$$

Anhand der Faserverbundspannung τ_b und des Beiwerts $\alpha_l = d_f/(3,5l_f)$ wird die Verankerungsqualität und damit die Leistungsfähigkeit der Stahlfasern berücksichtigt. Unter Annahme eines Schubrissneigungswinkels von 45° ergibt sich der Fasertraganteil $V_{R,f}$ entsprechend Gleichung (3-36).

$$V_{R,f} = 2 \cdot \frac{l_f}{d_f} \cdot V_f \cdot \tau_b \cdot \int_{\xi=0}^d \arctan\left(\frac{\kappa \cdot \psi \cdot \xi}{\alpha_l \cdot l_f}\right) \left(1 - \frac{2 \cdot \kappa \cdot \psi \cdot \xi}{l_f}\right)^2 (r_c + \xi) d\xi \quad (3-36)$$

Für die praktische Bemessung von stahlfaserverstärkten Platten vereinfachten MUTTONI / RUIZ in [182] diesen Ansatz durch Annahme einer konstanten, mittleren übertragbaren Nachrisszugfestigkeit $\sigma_{\text{tf,m}}$ im Abstand h_c von der Plattenunterkante zu Gleichung (3-37).

$$V_{R,f} = A_p \cdot \sigma_{\text{tf,m}}(\psi, h_c) = A_p \cdot \sigma_{\text{tf,m}}(\psi, h_c) \quad (3-37)$$

Aus in der Literatur dokumentierten faserverstärkten Durchstanzversuchen wurde gefolgert, dass die zum Versagen führende Rissöffnung meist unterhalb der zum Erreichen der maximalen Faserfestigkeit notwendigen Rissöffnung bleibt. Aus diesem Grund schlagen MUTTONI / RUIZ in [182] einen konstanten Abstand von $h_c = d/3$ vor, was folglich einer Rissbreite von $\psi d/6$ entspricht.

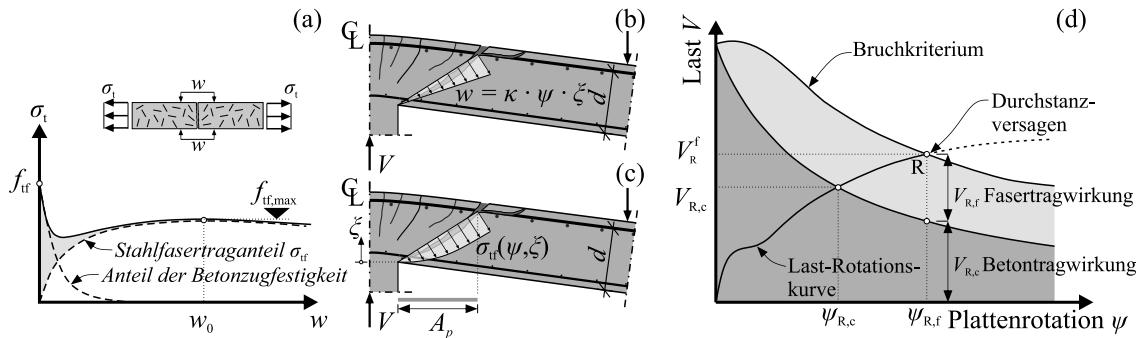


Bild 3.24: CSCT für stahlfaserverstärkte Platten: (a) Nachrisszugtragverhalten des Stahlfaserbetons; (b) + (c) Verlauf der Rissbreite w und der Faserzugspannungen σ_{tf} entlang des Schubrisses; (d) Last-Rotations-Beziehung mit Fasertragwirkung, entnommen und modifiziert aus [182]

Die Bestimmung des Last-Rotations-Verhaltens und die Ermittlung der resultierenden Durchstantragfähigkeit erfolgt anschließend entsprechend dem für Stahlbetonplatten gültigen Vorgehen (z. B. Gl. (3-31) und (3-32)), lediglich die Fasertragwirkung ist in der Bestimmung der Momententragfähigkeit ergänzend zu berücksichtigen.

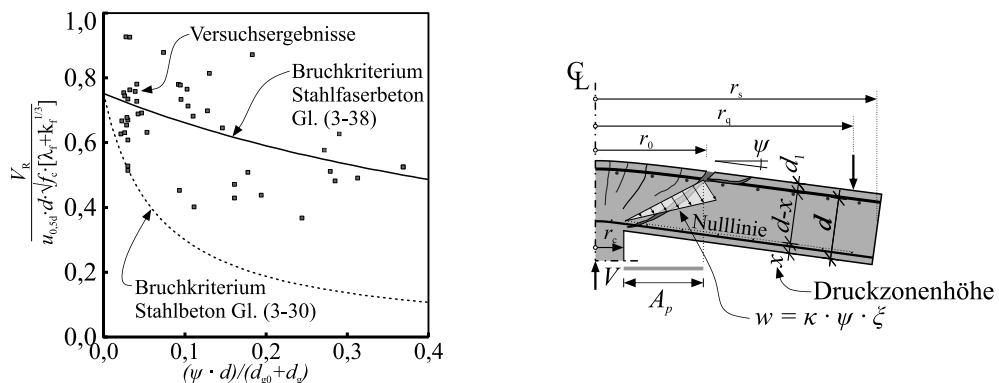


Bild 3.25: Durch MORAES NETO [173] hinsichtlich der Fasertragwirkung modifiziertes Bruchkriterium für die Critical Shear Crack Theory (CSCT), entnommen und modifiziert aus [173]

Alternativ zur additiven Anrechnung der Fasertragwirkung durch MUTTONI / RUIZ [166, 182], modifizierten MORAES NETO / BARROS / MELO in [172, 173] das von MUTTONI für Stahlbetonplatten abgeleitete hyperbolische Bruchkriterium aus Gleichung (3-30). Hierzu wurden die Ergebnisse experimenteller Untersuchungen in Abhängigkeit der Schubrissöffnung nach Bild 3.25 (links) ausgewertet und das ursprüngliche Bruchkriterium empirisch um die Parameter μ_f , λ_f und k_f zu Gleichung (3-38) ergänzt. Während μ_f und λ_f einen unmittelbaren Übergang zu Gleichung (3-30) gewährleisten, berücksichtigt k_f die Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons anhand des Produktes aus Fasergehalt V_f und Faserschlankheit l_f/d_f . Die Bestimmung der Durchstantragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten erfolgt anschließend analog zu Stahlbetonplatten, lediglich Gleichung (3-30) wird durch Gleichung (3-38) ersetzt.

$$\frac{V_R^f}{u_{0,5d} \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \cdot [\lambda_f + k_f^{1/3}]} = \frac{1}{4/3 + 20 \cdot \mu_f \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg}} \quad (3-38)$$

mit:

$$\lambda_f = \begin{cases} 0 & | V_f > 0 \\ 1 & | V_f = 0 \end{cases} \quad \mu_f = \begin{cases} 1/11 & | V_f > 0 \\ 1 & | V_f = 0 \end{cases}$$

Wie bereits zuvor erwähnt, beeinflusst die Faserzugabe nicht nur das Bruchkriterium, sondern auch die Biegetragfähigkeit des Querschnitts und somit das Last-Rotations-Verhalten der Platte. MORAES NETO modifizierten daher in [173] Gleichung (3-32) hinsichtlich der zusätzlich wirkenden Nachrisszugfestigkeit, wodurch die Plattenrotation ψ einer stahlfaserverstärkten Flachdecke aus Gleichung (3-39) folgt.

$$\psi = 0,358 \cdot \frac{r_s}{d \cdot E_s} \cdot \left\{ 4 \cdot f_{sy} + \frac{f_{Ftu}(w_u) \cdot [1 + 4 \cdot (d_1/d)]}{\rho_1} \right\} \cdot \left(\frac{V}{V_{flex}} \right)^{3/2} \quad (3-39)$$

KUERES / POLAK / HEGGER erweiterten in [146] die für Stahlbetonplatten hergeleitete „Two-parameter kinematic theory for punching shear“ aus [144, 145] um den im kritischen Schubriss zusätzlich wirkenden Stahlfasertraganteil. Die einzelnen Traganteile werden für die beiden maßgebenden Verformungsanteile der Biege- und Schubbeanspruchung iterativ in Abhängigkeit der Schubrissöffnung bestimmt und zum Durchstanzwiderstand überlagert. Die hierfür notwendigen Algorithmen sind für eine händische Berechnung ungeeignet, weshalb an dieser Stelle auf eine detaillierte Beschreibung dieser Ansätze verzichtet und auf die entsprechende Literatur verwiesen wird.

3.4.4 Bewertung der Ansätze

Der Großteil der in der Fachliteratur dokumentierten, empirisch und mechanisch basierten Bemessungsansätze zum Durchstanzwiderstand stahlfaserverstärkter Platten beruht auf Modifikationen bzw. Erweiterungen bestehender Ansätze für reine Stahlbetonplatten. Die Vorhersagegenauigkeit der Ausgangsformel des Betontraganteils von Stahlbetonplatten beeinflusst daher die Qualität der Ergebnisse von Stahlfaserbetonplatten maßgebend.

Die auf empirischen bzw. semi-empirischen Betrachtungen beruhenden Bemessungsansätze sind grundsätzlich kritisch zu bewerten. Da die Entwicklung dieser Modelle in der Regel auf Regressionsanalysen beruht, beschränkt sich deren Anwendbarkeit lediglich auf den Parameterbereich der zugrunde gelegten Datenbasis. Diese Ansätze können daher nicht als allgemeingültig betrachtet werden. Es ist hierbei gleichgültig, ob ein komplett neuer Ansatz oder lediglich ein Vorfaktor zur Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit von Stahlbetonplatten empirisch abgeleitet wurde. Auch die Definition eines multiplikativen Vorfaktors zur Erhöhung des Durchstanzwiderstandes einer Stahlbetonplatte unter Berücksichtigung der gesteigerten Spaltzugfestigkeit des Stahlfaserbetons in [232] bzw. [47] ist als fragwürdig einzustufen. Wie in den Untersuchungen von THOMÉE [263] gezeigt und in Kapitel 2.4.1 dargestellt erlaubt der komplexe Spannungszustand innerhalb eines Spaltzugversuchs nur schwer Rückschlüsse auf das Nachrisszugtragverhalten von Stahlfaserbetonen, was eine zutreffende Beschreibung des Durchstanzwiderstandes beeinträchtigt. Die empirischen Ansätze mit additivem Hintergrund nehmen eine strikte Trennung zwischen Beton- und Stahlfasertragwirkung vor und sind daher tendenziell besser zur Beschreibung des Tragverhaltens geeignet. Da es auf Grund von Versuchsbeobachtungen als unwahrscheinlich erscheint, dass sowohl der Beton- wie auch der Stahlfasertraganteil im gleichen Rissstadium die jeweils maximal aufnehmbaren Lasten erreichen, sollte bei diesen Ansätzen eine Interaktion der Traganteile Berücksichtigung finden. Zudem ist eine Ermittlung des Fasertraganteils basierend auf experimentellen Werten der Nachrisszugfestigkeit der reinen rechnerischen Abschätzung vorzuziehen.

Mechanisch basierte Ansätze lassen grundsätzlich eine genauere Beschreibung des Durchstanzwiderstandes erwarten, setzen jedoch in der Regel einen erhöhten Rechenaufwand voraus. Die Fasertragwirkung wird bei diesen Ansätzen einheitlich durch einen additiven Anteil erfasst, der meist durch Integration der Nachrisszugfestigkeit über die Fläche des kritischen Rundschnitts ermittelt wird. In [260] interpretiert THEODORAKOPOULOS die Betondruckzone als maßgebenden Bereich der Lastabtragung und

erfasste die Stahlfasertragwirkung ausschließlich in diesem Bereich. Aufgrund der in den vergangenen Jahren gewonnenen Erkenntnisse hinsichtlich der Tragmechanismen bei Durchstanzbeanspruchung kann dieser Ansatz als überholt betrachtet werden. HOLANDA modifizierte in [131] das Verbundmodell von ALEXANDER / SIMMONDS hinsichtlich der berücksichtigten Spaltzugfestigkeit, weshalb die oben aufgeführten Einschränkungen auch hierfür gelten. Die auf Hauptspannungshypothesen beruhenden Ansätze führen das Durchstanzversagen auf ein reines Versagen der Betondruckzone bei dominierender Biegebeanspruchung zurück und setzten damit sehr große Rissbreiten und ein Fließen der Biegezugbewehrung voraus. Zudem werden Einflüsse aus der Dübelwirkung, einer Kornverzahnung bzw. Rissreibung im Schubriss sowie der Schubschlankheit vernachlässigt. Mit abnehmender Schubschlankheit und damit dicker werdenden Bauteilen werden neben Biegeverformungen zunehmend auch Schubverformungen für das Durchstanztragverhalten relevant [145, 240] und die Biegezugbewehrung erreicht die Fließgrenze häufig nicht mehr. Insbesondere bei hohen Längsbewehrungsgraden und gedrungenen Bauteilen mit geringen Schubschlankheiten ist somit bei diesen Ansätzen mit größeren Abweichungen zu rechnen. Der Anwendungsbereich dieser Ansätze konzentriert sich daher vorwiegend auf sehr dünne Bauteile. Die auf kinematischen Betrachtungen basierenden Ansätze ermöglichen eine verformungsabhängige und damit allgemeingültigere Berücksichtigung der verschiedenen Traganteile. Diese lassen daher eine zutreffendere Abschätzung der Durchstanztragfähigkeit erwarten und sollten die Grundlage zukünftiger Generationen von Regelwerken bilden.

3.5 Regelwerke und Normung

3.5.1 Allgemeines

In den vergangenen Jahren haben vermehrt Bemessungsansätze zur Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Bauteile Eingang in teils normative Regelwerke gefunden. Anhand dieses Kapitels wird ein Überblick über die wesentlichen für Deutschland bzw. Europa derzeit und zukünftig relevanten Regelwerke zur Durchstanzbemessung stahlfaserverstärkter Platten gegeben, deren materialspezifischen Hintergründe bereits in Kapitel 2.5 zusammengefasst sind.

- DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ (in Kombination mit DIN EN 1992-1-1+NA(D)) [44]
- fib Model Code 2010 [88]
- Entwurf der nächsten Generation des Eurocode 2 mit Anhang L in der 7. Fassung (prEN 1992-1-1, Draft D7 (16.11.2020)) [34]

Der Fokus dieser Arbeit liegt nicht auf der Bereitstellung einer vollständigen Zusammenfassung aller Aspekte der Durchstanzbemessung, sondern im Wesentlichen auf der Berücksichtigung des Stahlfasertraganteils und dessen Interaktion mit den von Stahlbetonbauteilen bekannten Traganteilen bei zentrisch beanspruchten, stahlfaserverstärkten Flachdecken mit und ohne Durchstanzbewehrung. Besondere Aspekte wie beispielsweise der rechnerischen Erfassung einer Vorspannung, von Exzentrizitäten, einer geneigten Durchstanzbewehrung oder ungleichmäßiger Schubspannungsverteilungen bleiben daher unberücksichtigt. Hierfür wird an dieser Stelle auf ausführliche Zusammenfassungen der jeweiligen Durchstanzbemessungsgleichungen von Stahlbetonplatten mit und ohne Durchstanzbewehrung verwiesen, z. B. in [118, 214, 238, 270].

Alle drei gewählten Regelwerke erfassen die Stahlfasertragwirkung bei der Bestimmung der Durchstanztragfähigkeit durch einen ergänzenden additiven Traganteil $V_{R,f}$. Dieser erweitert die für Stahlbetonplatten bekannten Traganteile des Betonquerschnitts $V_{R,c}$ und einer Durchstanzbewehrung $V_{R,s}$. In

Analogie zur Anrechnung einer Durchstanzbewehrung kann je nach Anwendungsfall eine Fasertragwirkung berücksichtigt werden oder nicht, ohne auf gesonderte Bemessungsansätze zurückgreifen zu müssen. Durch eine einfache und praktikable Anwendung gewährleistet dies die Akzeptanz der Bemessungsansätze in der täglichen Ingenieurpraxis. Insbesondere bei der Kombination von Stahlfaserbeton mit Durchstanzbewehrung sind deutliche Unterschiede in den Regelwerken zu finden. Während die DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] aufgrund mangelnder Versuchserfahrung eine Berücksichtigung der Stahlfaserwirkung $V_{R,f}$ bei durchstanzbewehrten Flachdecken explizit ausschließt [45], ermöglichen Model Code 2010 [87] wie auch der 7. Entwurf des zukünftigen Eurocode 2 mit Anhang L [34] eine derartige Kombination beider Traganteile. In allgemeiner Form beschreibt daher Gleichung (3-40) die Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten V_R^f mit und ohne Durchstanzbewehrung.

$$V_R^f = V_{R,c} + V_{R,s} + V_{R,f} \quad (3-40)$$

Für die Nachweisführung ausreichender Durchstanztragfähigkeit wird V_R^f der entlang festgelegter Rundschnitte einwirkenden Querkraft V_E gegenübergestellt. Bei der Festlegung der Lage dieser kritischen Rundschnitte wurde meist versucht, sich an experimentell beobachteten Durchstanzkegeln zu orientieren. Aufgrund der großen Bandbreite beobachteter Kegelneigungen von 25° bis 35° erwies sich dies als schwierig, weshalb der kritische Rundschnitt vielmehr eine reine Rechengröße ohne tieferen mechanischen bzw. physikalischen Hintergrund beschreibt. Letztendlich führt die Wahl der Lage des kritischen Rundschnitts zu einer Skalierung der Einwirkungen auf das gewünschte Bemessungsniveau. [270, 286] Die in den verschiedenen Regelwerken gewählten Abstände des kritischen Rundschnitts weisen daher erhebliche Unterschiede auf, die sich meist in einem Bereich der 0,5-fachen bis 2,0-fachen statischen Nutzhöhe d bewegen. Trotz der scheinbar nahezu freien Wahl der Lage des kritischen Rundschnitts, weist diese dennoch einen entscheidenden Einfluss auf die Berücksichtigung bzw. Wichtung der Effekte aus der statischen Nutzhöhe d bzw. der Stützenabmessungen l_c bei der Tragfähigkeitsbestimmung auf. SIBURG fasst daher in [238] zusammen, dass große Abstände des kritischen Rundschnitts Einflüsse der statischen Nutzhöhe in den Vordergrund rücken, während kleine Abstände verstärkt Effekte der Stützensgeometrie erfassen. Bild 3.26 vergleicht die in den nachfolgend behandelten Regelwerken gewählten Rundschnitte und zeigt deren Einfluss auf die Entwicklung der Schubspannungen am Stützenrand.

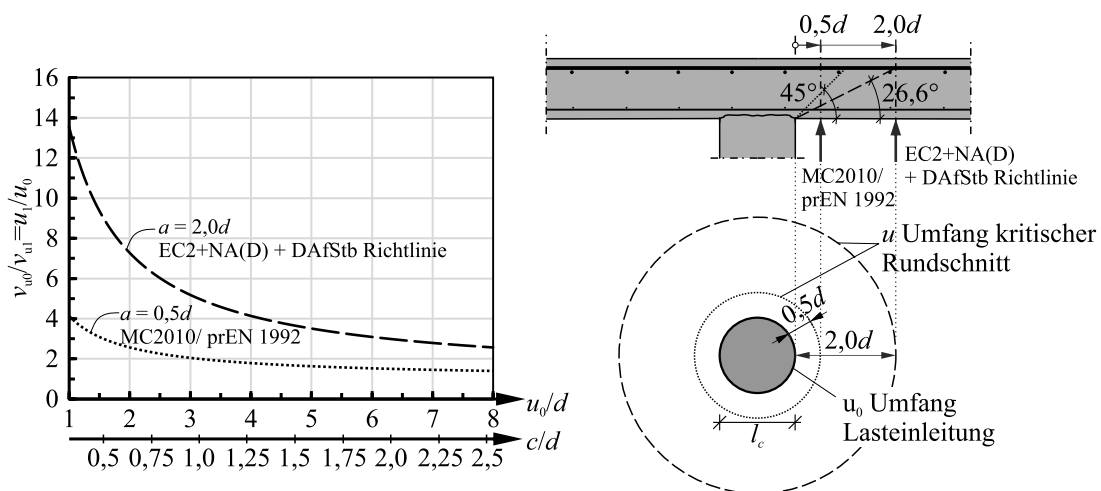


Bild 3.26: Entwicklung des Verhältnisses der Schubspannungen am Stützenrand zu denen am kritischen Rundschnitt in Abhängigkeit des bezogenen Stützenumfanges u_0/d , entnommen und modifiziert aus [118, 270]

3.5.2 DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“

3.5.2.1 Allgemeines

Die DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] ergänzt das für Stahlbetonbauteile in Deutschland geltende Regelwerk, die DIN EN 1992-1-1+NA(D) (EC2+NA(D)) [63, 64], um die baustoff- und bemessungs-spezifischen Besonderheiten des Stahlfaserbetons (vgl. Kap. 2.5.2). Für die Bestimmung des Durchstanzwiderstandes $V_{Rd,c}^f$ ist hierbei ein additiver Ansatz, bestehend aus dem Betontraganteil $V_{Rd,c}$ einer herkömmlichen Stahlbetonplatte nach EC2+NA(D) [63, 64] und einem Stahlfasertraganteil $V_{Rd,cf}$, vorgesehen. Die rechnerische Kombination des Stahlfasertraganteils $V_{Rd,cf}$ mit dem Stahltraganteil einer Durchstanzbewehrung $V_{Rd,s}$ wird hingegen explizit ausgeschlossen, was in [45] auf mangelnde Versuchserfahrungen an stahlfaserverstärkten Platten mit Durchstanzbewehrung zurückgeführt und durch die in Kapitel 3.3.5 aufgezeigte Datenbasis bestätigt wird.

$$V_{Ed} = v_{Ed} \cdot u_1 \cdot d \leq v_{Rd,c}^f \cdot u_1 \cdot d = V_{Rd,c}^f \quad (3-41)$$

Im Rahmen der Nachweisführung dürfen die entlang des kritischen Rundschnitts u_1 im Abstand der 2-fachen statischen Nutzhöhe d vom Stützenrand (vgl. Bild 3.27) einwirkenden Querkräfte V_{Ed} , den Durchstanzwiderstand $V_{Rd,c}^f$ nicht überschreiten (Gl. (3-41)).

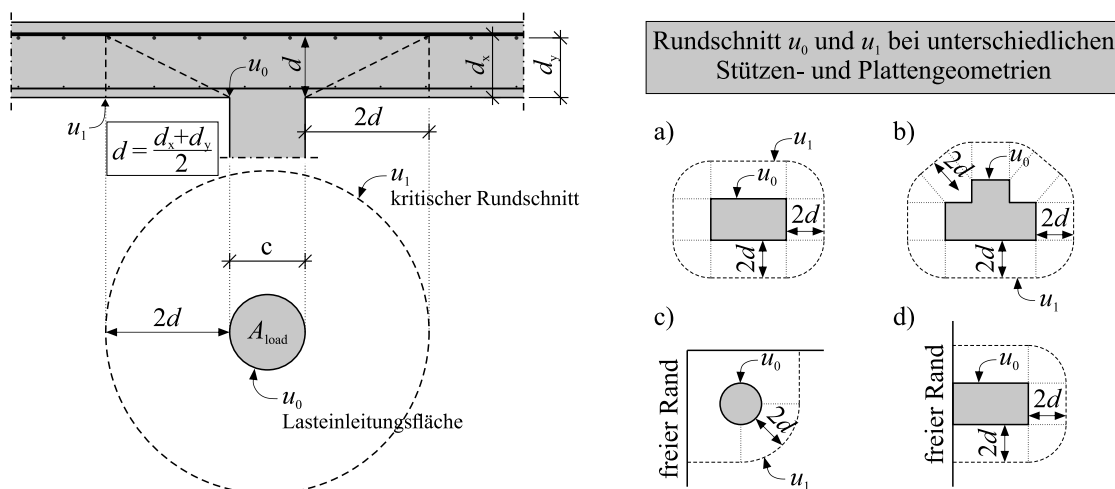


Bild 3.27: Definition des kritischen Rundschnittes (links) und Führung des Rundschnitts bei verschiedenen Lasteinleitungsflächen (rechts) nach EC2+NA(D) [63, 64]

3.5.2.2 Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung

Die Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,c}^f$ ergibt sich aus der linearen Überlagerung der Tragfähigkeit einer herkömmlichen Stahlbetonplatte ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,c}$ nach EC2+NA(D) [34, 63] mit dem entlang des kritischen Rundschnitts aufintegrierten Stahlfasertraganteil $V_{Rd,cf}$ nach der DAfStb-Richtlinie [44]. Die faserbedingte Traglaststeigerung wird durch die maximale Durchstanztragfähigkeit durchstanzbewehrter Platten $V_{Rd,max}$ nach EC2+NA(D) [34, 63] begrenzt. Eine Interaktion beider Traganteile bleibt unberücksichtigt, weshalb sowohl die Beton- wie auch die Fasertragwirkung als konstanter Traganteil einfließen (Gl. (3-42)).

$$V_{Rd,c}^f = V_{Rd,c} + V_{Rd,cf} \leq V_{Rd,max} \quad (3-42)$$

Die Bestimmungsgleichung von $V_{Rd,c}$ nach EC2+NA(D) [34, 63] beruhen auf einem semi-empirischen Ansatz, der mit geringen Anpassungen dem Model Code 1990 [83] entstammt. Der Lastabtrag basiert vor allem auf der ungerissenen Betondruckzone sowie der Dübelwirkung der Biegezugbewehrung. Unter Berücksichtigung des kritischen Rundschnitts u_1 in einem Abstand der 2-fachen statischen Nutzhöhe d von der Stützenkante bestimmt sich $V_{Rd,c}$ entsprechend Gleichung (3-43).

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d \cdot u_1 = v_{Rd,c} \cdot d \cdot u_1 \geq v_{min} \cdot d \cdot u_1 \quad (3-43)$$

mit:	$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$	empirischer Vorfaktor für $u_0/d \geq 4$ bzw.
	$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c \cdot (0,1 \cdot (u_0/d) + 0,6)$	$u_0/d < 4$
	$k = \sqrt{200/d} \leq 2,0$	Maßstabsfaktor (d in mm)
	$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1,x} + \rho_{1,y}} \leq \min(0,02; 0,5 \cdot f_{cd}/f_{yd})$	Biegezugbewehrungsgrad im Bereich einer wirksamen Breite $c + 2 \cdot 3d$
	u_1	Bemessungsroundschnitt im Abstand $2d$ vom Stützenrand
	d	statische Nutzhöhe
	$v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	Mindestdurchstantragfähigkeit für $d \leq 600$ mm bzw. $d > 800$ mm
	$v_{min} = (0,0375/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	(Zwischenwerte sind zu interpolieren)

Insbesondere bei sehr kleinen Stützenabmessungen l_c führt der gewählte Abstand des kritischen Rundschnitts von $2d$ von der Stützenkante zu einer Überschätzung der Durchstantragfähigkeit (Bild 3.26), was durch Modifikation des empirischen Vorfaktors $C_{Rd,c}$ in Abhängigkeit des Verhältnisses u_0/d korrigiert wurde [123]. Die Begrenzung des Biegezugbewehrungsgrades auf $0,5f_{cd}/f_{yd}$ berücksichtigt die reduzierte Wirksamkeit einer Druckbewehrung infolge der geringen Druckzonenhöhen von Flachdecken, wohingegen die Obergrenze von 0,02 die Einbaubarkeit des Betons bei hohen Bewehrungskonzentrationen im Stützbereich sicherstellt. [43] Insbesondere bei schwach biegebewehrten Bauteilen führt der Ansatz nach Gleichung (3-43) häufig zu einer Unterschätzung der Tragfähigkeit, was die Mindestdurchstantragfähigkeit v_{min} ausgleicht.

Auch nach eingetretener Rissbildung wird davon ausgegangen, dass die Stahlfasern im Schrägriss eine Zugkraftübertragung ermöglichen, die unter Berücksichtigung der Faserorientierung den in einem zentrisch gezogenen Bauteil übertragbaren Zugkräften entsprechen. In der Fläche des kritischen Rundschnittes ($u_1 \cdot d$) wird daher der für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit zulässige, vereinfachte Spannungsblock (SDL1) nach Bild 2.21 mit dem Rechenwert der Nachrisszugfestigkeit $f_{ctR,u}^f$ (Gl. (2-17)) angesetzt. Treten auf Querschnittsebene Längszugspannungen auf, darf der Stahlfasertraganteil aufgrund der zu erwartenden großen Rissbreiten nicht in Ansatz gebracht werden.

$$V_{Rd,cf} = 0,85 \cdot \frac{\alpha_c^f \cdot f_{ctR,u}^f}{\gamma_{ct}^f} \cdot u_1 \cdot d = v_{Rd,cf} \cdot u_1 \cdot d \quad (3-44)$$

mit:	$\alpha_c^f = 0,85$	Beiwert für Langzeitwirkungen (Dauerstandsbeiwert)
	$\gamma_{ct}^f = 1,25$	Teilsicherheitsbeiwert Stahlfaserbeton

Im Rahmen der Festlegung des Rechenwertes der Nachrisszugfestigkeit $f_{ctR,u}^f$ nach Gleichung (2-17) wird der Einfluss der Bauteilgröße auf die Faserverteilung und den Variationskoeffizienten innerhalb der Biegezugversuche anhand des Größenordnungsbeiwertes κ_G^f erfasst. Zu dessen Bestimmung darf

im Rahmen des Durchstanznachweises die unter Zugspannung stehende Querschnittsfläche A_{ct}^f mit der Fläche des kritischen Rundschnitts ($u_1 \cdot d$) gleichgesetzt werden. Wie SIBURG in [238] ausführlich erläutert, resultiert der empirische Vorfaktor 0,85 aus der Anpassung der ersten Fassung der DAfStb-Richtlinie [42] infolge der Umstellung der Nachweiskonzepte von DIN 1045-1 [58] auf EC2+NA(D) [34, 63]. Mit der Einführung des EC2+NA(D) [34, 63] vergrößerte sich der Abstand des kritischen Rundschnitts von $1,5d$ auf $2,0d$ gegenüber DIN 1045-1 [58], was einer rein rechnerischen Zunahme des Stahlfasertrageanteils entspricht. Zudem sollte die Ermittlung der Fasertragwirkung zukünftig mit Bezug auf die statische Nutzhöhe d anstelle der Plattendicke h erfolgen, was wiederum eine Reduktion des Fasertrageanteils beschreibt. Unter zusätzlicher Berücksichtigung des gegenüber der DIN 1045-1 [58] abgeminderten Vorfaktors $C_{Rd,c}$ in Gleichung (3-43) sowie der Annahme einer statischen Nutzhöhe von $d \approx 0,95h$, wurde letztendlich ein allumfassender, pauschaler Umrechnungsfaktor von 0,85 festgelegt.

3.5.2.3 Durchstanztragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung

Reicht die Durchstanztragfähigkeit einer stahlfaserverstärkten Stahlbetonplatte $V_{Rd,c}^f$ nicht aus, kann diese nach EC2+NA(D) [34, 63] durch die Anordnung einer Durchstanzbewehrung in Form von Bügeln oder Schubaufbiegungen über $V_{Rd,c}$ hinaus bis zur maximalen Durchstanztragfähigkeit $V_{Rd,max}$ gesteigert werden, sofern diese nicht bereits durch die Zugabe von Stahlfasern erreicht wurde. Für darüberhinausgehende Traglaststeigerungen ist die Verwendung alternativer Durchstanzbewehrungselemente wie beispielsweise von Doppelkopfbolzen oder Gitterträgern erforderlich, deren Anwendung eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (AbZ) voraussetzt. Der Fasertrageanteil $V_{Rd,cf}$ nach Gleichung (3-44) darf jedoch sowohl bei einer normativ geregelten Bemessung nach der DAfStb-Richtlinie [44] wie auch auf Basis der derzeit gültigen AbZ nicht in Ansatz gebracht werden. Somit gilt bei Vorhandensein einer Durchstanzbewehrung analog zu faserfreien Stahlbetonplatten Gleichung (3-45).

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cs} \leq V_{Rd,max} \quad (3-45)$$

Die Bestimmung der erforderlichen Durchstanzbewehrungsmenge A_{sw} gründet auf der Annahme eines 33° Fachwerks und eines konstanten Betontrageanteils $V_{Rd,c}$. Diese mittlere Bewehrungsmenge A_{sw} wird anschließend unter Berücksichtigung zusätzlicher Erhöhungsfaktoren $\kappa_{sw,i}$, in einzelnen, äquidistanten Reihen konzentrisch um die Lasteinleitungsfläche so lange verbaut, bis schließlich die Querkrafttragfähigkeit der Stahlfaserbetonplatte für die Aufnahme der einwirkenden Querkraft ausreichend ist. Die Bestimmung der Durchstanztragfähigkeit einer Platte mit Durchstanzbewehrung $V_{Rd,cs}$ erfolgt hierfür entsprechend Gleichung (3-46) mit einem konstanten Betontrageanteil $V_{Rd,c}$, der aufgrund der zunehmenden Rissöffnung lediglich zu 75 % angesetzt werden darf.

$$V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot V_{Rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw}}{\kappa_{sw,i}} \cdot f_{ywd,ef} \quad (3-46)$$

mit:	s_r	radialer Abstand zwischen den einzelnen Durchstanzbewehrungsreihen
	A_{sw}	Querschnittsfläche je Durchstanzbewehrungsreihe
	$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$	Bemessungswert der ansetzbaren Stahlspannung
	$\kappa_{sw,1} = 2,5$	Erhöhungsfaktor der 1. Durchstanzbewehrungsreihe ($0,3d \leq s_0 \leq 0,5d$), der 2. Reihe ($s_r \leq 0,75d$) und aller weiteren Reihen i
	$\kappa_{sw,2} = 1,4$	
	$\kappa_{sw,i} = 1,0$	

Infolge des zu erwartenden Endverankerungsschlupfes der Durchstanzbewehrung, ist insbesondere bei geringen Plattendicken von einer unzureichenden Verankerung dieser auszugehen. Die zulässigen Stahlspannungen können daher nicht vollständig ausgenutzt werden, was durch den Bemessungswert der ansetzbaren Stahlspannung $f_{ywd,ef}$ Berücksichtigung findet. [286] Die Nachrechnung experimenteller Ergebnisse durchstanzbewehrter Versuchskörper hat gezeigt, dass der Ansatz nach EC2 [63] tendenziell zu geringe Durchstanzbewehrungsmengen A_{sw} liefert, weshalb der für Deutschland gültige nationale Anhang NA(D) [64] mit den Erhöhungsfaktoren $\kappa_{sw,i}$ erweitert wurde [235].

Für die Festlegung der erforderlichen Längenausdehnung des durchstanzbewehrten Bereichs u_{out} und somit dem Nachweis einer ausreichenden Querkrafttragfähigkeit außerhalb dieses Bereichs darf die Faserwirkung in der Querkrafttragfähigkeit angesetzt werden. Maßgebend ist hierbei der Querkraftwiderstand liniengelagerter Platten, sodass in Gleichung (3-43) der Vorfaktor $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_c$ gilt.

Maximale Durchstanztragfähigkeit

Sowohl bei faserverstärkten wie auch bei durchstanzbewehrten Stahlbetonplatten wird der Durchstanzwiderstand auf die maximale Durchstanztragfähigkeit $V_{Rd,max}$ begrenzt. Wie HÄUSLER in [118] erläutert, zeigt sich für ein Versagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit nicht das Versagen der schrägen Druckstrebe sondern vielmehr die Tragfähigkeit der Betondruckzone bzw. des Druckrings am Stützenanschnitt als maßgebend (vgl. Bild 3.4). Die geringe Druckzonenhöhe am Stützenanschnitt in Verbindung mit der unzureichenden Umschnürungswirkung der Bügel führt aufgrund der mehrachsialen Beanspruchung zu einem Abplatzen der Betondeckung am Stützenanschnitt und schließlich zu einem Versagen der Betondruckstrebe. Aus diesem Grund wird nach EC2+NA(D) [34, 63] die maximale Durchstanztragfähigkeit als Vielfaches der Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung unter Vernachlässigung der Fasertragwirkung nach Gleichung (3-47) berechnet.

$$V_{Rd,max} = 1,4 \cdot V_{Rd,c} \quad (3-47)$$

3.5.3 fib Model Code 2010

3.5.3.1 Allgemeines

Mit Einführung des fib Model Code 2010 [88] wurde das empirische Bemessungsmodell nach CEB-fib Model Code 1990 [83] vollständig durch ein mechanisch begründetes Modell mit empirischen Anpassungsfaktoren ersetzt. Das neue auf der bereits in Kapitel 3.4.3 vorgestellten Theorie des kritischen Schubrisses („*Critical Shear Crack Theory*“, kurz CSCT) nach MUTTONI [109, 111, 181, 222, 239] basierende Bemessungsmodell beschreibt den Durchstanzwiderstand in Abhängigkeit der kritischen Schubrissbreite, deren Betrag mit der sich einstellenden Plattenrotation korreliert ($w \approx \psi \cdot d$, Bild 3.23 (a)) [181]. Die im kritischen Schubriss stattfindende Schubspannungsübertragung wird maßgeblich auf die Rauheit der Rissoberfläche und somit die Rissverzahnung („*aggregate interlock*“) zurückgeführt, weshalb die Schubrissbreite als wesentliche Einflussgröße dient. Hintergründe und nähere Informationen bezüglich der CSCT liefert Kapitel 3.4.3 bzw. die genannte Literatur.

Abschnitt 7.7.3.5 des Model Code 2010 [88] beinhaltet zum Nachweis ausreichender Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten einen additiven Ansatz bestehend aus einem Beton-, Stahl- und Stahlfasertraganteil. Im Gegensatz zur DAfStb-Richtlinie [44] ist eine kombinierte Berücksichtigung des Fasertraganteils $V_{Rd,f}$ und des Stahltraganteils einer Durchstanzbewehrung $V_{Rd,s}$ möglich. Die einwirkende Querkraft V_{Ed} darf hierbei den Widerstand $V_{Rd,F}$ im kritischen Rundschnitt b_0 nicht überschreiten, der die Stütze in einem Abstand der 0,5-fachen statischen Nutzhöhe d_v umfährt (Bild 3.28).

$$V_{Ed} = v_{Ed} \cdot b_1 \cdot d_v \leq V_{Rd,F} = v_{Rd,F} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (3-48)$$

Maßgebend für den Durchstanzwiderstand von Flachdecken erwies sich in zahlreichen Versuchen die tatsächliche Oberkante des lasteinleitenden Bauteils, weshalb Model Code 2010 [88] erstmals zwischen den statischen Nutzhöhen d_v und d unterscheidet. Die Bestimmung der für Schubbeanspruchung maßgebenden statischen Nutzhöhe d_v erfolgt ausgehend von der Oberkante des lasteinleitenden Bauteils und berücksichtigt damit über die Plattenunterkante hinausragende Bauteile, wie z. B. zu hoch betonierte Stützen (Bild 3.28). Die statische Nutzhöhe d wird klassisch von der Plattenunterkante gemessen und dient vorwiegend der Biegebemessung.

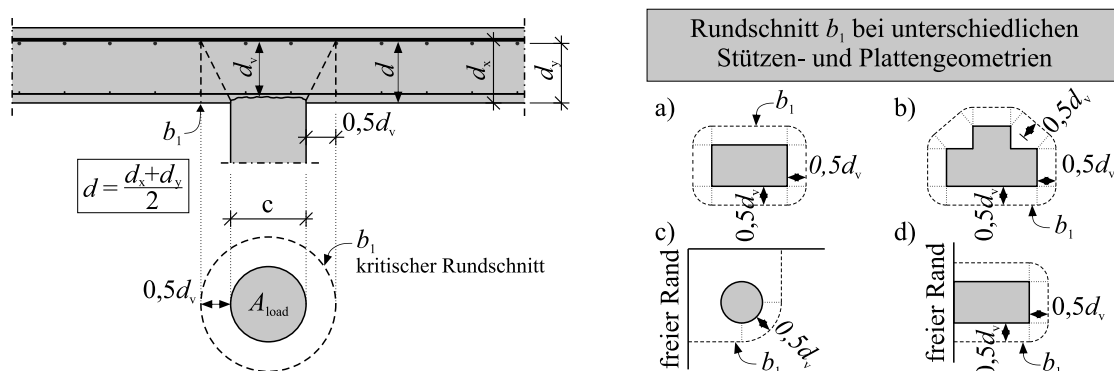


Bild 3.28: Definition des kritischen Rundschnitts (links) und Führung der Rundschnitte bei verschiedenen Lasteinleitungsflächen (rechts) nach Model Code 2010 [88]

3.5.3.2 Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung

Für die Ermittlung der Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten ohne Durchstanzbewehrung wird der Betontraganteil einer faserfreien Stahlbetonplatte $V_{Rd,c}$ mit dem Fasertraganteil $V_{Rd,f}$ additiv überlagert. Während die Ermittlung des Betontraganteils $V_{Rd,c}$ in Abhängigkeit der Plattenrotation ψ erfolgt, wird die Stahlfaserwirkung $V_{Rd,f}$ unabhängig von ψ als konstanter Anteil erfasst (vgl. Bild 3.29). Die Stahlfaserzugabe ermöglicht neben einer Traglaststeigerung auch eine zunehmende Plattenrotation und somit Schubrissöffnung, weshalb sich $V_{Rd,c}$ um den Anteil $\Delta V_{Rd,c}$ verringert und hierdurch von einer reinen Stahlbetonflachdecke unterscheidet.

$$V_{Rd,F} = V_{Rd,c} + V_{Rd,f} \quad (3-49)$$

Der Bemessungswert des Betontraganteils einer Platte ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,c}$ berechnet sich unter Berücksichtigung der für die Aufnahme der Querkraft wirksamen statischen Nutzhöhe d_v und des Umfangs des kritischen Rundschnitts b_0 nach Gleichung (3-50).

$$V_{Rd,c} \leq k_\psi \cdot (\sqrt{f_{ck}/\gamma_c}) \cdot b_0 \cdot d_v \quad (3-50)$$

mit: $k_\psi = (1,5 + 0,9 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg})^{-1} \leq 0,6$

b_0

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75$$

d_g

Einfluss der Schubrissbreite in Abhängigkeit der Plattenrotation ψ

Bemessungsrundschnitt im Abstand $0,5d$ von der Stützenkante

Einfluss der Rissrauigkeit in Abhängigkeit des Größtkorndurchmessers

Größtkorndurchmesser

Während sich die Rissöffnung bei einachsig gespannten Platten proportional zum einwirkenden Moment einstellt, verhält sich dieser Zusammenhang bei punktgestützten Platten hochgradig nichtlinear. Für die Bestimmung der Plattenrotation sieht Model Code 2010 [88] daher vier verschiedene Approximationsstufen (engl. „Level of Approximation“) von LoA I bis LoA IV vor, die bei steigendem Rechenaufwand eine zunehmend detailliertere Bestimmung der Plattenrotation ψ ermöglichen. Detaillierter bedeutet meist geringere Plattenrotationen und Schubrissbreiten, was größere Durchstanzwiderstände bewirkt.

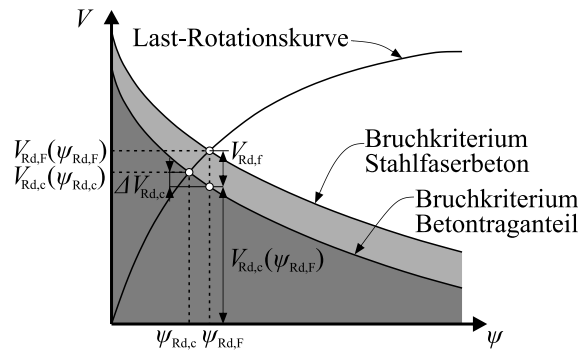


Bild 3.29: Schematische Darstellung des Last-Rotations-Verhaltens stahlfaserverstärkter Platten ohne Durchstanzbewehrung nach Model Code 2010 [88]

Auf Basis der Stufe LoA I wird eine einfache Möglichkeit zur Abschätzung der Plattenrotation in der Entwurfsphase geboten, die zu auf der sicheren Seite liegenden Tragfähigkeiten führt. Durch die Annahme eines Fließens der Biegezugbewehrung und der damit einhergehenden großen Stahldehnungen, werden in Stufe LoA I sehr große Plattenrotationen und somit große Rissbreiten unterstellt. [183, 184]

$$\text{LoA I: } \psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (3-51)$$

mit: $r_s = 0,22 \cdot L_i$

L_i

E_s, f_{yd}

Abstand Momentennullpunkt zum Schwerpunkt der Lasteinleitungsfläche (i = x, y; für $0,5 \leq L_x/L_y \leq 2,0$)

maximale Plattenspannweite

Elastizitätsmodul bzw. Fließgrenze der Biegezugbewehrung

Eine genauere Bestimmung der Plattenrotation erfolgt in LoA II durch eine realitätsnähere Erfassung der Ausnutzung der Biegetragfähigkeit und damit der vorliegenden Stahldehnungen. Nach RICKER [215] eignet sich LoA II (Gl. (3-52)) insbesondere für die Nachrechnung von Durchstanzversuchen.

$$\text{LoA II: } \psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} \quad (3-52)$$

mit: $m_{Ed} = V_{Ed}/8$

m_{Rd}

$$b_s = 1,5 \cdot \sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} \leq L_{\min}$$

im Stützstreifen der Breite b_s einwirkendes Biegemoment

Bemessungswert der Biegetragfähigkeit des Stützstreifens der Breite b_s

Breite des Stützstreifens

Der Vorfaktor darf in LoA III (Gl. (3-53)) von 1,5 auf 1,2 reduziert werden, sofern die Ermittlung des einwirkenden Biegemoments im Stützstreifen m_{sd} sowie des Abstandes r_s zum Nulldurchgang der radialen Plattenbiegemomente auf Basis einer linear-elastischen Schnittgrößenermittlung erfolgt.

$$\text{LoA III: } \psi = 1,2 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}}\right)^{3/2} \quad (3-53)$$

Die geringsten Plattenrotationen und somit größten Durchstanztragfähigkeiten ergeben sich durch die Anwendung nichtlinearer Verfahren in LoA IV, was z. B. die Integration der Momenten-Krümmungs-Beziehung ermöglicht. Hierbei sollten die Rissbildung des Betons, Einflüsse aus dem Mitwirken des Betons auf Zug zwischen den Rissen (tension-stiffening) und weitere nichtlineare Effekte erfasst werden. Der hohe Rechenaufwand beschränkt die Anwendung dieser Stufe auf wenige Einzelfälle. [270]

Die Ermittlung der Stahlfasertragwirkung $V_{Rd,f}$ erfolgt unabhängig von der Plattenrotation ψ bzw. der Approximationsstufen als eine im kritischen Schubriss wirksame, konstante Schubspannung. Hierbei wird der Rechenwert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit f_{Ftuk} bei einer Rissöffnung von $w_u = 1,5$ mm nach Gleichung (2-21) bzw. (2-23) als konstanter Zugspannungsblock (SDL1 Bild 2.23) entlang der Fläche des Bemessungsrundschnitts (b_0d_v) angenommen und zu der widerstehenden Querkraft $V_{Rd,f}$ aufintegriert. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_F des Stahlfaserbetons beträgt analog zu Stahlbeton 1,50.

$$V_{Rd,f} = f_{Ftuk} / \gamma_F b_0 d_v \quad (3-54)$$

3.5.3.3 Durchstanztragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung

Auch in Model Code 2010 [88] ermöglicht die Anordnung einer zusätzlichen Durchstanzbewehrung den Durchstanzwiderstand über die Tragfähigkeit der stahlfaserverstärkten Platte hinaus zu steigern. Hierbei ist neben dem Einsatz von Bügeln oder Schubaufbiegungen auch die Verwendung von Doppelkopfbolzen vorgesehen. Für die Ermittlung der erforderlichen Durchstanzbewehrungsmenge ermöglicht Model Code 2010 [88] im Gegensatz zur DAfStb-Richtlinie [44] die Anrechnung des Stahlfasertraganteils $V_{Rd,f}$ entsprechend Gleichung (3-55).

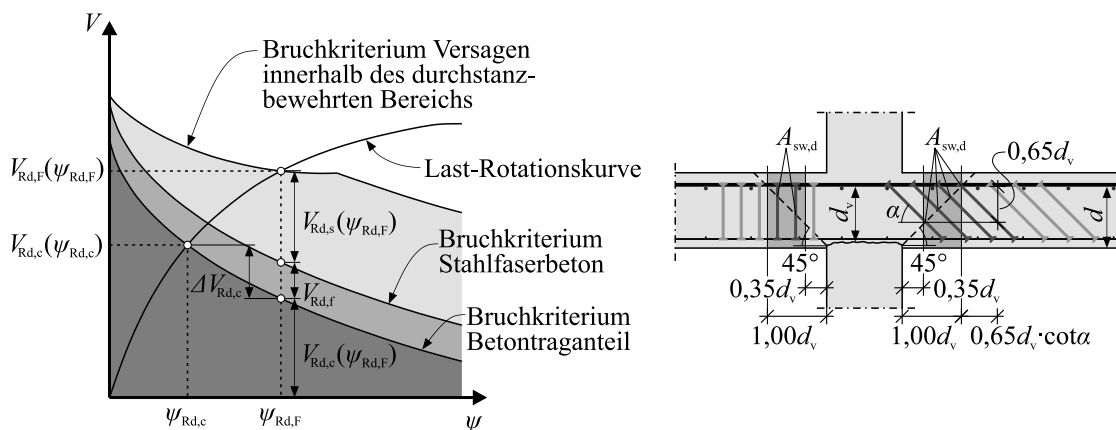


Bild 3.30: Schematische Darstellung des Last-Rotations-Verhaltens stahlfaserverstärkter, durchstanzbewehrter Platten (links) und anrechenbare Durchstanzbewehrungselemente (rechts) nach Model Code 2010 [88]

Bild 3.30 veranschaulicht die Entwicklung der einzelnen Traganteile in Abhängigkeit der Plattenrotation ψ . Die Durchstanzbewehrung führt neben einer Traglaststeigerung auch zu einer weiteren Zunahme der Plattenrotation und damit der Rissöffnung, was letztendlich zu einer zusätzlichen Reduktion des Betontraganteils um $\Delta V_{Rd,c}$ bei weiterhin konstantem Stahlfasertraganteil führt. Gleichzeitig ermöglicht die zunehmende Rissöffnung eine ansteigende Stahldehnung und somit Stahlspannungen σ_{swd} der Durchstanzbewehrung, weshalb bis zum Erreichen deren Fließgrenze f_{ywd} ein ansteigender Verlauf von $V_{Rd,s}$ zu beobachten ist. Die Durchstanzbewehrung wird daher stärker aktiviert. Um dieses Verhalten

rechnerisch abbilden zu können, ist sowohl für die Bestimmung von $V_{Rd,c}$ wie auch für σ_{swd} und somit $V_{Rd,s}$ die identische Plattenrotation $\psi_{Rd,F}$ zu Grunde zu legen (vgl. Bild 3.30 links).

$$V_{Rd,F} = V_{Rd,c} + V_{Rd,f} + V_{Rd,s} \quad (3-55)$$

Während die Berechnung von $V_{Rd,c}$ (Gleichung (3-50)) und $V_{Rd,f}$ (Gleichung (3-54)) analog zu Bauteilen ohne Durchstanzbewehrung erfolgt, resultiert $V_{Rd,s}$ aus der Annahme eines Aufhängefachwerks und ergibt sich nach Gleichung (3-56).

$$V_{Rd,s} \leq A_{sw} \sigma_{swd} \quad (3-56)$$

mit: A_{sw} Summe der Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung in einem Bereich zwischen $0,35d_v$ und $1,00d_v$ (vgl. Bild 3.31)

$$\sigma_{swd} = \frac{E_s \psi}{6} \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{ywd}} \frac{d}{\sigma_{sw}} \right) \leq f_{ywd} \quad (3-57)$$

mit: f_{bd} Verbundfestigkeit der Durchstanzbewehrung (i. d. R. 3,00 N/mm²)
 f_{ywd} Fließgrenze der Durchstanzbewehrung
 σ_{sw} Stabdurchmesser der Durchstanzbewehrung

Die Aktivierung der Durchstanzbewehrung wird in Model Code 2010 [88] in Abhängigkeit der Plattenrotation ψ sowie der aufnehmbaren Verbundspannung der Durchstanzbewehrung f_{bd} anhand der Spannungen σ_{swd} erfasst. Sowohl eine zunehmende Plattenrotation ψ wie auch ein abnehmender Durchmesser der Durchstanzbewehrung σ_{sw} führen zu höheren aufnehmbaren Spannungen σ_{swd} (vgl. Gl. (3-58)). Zur Gewährleistung einer ausreichenden Verformungsfähigkeit durchstanzbewehrter Flachdecken sowie zur Vermeidung eines spröden Versagens des Decke-Stütze-Knotens, sieht Model Code 2010 [88] eine Mindestdurchstanzbewehrung vor, deren Tragfähigkeit in Verbindung mit der Stahlfasertragwirkung 50 % der einwirkenden Querkraft abdecken muss. Die erforderliche Durchstanzbewehrungsmenge A_{swd} bestimmt sich folglich aus dem Maximum aus Gleichung (3-58).

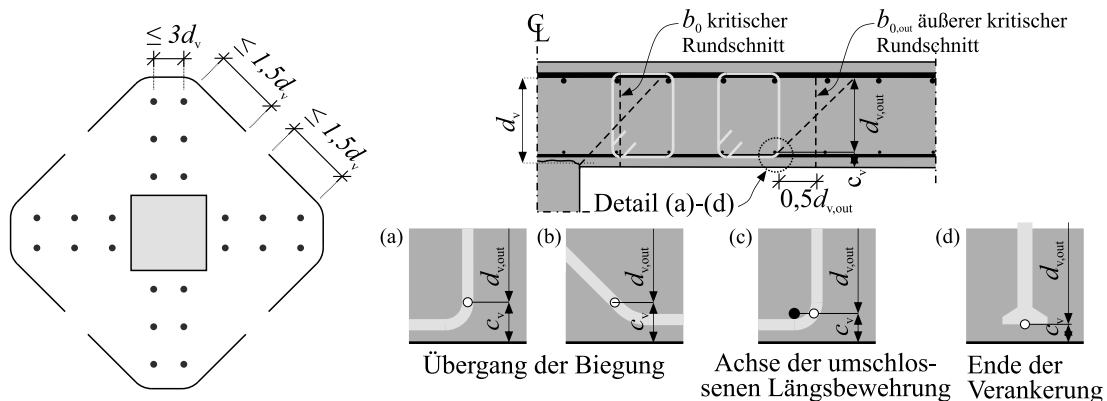


Bild 3.31: Ermittlung der ansetzbaren Durchstanzbewehrungsmenge (links) und Ermittlung der statischen Nutzhöhe $d_{v,out}$, entnommen und modifiziert aus [88] (rechts)

$$A_{\text{sw,d}} = \max \left\{ \frac{(V_{\text{Ed}} - V_{\text{Rd,c}} - V_{\text{Rd,f}})/\sigma_{\text{swd}}}{(0,5 \cdot V_{\text{Ed}} - V_{\text{Rd,f}})/\sigma_{\text{swd}}} \right. \quad (3-58)$$

Die Länge des durchstanzbewehrten Bereichs a_{out} bemisst sich entsprechend der Querkrafttragfähigkeit einer stahlfaserverstärkten Platte in einem Abstand von $0,5d_v$ von der äußersten Bewehrungsreihe, wobei der maximale tangentielle Abstand zwischen zwei Elementen $3d$ nicht überschreiten darf. Gedanklich beschreibt dies eine Vergrößerung der Lasteinleitungsfläche bis zur äußersten Durchstanzbewehrungsreihe, weshalb sich die Druckstrebe auf dieser abstützen muss. Für den Nachweis ist daher die reduzierte, systemabhängige statische Nutzhöhe $d_{v,\text{out}}$ entsprechend Bild 3.31 anzusetzen.

3.5.3.4 Maximale Durchstanztragfähigkeit

Als Obergrenze der Durchstanztragfähigkeit wird in Model Code 2010 [88] die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe am Rand der Lasteinleitungsfläche als maßgebend erachtet, was rechnerisch als ein Vielfaches der Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung Berücksichtigung findet. Eine Anpassung der maximalen Durchstanztragfähigkeit $V_{\text{Rd,max}}$ zur Berücksichtigung einer Stahlfaserwirkung ist in Model Code 2010 [88] nicht vorgesehen. Im Gegensatz zur DAfStb-Richtlinie [44] begrenzt der Model Code 2010 [88] jedoch lediglich die Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten mit Durchstanzbewehrung.

$$V_{\text{Rd,max}} = k_{\text{sys}} \cdot k_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_{\text{ck}}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \leq \frac{\sqrt{f_{\text{ck}}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (3-59)$$

Der Erhöhungsfaktor k_{sys} beschreibt die Leistungsfähigkeit der verbauten Durchstanzbewehrung hinsichtlich der Begrenzung der Schubrissbreite sowie der Verankerungsqualität. Sofern die konstruktiven Vorgaben radialer und tangentialer Abstände eingehalten sind, darf bei Fehlen näherer Informationen k_{sys} pauschal zu 2,0 angenommen werden. Für Bügel als Durchstanzbewehrung sieht Model Code 2010 [88] einen Faktor $k_{\text{sys}} = 2,4$ vor, während für Doppelkopfbolzen ein Beiwert von $k_{\text{sys}} = 2,8$ festgelegt ist. Auswertungen in [236] bestätigen, dass aufgrund der mit steigender Beanspruchung zunehmenden Plattenrotation die Traglaststeigerung gegenüber einer nicht durchstanzbewehrten Platte nicht proportional erfolgt, sondern für Bügel im Mittel der 1,7-fachen und für Doppelkopfbolzen der 1,8-fachen Durchstanztragfähigkeit $V_{\text{Rd,c}}$ entspricht.

3.5.4 7. Entwurf der nächsten Generation des Eurocode 2 mit Anhang L

Nach über zehn Jahren seit der Veröffentlichung des derzeit gültigen EC2+NA(D) [63, 64] ist für Mitte dieses Jahrzehnts die Einführung einer vollständig überarbeiteten zweiten Fassung des Eurocode 2 vorgesehen, dessen Entwurf in der siebten Fassung [34] im November 2020 vom CEN/TC250/SC2/WG1 veröffentlicht wurde und ein gänzlich neues Durchstanzmodell enthält. Basierend auf Model Code 2010 [88] und der Theorie des kritischen Schubrisses (CSCT) [181] wurden anhand von vereinfachten Last-Rotations-Beziehungen sowie einem geringfügig modifizierten Versagenskriterium geschlossene Bemessungsgleichungen abgeleitet, die im Vergleich zum bisherigen Vorgehen ein gänzlich neues Nachweiskonzept in altbekanntem Erscheinungsbild beschreiben. Anhand dieses Ansatzes sollen beispielsweise Einflüsse eines Maßstabsfaktors oder der Aktivierung der Durchstanzbewehrung zutreffender erfasst sowie bisher unberücksichtigte Effekte wie die Schubschlankeit in die Ermittlung des Durchstanzwiderstandes eingehen [35]. In Verbindung mit Anhang L sind zudem erstmals bemessungs- und materialspezifische Besonderheiten des Stahlfaserbetons in der nächsten Generation des Eurocode 2 [34] integriert, die auch im Rahmen des Durchstanznachweises eine Anrechnung der Stahl-

fasertragwirkung auf Basis eines additiven Ansatzes vorsehen. Hierbei soll auch eine Kombination mit Durchstanzbewehrung ermöglicht werden.

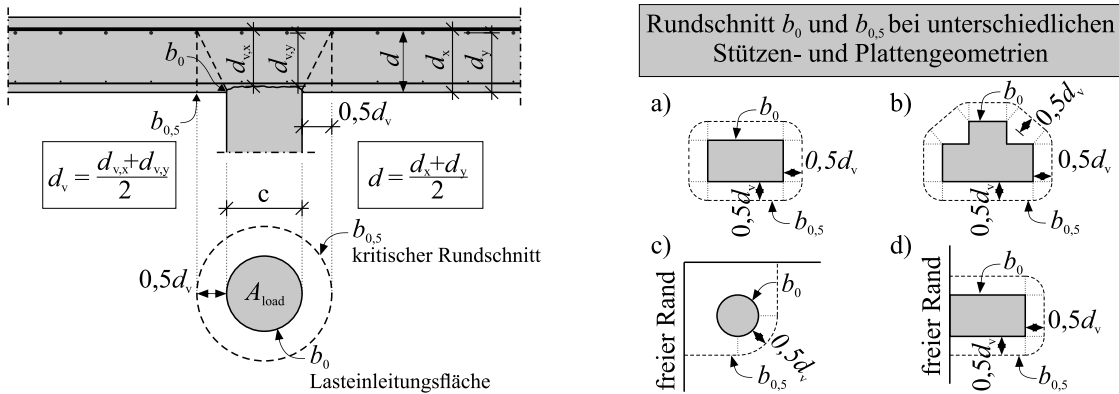


Bild 3.32: Definition des kritischen Rundschnittes (links) und Führung des Rundschnittes bei verschiedenen Lasteinleitungsflächen nach prEC2 [34] (rechts)

Für den Nachweis ausreichender Durchstanztragfähigkeit sind die entlang des Bemessungsrundschnittes b_0 im Abstand $0,5d$ vom Stützenanschnitt einwirkenden Schubspannungen τ_{Ed} den widerstehenden Schubspannungen $\tau_{Rd,cf}$ nach Gleichung (3-60) gegenüberzustellen. Analog zu Model Code 2010 [88] ist der mit zunehmender Tragfähigkeit einhergehende Anstieg der Plattenrotation und damit die rissbreitenabhängige Interaktion der einzelnen Traganteile aus Beton, Durchstanzbewehrung und Stahlfasern in der Ermittlung von $\tau_{Rd,cf}$ zu berücksichtigen. Die Unterscheidung zwischen der für Biegung maßgebenden statischen Nutzhöhe d sowie der für Schubbeanspruchung relevanten statischen Nutzhöhe d_v wurde weitestgehend von Model Code 2010 [88] übernommen (vgl. Bild 3.32) und ist ab einer Eindringtiefe des lasteinleitenden Bauteils in die Flachdecke von $d/20$ zu berücksichtigen [34].

$$V_{Ed} = \tau_{Ed} \cdot b_{0,5} \cdot d_v \leq \tau_{Rd,cf} \cdot b_{0,5} \cdot d_v = V_{Rd,cf} \quad (3-60)$$

3.5.4.1 Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung

Für die Ermittlung des Durchstanzwiderstandes $V_{Rd,cf}$ stahlfaserverstärkter Platten ohne Durchstanzbewehrung wird in prEC2 [34] der Betontraganteil $\tau_{Rd,c}$ einer Stahlbetonplatte mit der im Riss wirksamen zentrischen Nachrisszugfestigkeit f_{Ftud} des Stahlfaserbetons überlagert, was Gleichung (3-61) und Bild 3.33 veranschaulichen. Der Ansatz der Nachrisszugfestigkeit erfolgt idealisiert als konstanter Spannungsblock entsprechend Gleichung (2-27) bzw. Bild 2.24. Die verformungs- bzw. rissbreitenabhängige Überlagerung beider Traganteile basiert auf den Interaktionsbeiwerten η_c und η_f .

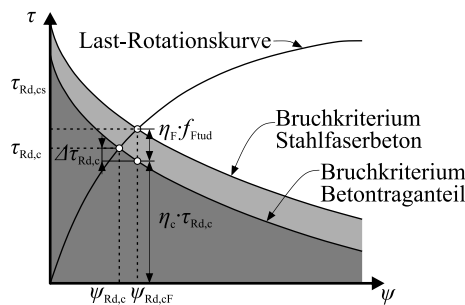


Bild 3.33: Schematische Darstellung des Widerstands-Rotations-Verhaltens stahlfaserverstärkter Platten ohne Durchstanzbewehrung nach prEC2 Anhang L, entnommen und modifiziert aus [35]

$$V_{Rd,cF} = \max \left\{ \begin{array}{l} (\eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_F \cdot f_{Ftud}) \cdot d_v \cdot b_{0,5} \\ (\eta_c \cdot \tau_{Rd,c,min} + f_{Ftud}) \cdot d_v \cdot b_{0,5} \end{array} \right. \quad (3-61)$$

Mit fortschreitender Plattenrotation und somit Rissöffnung verringert sich die widerstehende Schubspannung $\tau_{Rd,c}$, was der Faktor $\eta_c = \tau_{Rd,c}/\tau_{Ed} \leq 1$ in Form des Kehrwertes des Ausnutzungsgrades des Betontraganteils berücksichtigt. Die Stahlfasertragwirkung ist ähnlich zu Model Code 2010 [88] als verformungsunabhängiger Anteil mit einem konstanten Faktor mit $\eta_F = 1,0$ vorgesehen. Unter Annahme eines Bemessungsrundschnitts im Abstand $0,5d$ vom Stützenanschnitt bestimmt sich die vom Betonquerschnitt aufnehmbare Schubspannung ohne Durchstanzbewehrung $\tau_{Rd,c}$ nach Gleichung (3-62).

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_v} \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{1/3} \leq \frac{0,6}{\gamma_v} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (3-62)$$

mit: $k_{pb} = 1,0 \leq 3,6 \sqrt{1 - b_0/b_{0,5}} \leq 2,5$

Faktor zur Berücksichtigung der Größe der Lasteinleitung

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}}$$

Biegezugbewehrungsgrad im Bereich einer wirksamen Breite $c + 2 \cdot 3d$

$$d_{dg} = 16 + D_{lower} \leq 40$$

Faktor zur Berücksichtigung des Größtkorndurchmessers bzw. der Rauheit der Rissoberfläche für $f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$ bzw. $f_{ck} > 60 \text{ N/mm}^2$

$$d_{dg} = 16 + D_{lower} (60/f_{ck})^4 \leq 40$$

$$d_v$$

statische Nutzhöhe bei Schubbeanspruchung

$$b_0$$

Umfang der Lasteinleitung

In Abstimmung mit dem kritischen Rundschnitt im Abstand von $0,5d$ vom Stützenrand wurde der Parameter k_{pb} definiert, der den Einfluss einer zunehmenden Stützengröße und somit des bezogenen Stützenumfanges auf den Durchstanzwiderstand erfasst. Für kleine Lasteinleitungsflächen erfolgt eine Tragfähigkeitssteigerung, wohingegen bei großen Flächen der Übergang zu einem Querkraftversagen linien-gelagerter Platten sichergestellt wird. Gedrungene Bauteile mit geringen Schubschlankheiten zeigten in experimentellen Untersuchungen erhöhte Traglasten, weshalb bei $a_p < 8d$ die schubwirksame statische Nutzhöhe d_v in Gleichung (3-62) durch den Wert a_{pd} nach Gleichung (3-63) ersetzt werden darf.

$$a_{pd} = \sqrt{a_p/8 \cdot d_v} \quad (3-63)$$

mit:

$$d \leq a_p < 8 \cdot d_v$$

Abstand Momentennullpunkt zur Mitte der Lasteinleitungsfläche

Analog zur DAfStb-Richtlinie [44] und zum Model Code 2010 [88] wird der Einfluss der Stahlfasern als eine im kritischen Schubriss wirksame, gleichmäßig verteilte Schubspannung beschrieben. Der Ansatz erfolgt als Spannungsbloc nach Bild 2.24 (SDL1) mit dem Betrag f_{Ftud} (Gleichung (2-29)), wobei kein zusätzlicher Beiwert zeitabhängiger Einflüsse zu berücksichtigen ist. Die Stahlfaserwirkung wird aufgrund des zu Grunde liegenden Spannungsblocs unabhängig von der Plattenrotation bzw. Schubrissbreite als konstant und vollständig wirksam erfasst, weshalb η_F mit 1,0 anzunehmen ist.

$$\tau_{Rd,c,min} = \frac{11}{\gamma_v} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} \quad (3-64)$$

Wirken im Querschnitt Zugspannungen, darf der Fasertraganteil nicht in Ansatz gebracht werden. Als Mindestdurchstanztragfähigkeit $\tau_{Rd,c,min}$ dient die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung nach Gleichung (3-64), deren Herleitung ein Fließen der Biegezugbewehrung und damit der Maximalwert der Plattenrotation zu Grunde liegt.

3.5.4.2 Durchstanztragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung

Neben der Ausführung stahlfaserverstärkter Platten ohne Durchstanzbewehrung sieht Anhang L [34] auch die Anrechnung eines zusätzlichen Stahltraganteils bei Vorhandensein einer Durchstanzbewehrung vor (vgl. Bild 3.34). Der Betontraganteil $\tau_{Rd,c}$ einschließlich des Interaktionsbeiwertes η_c sowie die Stahlfasertragwirkung $\eta_F \cdot f_{Ftud}$ bestimmen sich hierbei identisch zu Platten ohne Durchstanzbewehrung, sodass Gleichung (3-61) lediglich um den Stahltraganteil der Durchstanzbewehrung erweitert und nachfolgend als Gleichung (3-65) dargestellt wird.

$$V_{Rd,cfs} = \max \left\{ \begin{aligned} & \left(\eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_F \cdot f_{Ftud} + \eta_s \cdot \rho_{s,w} \cdot f_{ywd} \right) \cdot d_v \cdot b_{0,5} \\ & \left(\rho_{s,w} \cdot f_{ywd} + \eta_F \cdot f_{Ftud} \right) \cdot d_v \cdot b_{0,5} \end{aligned} \right. \quad (3-65)$$

mit: $\eta_s = \frac{d_v}{150\sigma_{sw}} + \left(\frac{15 \cdot d_{dg}}{d_v} \right)^{0,5} \cdot \left(\frac{1}{\eta_c \cdot k_{pb}} \right)^{1,5} \leq 0,8$

$\rho_{s,w}$

f_{ywd}

Interaktionsbeiwert zur Berücksichtigung der Wirksamkeit der Durchstanzbewehrung

Durchstanzbewehrungsgrad

Fließgrenze der

Durchstanzbewehrung

Die vorliegende Plattenrotation und damit Schubrissöffnung beeinflusst entscheidend die Aktivierung der Durchstanzbewehrung und den Betrag deren aufnehmbarer Stahlspannung. Bei geringen Schubrissbreiten kann die Fließgrenze der Durchstanzbewehrung aufgrund der geringen Stahldehnung häufig nicht vollständig ausgeschöpft werden, was bei der Ermittlung der erforderlichen Durchstanzbewehrungsmenge zu berücksichtigen ist (vgl. Bild 3.34). Unter Annahme eines gerade verlaufenden, unter 45° geneigten Schubrisses wurde daher der Faktor η_s abgeleitet, der neben der rotations- bzw. rissbreitenabhängigen Tragfähigkeit auch indirekt die Wirksamkeit der Durchstanzbewehrung anhand deren Verbundwirkung beschreibt. Aus der angenommenen Schubrissneigung von 45° ergibt sich ein Bereich zwischen der 0,35-fachen und 1,00-fachen statischen Nutzhöhe, innerhalb dessen sich die Durchstanzbewehrung rechnerisch an der Lastabtragung beteiligt (vgl. Bild 3.34 rechts). η_s beschreibt diese geometrische Begrenzung vereinfacht durch eine konstante Obergrenze von 0,8.

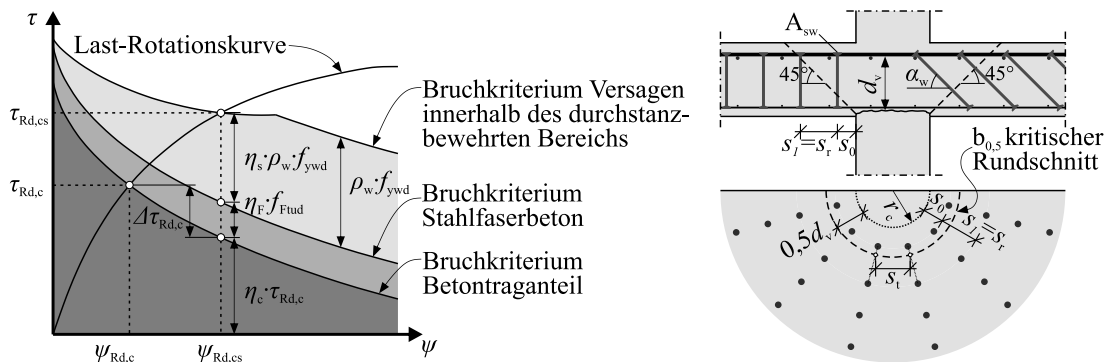


Bild 3.34: Schematische Darstellung des Last-Rotations-Verhaltens stahlfaserverstärkter Platten mit Durchstanzbewehrung (links) und geometrische Kenngrößen der Anordnung der Durchstanzbewehrung (rechts) nach prEC2 [34], entnommen und modifiziert aus [34]

Für den Durchstanzbewehrungsgrad $\rho_{s,w}$ bezieht prEC2 [34] die Querschnittsfläche eines Bewehrungselementes auf das Produkt aus radialem und tangentialem Abstand s_r und s_t , wobei dieser Zusammenhang nach [226] entsprechend Gleichung (3-66) vereinfacht werden kann.

$$\rho_{s,w} = \frac{A_{sw,Element}}{s_r \cdot s_t} \approx \frac{0,5 \cdot A_{sw,1.+2.}}{s_r \cdot b_{0,5}} \quad (3-66)$$

mit: $A_{sw,Element}$

$A_{sw,1.+2.}$

s_r

s_t

Querschnittsfläche eines Durchstanzbewehrungselements

Summe der Querschnittsflächen der Elemente der 1. und 2. Reihe

radialer Abstand der Durchstanzbewehrungsreihen

mittlerer tangentialer Abstand der Durchstanzbewehrungsreihen auf Höhe des Bemessungsquerschnittes

Die erforderliche Ausdehnung des durchstanzbewehrten Bereichs ist in prEC2 [34] als geschlossener Ansatz nach Gleichung (3-67) enthalten, wobei die Fasertragwirkung vernachlässigt wird. Als Bemessungsquerschnitt dient daher ein Rundschnitt in einem Abstand der 0,5-fachen statischen Nutzhöhe $d_{v,out}$ von der letzten Durchstanzbewehrungsreihe.

$$b_{0,5,out} = b_{0,5} \cdot \left(\frac{d_v}{d_{v,out}} \cdot \frac{1}{\eta_c} \right)^{3/2} \quad (3-67)$$

Zur Reduktion der Gefahr einer Delaminierung der Betondruckzone respektive eines Verankerungsveragens der Durchstanzbewehrung [222], ist anstelle der statischen Nutzhöhe d_v die vom verbauten Durchstanzbewehrungstyp abhängige, reduzierte statische Nutzhöhe $d_{v,out}$ anzusetzen, deren Ermittlung für verschiedene Durchstanzbewehrungstypen Bild 3.35 (rechts) veranschaulicht.

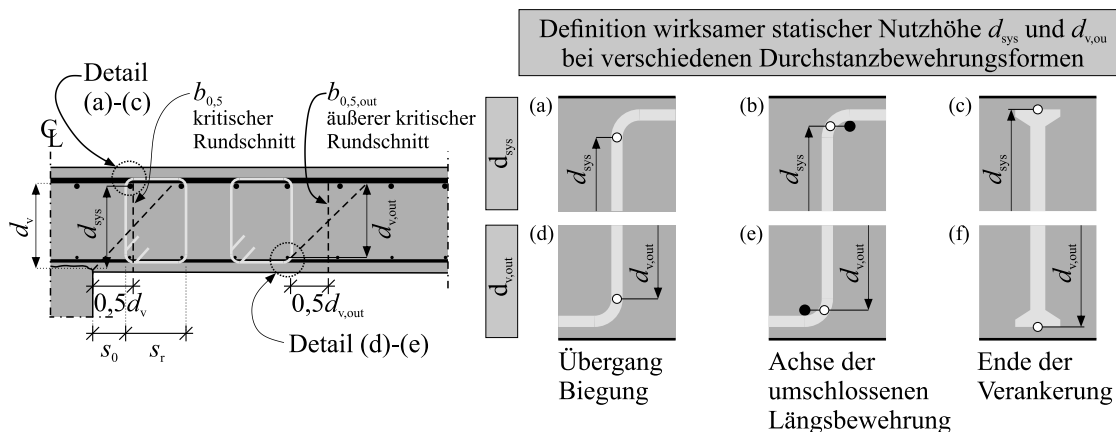


Bild 3.35: Definition des äußeren kritischen Rundschnittes $b_{0,5,out}$ zur Festlegung der Ausdehnung des durchstanzbewehrten Bereichs (links) sowie der wirksamen statischen Nutzhöhe d_{sys} für die Ermittlung von $V_{Rd,max}$ und $d_{v,out}$ für $b_{0,5,out}$ (rechts) nach prEC2 [34]

3.5.4.3 Maximale Durchstanztragfähigkeit

Der Durchstanzwiderstand einer stahlfaserverstärkten Platte mit Durchstanzbewehrung wird durch die maximale Durchstanztragfähigkeit $V_{Rd,max}$ im Bereich des Stützenanschnitts begrenzt. $V_{Rd,max}$ bestimmt

sich nach prEC2 [34] als Vielfaches der Durchstanstragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,c}$ (Gl. (3-68)), wobei anhand η_{sys} die Leistungsfähigkeit der Durchstanzbewehrung in die Berechnung eingeht. Die Stahlfaserwirkung bleibt bei der Bestimmung von $V_{Rd,max}$ unberücksichtigt.

$$V_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot V_{Rd,c} \quad (3-68)$$

η_{sys} berücksichtigt neben den geometrischen Parametern der Flachdecke d_v und des radialen Abstandes der ersten Durchstanzbewehrungsreihe s_0 auch den bezogenen Stützenumfang durch das Verhältnis b_0/d_v und die in Abhängigkeit der verbauten Durchstanzbewehrung reduzierte statische Nutzhöhe d_{sys} nach Bild 3.35. Gleichung (3-69) gilt hierbei für eine Durchstanzbewehrung in Form aufgebogener Schrägstäbe, Bügel oder Doppelkopfbolzen. Für alle weiteren auf dem Markt verfügbaren Durchstanzbewehrungselemente ist der Faktor η_{sys} innerhalb eines europäischen Anwendungsdokuments EAD (European Assessment Document) festzulegen.

$$\eta_{sys} = 1,15 \frac{d_{sys}}{d_v} + 0,63 \left(\frac{b_{0,5}}{d_v} \right)^{1/4} - 0,85 \frac{s_0}{d_{sys}} \quad (3-69)$$

3.5.5 Vergleich der Bemessungsansätze stahlfaserverstärkter Flachdecken

Für einen Vergleich der verschiedenen Bemessungsansätze der vorgestellten Regelwerke ist es entscheidend, die jeweiligen Sicherheitskonzepte sowie die der Herleitung zu Grunde gelegten Annahmen in der Auswertung zu berücksichtigen. Unabhängig von weitergehenden statistischen Verfahren liegt hierbei der Fokus auf der Erfassung der maßgebenden Materialkennwerte Betondruckfestigkeit und Nachrisszugfestigkeit als zentrale Eingangswerte der Widerstandsgleichungen. Die Entwicklung bzw. Validierung der empirischen Bemessungsgleichung des Betontraganteils $V_{Rd,c}$ nach EC2+NA(D) [63, 64] erfolgte auf Basis der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} , die sich entsprechend EN 206 [66] zu $f_{ck} = f_{cm} - 4$ [N/mm²] bestimmt (z. B. [226, 238]). Auch die Definition des Fasertraganteils nach der DAfStb-Richtlinie [44] basiert in analoger Weise auf den charakteristischen Werten der Nachrisszugfestigkeit [238, 257], deren Bestimmung eine Obergrenze des 0,51-fachen Serienmittelwertes der Biegezugversuche vorsieht (vgl. Kap. 2.5.2). Im Gegensatz hierzu erfolgte die Kalibrierung der Ansätze nach Model Code 2010 [88] sowie des prEC2 Anhang L [34] mit Mittelwerten der Betondruckfestigkeit $f_{ck} = f_{cm}$ bzw. der Nachrisszugfestigkeit $f_{Rm,3} = f_{Rk,3}$. Während die Überführung der mittleren Betondruckfestigkeit ebenfalls nach EN 206 [66] zu $f_{ck} = f_{cm} - 4$ [N/mm²] erfolgt, sieht prEC2 Anhang L [34] für die Umrechnung der Nachrisszugfestigkeit eine Obergrenze des 0,60-fachen Serienmittelwerts vor.

Bild 3.36 verdeutlicht daher den Einfluss des Abzugswertes bei der Umrechnung zwischen mittleren und charakteristischen Werten der Betondruckfestigkeit auf den Betontraganteil nach EC2+NA(D) [63, 64]. Mit zunehmender Betondruckfestigkeit nimmt der Einfluss des Abzugswertes auf den Betontraganteil deutlich ab und liegt ab Betondruckfestigkeiten f_{cm} von 30 N/mm² unter 5 %. Bei der Ermittlung des Fasertraganteils führt hingegen die Obergrenze des charakteristischen Wertes der Nachrisszugfestigkeit von 0,51 nach der DAfStb-Richtlinie [44] bzw. 0,60 nach prEC2 Anhang L [34] in etwa zu einer Halbierung des Widerstandswertes, was einen maßgebenden Einfluss auf die Vergleichbarkeit der beschriebenen Ansätze aufweist. Um dieser Tatsache Rechnung zu tragen, werden nachfolgend sowohl die mit charakteristischen Materialkennwerten (schwarze, durchgezogene Linie) wie auch mit mittleren Materialkennwerten (graue, gestrichelte Linie) berechneten Tragfähigkeiten dargestellt.

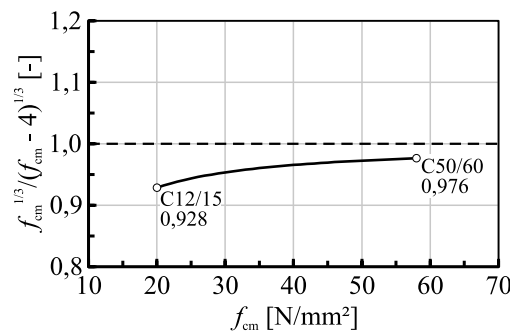


Bild 3.36: Auswertung des Einflusses des Vorhaltewertes der Betondruckfestigkeit von -4 N/mm^2 auf die Durchstanzttragfähigkeit nach EC2 + NA(D) [33, 64] in Abhängigkeit von f_{cm}

Für alle drei vorgestellten Regelwerke veranschaulicht Bild 3.37 die Entwicklung der Durchstanzttragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten ohne Durchstanztbewehrung mit zunehmender Nachrisszugfestigkeit. Die zu Grunde gelegte Geometrie wurde in Anlehnung an die geometrischen und materiellen Eigenschaften der Versuchskörper mit 250 mm Plattendicke aus der in Kapitel 4 vorgestellten Serie O gewählt. Zur Verbesserung der Übersichtlichkeit ist der Stahlfaser- und Betontraganteil farblich getrennt markiert. Die Ordinate beschreibt die rechnerische Durchstanzttragfähigkeit V_R , wohingegen die Abszisse in Abhängigkeit des Regelwerkes die mittlere Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{\text{eflm,L2}}^f$ bzw. $f_{R,3}$ zeigt. In diesem Zusammenhang ist zu beachten, dass die beiden Nachrisszugfestigkeiten nicht unmittelbar vergleichbar sind und die Werte von $f_{R,3}$ aufgrund der Ableseung bei geringeren Rissöffnungen tendenziell oberhalb der Werte von $f_{\text{eflm,L2}}^f$ liegen (vgl. Kap. 2.4 sowie Tabelle A-4 und Bild A.10 in Anhang A.2).

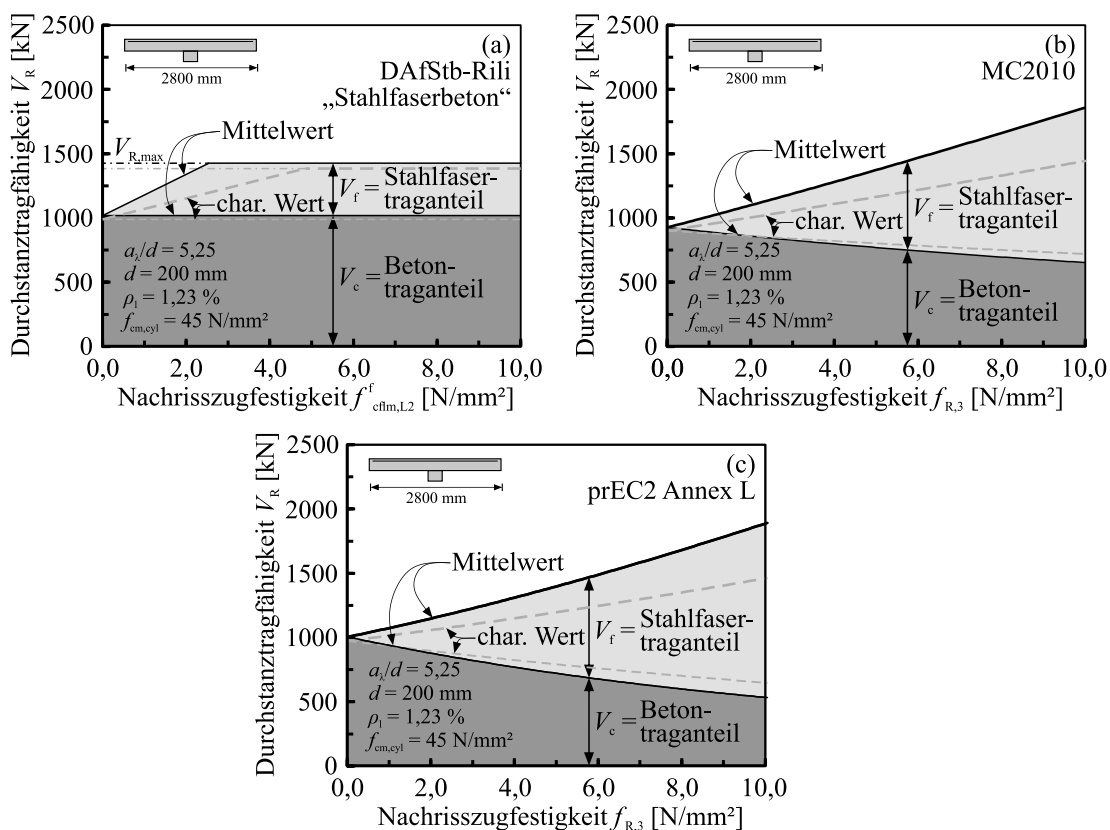


Bild 3.37: Entwicklung des Beton- und Stahlfasertraganteils nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44], Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] in Abhängigkeit der Nachrisszugfestigkeit $f_{\text{eflm,L2}}^f$ bzw. $f_{R,3}$

Bild 3.37 (a) verdeutlicht für die DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] einen konstanten Betontraganteil $V_{R,c}$ und einen proportional zur Nachrisszugfestigkeit linear ansteigenden Stahlfasertraganteil $V_{R,f}$. Bei dem 1,4-fachen Betontraganteil $V_{R,c}$ wird die maximale Durchstanzttragfähigkeit erreicht und der Stahlfasertraganteil gekappt, woraus ein horizontales Plateau resultiert. Sofern der reine Betontraganteil $V_{R,c}$ als 100 % der Durchstanzttragfähigkeit definiert wird, kann diese Obergrenze des Widerstandes als eine Begrenzung des Fasertraganteils $V_{R,f}$ auf 40 % des Betontraganteils $V_{R,c}$ interpretiert werden. In Bild 3.37 (b) und (c) sind die Verläufe der Traganteile nach Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] ausgewertet. Im Gegensatz zum konstanten Betontraganteil $V_{R,c}$ nach der DAfStb-Richtlinie [44] nimmt dieser nach Model Code 2010 [88] bzw. prEC2 Anhang L [34] mit steigender Nachrisszugfestigkeit nichtlinear ab. Dieser Effekt ist auf die mit steigender Nachrisszugfestigkeit zunehmende Trag- und Verformungsfähigkeit und somit Plattenrotation zurückzuführen, die mit einer ansteigenden Schubrissöffnung verbunden ist. Diese bewirkt eine Abnahme der Rissreibung und Kornverzahnung im Schubriss (vgl. [181]), woraus eine Reduktion des Betontraganteils folgt. Beide Regelwerke definieren für stahlfaserverstärkte Platten ohne Durchstanztbewehrung derzeit keinen Maximalwert des Durchstanztwiderstandes, weshalb ein unbegrenzter Anstieg der Tragfähigkeit vorliegt.

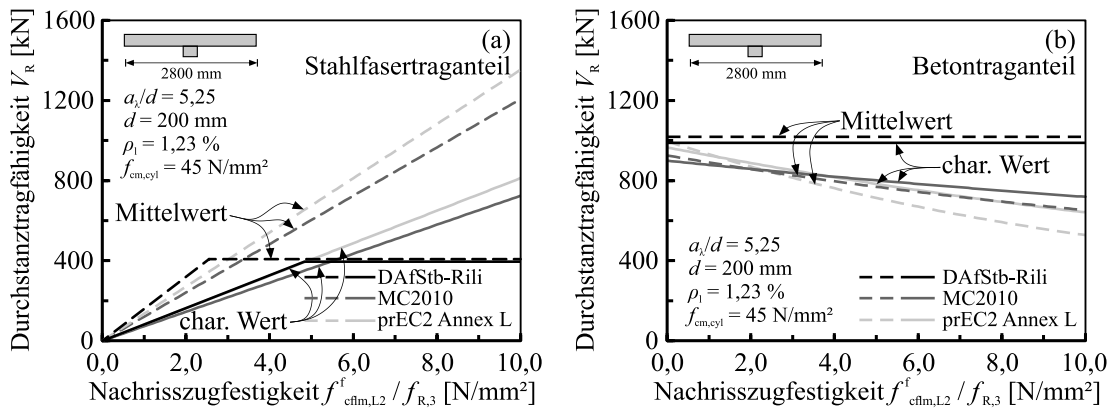


Bild 3.38: Vergleich der Beton- und Stahlfasertraganteile von Platten ohne Durchstanztbewehrung nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44], Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] in Abhängigkeit der Nachrisszugfestigkeit $f_{\text{effm,L2}}^f$ bzw. $f_{R,3}$

Bild 3.38 stellt getrennt die Entwicklung des Stahlfaser- und Betontraganteils in Abhängigkeit der Nachrissbiegezugfestigkeit aller drei Regelwerke gegenüber. Während das linke Diagramm (a) den Stahlfasertraganteil betrachtet, ist im rechten Diagramm (b) der Betontraganteil dargestellt. Alle drei Regelwerke beschreiben einen linearen Zusammenhang des Stahlfasertraganteils mit der Nachrisszugfestigkeit, wobei trotz der unterschiedlichen Lage des betrachteten Rundschnitts Werte ähnlicher Größenordnungen vorliegen. Dies ist auf die abweichende Berücksichtigung von Faserorientierung und -verteilung zurückzuführen. Der lineare Anstieg des Stahlfasertraganteils ergibt sich aus dem Ansatz einer konstanten, rotationsunabhängigen Nachrisszugfestigkeit entlang des kritischen Rundschnitts, wobei die Gradienten direkt mit der Nachrisszugfestigkeit und somit dessen Leistungsfähigkeit verknüpft sind. Der nach der DAfStb-Richtlinie [44] erkennbare bilineare Verlauf mit horizontalem Plateau verdeutlicht die Obergrenze $V_{Rd,max}$. Die aus dem größeren Rundschnitt der DAfStb-Richtlinie [44] resultierende größere Fläche wird durch den pauschalen Vorfaktor von 0,85 sowie den Faserorientierungsbeiwert $\kappa_F^f = 0,50$ reduziert, während Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] beide Werte zu 1,0 setzen und somit die gesamte, jedoch kleinere Fläche des Rundschnitts in Ansatz bringen. Der geringe Unterschied zwischen den Verläufen nach Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] liegt im Wesentlichen in den unterschiedlichen Umrechnungsfaktoren zwischen der Biegezug- und der zentri-

schen Zugfestigkeit begründet (vgl. Kap. 2.5). Aus Bild 3.38 (b) wird zudem die zuvor beschriebene abweichende Erfassung des Betontraganteils der verschiedenen Regelwerke deutlich. Während nach der DAfStb-Richtlinie [44] ein von der Nachrisszugfestigkeit unabhängiger, konstanter Betontraganteil vorliegt, führt die Traglastzunahme infolge der rotationsabhängigen Ansätze nach Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] zu nichtlinear abnehmenden Betontraganteilen $V_{R,c}$. In beiden Diagrammen lässt sich deutlich der Einfluss des Niveaus der verwendeten Materialkennwerte erkennen. Unterscheiden sich die Betontraganteile bei Verwendung mittlerer oder charakteristischer Materialkennwerte nur geringfügig, weichen die Fasertraganteile infolge der angesprochenen Obergrenze des charakteristischen Wertes der Nachrisszugfestigkeit entscheidend voneinander ab. Innerhalb eines Niveaus der Materialkennwerte liegen jedoch ähnliche Verteilungen vor.

Die Anrechnung eines Stahltraganteils bei Vorhandensein einer Durchstanzbewehrung ist lediglich nach Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] vorgesehen. Bild 3.39 zeigt daher für diese beiden Regelwerke die Entwicklung der Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten mit Durchstanzbewehrung in Anlehnung an die geometrischen und materiellen Eigenschaften der bügelbewehrten Versuchskörper der in Kapitel 4 vorgestellten Serie B. Auf der Ordinate ist die Durchstanztragfähigkeit V_R , angetragen, während die Abszisse den Durchstanzbewehrungsgrad $\rho_{s,w}$ zeigt. Dieser erfasst die Durchstanzbewehrungsmenge $A_{s,w}$ der ersten beiden Bewehrungsreihen bis zu einem Abstand von $1,25d$ vom Stützenanschnitt ($s_0 = 0,5d$, $s_r = 0,75d$, vgl. Gleichung (3-66)). Ergänzend sind als gestrichelte Linien der Beton- und Stahltraganteil einer vergleichbaren Stahlbetonplatte dargestellt.

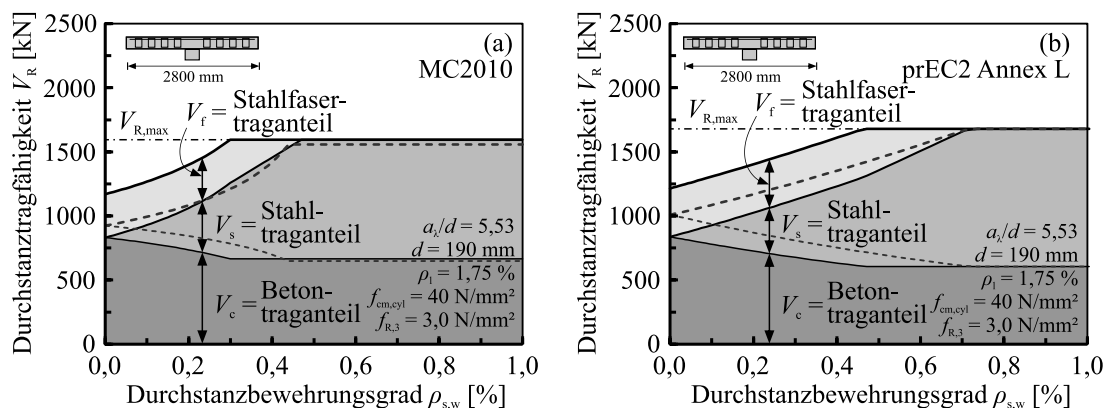


Bild 3.39: Entwicklung des Beton-, Stahl- und Stahlfasertraganteils nach Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] in Abhängigkeit der Nachrisszugfestigkeit $f_{ctm,L2}^f$ bzw. $f_{R,3}$

Ähnlich zu den Darstellungen in Bild 3.38 sowie zu faserfreien Bauteilen in [226] nimmt der Betontraganteil kontinuierlich mit zunehmendem Durchstanzbewehrungsgrad ab und der Stahltraganteil der Durchstanzbewehrung zu. Dieser Effekt ist analog zu den vorhergehenden Darstellungen auf die mit steigendem Durchstanzbewehrungsgrad zunehmende Plattenrotation und die damit verbundene ansteigende Schubrissöffnung zurückzuführen. Während größere Rissöffnungen eine abnehmende Rissreibung und Kornverzahnung bewirken, findet gleichzeitig eine zunehmende Dehnung und damit Aktivierung der Durchstanzbewehrung statt [222]. Der Stahlfasertraganteil wird unabhängig von der Plattenrotation bzw. Schubrissbreite bestimmt, woraus unabhängig vom Durchstanzbewehrungsgrad konstant zunehmende Schubrissöffnungen eintreten. Dies ermöglicht eine verbesserte Aktivierung der Durchstanzbewehrung, weshalb der Stahltraganteil im Vergleich zu einem faserfreien Bauteil schneller ansteigt. Der Betontraganteil und damit der Beginn der Kurvenverläufe liegt bei faserverstärkten Bauteilen unterhalb der Last einer reinen Stahlbetonplatte, was in der im Vergleich zu faserfreien Platten größeren Rotation und damit Schubrissöffnung einer faserverstärkten Platte ohne Durchstanzbewehrung begrün-

det ist. Für die Ausschöpfung der Maximaltragfähigkeit der Platte reichen daher reduzierte Durchstanzbewehrungsgrade aus. Der identische Ursprung beider Ansätze begründet das vergleichbare Verhalten.

3.6 Zusammenfassung und Forschungsbedarf

Aus den oben aufgeführten Darstellungen wird ersichtlich, dass das Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Platten ohne Durchstanzbewehrung in den vergangenen Jahrzehnten umfassend untersucht wurde. Hierbei resultierte aus dem Einsatz von Stahlfaserbeton im Bereich des Decke-Stütze-Knotens von Platten neben einer Verbesserung des Tragwiderstandes insbesondere auch eine gesteigerte Robustheit und Duktilität im Knotenbereich. Die Verbesserung dieser Eigenschaften steht in unmittelbarem Zusammenhang mit dem Fasergehalt sowie der Leistungsfähigkeit der verwendeten Stahlfasern.

Bei rein faserbewehrten Platten ohne zusätzliche Biegezugbewehrung reicht die Biegetragfähigkeit des Querschnitts in der Regel nicht aus, das für ein Durchstanzversagen erforderliche räumliche Fachwerk auszubilden, weshalb meist ein Biegebruch zum Versagen führte. Das Biegeversagen zeichnet sich hierbei typischerweise durch einen ausgeprägten Nachbruchbereich und somit ein sehr duktileres Verhalten aus. Im Rahmen einer Bemessung lassen sich diese Bauteile rechnerisch sehr zutreffend anhand der Bruchlinientheorie erfassen bzw. beschreiben (z. B. [169]).

Durch die verbesserte Biegetragfähigkeit infolge einer zusätzlich angeordneten Biegezugbewehrung zeigt sich bei Platten aus stahlfaserverstärktem Stahlbeton häufig die Durchstanztragfähigkeit im Bereich des Decke-Stütze-Knotens als bemessungsrelevant. Die Faserzugabe bewirkt eine signifikante Verbesserung des Trag- und Verformungsverhaltens, die sich in einem feineren Rissbild der gezogenen Plattenoberseite sowie erhöhten Durchstanztragfähigkeiten in Verbindung mit einer zunehmenden Verformungsfähigkeit äußert. Die Erstrisslast wie auch das Steifigkeitsverhalten vor und nach der Erstrissbildung zeigte sich hingegen erwartungsgemäß nur untergeordnet durch eine Stahlfaserzugabe beeinflusst. Der Großteil der dokumentierten Untersuchungen erfolgte an Plattenstärken unter 150 mm und damit wenig praxisrelevanten Abmessungen. Die gewonnenen Ergebnisse können daher eventuell durch die Schalkanten („Wall-Effekt“) oder andere Skalierungseinflüsse beeinträchtigt sein. Zudem weisen die vorliegenden Versuchskörper teilweise Dehnungen der Biegezugbewehrung nahe der Fließgrenze auf, weshalb ein Versagensmodus im Bereich eines Biegeversagens anzunehmen ist. In den vergangenen Jahren wurden vermehrt moderne, hochfeste Stahldrahtfasergenerationen auf dem Markt etabliert, zu deren Verhalten bei Schubbeanspruchung bisher nur begrenzt Erkenntnisse vorliegen. Aus diesem Grund sind nur bedingt Aussagen zur tatsächlichen Traglaststeigerung bei einer Faserzugabe bei praxisrelevanten Plattenabmessungen unter Verwendung moderner Stahldrahtfasergenerationen möglich.

Die kombinierte Wirksamkeit von Stahldrahtfasern und zusätzlicher Durchstanzbewehrung im Bereich des Decke-Stütze-Knotens von Flachdecken war bisher nur in sehr geringem Umfang Bestandteil der internationalen Fachliteratur. Die wenigen vorliegenden Untersuchungen lassen dennoch auf eine Überlagerung beider Traganteile und ein verbessertes Durchstanztragverhalten schließen. Auch hierbei kamen ausschließlich Versuchskörper mit sehr geringen Plattenabmessungen sowie für den europäischen Raum untypischen Durchstanzbewehrungselementen zum Einsatz. Des Weiteren führt bei diesen Versuchskörpern häufig ein Biegebruch zum Versagen oder es stellte sich ein Durchstanzversagen außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs ein. Die wenigen vorliegenden Versuchskörper deuten dennoch auf einen Einfluss der Plattendicke hin, können diesen jedoch nicht näher quantifizieren.

Zahlreiche dieser beschriebenen Untersuchungen waren nicht nur experimenteller Art, sondern beinhalteten häufig auch die Ableitung von Bemessungsmodellen zur rechnerischen Beschreibung des Tragverhaltens stahlfaserverstärkter Platten. Diese fanden in den vergangenen Jahren vermehrt Eingang in

verschiedenste Regelwerke (z. B. [44, 88]). Die rechnerische Überlagerung der Stahlfasertragwirkung mit einem Stahltraganteil einer Durchstanzbewehrung wurde hierbei jedoch aufgrund der begrenzten Datenmenge häufig ausgeschlossen, weshalb nahezu ausschließlich Ansätze für Platten ohne Durchstanzbewehrung existieren. Die Auswertungen und Analysen von verschiedenen Bemessungsansätzen verdeutlichen, dass sich vorwiegend additive Ansätze bestehend aus dem Betontraganteil einer herkömmlichen Stahlbetonplatte und einem aus der Faserwirkung resultierenden Fasertraganteil als besonders geeignet erweisen. In Bezug auf die Anwendbarkeit und damit auch Akzeptanz besitzen derartige Modelle deutliche Vorteile. Zu beachten ist jedoch, dass sich insbesondere eine verformungsabhängige Interaktion der einzelnen Traganteile als Grundvoraussetzung für eine zutreffende Beschreibung der Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Flachdecken bestätigte.

Aus der vorhergehenden Literaturrecherche zeigte sich, dass eine realitätsnahe Bestimmung des Durchstanztragverhaltens stahlfaserverstärkter Platten mit und ohne Durchstanzbewehrung sowie die Ableitung zutreffender Bemessungsmodelle weiterführender Untersuchungen bedarf. Hierfür lassen sich die dargestellten Problemstellungen durch folgende Fragestellungen zusammenfassen:

- Besitzt die Plattendicke einen Einfluss auf die Stahlfaserwirkung bzw. den resultierenden Stahlfasertraganteil („Wall-Effekt“)?
- Wie wirkt sich die Verwendung moderner Hochleistungsstahlfasern auf das Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung aus? Zeigen sich grundsätzliche Unterschiede zu normalfesten Stahlfasern?
- Sind die in den bisherigen Normenansätzen enthaltenen Stahlfasertraganteile für eine zutreffende Beschreibung der Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten ohne Durchstanzbewehrung geeignet?
- Ist eine Begrenzung der Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten ohne Durchstanzbewehrung auf eine Maximaltragfähigkeit ähnlich bei Verwendung einer Durchstanzbewehrung erforderlich und sinnvoll?
- Wie wirkt sich eine Faserzugabe bei durchstanzbewehrten Platten auf das Trag- und Verformungsverhalten aus?
- Ist durch die Verwendung von Stahlfaserbeton in durchstanzbewehrten Platten eine Traglaststeigerung über die von Stahlbetonflachdecken bekannte maximale Durchstanztragfähigkeit hinaus möglich?
- Ist eine uneingeschränkte Überlagerung der Traganteile infolge einer Stahlfaserzugabe und einer Durchstanzbewehrung bei der Ermittlung der Durchstanztragfähigkeit ohne Einschränkungen zulässig oder zeigt sich die maximale Durchstanztragfähigkeit einer Stahlbetonplatte als maßgebend?

Zur Untersuchung und Klärung dieser unterschiedlichen Frage- bzw. Problemstellungen wurden neben der Erstellung und Auswertung einer in Anlehnung an [18, 238, 270] neu aufgebauten Durchstanzdatenbank [149] von in der Fachliteratur dokumentierten stahlfaserverstärkten Durchstanzversuchen (vgl. Kap. 3.3.2) zusätzlich insgesamt acht stahlfaserverstärkte und zwei faserfreie Stahlbetonplatten ohne Durchstanzbewehrung mit modernen Hochleistungsstahlfasern und praxisrelevanten Plattendicken geprüft. Zudem wurden im Rahmen dieser Arbeit vier stahlfaserverstärkte Tastversuche und zwei faserfreie Referenzversuche mit geschlossenen Bügeln und Doppelkopfbolzen als Durchstanzbewehrung durchgeführt, um erste Aussagen über die Wirksamkeit einer Durchstanzbewehrung in stahlfaserverstärkten Platten treffen zu können.

Kapitel 4

Experimentelle Durchstanzuntersuchungen

4.1 Versuchsprogramm und Zielsetzung

Zur zielgerichteten Erweiterung der in Kapitel 3 vorgestellten Datenbasis und Klärung der genannten Fragestellungen, wurde das Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Platten mit und ohne Durchstanzbewehrung im Rahmen dieser Arbeit anhand von 16 Durchstanzversuchen an Flachdeckenausschnitten mit praxisüblichen Abmessungen analysiert. Die durchgeführten Untersuchungen erfolgten in den Jahren 2018 und 2019 und waren zum Teil Bestandteil (Serie O) des von der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“ des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung geförderten Forschungsvorhabens „Innovativer Hochleistungsfaserbeton zur deutlichen Steigerung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken“ (SWD 10.08.18.7-17.58) oder dienten als Tastversuche (Serie B und D) für die von der Stiftung „Bayerisches Baugewerbe“ unterstützte Antragsstellung für das von der Industriellen Gemeinschaftsförderung IGF finanzierte AiF-Forschungsvorhaben „Optimierung von Stahlbetonflachdecken im Bereich des Decke-Stütze-Knotens durch die Interaktion von Stahlfasern und Durchstanzbewehrung“ (IGF-Nr. 21525 N). Das Versuchsprogramm umfasste drei aufeinander aufbauende Serien, die systematisch verschiedene Untersuchungsziele verfolgten. Neben den Einflüssen des Stahlfasertyps und -gehalts V_f sowie des Biegezugbewehrungsgrads ρ_1 standen insbesondere die sich aus der Plattendicke h sowie aus verschiedenen Durchstanzbewehrungssystemen ergebenden Einflüsse auf die Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten im Mittelpunkt der Untersuchungen. Auf eine planmäßige Variation der Betondruckfestigkeit f_{ck} wurde in allen vier Versuchsserien verzichtet, weshalb vorliegende Schwankungen in witterungs- und herstellungsbedingten Streuungen begründet sind.

Die Entwicklung des Versuchskonzeptes verfolgte das Ziel, anhand der gewonnenen Ergebnisse und Erkenntnisse einen Beitrag zur Lösung der in Kapitel 3 zusammengefassten Fragestellungen zu liefern. Für die Dimensionierung galt es daher, ein Durchstanzversagen aller Versuchskörper sicherzustellen, wobei bei den Versuchen mit Durchstanzbewehrung nach Möglichkeit ein oberer Grenzwert der Tragfähigkeit und damit ein Versagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit angestrebt wurde. Eine Übersicht über die jeweiligen Versuchsparameter der verschiedenen Serien bietet die in Bild 4.1 dargestellte Versuchsmatrix.

Für alle Serien wurde eine einheitliche Nomenklatur der Versuchskörperbezeichnung, bestehend aus vier Teilen der Gestalt „M3-25-1.75-B10“, festgelegt. Das erste Kürzel „M3“ erfasst den verwendeten Stahlfasertyp und Stahlfasergehalt V_f mit den Klassen M0 bis M3. Die Plattendicke h in [cm] bildet den zweiten Teil des Ausdrucks, während der dritte Abschnitt Auskunft über den verbauten Längsbewehr-

ungsgrad ρ_1 in [%] gibt. Das vierte Kürzel der Bezeichnung (hier „B10“) ist lediglich bei Versuchskörpern mit Durchstanzbewehrung vorhanden und unterscheidet die Durchstanzbewehrungsform Bügel und Doppelkopfbolzen in Verbindung mit dem Stabdurchmesser σ_{sw} in [mm] als nachgestellte Zahl.

Serie O: stahlfaserverstärkte Flachdecken <u>ohne</u> Durchstanzbewehrung: $f_{c,cyl} \approx 45 \text{ N/mm}^2$				
$V_f = 0 \text{ kg/m}^3$ (Referenzversuch)	$V_f = 0,5 \text{ Vol.-%} / 40 \text{ kg/m}^3$ Dramix 4D	$V_f = 0,5 \text{ Vol.-%} / 40 \text{ kg/m}^3$ Dramix 5D	$V_f = 1,0 \text{ Vol.-%} / 80 \text{ kg/m}^3$ Dramix 5D	
$d = 200 \text{ mm}$ $u_0/d \approx 6,0$	M0-25-1.23 	M1-25-1.23 	M2-25-1.23 	M3-25-0.75 M3-25-1.23 M3-25-1.75
	M0-30-1.23 	M1-30-1.23 	M2-30-1.23 	M3-30-1.23
Serie B bzw. D: stahlfaserverstärkte Flachdecken <u>mit</u> Durchstanzbewehrung: $f_{c,cyl} \approx 45 \text{ N/mm}^2$, $\rho_1 \approx 1,75 \%$, $V_f = 1,0 \text{ Vol.-%}$ (80 kg/m ³) Dramix 5D, $d = 190 \text{ mm}$, $u_0/d = 6,3$				
$\rho_{s,w}$, $V_f = 0 \text{ kg/m}^3$ (Referenzver.)		$0,5 \cdot \rho_{s,w}$		
geschlossene Bügel	M0-25-1.75-B10 	M3-25-1.75-B8 	M3-25-1.75-B10 	
	Doppelkopf- bolzen	M0-25-1.75-D20 	M3-25-1.75-D14 	M3-25-1.75-D20

Bild 4.1: Versuchsmatrix der durchgeführten Durchstanzversuche an stahlfaserverstärkten Flachdeckenausschnitten mit und ohne Durchstanzbewehrung

Aufbauend auf den in der Literatur dokumentierten Versuchskörpern (Kap. 3.3) mit vorwiegend geringen Plattendicken stand zunächst mit der Serie „O“ die systematische Untersuchung des Durchstanztragverhaltens stahlfaserverstärkter Platten ohne Durchstanzbewehrung mit praxisüblichen Plattendicken h von 250 mm und 300 mm sowie modernen Stahldrahtfasergenerationen im Vordergrund. Die beiden mit M0 ($V_f = 0 \text{ Vol.-%}$) bezeichneten Versuchskörper dienten als faserfreie Referenzversuche und gewährleisteten den Anschluss an bestehende Durchstanzdatenbanken faserfreier Stahlbetonversuchskörper der Literatur [18, 238, 248, 270]. Der Vergleich der Wirksamkeit von Stahldrahtfasern mittlerer (Bekaert Dramix 4D) und hochfester (Bekaert Dramix 5D) Drahtgüte bei konstantem Stahlfasergehalt ($V_f = 0,5 \text{ Vol.-%}$) bildete den Mittelpunkt der Versuchskörper M1 und M2. Bei identischem Stahlfasertyp (Bekaert Dramix 5D) lag der Fokus der Versuchskörper M2 und M3 auf der Variation des Stahlfasergehalts mit 0,5 Vol.-% und 1,0 Vol.-%. Für all diese Versuchskörper wurde mit Ausnahme der Stahlfaserzugabe eine identische, konstruktive Durchbildung mit einheitlichem Biegezugbewehrungsgrad von $\rho_1 = 1,23 \%$ gewählt, was eine unmittelbare Vergleichbarkeit der Ergebnisse und Bewertung der Fasertraganteile gewährleistete. Den Abschluss von Serie O bildeten zwei Versuchskörper der Mischung M3 (1,0 Vol.-% Bekaert Dramix 5) und der Plattendicke $h = 250 \text{ mm}$ mit variierendem Biegezugbewehrungsgrad ρ_1 von 0,75 % bzw. 1,75 %.

Das Augenmerk der sechs Versuchskörper der Serien B und D lag auf der Wirksamkeit der Kombination konventioneller Durchstanzbewehrungssysteme mit Stahlfaserbeton auf dem Niveau der Maximaltrag-

fähigkeit des Decke-Stütze-Knotens. Ziel war es, die Möglichkeit einer Traglaststeigerung über die von Stahlbetonplatten bekannte Obergrenze $V_{Rd,max}$ hinaus zu überprüfen. Neben konventionellen, geschlossenen Bügeln wurden als Durchstanzbewehrung aufgrund der erhöhten baupraktischen Relevanz auch handelsübliche Doppelkopfbolzen (DKB) verwendet (vgl. Bild 4.2). Die weitestgehend fehlenden Erkenntnisse und normativen Vorgaben zur Anordnung von Durchstanzbewehrung in stahlfaserverstärkten Platten erforderte zur Sicherstellung des Untersuchungsziels eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung des Durchstanzbewehrungsgrades $\rho_{s,w}$, was im Vergleich zu praxisüblichen Durchstanzbewehrungsgraden zu unverhältnismäßig hohen Werten führte. Hierbei wurden jeweils zwei verschiedene Durchstanzbewehrungsgrade vorgesehen. Der kleinere der beiden Werte entspricht der rechnerisch erforderlichen Durchstanzbewehrungsmenge am rechnerischen Übergang zwischen einem Versagen der Durchstanzbewehrung ($V_{Rd,s}$) und einem Versagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit ($V_{Rd,max}$) einer faserfreien Stahlbetonplatte nach EC2+NA(D) [63, 64] bzw. TR060 [81]. Um unter Berücksichtigung der Stahlfasertragwirkung ein Versagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit sicherzustellen, wurde dieser Durchstanzbewehrungsgrad für den zweiten Versuchskörper verdoppelt.



Bild 4.2: Schematische Darstellung der verwendeten Durchstanzbewehrung – geschlossene Bügel (links) und Doppelkopfbolzen (DKB) (rechts)

Die Durchführung aller 16 Durchstanzversuche erfolgte in den Versuchshallen des MPA Bau der Technischen Universität München. Die verwendeten Stahldrahtfasern wurden von der Firma „NV Bekaert SA“ und die Doppelkopfbolzen vom Typ „Bole[®]“ als vorgefertigte Dübelleisten von der Firma „Schöck Bauteile GmbH“ zur Verfügung gestellt, denen an dieser Stelle herzlich gedankt sei. Die nachfolgend dargestellten Versuche sowie deren Ergebnisse wurden teilweise bereits in [148] und [150] sowie dem Abschlussbericht der genannten Forschungsvorhaben veröffentlicht und dargestellt.

4.2 Versuchsdurchführung

4.2.1 Geometrie der Versuchskörper

Um für die Baupraxis möglichst repräsentative und vergleichbare Versuchsergebnisse zu gewinnen, erfolgten die experimentellen Untersuchungen an geometrisch einheitlichen, im Grundriss oktogonalen Flachdeckenausschnitten mit monolithisch angeformtem Stützenabschnitt gemäß Bild 4.3.

Der Stützenabschnitt wurde vorgefertigt und in einem weiteren Arbeitsgang durch den Flachdeckenausschnitt zum vollständigen Versuchskörper ergänzt. Die erforderlichen Abmessungen des Flachdeckenausschnittes basieren auf Grundlage von Überlegungen zur Lage des Momentennullpunktes eines Flachdeckensystems mit für den Hochbau üblichen Stützrastern von 5,0 m bis 6,0 m. Bei einer linear elastischen Schnittgrößenermittlung liegen in Abhängigkeit der zu Grunde gelegten Querdehnzahl ν des Betons die Momentennullpunkte nach [138, 190, 208, 209] auf Kreisbahnen mit einem Radius r_q des 0,18-fachen bis 0,23-fachen Stützenabstandes L . Aus diesen Randbedingungen resultiert ein mittlerer Lasteinleitungsradius r_q von 1.200 mm, sodass unter Berücksichtigung der erforderlichen Veranke-

run glänge der Biegezugbewehrung der Abstand der parallelen Seitenflächen des oktogonalen Flachdeckenausschnitts zu 2.800 mm festgelegt wurde.

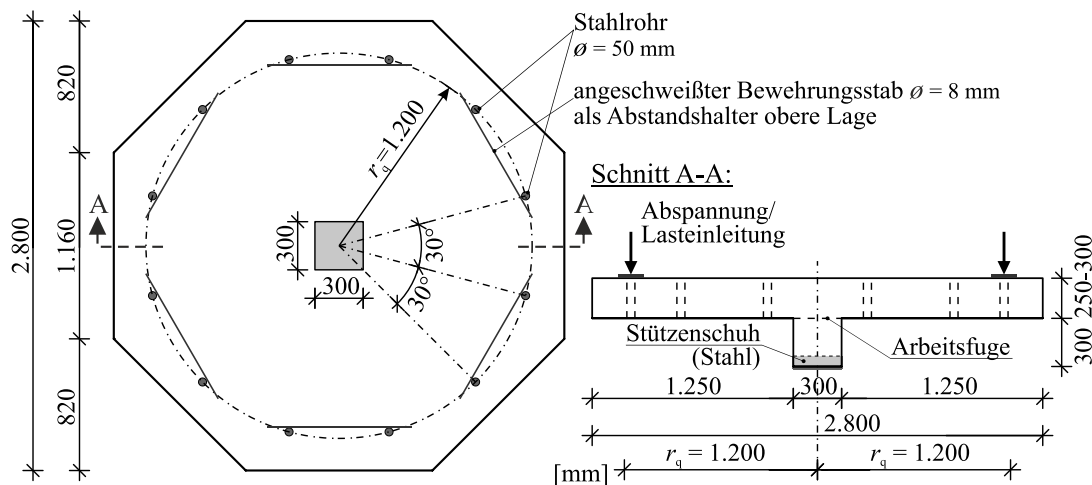


Bild 4.3: Geometrische Ausführung der Versuchskörper

Der Großteil der in der Literatur dokumentierten Untersuchungen basiert entsprechend den Darstellungen aus Kapitel 3.3 auf Versuchskörpern mit Plattendicken h von weniger als 150 mm. Während die Auswertung von 50 Stahlbetonskelettbauten in MÜLLERS [177] einen Bereich praxisüblicher Flachdeckenstärken von 250 bis 350 mm ergab, definierten WELSCH / HELD [278] einen Bereich von 200 bis 300 mm. Eigene Auswertungen von 83 Wohn-, Büro und Industriebauten der online zugänglichen Gebäudedatenbank „Building Types Online“ [19] bestätigten diese Größenordnungen mit Plattenstärken zwischen 200 und 300 mm. Aufbauend auf diesen Betrachtungen erfolgte die Ausführung der vorliegenden Versuchskörper mit Plattendicken von 250 und 300 mm. Zur Begrenzung der erforderlichen Prüfkraft wurde für die durchstanzbewehrten Versuchskörper eine einheitliche Plattenstärke von 250 mm vorgesehen.

Neben der Plattendicke leitete MÜLLERS [177] auch Größenordnungen praxisüblicher Stützenabmessungen ab, woraus sich ein Bereich von 250 bis 500 mm ergab. Unter Berücksichtigung der geplanten Plattendicken sowie der zu erwartenden Bruchlasten ergab sich eine für alle Versuchskörper einheitliche Kantenlänge c des quadratischen Stützenabschnitts von 300 mm. Um ein vorzeitiges Stützenversagen vor Erreichen der Durchstanztragfähigkeit auszuschließen, wurde für die Stützenabschnitte ein hochfester Beton ($f_{c,cyl} \geq 80 \text{ N/mm}^2$) verwendet, der zudem im Auflagerbereich mit einem aus 10 mm dicken Stahlblechen bestehenden Stützenschuh eingefasst wurde (vgl. Bild 4.3).

Die Verankerung der Versuchskörper in der Versuchseinrichtung erfolgte mittels zwölf entlang des Lasteinleitungsradius r_q angeordneten Abspannstangen, weshalb zu deren Durchführung Stahlrohre mit einem Innendurchmesser von 50 mm verbaut wurden. Das paarweise Verschweißen der Stahlrohre mit einem Betonstabstahl $\varnothing_{s,1} = 8 \text{ mm}$ ermöglichte eine lagegenaue Montage und vereinfachte Ausrichtung der Rohre in der Schalung. Zudem übernahmen die Rohrpaare die Lagesicherung der oberen Bewehrungslage, was den für ein Durchstanzversagen relevanten Stützenbereich frei von Einbauteilen hielt und unnötige Störeinflüsse auf das Versagensbild minimierte.

Tabelle 4-1 Zusammenfassung der bewehrungstechnischen Ausführung der geprüften Flachdeckenausschnitte mit und ohne Durchstanzbewehrung

Versuch	Stahlfasern			obere Bewehrung			untere Bewehrung			Durchstanzbewehrung							
	d_m [mm]	l_e [mm]	c_{nom} [mm]	V_f [Vol.-%]	Typ	$\theta_{s,i}$ [mm]	$e_{s,i}$ [cm]	n_x/n_y [-]	ρ_i [%]	$\theta_{s,i}$ [mm]	$e_{s,i}$ [cm]	n_x/n_y [-]	Reihen [-]	θ_{sw} [mm]	s_0 [mm]	s_r [mm]	A_{sw} [mm ²]
M0-25-1.23	204	300	25	0,0	-	20	12,5	21/21	1,23	10	12,5	21/21	-	-	-	-	-
M1-25-1.23	195	300	25	0,5	4D	20	12,5	21/21	1,29	10	12,5	21/21	-	-	-	-	-
M2-25-1.23	202	300	25	0,5	5D	20	12,5	21/21	1,24	10	12,5	21/21	-	-	-	-	-
M3-25-1.23	196	300	25	1,0	5D	20	12,5	21/21	1,28	10	12,5	21/21	-	-	-	-	-
M3-25-0.75	200	300	25	1,0	5D	18	16,5	17/17	0,77	10	16,5	17/17	-	-	-	-	-
M3-25-1.75	195	300	25	1,0	5D	25	14,0	19/19	1,74	10	14,0	19/19	-	-	-	-	-
M0-30-1.23	254	300	25	0,0	-	20	10,0	27/27	1,24	10	10,0	27/27	-	-	-	-	-
M1-30-1.23	248	300	25	0,5	4D	20	10,0	27/27	1,27	10	10,0	27/27	-	-	-	-	-
M2-30-1.23	248	300	25	0,5	5D	20	10,0	27/27	1,27	10	10,0	27/27	-	-	-	-	-
M3-30-1.23	248	300	25	1,0	5D	20	10,0	27/27	1,27	10	10,0	27/27	-	-	-	-	-
M0-25-1.75-B10	195	300	30	0,0	-	25 ^{a)}	14,5	18/18	1,78	10	14,5	18/18	6 ^{b)}	10	95	140	1885
M3-25-1.75-B8	192	300	30	1,0	5D	25 ^{a)}	14,5	18/18	1,76	10	14,5	18/18	6 ^{b)}	8	95	140	1005
M3-25-1.75-B10	186	300	30	1,0	5D	25 ^{a)}	14,5	18/18	1,82	10	14,5	18/18	6 ^{b)}	10	95	140	1885
M0-25-1.75-D20	186	300	30	0,0	-	26,5	16,0	16/16	1,85	10	16,0	16/16	7 ^{b)}	20	70	140	3770
M3-25-1.75-D14	184	300	30	1,0	5D	26,5	16,0	16/16	1,87	10	16,0	16/16	7 ^{b)}	14	70	140	1847
M3-25-1.75-D20	185	300	30	1,0	5D	26,5	16,0	16/16	1,86	10	16,0	16/16	7 ^{b)}	20	70	140	3770

^{a)} zusätzlich mit angeschweißtem Querstab verankert; ^{b)} zusätzlich je Richtung 3 ϕ 16 mm als Kollapsbewehrung über Stütze; ^{c)} geschlossene Bügel; ^{d)} Doppelkopfbolzen; d_m : mittlere, gemessene statische Nutzhöhe; l_e : Stützenabmessung; c_{nom} : Betondeckung; V_f : Stahlfasergehalt; $\theta_{s,i}$: Stabdurchmesser Längsbewehrung; $e_{s,i}$: Stababstand; n_x/n_y : Stabanzahl in x- bzw. y-Richtung der Bewehrungslage; θ_{sw} : Stabdurchmesser Durchstanzbewehrung; s_r : radialer Abstand der ersten Durchstanzbewehrungsreihe vom Stützenanschnitt; s_0 : radialer Abstand der Durchstanzbewehrungsreihen; A_{sw} : Gesamtquerschnittsfläche der Durchstanzbewehrung je Reihe

4.2.1 Bewehrungsführung der Versuchskörper

4.2.1.1 Allgemeines

Die bewehrungstechnische Ausführung aller Versuchskörper erfolgte als kombinationsbewehrtes Bauteil, um die Vorteile des Zusammenwirkens von Stahldrahtfasern und konventioneller Betonstahlbewehrung gezielt zu nutzen und eine ausreichende Biegetragfähigkeit zu gewährleisten. Die Betonstahlbewehrung wurde hierbei als eine über die gesamte Plattenbreite gleichmäßig verteilte, orthogonal ausgerichtete obere und untere Bewehrungslage realisiert.

Während die Dimensionierung der Biegezugbewehrung auf die Vermeidung eines frühzeitigen Biegeversagens auch bei hohen Stahlfasergehalten bzw. Durchstanzbewehrungsgraden abzielte, basierte die Festlegung der Biegedruckbewehrung bei allen Versuchskörpern rein auf konstruktiven Gesichtspunkten. Hierbei kam Betonstahl B500 mit einem Stabdurchmesser von 10 mm und zur jeweiligen oberen Lage identischen Stababständen zum Einsatz. Bei den Versuchskörpern mit Durchstanzbewehrung resultierte aus der Gewährleistung ausreichender Biegetragfähigkeit die Notwendigkeit der Verwendung hochfester Betonstahlstäbe bzw. von Spannstahlstäben, wohingegen bei allen übrigen Versuchskörpern herkömmlicher Betonstahl nach DIN 488-1 [59] ausreichend war. Um einen progressiven Kollaps von Flachdecken zu vermeiden, sieht EC2+NA(D) [63, 64] grundsätzlich den Einbau einer Abreibbewehrung unmittelbar über der Stütze in beiden Bewehrungsrichtungen vor. Zur Vermeidung hieraus resultierender Einflüsse auf den Durchstanzwiderstand (vgl. z. B. [31]), wurde für die vorliegenden experimentellen Untersuchungen auf eine Kollapsbewehrung verzichtet.

Zum Zeitpunkt der Versuchsplanung bzw. -durchführung lagen lediglich zwölf Versuche an stahlfaserverstärkten Platten mit Durchstanzbewehrung vor (vgl. Kap. 3.3.5). Es existieren daher weder wissenschaftlich erarbeitete noch normativ geregelte konstruktive Vorgaben zur Anordnung einer Durchstanzbewehrung, wie beispielsweise Grenzwerte zulässiger radialer und tangentialer Stababstände s_r und s_t . Im Rahmen dieser Arbeit wurde daher auf die für faserfreie Stahlbetonplatten geltenden Regelwerke und bauaufsichtlichen Zulassungen zurückgegriffen.

Die vorgefertigten Stützenabschnitte besaßen eine einheitliche für Stützen typische Bewehrungsführung, bestehend aus Längsstäben und umschließenden Bügeln. Hierbei wurden vier Längsstäbe der Güte B500 mit einem Stabdurchmesser $\varnothing_{s,l}$ von 16 mm angeordnet, die von sechs geschlossenen Bügeln mit einem Durchmesser $\varnothing_{s,w}$ von 8 mm umschlossen wurden.

Tabelle 4-1 fasst die gewählte Bewehrung aller 16 Versuchskörper zusammen, bevor anschließend auf die Details und Unterschiede der Bewehrungsführung innerhalb der drei Versuchsserien näher eingegangen wird. Detaillierte Schal- und Bewehrungspläne sind Anhang A.1 zu entnehmen.

4.2.1.2 Serie O – Variation Stahlfasertyp, Stahlfasergehalt, Plattendicke sowie Biegezugbewehrungsgrad

Im Vordergrund der ersten acht Versuchskörper aus Serie O (Bild 4.1 und Bild 4.2) stand die Untersuchung der Einflüsse aus Stahlfasertyp, Stahlfasergehalt und Plattendicke. Die einheitliche Bewehrungsführung dieser Versuchskörper mit Plattendicken von 250 und 300 mm zeigt Bild 4.4, wobei ausschließlich gewöhnlicher Betonstahl B500 mit einem Stabdurchmesser $\varnothing_{s,l}$ von 20 mm nach DIN 488-1 [59] Verwendung fand. Durch Variation der Stababstände $e_{s,l}$ von 125 bzw. 100 mm konnte unabhängig von der Plattendicke ein einheitlicher Biegezugbewehrungsgrad ρ_l von 1,23 % realisiert werden, der eine Minimierung möglicher Einflüsse aus unterschiedlicher Biegerissbildung oder Dübelwirkung gewährleistete.

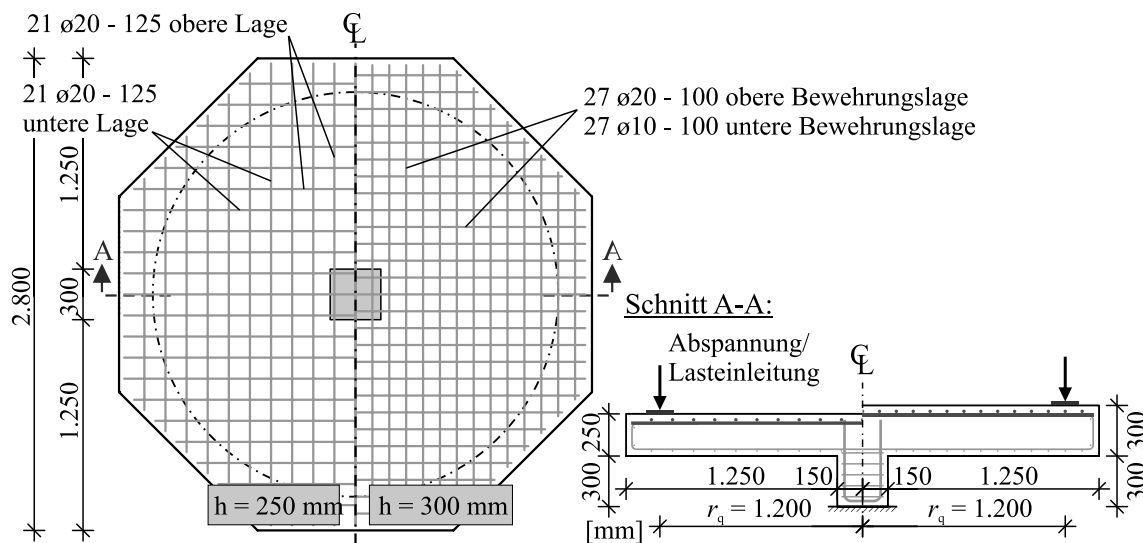


Bild 4.4: Anordnung der Biegezugbewehrung der Versuchskörper der Serie O mit Variation der Plattendicke h , des Stahlfasertyps sowie des Stahlfasergehaltes V_f

Bei einer Betondeckung c_{nom} von 25 mm liegt die rechnerische statische Nutzhöhe d bei 205 mm bzw. 255 mm, woraus unter Verwendung des Abstandes des Lasteinleitungsradius von der Stützenskante a_λ eine Schubschlankheit von 5,1 bzw. 4,1 resultierte.

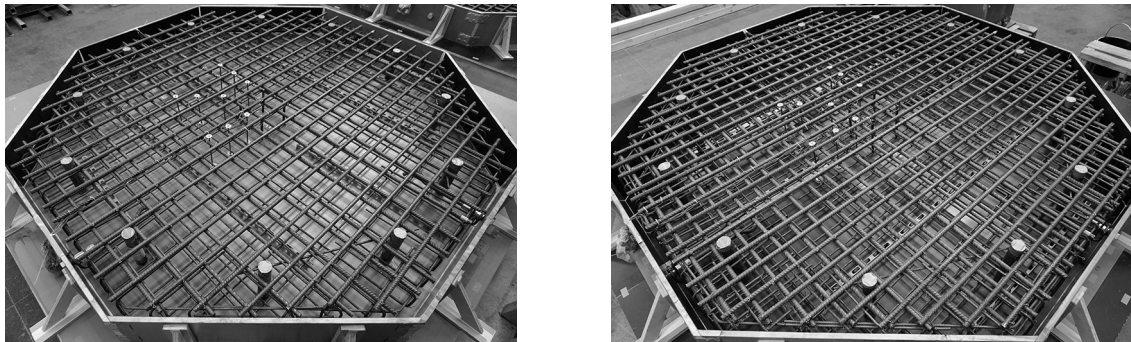


Bild 4.5: Anordnung bzw. Einbau der Bewehrung bei 250 mm (links) / 300 mm (rechts) Plattendicke

Bei faserfreien Stahlbetonplatten ist der Einfluss des Biegezugbewehrungsgrades und damit indirekt auch der Dübelwirkung auf die Durchstantragfähigkeit aus zahlreichen Untersuchungen (z. B. [110]) hinreichend bekannt. Um die Übertragbarkeit dieser Erkenntnisse auf stahlfaserverstärkte Platten und insbesondere auf den sich einstellenden Stahlfasertraganteil bewerten zu können, wurden zum Abschluss von Serie O zwei Versuchskörper mit Längsbewehrungsgraden von 0,75 bzw. 1,75 % bei einer Plattendicke von 250 mm geprüft, deren Bewehrungsführung Bild 4.6 zeigt.

Als unterer Grenzwert wurde in Anlehnung an praxisrelevante Biegezugbewehrungsgrade [278] ein Wert ρ_l von 0,75 % untersucht, der mittels in einem Abstand $e_{s,l}$ von 160 mm verlegten, 18 mm starken Spannstahlstäben (SAS 950/1050) realisiert wurde. Als oberer Grenzwert diente ein Biegezugbewehrungsgrad ρ_l von 1,75 %, der aus Betonstabstahl B500 mit einem Durchmesser $\phi_{s,l}$ von 25 mm in Stababständen $e_{s,l}$ von 140 mm bestand. Eine Betondeckung c_{nom} von 25 mm führt rechnerisch zu statischen Nutzhöhen d von 207 und 200 mm sowie Schubschlankheiten a_λ/d von 5,1 bzw. 5,25. Der bezogene Stützenumfang u_0/d liegt bei 5,79 bzw. 6,00.

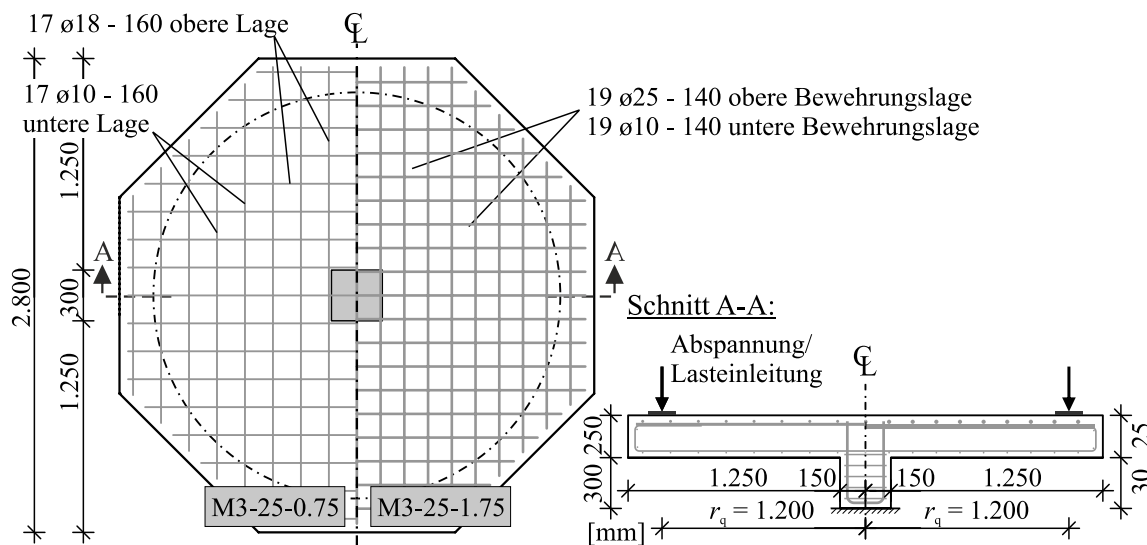


Bild 4.6: Anordnung der Biegezugbewehrung der Versuchskörper der Serie O mit Variation des Biegezugbewehrungsgrades

4.2.1.3 Serie B – geschlossene Bügel als Durchstanzbewehrung

In Serie B stand der Einfluss der Kombination von Stahlfaserbeton mit geschlossenen Bügeln als Durchstanzbewehrung im Mittelpunkt. Die Versuchskörper wurden mit einer kreuzweise angeordneten, einheitlichen Biegezugbewehrung, bestehend aus je 18 hochfesten Betonstabstählen $\varnothing_{s,l} = 25$ mm (SAS 670/800) in einem Abstand $e_{s,l}$ von 140 mm, versehen. Bei einer mittleren statischen Nutzhöhe d von 195 mm entspricht dies einem geometrischen Längsbewehrungsgrad ρ_l von 1,75 %. Zur Gewährleistung einer ausreichenden Endverankerung wurde jeder Stab mit dem äußersten Stab der orthogonal verlegten Bewehrungslage verschweißt. Die rechnerische Schubschlankheit lag innerhalb von Serie B bei 5,38 und der bezogene Stützenumfang u_0/d bei 6,15. Bild 4.7 veranschaulicht die gewählte Bewehrungsführung und Bild 4.8 die verbaute Bewehrung.

Als Bügelbewehrung kamen aus Betonstabstahl B500 gefertigte geschlossene Bügel zum Einsatz, die für eine ausreichende Verankerungsqualität je eine obere und untere Lage der Plattenbewehrung umschlossen (vgl. Bild 4.8). Durch Variation des Bügeldurchmessers $\varnothing_{s,w}$ mit 8 mm und 10 mm sowie der Bügelanzahl (20 bzw. 24) der ersten Bügelreihe wurde die Variation des Durchstanzbewehrungsgrades realisiert. Alle weiteren Bügelreihen bestanden unabhängig vom Bügeldurchmesser aus 28 bzw. 32 Bügeln. Die geometrische Anordnung im Grundriss basierte auf den konstruktiven Vorgaben für Stahlbetonbauteile nach EC2+NA(D) [63, 64]. Für die erste Schenkelreihe ergab sich der radiale Abstand s_0 zu 90 mm ($\approx 0,5d$) von der Stütze, während der radiale Abstand s_r aller weiteren Reihen 140 mm ($\approx 0,75d$) betrug. Innerhalb des kritischen Rundschnitts begrenzt EC2+NA(D) [63, 64] den maximalen tangentialen Abstand der Bügelschenkel auf $1,5d$, wohingegen außerhalb des kritischen Rundschnitts $2,0d$ nicht überschritten werden dürfen. Gleichzeitig liegt nach EC2+NA(D) [63, 64] eine Begrenzung des zulässigen Bügeldurchmessers $\varnothing_{s,w}$ auf $0,05d$ vor. Basierend auf diesen Grenzwerten sowie der aus der Vordimensionierung erforderlichen Durchstanzbewehrungsmenge $A_{s,w}$ resultiert ein tangentialer Abstand s_t der ersten Bügelreihe des Versuchskörpers mit 8 mm Bügeldurchmesser von 90 mm ($\approx 0,47d$) und bei 10 mm Bügeldurchmesser von 100 mm ($\approx 0,53d$). Für alle weiteren Bügelreihen wurde ein an das Biegebewehrungsnetz angepasster tangentialer Abstand s_t von näherungsweise 150 mm ($\approx 0,79d$) gewählt. Der Bügeldurchmesser von 10 mm überschreitet den rechnerisch zulässigen

Grenzdurchmesser von 9,75 mm ($\approx 0,05d$) geringfügig, was aufgrund der fehlenden Vorgaben für Bauteile aus Stahlfaserbeton im Rahmen dieser Arbeit als vertretbar erachtet wurde.

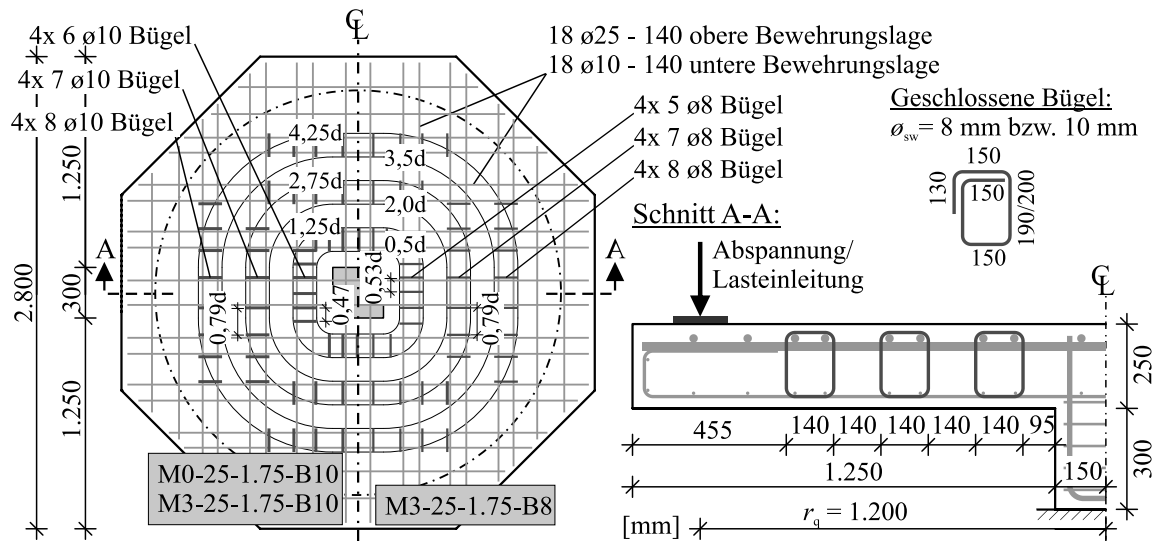


Bild 4.7: Anordnung der Biegezug- und Durchstanzbewehrung der Versuchskörper der Serie B mit geschlossenen Bügeln als Durchstanzbewehrung

Unter Berücksichtigung der Durchstanzbewehrungsmenge der ersten beiden Reihen $A_{sw,1+2}$ in einem Bereich von $1,25d$ um die Stütze, der gewählten geometrischen Anordnung der Bügel in radialer Richtung (s_r) sowie der Lage des kritischen Rundschnitts $u_{0,5d}$ ergibt sich ein Durchstanzbewehrungsgrad $\rho_{s,w}$ von 0,40% bzw. 0,75% ($\rho_{s,w} = A_{sw,1+2}/(2 \cdot s_r \cdot u_{0,5d})$).

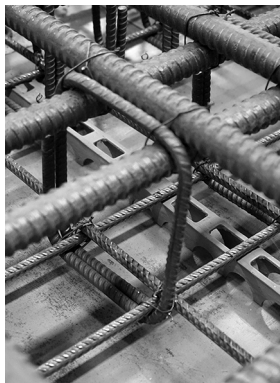


Bild 4.8: Einbau der Bügel als Durchstanzbewehrung in die Versuchskörper der Serie B

4.2.1.4 Serie D – Doppelkopfolzen als Durchstanzbewehrung

Den Schwerpunkt der Untersuchungen von Serie D bildete die Fragestellung der Wirksamkeit von Doppelkopfolzen in stahlfaserverstärkten Platten. Die in Bild 4.9 und Bild 4.10 dargestellte Bewehrungsführung besteht aus einer kreuzweise angeordneten Biegezugbewehrung aus je 16 in einem Abstand $e_{s,l}$ von 160 mm verlegten Spannstahlstäben (SAS 900/1100) mit einem Durchmesser $\phi_{s,l}$ von 26,5 mm. Für eine verbesserte Verankerung der Stäbe wurden die Stabenden mit nach unten gerichteten 90° Abbiegungen versehen. Bei einer Betondeckung c_{nom} von 30 mm führt dies zu einer rechnerischen statischen Nutzhöhe d von 193 mm, was zu einem zu den bügelbewehrten Versuchskörpern vergleichbaren geometrischen Biegebewehrungsgrad von 1,75 % führt. Aufgrund der erhöhten Stahlgüte unterscheiden sich

die mechanischen Bewehrungsgrade jedoch deutlich. Die Schubslankheit a_n/d liegt bei 5,44 und der bezogene Stützenumfang u_0/d bei 6,22.

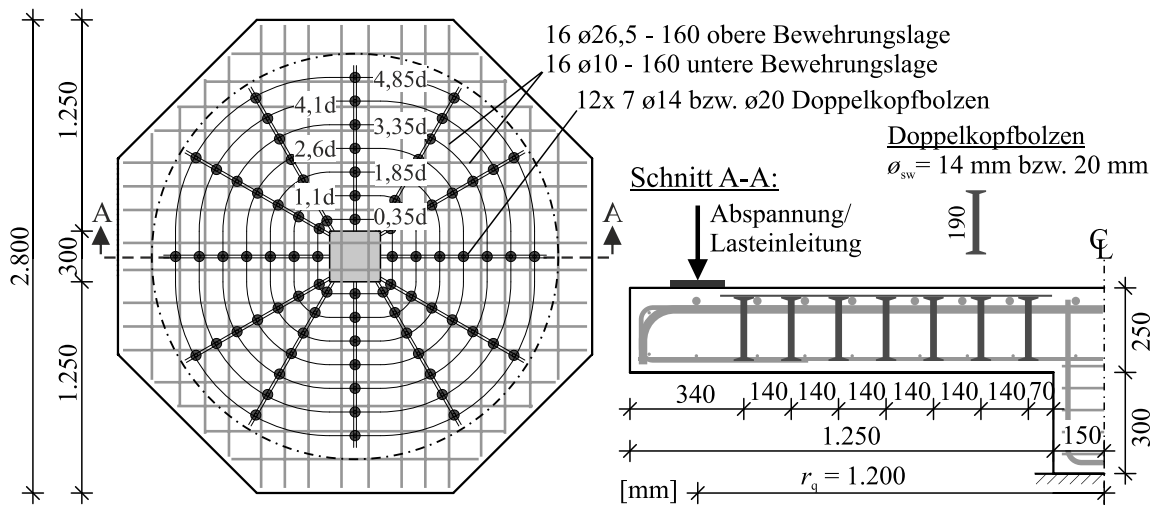


Bild 4.9: Anordnung der Biegezug- und Durchstanzbewehrung der Versuchskörper der Serie D mit Doppelkopfbolzen als Durchstanzbewehrung

Die Dimensionierung und Anordnung der Doppelkopfbolzen basierte auf den Vorgaben des zum Versuchszeitpunkt gültigen Technischen Report TR060 [81] der Europäischen Organisation für Technische Bewertung (EOTA – European Organisation for Technical Assessment). Bei einer sternförmigen Anordnung der Doppelkopfbolzen in zwölf Reihen mit je sieben Bolzen wurden durch alleinige Variation des Schaftdurchmessers \varnothing_{sw} mit 14 bzw. 20 mm die beiden geforderten Durchstanzbewehrungsgrade $\rho_{s,w}$ erzielt.



Bild 4.10: Anordnung bzw. Einbau der Doppelkopfbolzen in die Versuchskörper der Serie D

Der radiale Abstand zum Stützenanschnitt s_0 des ersten Doppelkopfbolzens betrug 70 mm ($\approx 0,35d$), während sich für alle weiteren Dübelreihen ein einheitlicher radialer Abstand s_r von 140 mm ($\approx 0,75d$) ergab. Der tangentielle Abstand s_t der ersten Dübelreihe lag bei 165 mm ($\approx 0,87d$) und der Abstand der letzten Reihe bei 600 mm ($\approx 3,15d$). Unter Berücksichtigung der Querschnittsfläche der ersten beiden Bolzenreihen $A_{sw,1+2}$ und des kritischen Rundschnitts $u_{0,5d}$ lag der rechnerische Durchstanzbewehrungsgrad $\rho_{s,w}$ hierdurch bei 0,74 % bzw. 1,51 % ($\rho_{s,w} = A_{sw,1+2}/(2 \cdot s_r \cdot u_{0,5d})$).

4.2.2 Herstellung und Materialkennwerte der Versuchskörper

Die Herstellung der 16 oktogonalen Versuchskörper erfolgte mittels Transportbeton der Firma Heidelberger Beton GmbH in den Versuchshallen des MPA Bau der Technischen Universität München. Für den angelieferten Stahlfaserbeton wurde eine für den Hochbau übliche Betondruckfestigkeitsklasse C30/37 in der Konsistenzklasse F3-F4 mit einem Ausbreitmaß von etwa 50 cm angestrebt, wobei ein Zuschlag der Korngröße 0 bis 16 mm und ein Zement CEM II Verwendung fand. Die Betonrezeptur entsprach einer handelsüblichen Standardrezeptur der Firma Heidelberger Beton GmbH, welche aus Gründen des Betriebsgeheimnisses an dieser Stelle nicht aufgeführt werden konnte. Als Stahlfasern kamen runde, endverankerte Stahldrahtfasern vom Typ Bekaert Dramix 4D 65/60 BG und Bekaert Dramix 5D 65/60 BG mit einer Faserlänge bzw. -durchmesser $l_f/d_f = 60,0 / 0,9$ mm in einer Dosierung von 0,5 Vol.-% (40,0 kg/m³, M1 und M2) bzw. 1,0 Vol.-% (80,0 kg/m³, M3) zum Einsatz (vgl. Bild 4.11).



Bild 4.11: Stahldrahtfasern mit einfacher (links), eineinhalbfacher (Mitte) und doppelter Endhakenausbildung (rechts), zur Verfügung gestellt von Bekaert GmbH [Quelle: Bekaert GmbH]

Bei den in heute üblichen Stahlfaserbetonen zum Einsatz kommenden Makrofasern handelt es sich meist um endverankerte Stahldrahtfasern [157], die sich in der Regel vorwiegend in der Zugfestigkeit f_t des verwendeten Drahtmaterials sowie der Endhakenausbildung unterscheiden. Um durch höhere Drahtzugfestigkeiten die Leistungsfähigkeit von Stahlfaserbetonen zu verbessern, wurde in den vergangenen Jahren vermehrt die Verankerungsqualität der Fasern und somit deren Auszugswiderstand durch eine höhere Anzahl an Umlenkpunkten des Endhakens verbessert (Bild 4.11). Die modifizierte Endhakenausbildung ermöglicht eine Annäherung der beiden Versagensmechanismen Faserauszug und Faserreißen, was eine verbesserte Ausnutzung des Fasermaterials gewährleistet. Die Ausgangsbasis des im Rahmen dieser Versuche verwendeten Fasertyps Bekaert Dramix 5D bildet ein hochfestes Drahtmaterial mit einer Faserzugfestigkeit von $f_t = 2.300$ N/mm² bei einer maximalen Dehnungskapazität von 6,0 %. Durch eine Endhakenausbildung mit vier Umlenkpunkten (vgl. Bild 4.11 rechts), einer sogenannten doppelten Endhakenausbildung, soll eine vollständige Aktivierung der Faserzugfestigkeit ermöglicht und ein Faserreißen maßgebend werden. Die hohe Dehnungskapazität des verwendeten Drahtmaterials gewährleistet einen Übergang des eigentlich spröden Versagensmechanismus Faserreißen hin zu einem duktilen Verhalten. Im Gegensatz hierzu weist der Fasertyp Bekaert Dramix 4D eine Zugfestigkeit von $f_t = 1.600$ N/mm² bei einer maximalen Dehnungskapazität von 0,8 % auf, dessen Endhaken in Form einer eineinhalbfachen Endverankerung mit drei Umlenkpunkten ausgebildet ist (vgl. Bild 4.11 Mitte). Die genannten Materialkennwerte erlauben die Faser Bekaert Dramix 5D als hochfeste bzw. Hochleistungsstahlfaser einzustufen, während die Faser Bekaert Dramix 4D etwas oberhalb der Leistungsfähigkeit herkömmlicher Fasern (i. d. R. f_t ca. 1.250 N/mm² vgl. Kap. 2.2.1) anzusiedeln ist.

Um herstellungsbedingte Streuungen verschiedener Betonchargen innerhalb des Versuchsprogramms zu minimieren und eine wirtschaftliche Ausführung mit Transportbeton zu ermöglichen, galt es nach Möglichkeit je Betonage zwei Versuchskörper gleichzeitig zu erstellen. Hierzu wurden zwei Schalungsätze aus Konstruktionsvollholz sowie kunststoffbeschichteten Schaltafeln errichtet (Bild 4.12 Mitte). Die Vorfertigung und Betonage der Stützenabschnitte erfolgte mehrere Tage vor der eigentlichen Ver-

suchskörperherstellung unter Verwendung eines am MPA Bau der Technischen Universität München gemischten hochfesten, faserfreien Betons ($f_{cm} \geq 80 \text{ N/mm}^2$, Bild 4.12 links). Entsprechend der gängigen Baupraxis wurde die Betonierfuge zwischen Stütze und Flachdeckenausschnitt für einen ausreichenden Verbund rau ausgeführt. Vor den Bewehrungsarbeiten der Platte konnte der vorgefertigte Stützenabschnitt in die Schalung eingesetzt und zentrisch ausgerichtet werden. Durch das anschließende lagegenaue Einmessen der Hüllrohre der Abspannpunkte in Bezug auf den Stützenabschnitt ließen sich herstellungsbedingte Exzentrizitäten innerhalb eines Versuchskörpers weitestgehend minimieren. Im weiteren Verlauf galt es die Dehnungsmessstreifen (DMS) auf den Bewehrungsstäben der oberen Lage anzubringen, bevor der Einbau der unteren und oberen Bewehrungslage sowie der Hüllrohre in die Schalung erfolgte. Abschließend konnte die Montage der Messeinrichtung für die Dickenänderungsmessung der Platte und die sichere Verlegung der Kabel der DMS der oberen Bewehrungslage bzw. der Durchstanzbewehrung vorgenommen werden. Das Vorgehen mit vorgefertigtem Stützenabschnitt und anschließender Betonage des Flachdeckenausschnittes gewährleistete eine möglichst praxisnahe Ausführung in Bezug auf die Lage der Einfüllseite und der späteren Beanspruchungsrichtung (gezogene Plattenoberseite = Einfüllseite), was insbesondere im Hinblick auf eine mögliche Fasersedimentation von Bedeutung ist.

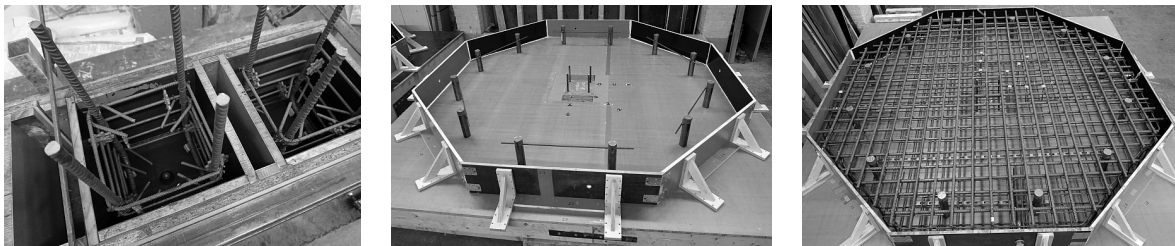


Bild 4.12: Schalung der Stützenabschnitte (links), des eigentlichen Versuchskörpers mit eingebautem Stützenabschnitt und Hüllrohren (Mitte) sowie mit fertig verlegter Bewehrung (rechts)

Nach Anlieferung des Betons mittels Transportmischer wurde zu Beginn der Entladung das Ausbreitmaß nach DIN EN 12350-5 [68], der Luftporengehalt nach DIN EN 12350-7 [70] sowie die Frischbetondichte nach DIN EN 12350-6 [69] der Betoncharge bestimmt und nach Freigabe des Betons mit der Betonage der Versuchskörper begonnen. Die Entnahme von einer 10 l Probe direkt aus dem Fahrmischer zu Beginn, Mitte und Ende einer jeden Betonage ermöglichte den Stahlfasergehalt anhand des Auswaschversuchs nach Anhang M der DAfStb-Richtlinie [44] zu überprüfen. Die Ergebnisse der Frischbetonprüfungen fasst Anhang A.2 zusammen.



Bild 4.13: Betonage, Verdichtung und Abziehen der Versuchskörper

Der Einbau des Betons in die Schalung erfolgte mittels baustellenüblichen Krankübel (500 l) und die Verdichtung mithilfe konventioneller Innenrüttler, sodass baustellenähnliche Bedingungen und Einflüsse auf die Orientierung und Verteilung der Stahlfasern sichergestellt waren (vgl. Bild 4.13). Nach Ab-

schluss der Betonage wurden die Versuchskörper abgezogen und mit einer Folie abgedeckt. Zur Reduktion einer übermäßigen Schwindrissbildung auf der Plattenoberseite erfolgte in den Folgetagen ein mehrmaliges Benetzen der Betonoberfläche, bevor die Versuchskörper vier Tage nach der Betonage ausgeschalt wurden. Bis zum Versuchstag lagerten die Versuchskörper anschließend in der geschlossenen Versuchshalle abgedeckt mit einer Plane.

Für die Güteüberprüfung und Bestimmung der Festbetoneigenschaften wurden begleitend zur Herstellung der Versuchskörper verschiedene Probekörper aus denselben Frischbetonchargen erstellt. Die Bestimmung der Betondruckfestigkeit erfolgte nach 28 Tagen und jeweils am Prüftag an je drei wassergelagerten Würfeln $a = 150 \text{ mm}$ ($f_{c,cube,28d/Prüftag}$) und an drei luftgelagerten Zylindern $\varnothing 150/300 \text{ mm}$ ($f_{c,cyl,28d/Prüftag}$) nach DIN EN 12390-3 [71]. Zudem ermöglichten jeweils drei luftgelagerte Zylinder $\varnothing 150/300 \text{ mm}$ die Ermittlung des Elastizitätsmoduls ($E_{cm,28d/Prüftag}$) nach DIN EN 12390-13 [65] und der Spaltzugfestigkeit ($f_{ct,sp,28d/Prüftag}$) nach DIN EN 12390-6 [60]. Die Bestimmung der zentrischen Zug- und Nachrisszugfestigkeit erfolgte ebenfalls nach 28 Tagen bzw. an dem jeweiligen Versuchstag indirekt anhand sechs luftgelagerter gekerbter Biegebalken $150/150/700 \text{ mm}$ unter Dreipunktbeanspruchung nach EN 14651 [57] (vgl. Kap. 2.4.3). Neben der Rissöffnung am Ansatz der horizontalen Verschiebung CMOD wurde auch die Mittendurchbiegung des Balkens aufgezeichnet, was unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Stützweiten in der Versuchsdurchführung näherungsweise eine Auswertung nach der DAfStb-Richtlinie [44] ermöglichte (vgl. Anhang A.2).

Bei der Betonstahlbewehrung wurde innerhalb einer Versuchskörperserie darauf geachtet, dass alle Stäbe eines Stabdurchmessers möglichst einer einheitlichen Stahlcharge entstammen und damit identische Materialkennwerte aufweisen. Sofern ausreichend Probematerial vorlag, erfolgten Zugfestigkeitsprüfungen an den verwendeten Stabstählen nach DIN 488-1 [59] bzw. DIN EN ISO 15630-1 [67]. Zudem wurden für alle verwendeten Stahlchargen Abnahmeprüfzeugnisse 3.1 nach DIN EN 10204 [56] eingeholt, welche fehlende experimentelle Kennwerte ergänzten. Die Ergebnisse und Kenngrößen der durchgeführten Materialuntersuchungen beinhaltet zusammenfassend Anhang A.2.

Um den Einfluss der Stahlfaserzugabe auf den Verlauf der Druckspannungs-Dehnungs-Beziehung zu erfassen, wurde bei den Versuchen M0-25-1.23 (0,0 Vol.-%), M2-30-1.23 (0,0 Vol.-%) und M3-30-1.23 an jeweils drei luftgelagerten Zylindern $\varnothing 150/300 \text{ mm}$ die Druckspannungs-Dehnungs-Beziehung ermittelt, deren Verläufe Bild 4.14 veranschaulicht. Hierzu erfolgte im Gegensatz zur Druckfestigkeitsbestimmung nach DIN EN 12390-3 [71] in Anlehnung an [176] eine weggeregelte Belastung bis in den Nachbruchbereich der Probe mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit von $0,01 \text{ mm/s}$ in einer 10-MN-Universalprüfmaschine. Wie bereits in Kapitel 2.3.2 erläutert, weist eine Stahlfaserzugabe keinen nennenswerten Einfluss auf den Elastizitätsmodul E_{cm} auf und beeinflusst vorwiegend den Nachbruchbereich nach Überschreiten der Betondruckfestigkeit f_{cm} des Druckspannungs-Dehnungs-Verlaufs, was Bild 4.14 anschaulich zeigt. Bis etwa 60 bis 70 % der Betondruckfestigkeit verhalten sich alle drei Betone unabhängig vom Stahlfasergehalt nahezu linear elastisch bei einem Elastizitätsmodul E_{cm} von etwa 33.000 N/mm^2 . Auf die maximal aufnehmbare Druckspannung konnte im Rahmen dieser Versuche kein unmittelbarer Einfluss der Stahlfasern festgestellt werden, da zum einen keine Probekörper des Nullbetons vor Faserzugabe vorlagen und sogar der faserfreie Beton (M0-25-1.23) bei gleicher Betonzusammensetzung eine höhere Druckfestigkeit aufweist als beispielsweise der betrachtete Beton mit 0,5 Vol.-% Stahlfasergehalt (M2-25-1.23). Die Druckfestigkeitsunterschiede aus Bild 4.14 sind daher mehr auf herstellungs- und witterungsbedingte Schwankungen des Transportbetons zurückzuführen als auf die Stahlfaserzugabe. Die Bruchstauchung ε_{c0} vergrößerte sich hingegen mit zunehmendem Stahlfasergehalt um 5 bis 10 %. Der größte Einfluss einer Stahlfaserzugabe ist jedoch im Verlauf des abfallenden Astes im Nachbruchbereich zu erkennen, der mit zunehmendem Fasergehalt duktiler und damit flacher verläuft. Während die aufnehmbare Druckspannung des faserfreien Betons M0-25-1.23 nach

Überschreiten der Betondruckfestigkeit stark abnimmt und bei einer Stauchung von etwa 4,0 % lediglich noch 20 % der maximalen Druckspannung beträgt, weist der Stahlfaserbeton mit 1,0 Vol.-% Stahlfasern bei einer Stauchung von 8,0 % noch eine Resttragfähigkeit von etwa 60 % der Betondruckfestigkeit auf. (vgl. auch [176]).

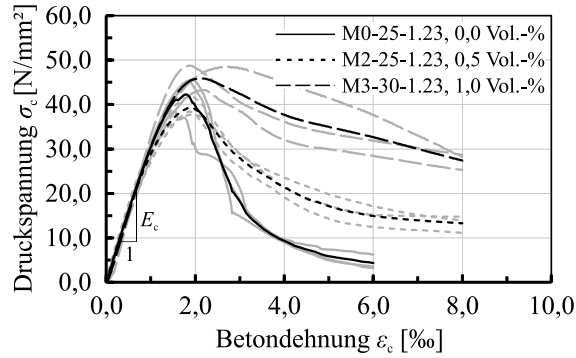


Bild 4.14: Druckspannungs-Dehnungs-Beziehung des Stahlfaserbetons der Versuchskörper M0-25-1.23, M2-25-1.23 und M3-25-1.23 mit 0,0, 0,5 sowie 1,0 Vol.-% Stahlfasergehalt

Der größte Einfluss einer Stahlfaserzugabe liegt im verbesserten Tragverhalten des Betons unter Zugbeanspruchung (vgl. Kap. 2.3). Bild 4.15 zeigt beispielhaft die gewonnenen Last-CMOD-Beziehungen aus den durchgeführten Biegezugversuchen der Versuchskörper M1-25-1.23, M2-25-1.23 sowie M3-25-1.23 mit variierendem Stahlfasergehalt V_f und Stahlfasertyp sowie deren Überführung in Zugspannungs-Dehnungs-Beziehungen nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] (vgl. Kap. 2.5.2).

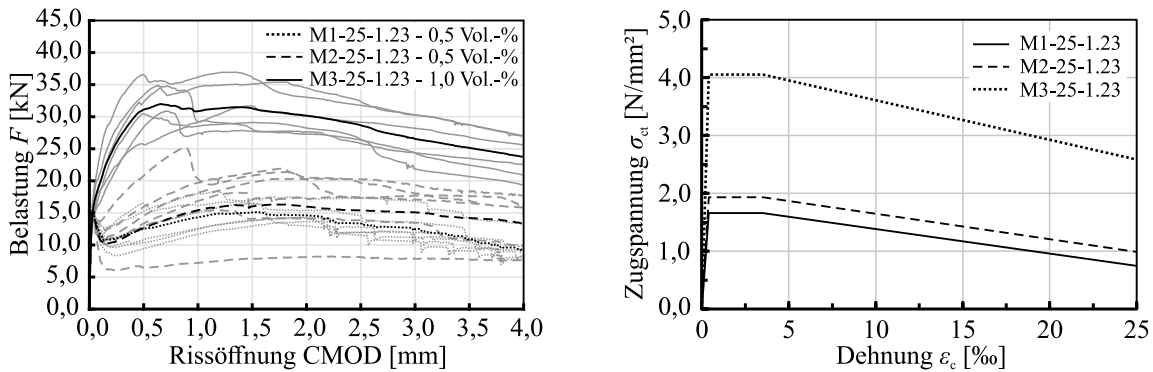


Bild 4.15: Last-Rissöffnungs-Beziehung und überführte Zugspannung-Dehnungs-Beziehung nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] des Stahlfaserbetons der Versuchskörper M0-25-1.23, M2-25-1.23 und M3-25-1.23 mit 0,0, 0,5 sowie 1,0 Vol.-% Stahlfasergehalt

Die Mischungen M1 und M2 mit 0,5 Vol.-% Stahlfasergehalt zeigen mit Überschreiten der Erstrisslast einen kurzen Lastabfall, bevor die Aktivierung der Stahlfasern eine erneute Laststeigerung bis etwa der Größenordnung der Erstrisslast und somit der Betonzugfestigkeit ermöglicht. In Bezug auf das Biegezugverhalten wird dies als kritisches Verhalten bezeichnet. Trotz unterschiedlicher Stahlfasertypen weisen die Kurvenverläufe der Mischungen M1 und M2 ähnliche Höchstlasten auf, lediglich im Bereich großer Rissöffnungen zeigt der Beton der Mischung M2 mit der hochfesten Faser Dramix 5D mit verbesserter Verankerungsqualität höhere Prüflasten in Verbindung mit einem flacher abfallenden Kurvenverlauf. Dies liegt vermutlich in dem verbesserten Verankerungsverhalten dieses Fasertyps in Verbindung mit der hohen Güte des Drahtmaterials begründet, wodurch ein geringerer Faserauszug stattfindet.

Bei einer Verdoppelung des Stahlfasergehaltes auf 1,0 Vol.-% ist im Bereich der Erstrisslast kein Lastabfall zu beobachten und die Prüfkraft kann unmittelbar auf etwa den doppelten Wert der Erstrisslast gesteigert werden, was für das Biegezugtragverhalten ein überkritisches Verhalten beschreibt.

4.2.3 Versuchsaufbau, Versuchsablauf und Messtechnik

4.2.3.1 Versuchsaufbau

Für die Durchführung der Versuche wurde eine neue Versuchseinrichtung erstellt, deren Ausführung in Anlehnung an für Durchstanzversuche erprobte Aufbauten z. B. aus [18, 109, 118] erfolgte und in Bild 4.16 schematisch dargestellt ist. Vorgabe der Konzeption war es, sowohl die Plattenober- als auch die Plattenunterseite zu jedem Zeitpunkt der Versuchsdurchführung frei einsehen bzw. begehen zu können, was ein kontinuierliches Beobachten und Dokumentieren des sich einstellenden Rissbildes und von etwaigen Abplatzungen gewährleistete.

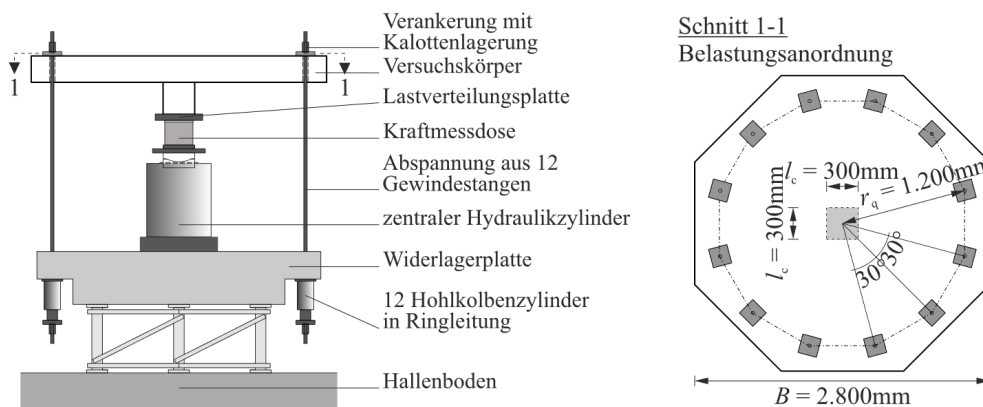


Bild 4.16: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus mit einem Abspannradius $r_q = 1.200$ mm

Der Versuchsaufbau setzte sich im Wesentlichen aus drei Bestandteilen zusammen, nämlich der Widerlagerplatte, dem zentralen Hydraulikzylinder und dem Versuchskörper. Der zentrale Hydraulikzylinder brachte über den Stützenabschnitt die Prüfkraft in den Flachdeckenausschnitt ein. Anhand von zwölf in einem Lasteinleitungsradius r_q von 1.200 mm rotationssymmetrisch um die Stütze angeordneten Abspannpunkten aus hochfesten Gewindestäben ($\varnothing 32$ mm) wurde die aufgebrachte Prüfkraft in die Widerlagerplatte rückverankert und kurzgeschlossen. Die Verankerung der zwölf Abspannstangen in der Widerlagerplatte erfolgte hydraulisch gebettet mittels zwölf durch eine Ringleitung in Reihe geschaltete Hohlkolbenzylinder. Unter Vernachlässigung von Reibungsverlusten innerhalb der Hydraulikleitungen führte dies zu nahezu identischen Abspannkräften bei variierendem Kolbenweg. Diese Anordnung verhinderte eine Lastaufnahme der Abspannstangen proportional zur Steifigkeit der einzelnen Plattensegmente und gewährleistete einen möglichst rotationssymmetrischen Beanspruchungszustand (vgl. [18, 122]). Für eine ausreichende Verdrehmöglichkeit der Verankerungspunkte auf der Plattenoberseite und somit einer Minimierung lokaler Einspanneffekte erfolgte die Lastaufnahme in den Abspannpunkten mittels Lastverteilungsplatten (180 x 180 x 40 mm) mit Kalottenlager.

4.2.3.2 Versuchsdurchführung

Bis zum Erreichen der rechnerischen Gebrauchslast V_{Service} erfolgte die Lastaufbringung bei allen Versuchen kraft geregelt in 4 bis 6 Laststufen mit Inkrementen zwischen 125 und 187,5 kN. Nach Erreichen von V_{Service} wurden zehn Lastzyklen zwischen 100 % und 50 % von V_{Service} durchgeführt, was

näherungsweise den Einfluss der Belastungsgeschichte einer Platte auf die Rissbildung berücksichtigen sollte. Nach Abschluss der Lastzyklen folgten zunächst erneut kraft geregelt zwei bis drei weitere Laststufen, bevor der Versuchskörper ab etwa 70 % der erwarteten Bruchlast in einem weggeregelten Modus (0,01 mm/s) bis in den Nachbruchbereich belastet wurde. Sofern ein spröder Lastabfall oder eine übermäßige Verformungszunahme ohne weitere Kraftaufnahme eintrat, wurde der Versuch beendet und der Versuchskörper entlastet. Bild 4.17 veranschaulicht das beschriebene Belastungsschema, aufgetragen über die Versuchsdauer t . Die stufenweise Lastaufbringung gewährleistete eine sukzessive Dokumentation des Rissbildes auf der gezogenen Plattenoberseite. Für die Festlegung der rechnerischen Gebrauchslast V_{Service} diente in Serie O die rechnerische Tragfähigkeit einer stahlfaserverstärkten Platte nach der DAfStb-Richtlinie [44] dividiert durch das Produkt der Teilsicherheitsfaktoren der Material- und Einwirkungsseite ($\gamma_c \cdot \gamma_F$ $1,5 \cdot 1,4 \approx 2,1$). Für die Ermittlung der rechnerischen Tragfähigkeit wurden alle Faktoren zeitabhängiger Einflüsse sowie Teilsicherheitsbeiwerte vernachlässigt ($\alpha_{cc} = \gamma_c = \alpha_c^f = \gamma_{ct}^f = 1,0$). Abweichend hierzu diente bei den durchstanzbewehrten Versuchskörpern der Serie B und D die Durchstanztragfähigkeit der faserfreien Stahlbetonversuchskörper M0-25-1.75-B10 bzw. M0-25-1.75-D20 nach EC2+NA(D) [63, 64] bzw. TR060 [81] als rechnerische Gebrauchslast.

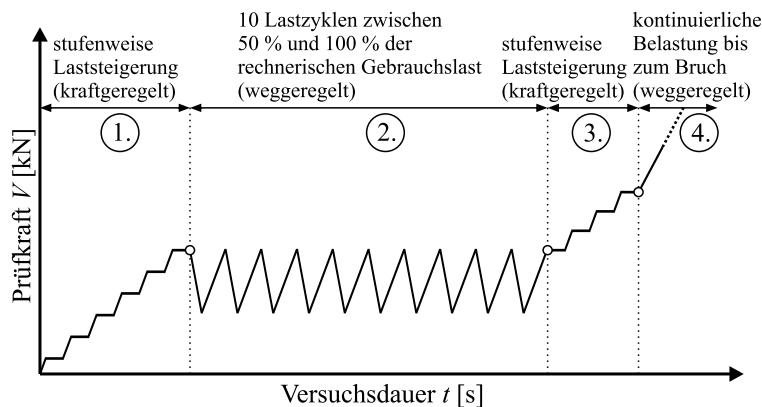


Bild 4.17: Gewähltes Schema der Lastaufbringung über die Versuchsdauer t

4.2.3.3 Messtechnische Ausstattung

Zur Analyse des Durchstanztragverhaltens wurden die Versuchskörper mit zahlreichen Messsensoren ausgestattet, deren Messwerte kontinuierlich mit einer Vielstellenmessanlage in einer Frequenz von 5 Hz erfasst wurden. Die Anordnung der Messsensoren erfolgte in den Serien O, B und D innerhalb eines gedanklichen Plattenviertels weitestgehend identisch, was Bild 4.18 schematisch zeigt.

An den 14 Messstellen W1 bis W14 ermöglichten induktive Wegsensoren (LVDT) die Dokumentation der vertikalen Plattenverformungen w entlang der Ränder eines fiktiven Plattenviertels sowie an den Viertelpunkten des Abspannradius senkrecht zur Plattenunterseite. Durch Montage der Wegsensoren auf einem auf dem Hallenboden fixierten Messgerüst ergibt sich die tatsächliche Bauteilverformung aus der Bereinigung der Messwerte um die aus der Verformung der Versuchseinrichtung resultierende Starrkörperverschiebung, deren Ableitung die Messpunkte W6, W12 und W13 erlaubten (vgl. Anhang A.3). Sofern der Messpunkt W14 fehlerfreie Ergebnisse lieferte, gewährleistete dieser eine Kontrollrechnung. Ergänzend zu der Verformungsmessung mittels LVDT's dienten vier auf Höhe des Abspannradius in den Viertelpunkten des Versuchskörpers angeordnete Inklinometern (Inc-W, Inc-N, Inc-O, Inc-S) zur Dokumentation der sich einstellenden Plattenrotation ψ .

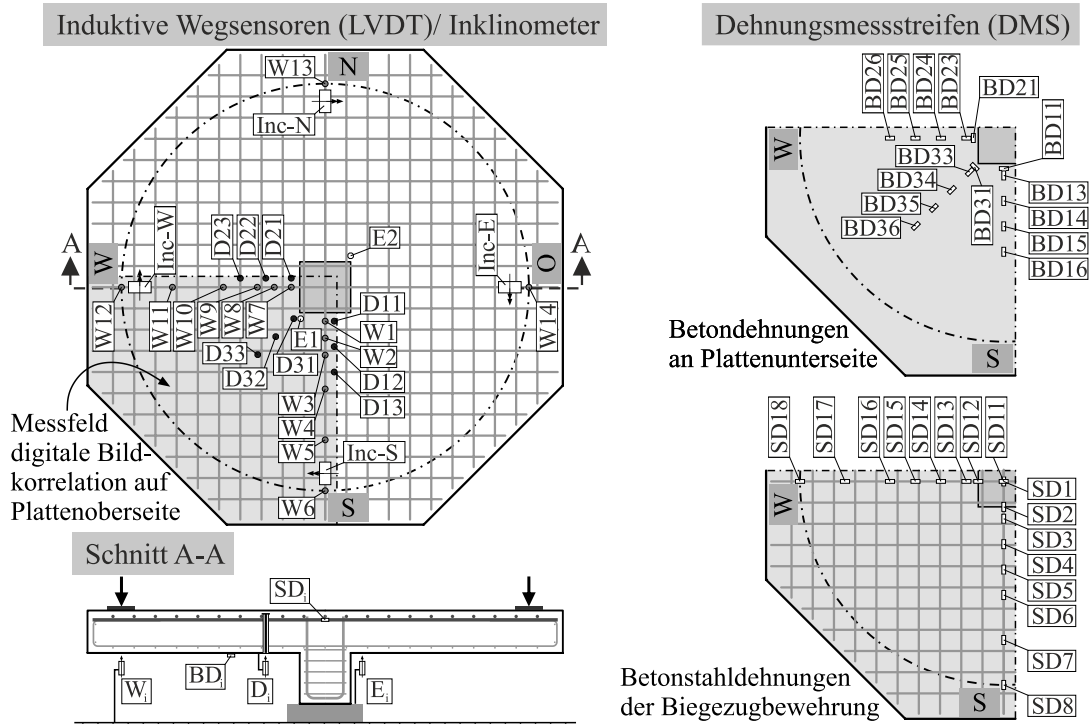


Bild 4.18: Übersicht über die angeordneten induktiven Wegsensoren (LVDT), Inklinometer, Dehnungsmessstreifen (DMS) auf der Plattenunterseite bzw. Biegezugbewehrung sowie des Messfeldes für die digitale Bildkorrelation

An den Messstellen E1 und E2 dokumentierten zwei LVDT's die Eindringung e der Stütze in die Platte. Zur Erfassung der inneren Schubrissbildung erwies sich in den vergangenen Jahren in der Literatur die Aufzeichnung der Zunahme der Plattendicke als geeignetes Mittel (z. B. [214, 238]). Hierzu wurden an den Rändern des fiktiven Plattenviertels sowie in einer von der Stützecke ausgehenden Diagonale jeweils drei, lotrecht zur Plattenebene angeordnete Metallrohre ($\varnothing = 8 \text{ mm}$) einbetoniert. Von der gedrückten Plattenunterseite wurden anschließend Gewindestangen in diese Rohre eingeführt, die in der Betondeckung zwischen Biegezugbewehrung und Plattenoberseite verankert wurden. Ausgehend von der Plattenunterseite konnte hierdurch mit LVDT's (D11-D13, D21-D23, D31-D33) die Relativverschiebung Δd der Gewindestange zur Plattenunterseite als Maß der Dickenänderung aufgezeichnet werden. Aufgrund dieses Messaufbaus entsprechen die aufgezeichneten Messwerte der Summe der Rissbreiten aller über die Plattendicke eingetretener Risse. In Verbindung mit der Stützeindringung e lag während der Versuchsdurchführung ein adäquates Ankündigungskriterium für das Versagen vor.

Entlang der mittleren Bewehrungsstäbe jeder Verlegerichtung wurde mit jeweils acht Dehnungsmessstreifen (DMS) mit einer Messgitterlänge von 3 mm der Dehnungszustand der Biegezugbewehrung (SD1-SD8, SD11-SD18) dokumentiert. An den jeweiligen Messstellen galt es, für eine ausreichende Haftung der DMS die Bewehrungsstäbe plan zu schleifen, zu polieren und zu entfetten, bevor die DMS aufgeklebt und für einen Schutz gegen eindringende Feuchtigkeit und Beschädigungen durch Kautschuk ummantelt werden konnten. Die zur Verfügung stehende Anzahl an Messkanälen begrenzte die Applikation der DMS lediglich auf eine Stabseite des jeweiligen Bewehrungsstabes, wodurch eventuell vorliegende Biegeeinflüsse auf den Bewehrungsstab vernachlässigt werden mussten. Im Rahmen der Bewehrungsverlegung galt es daher, die DMS im eingebauten Zustand möglichst seitlich der Bewehrungsstäbe anzuordnen.

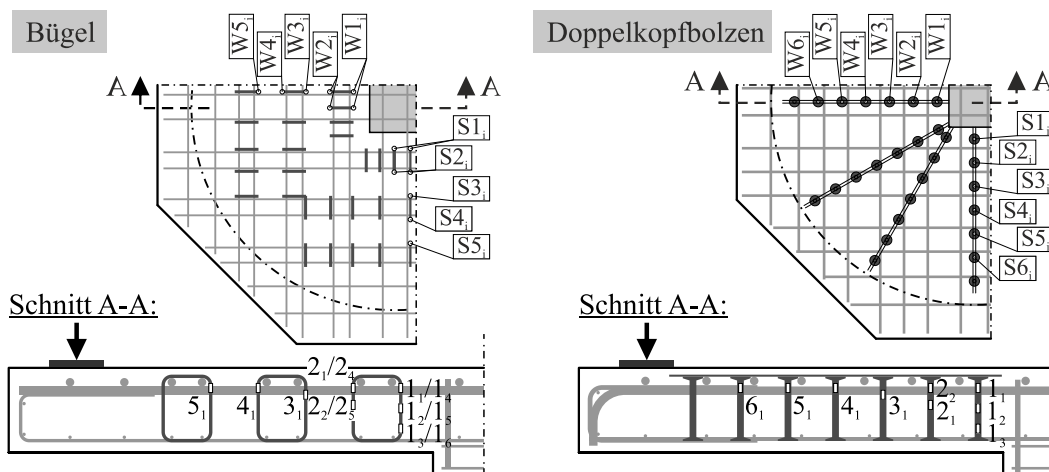


Bild 4.19: Anordnung der Dehnungsmessstreifen der Durchstanzbewehrung im Grundriss und im Schnitt: geschlossene Bügel (links) und Doppelkopfbolzen (rechts)

15 auf der Plattenunterseite entlang der beiden Hauptachsen sowie entlang einer Diagonalen applizierte DMS (BD11-BD16, BD21-BD26, BD31-BD36) ermöglichten die Dokumentation der resultierenden radialen und tangentialen Betondehnungen $\varepsilon_{c,r}$ und $\varepsilon_{c,t}$ der Betondruckzone. Die Messgitterlänge dieser DMS wurde in Abstimmung auf den Größtkorndurchmesser ($d_g = 16$ mm) zu 60 mm gewählt.

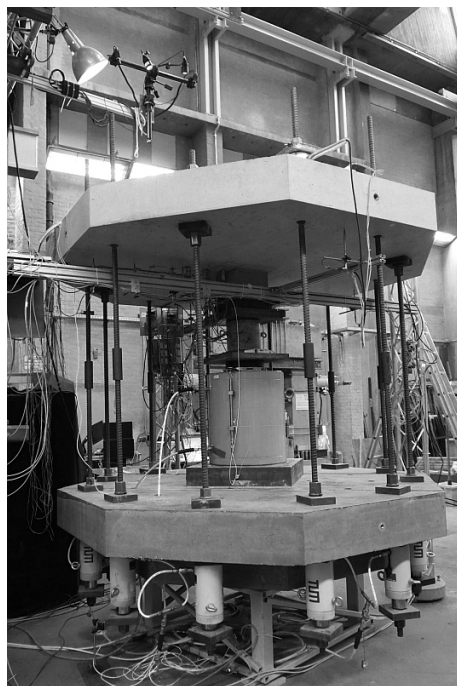


Bild 4.20: Vollständig eingerichteter Versuchsaufbau mit montiertem Versuchskörper und fertiggestellter Messtechnik

Die Aufnahme des Rissbildes der gezogenen Plattenoberseite erfolgte anhand einer zentrisch über der Platte angeordneten Kamera durch Abfotografieren des klassisch nachgezeichneten Rissbildes. Zusätzlich kam im Bereich des in Bild 4.18 grau markierten Plattenviertels das fotooptische Messsystem Aramis zur Anwendung, bei dem es sich um ein Verfahren der Nahbereichsphotogrammetrie handelt. Durch Aufbringen eines stochastischen Grauwertmusters ermöglicht dieses Verfahren, den flächigen

Dehnungszustand von Bauteiloberflächen mit hoher Genauigkeit zu erfassen. Das System zeichnet während der Versuchsdurchführung kontinuierlich mittels zwei Kameramodulen Bilder aus zwei Blickrichtungen auf. Nach Abschluss der Bildaufnahme berechnet die Software Aramis ausgehend von einem Referenzbild im unbelasteten bzw. unverformten Zustand (Nullbild) die aufgetretenen Verformungen und Verschiebungen durch den Vergleich mit den entsprechenden Bildern im belasteten bzw. verformten Zustand. Hieraus ergibt sich schließlich der kontinuierliche Verformungs- und Dehnungszustand der Bauteiloberfläche, der eine Auswertung der Rissbildung und Rissentwicklung im betrachteten Messfeld ermöglicht. Durch die zusätzliche Definition von lokalen Koordinatensystemen ermöglicht Aramis zudem eine von Starrkörpertranslationen bereinigte Verformungsbestimmung. Die Kopplung des optischen Messsystems mit der Regeleinheit der Versuchseinrichtung gewährleistete die Aufzeichnung der zu den jeweiligen Bildern zugehörigen Maschinenkraft und des Maschinenweges, was für die Auswertung einen klaren Bezug ermöglichte. Dies erlaubte einen Bezug der Ergebnisse der optischen Auswertung zu denen der konventionellen Messtechnik. Für die Bildaufnahme wurde eine ausreichend hohe Bildanzahl gewählt, sodass anschließend das Rissbild zu nahezu jeder beliebigen Laststufe ausgegeben werden konnte. Eine Unterbrechung der kontinuierlichen Bildaufzeichnung während der Durchführung der zehn Lastzyklen diente zur Reduktion des Datenumfanges.

4.3 Versuchsergebnisse und -auswertungen

4.3.1 Faserverstärkte Stahlbetonplatten ohne Durchstanzbewehrung

4.3.1.1 Allgemeines

Bei allen zehn fasersfreien und stahlfaserverstärkten Versuchskörpern ohne Durchstanzbewehrung konnte ein Durchstanzversagen beobachtet werden, das sich stets durch die Zunahme der Plattendicke sowie das Eindringen der Stütze in die Platte ankündigte und charakterisierte. Während die fasersfreien Referenzversuchskörper mit einem deutlichen Lastabfall sehr spröde versagten, ermöglichte die Faserzugabe bei allen faserverstärkten Versuchskörpern den Übergang zu einem merklich duktilen Bruchverhalten bzw. Durchstanzversagen. Die gewonnenen Bruchlasten (inkl. Eigengewicht) veranschaulicht zusammenfassend Tabelle 4-2. Ergänzend ist die nach der Bruchlinientheorie ermittelte Prüfkraft V_{flex} aufgeführt, welche die Biegetragfähigkeit des Querschnitts und damit einen oberen Grenzwert der Systemtragfähigkeit beschreibt (vgl. Anhang B.2). Während der Betonage kann es prinzipiell zu einer Fasersedimentation kommen (vgl. Kap. 2.2.3), weshalb auf der gezogenen Plattenoberseite unter Umständen ungünstigere Fasergehalte bzw. -verteilungen vorliegen. Zudem kann das Vorhandensein konventioneller Betonstahlbewehrung in Abhängigkeit des vorliegenden Dehnungszustandes die Fasertragwirkung reduzierend beeinflussen [201]. Um diese Faktoren bei der Bewertung auf der sicheren Seite liegend zu erfassen, wurden für V_{flex} die beiden Grenzwerte mit und ohne Berücksichtigung der Fasertragwirkung V_{flex}^f und V_{flex} bestimmt und in Tabelle 4-2 aufgenommen. Der Vergleich dieser Werte mit den erzielten Bruchlasten sowie die nachfolgende Dehnungsauswertung der Biegezugbewehrung ($\epsilon_s \leq \epsilon_{sy}$) bestätigen einheitlich, dass mit Ausnahme von Versuch M3-25-1.23 bereits unter Vernachlässigung der Fasertragwirkung alle Versuchskörper einen ausreichenden Abstand zur Biegetragfähigkeit vorweisen können. Lediglich bei Versuch M3-25-1.23 erreichten die Betonstahlspannungen lokal über der Stütze die Fließgrenze, was auf eine hohe örtliche Ausnutzung der Biegezugbewehrung, jedoch aufgrund des lokal begrenzten Bereichs nicht auf das Eintreten eines Biegebruchs hinweist.

Tabelle 4-2 Zusammenstellung der mittleren Plattrotationen ψ_m , Schubrissneigungen θ , Versagenslast V_{Test} sowie den der Biegetragfähigkeit des Querschnitts entsprechenden Prüfkraften mit und ohne Stahlfaserwirkung V_{flex}^f und V_{flex} der Versuchskörper ohne Durchstanzbewehrung

Versuch	ψ_m [mrad]	θ [°]	V_{Test} [kN]	V_{flex} [kN]	$V_{\text{Test}}/V_{\text{flex}}$ [-]	V_{flex}^f [kN]	$V_{\text{Test}}/V_{\text{flex}}^f$ [-]
M0-25-1.23	8,2	23	1170	1859	0,63	1859	0,63
M1-25-1.23	10,3	32	1394	1775	0,79	1990	0,70
M2-25-1.23	9,6	35	1345	1808	0,74	2057	0,65
M3-25-1.23	15,5	29	1740	1769	0,98	2248	0,77
M3-25-0.75	20,3	26	1692	2057	0,82	2186	0,77
M3-25-1.75	13,9	22	1906	2417	0,79	2874	0,66
M0-30-1.23	5,7	25	1639	2905	0,56	2905	0,56
M1-30-1.23	7,3	32	1982	2834	0,70	3299	0,61
M2-30-1.23	6,9	36	1776	2788	0,64	3239	0,55
M3-30-1.23	9,5	29	2316	2826	0,82	3488	0,66

ψ_m : Mittelwert der Plattenrotation der Inklinometermessungen beider Hauptachsen bei Höchstlast, θ : mittlere Schubrissneigung in den Trennschnitten nach Versuchsende, V_{Test} : Versagenslast/ Höchstlast im Versuch, V_{flex} bzw. V_{flex}^f : Prüfkraft bei Erreichen der Biegetragfähigkeit nach der Bruchlinientheorie ohne und mit Berücksichtigung der Stahlfaserwirkung

4.3.1.2 Last-Verformungscharakteristik

Eine Gegenüberstellung der gewonnenen Last-Verformungsverläufe aller zehn Versuchskörper ohne Durchstanzbewehrung zeigen die Diagramme (a) bis (f) in Bild 4.21. Während in den Diagrammen (a) und (d) der Einfluss der Variation des Stahlfasergehaltes bei konstantem Fasertyp im Vordergrund steht, verdeutlichen (b) und (e) die Einflüsse verschiedener Stahlfasertypen. Diagramm (c) bildet die gewonnenen Kurvenverläufe bei Variation des Längsbewehrungsgrades ρ_l und Diagramm (f) die Verläufe bei unterschiedlichen Plattendicken h ab. In allen Diagrammen ist auf der Abszisse die „Durchbiegung w_{Mitte} “ aufgetragen und auf der Ordinate die Prüfkraft V einschließlich des Versuchskörpereigengewichts. w_{Mitte} beschreibt die Plattenmittenverformung, welche um die aus dem Versuchsaufbau resultierenden Verformungen bereinigt wurde (vgl. Anhang A.3).

Die Last-Verformungsverläufe aller Versuchskörper weisen einen für Durchstanzversuche typischen Verlauf auf. Bis zum Eintreten der Biegerissbildung zeigt sich ein sehr steifes, annähernd linear-elastisches Last-Durchbiegungsverhalten. Infolge der Biegerissbildung kommt es zu einer deutlichen Steifigkeitsreduktion, bevor die Kurven bis zu einer Last von etwa 75 % der späteren Bruchlast erneut nahezu linear verlaufen. Mit Erreichen dieser Last setzt die Zunahme der inneren Schubrissbildung überproportional ein (vgl. späteres Bild 4.28) und die entstehenden plastischen Verformungen bewirken bis zum Erreichen der Höchstlast eine weitere Steifigkeitsabnahme.

Während die Steifigkeitsgradienten vor und nach der Biegerissbildung deutlich durch die Plattendicke beeinflusst werden (vgl. (f)), wirkt sich eine Veränderung des Längsbewehrungsgrades ρ_l vor allem auf das Steifigkeitsverhalten nach der Biegerissbildung aus (vgl. (c)). Dies entspricht auch dem bei faserfreien Versuchskörpern beobachteten Verhalten (z. B. [109, 154]). Die Stahlfaserzugabe zeigt in den vorliegenden Versuchen weder vor noch nach der Biegerissbildung einen deutlichen Einfluss auf das Steifigkeitsverhalten. Lediglich bei einem Fasergehalt von 1,0 Vol.-% kann eine leichte Steifigkeitszunahme nach eingetretener Biegerissbildung beobachtet werden, was auf das veränderte Rissverhalten zurückzuführen ist. Der Beginn der Biegerissbildung findet innerhalb einer Plattenstärke weitestgehend unabhängig von einer Stahlfaserzugabe bei ähnlichen Lasten statt (vgl. (a) und (d)), was sich auf die vergleichbaren Betondruckfestigkeiten aller Versuchskörper sowie den untergeordneten Einfluss der Stahlfasern auf die Matrixzugfestigkeit zurückführen lässt (vgl. Kap. 2.3). Die verschiedenen Kurven

verlaufen daher bis zum Erreichen der jeweiligen Höchstlast nahezu deckungsgleich. Mit steigendem Fasergehalt wird das Nachbruchverhalten unabhängig vom Fasertyp und der Plattendicke duktiler.

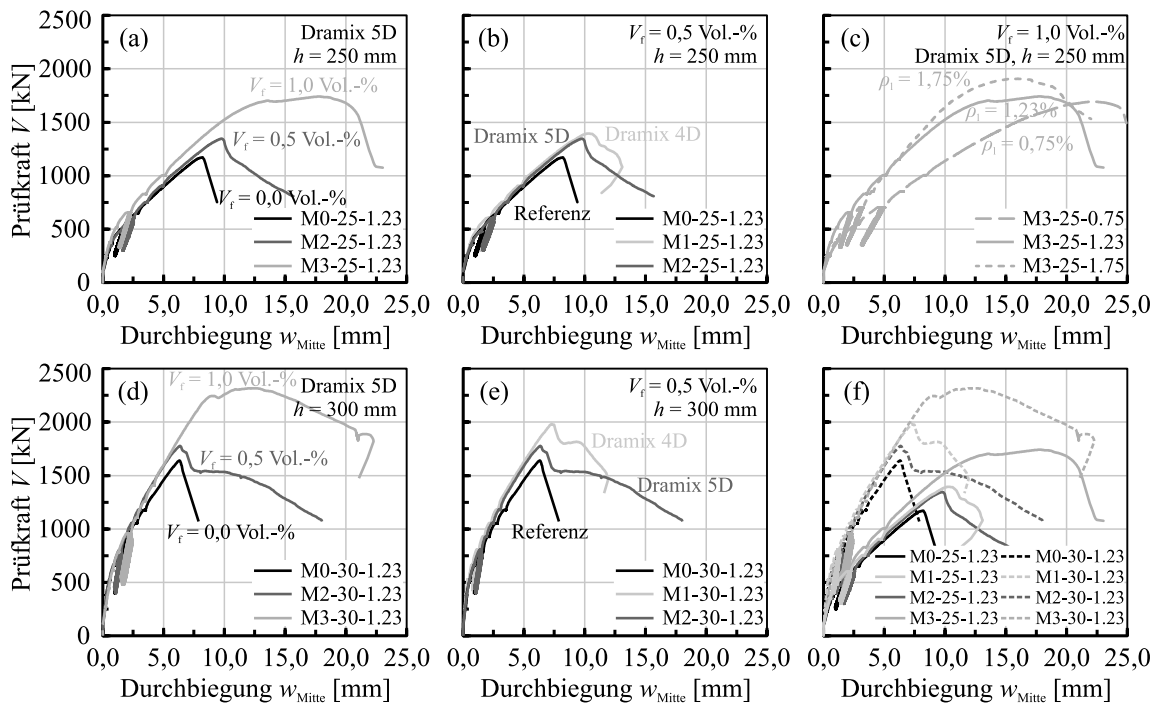


Bild 4.21: Gegenüberstellung der Last-Durchbiegungs-Verläufe der faserfreien und faserverstärkten Versuchskörper ohne Durchstanzbewehrung

Grundsätzlich gilt sowohl für die faserfreien wie auch die faserverstärkten Versuchskörper, dass mit zunehmender Plattendicke die Tragfähigkeit des Versuchskörpers deutlich ansteigt, während die Verformungsfähigkeit in geringerem Maße abnimmt. Diese Tendenz wurde in ähnlicher Weise auch bei faserfreien Stahlbetonplatten z. B. in [76, 110, 226] wie auch bei rein faserbewehrten Versuchskörpern z. B. in [169] beobachtet. Der Hintergrund dieses Verhalten liegt in den bei gleicher Plattenverformung bzw. -rotation vorliegenden größeren Rissbreiten dickerer Platten. Mit ansteigendem Fasergehalt und damit in der Regel leistungsfähigerem Stahlfaserbeton sind die Stahlfasern zunehmend in der Lage, die bei Rissbildung freiwerdenden Zugkräfte aufzunehmen und über die Rissufer hinweg zu übertragen. Dies ermöglicht eine Traglastzunahme, die immer mit einer zunehmenden Verformung verbunden ist. Bei einem Fasergehalt von 0,5 Vol.-% tritt unabhängig vom Fasertyp und der Plattendicke nach Überschreiten der Höchstlast zunächst ein spröder Lastabfall von etwa 100 bis 200 kN auf, bevor die Aktivierung und das Auszugsverhalten der Stahlfasern das duktile Nachbruchverhalten mit kontinuierlich abfallendem Kurvenverlauf ermöglicht. Eine Verdoppelung der Stahlfasermenge erlaubt die vollständige Aufnahme der freiwerdenden Risskräfte, weshalb sich im Kurvenverlauf ein nahezu horizontales Plateau ohne Lastabfall einstellt. Für die Kurvenverläufe der beiden untersuchten Stahlfasertypen wird unter Berücksichtigung der ermittelten Betondruckfestigkeiten weder ein nennenswerter Einfluss auf das Steifigkeitsverhalten noch auf die Höchstlast ersichtlich. Lediglich im Nachbruchbereich zeigt der Fasertyp Dramix 4D (Versuchskörper M1) einen steiler und somit spröder abfallenden Ast als die Versuchskörper mit dem Fasertyp Dramix 5D (Serie M2 und M3), was vermutlich auf das unterschiedliche Verankerungsverhalten und den stärkeren Faserauszug zurückzuführen ist.

Zusammenfassend lassen die Ergebnisse dieser zehn Versuchskörper darauf schließen, dass der Fasergehalt und Fasertyp bei derzeit praxisüblichen Fasergehalten lediglich einen geringen Einfluss auf das

Steifigkeitsverhalten vor und nach der Biegerissbildung besitzen. Nach Übergang in den gerissenen Zustand II, was unabhängig vom Fasertyp und -gehalt bei ähnlichen Lasten eintritt, ermöglicht die Stahlfasierzugabe daher eine Fortführung der Last-Verformungskurven bei nahezu konstantem Steifigkeitsverhalten. Die Tragfähigkeit des Decke-Stütze-Knotens nimmt hierbei mit ansteigendem Fasergehalt zu, was aufgrund der nur geringfügig zunehmenden Steifigkeit mit einer zunehmenden Verformung und damit einer gesteigerten Duktilität einhergeht. Das Nachbruchverhalten äußert sich daher mit ansteigendem Fasergehalt duktiler sowie mit ausgeprägter Resttragfähigkeit, sodass das von faserfreien Versuchskörpern bekannte spröde Verhalten bei Eintreten eines Durchstanzversagens weitestgehend verschwindet. Mit Ausnahme des Einflusses der Faserzugabe auf das Riss- und somit auf das Steifigkeitsverhalten gleicht das beschriebene Verhalten dem von Stahlbetonplatten bei Anordnung einer Durchstanzbewehrung.

4.3.1.3 Bruchbild bzw. Rissbildung im Trennschnitt und der Plattenoberseite

Nach Versuchsabschluss wurden zur Dokumentation der inneren Schubrissbildung alle Versuchskörper durch jeweils zwei vertikale Sägeschnitte unmittelbar neben der Stütze in äquivalente Plattenviertel aufgeteilt. Bild 4.22 veranschaulicht das hierbei dokumentierte Rissbild einer Versuchskörperhälfte, wobei in Abhängigkeit des Stahlfasergehalts und -typs teilweise deutliche Veränderungen im Rissbild erkennbar sind. Weitere Trennschnitte können Anhang A.4 entnommen werden.

Alle dargestellten Trennschnitte zeigen einen geneigten Versagensriss, der den klassischen nahezu symmetrischen Bruchkegel begrenzt. Eine Stahlfasierzugabe bewirkt eine Mehrfachrissbildung im Bereich des geneigten Versagensrisses, weshalb mit zunehmendem Fasergehalt ein Übergang von einem diskreten, sehr feinen Schubriss der Referenzversuchskörper ((a) und (g)) hin zu einem verschachtelten Rissband mit ausgeprägtem Schädigungsbereich (z. B. (d) und (j)) zu erkennen ist. Zu beachten ist hierbei der Einfluss der gesteigerten Verformung bei Erreichen der Höchstlast.

Zur Auswertung der jeweiligen Rissneigung im Trennschnitt wird der Winkel der Verbindungslinie zwischen dem Rissursprung am Ende der Betondruckzone und dem Schnittpunkt mit der Lage der Biegezugbewehrung zur Horizontalen bestimmt, was detailliert in Anhang C.2 enthalten ist. Die ermittelten mittleren Schubrissneigungen können Tabelle 4-2 entnommen werden. Infolge einer Stahlfasierzugabe ist tendenziell eine Zunahme der Schubrissneigung zu erkennen. Während bei den faserfreien Referenzversuchen ((a) und (g)) Rissneigungen von etwa 23° und 25° vorliegen, zeigen beispielsweise die Versuchskörper M3-25-1.23 und M3-30-1.23 ((d) und (j)) mit 1,0 Vol.-% Stahlfasergehalt eine Rissneigung von etwa 29° . Ein unmittelbarer Zusammenhang mit dem Fasergehalt kann jedoch mit der vorliegenden Versuchsbasis nicht quantifiziert werden, da die Auswertung aller faserverstärkten Versuchskörper mit einheitlichem Biegezugbewehrungsgrad und Schubslankheit unter Berücksichtigung versuchstypischer Streuungen und Ungenauigkeiten der Auswertung streuende Werte zwischen 29° bis 36° aufweisen. Diese Erkenntnisse decken sich mit der in [98] beobachteten Zunahme der Rissneigung bei Faserzugabe. Bei Variation des Biegezugbewehrungsgrades (Bild 4.22 (d) bis (f)) äußerte sich auch bei faserverstärkten Versuchskörpern tendenziell eine mit abnehmendem Längsbewehrungsgrad ansteigende Schubrissneigung, was den Erkenntnissen aus Untersuchungen an Stahlbetonplatten entspricht (z. B. [110]). Lediglich der Versuchskörper M3-25-0.75 weicht hiervon etwas ab, was vermeintlich auf den Einfluss der hochfesten Biegezugbewehrung und somit den deutlich erhöhten mechanischen Längsbewehrungsgrad zurückzuführen ist. Angemerkt sei an dieser Stelle, dass die resultierende Rissneigung von zahlreichen streuenden materiellen und teils unwägbaren Parametern beeinflusst wird, weshalb die genannten Werte lediglich als qualitative Anhaltswerte zu betrachten sind. Mechanisch erscheint eine Zunahme der Rissneigung bei Faserzugabe dennoch aufgrund der gesteigerten Zugstreben­tragfähigkeit und des damit verbundenen möglichen Anstiegs der Druckstrebenneigung als sinnvoll.

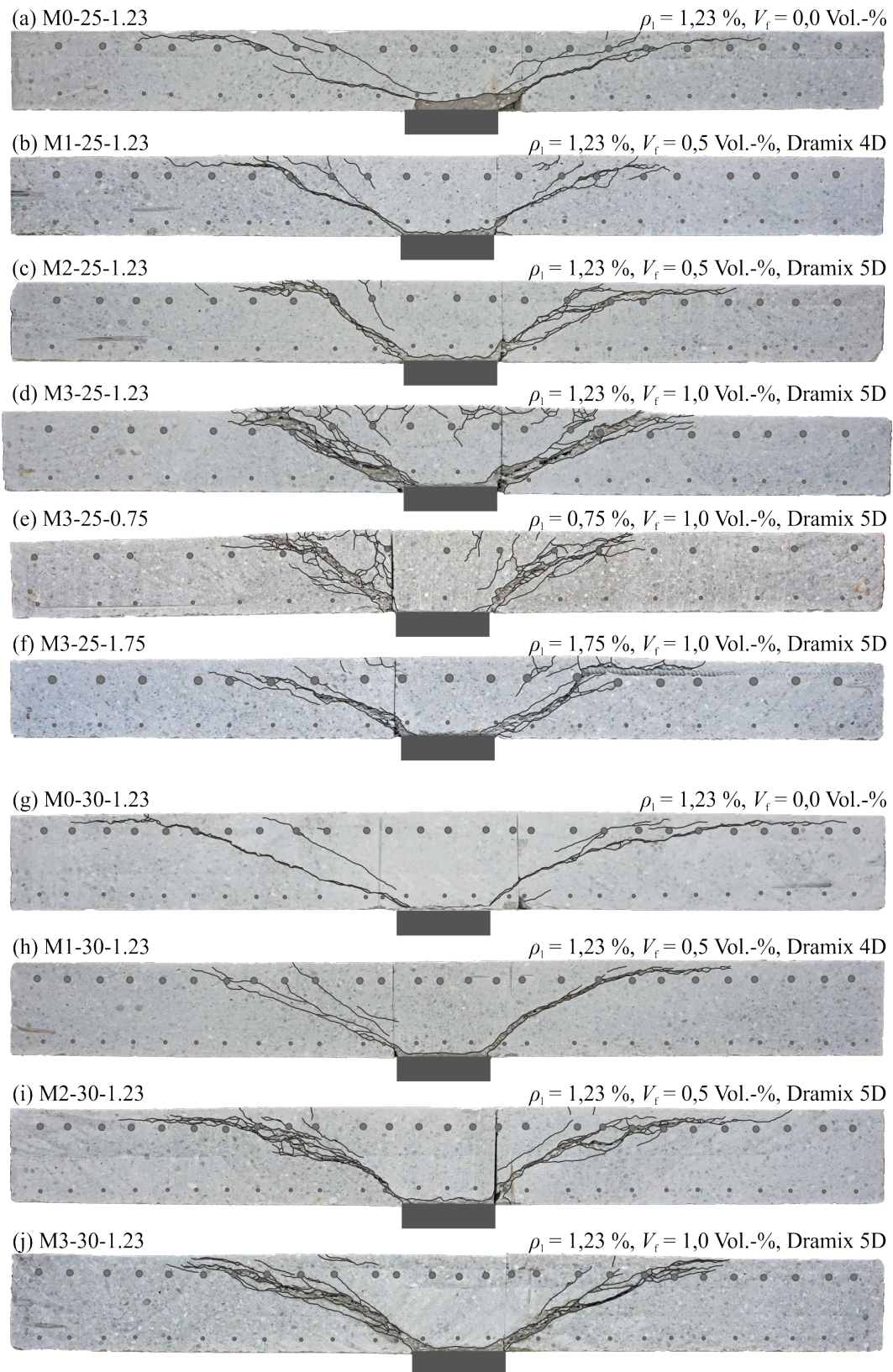


Bild 4.22: Trennschnitte der geprüften Flachdeckenausschnitte ohne Durchstanzbewehrung

Die zeitliche Entwicklung der Rissbildung stahlfaserverstärkter Flachdeckenausschnitte auf der gezogenen Plattenoberseite zeigt im Wesentlichen ein zu den faserfreien Referenzversuchen sehr ähnliches Erscheinungsbild, weshalb im Versuchsablauf keine nennenswerten Einflüsse einer Faserzugabe beo-

bachtet wurden (vgl. Kap. 3.2). Anfänglich traten unmittelbar im Bereich der Lasteinleitungsfläche der Stütze tangentielle Biegerisse ein, bevor bei weiterer Laststeigerung bis zum Plattenrand verlaufende radiale Biegerisse den Versuchskörper in einzelne Segmente unterteilten. Bei etwa 75 % der späteren Bruchlast äußerten sich um die Stütze fortschreitend weitere tangentielle Risse mit größer werdendem Abstand zum Stützenanschnitt. Insgesamt ergab sich optisch mit zunehmendem Fasergehalt ein feingliedrigeres Rissbild mit reduzierten Rissbreiten bei gleichzeitig ansteigender Rissanzahl.

Zur Quantifizierung und Visualisierung dieser zeitlichen Rissentwicklung auf der gezogenen Plattenoberseite, kam neben einem klassischen Anzeichnen der Risse in den einzelnen Laststufen eine kontinuierliche, fotooptische Dokumentation mit dem Messsystem Aramis zum Einsatz (vgl. Kap. 4.2.3). Die Auswertung der Hauptformdehnungen der gezogenen Plattenoberseite ermöglicht hierbei Rückschlüsse auf die Rissentwicklung und Rissbildung. In den Darstellungen der Bilder 4.23 bis 4.25 sind die Ergebnisse der Hauptformdehnungen bei vier einheitlichen Laststufen sowie bei der jeweiligen Höchstlast der Versuchskörper M0-25-1.23, M2-25-1.23 und M3-25-1.23 mit variierendem Stahlfasergehalt V_f (0,0, 0,5 und 1,0 Vol.-% Dramix 5D) dargestellt. Die zu den einzelnen Versuchskörpern gehörige Last-Verformungskurve mit Markierungen der betrachteten Laststufen ist in den einzelnen Abbildungen oben links angefügt. Eine dunkelblaue Färbung der Bilder entspricht einer Hauptformdehnung von 0 % und damit einem dehnungsfreien Bereich. Mit zunehmend heller werdenden Farben nimmt die Hauptdehnung zu, bis in rot Zughauptdehnungen von mindestens 1,5 % vorherrschen. Um das allgemeine Rissbild besser veranschaulichen zu können, werden größere Dehnungswerte nicht weiter unterschieden. Je mehr ein Bereich rot eingefärbt ist und je größer dessen Ausdehnung ist, umso größer sind die Zugdehnungen und damit die zu erwartenden Rissbreiten. An der rechten unteren Ecke der Darstellungen in Bild 4.24 ist ein mit grünen und roten Punkten gesprenkelter Bereich zu erkennen, der aus einer Überbelichtung infolge des veränderten Sonnenstands während der mehrstündigen Versuchsdurchführung resultierte und daher für die weitere Versuchsauswertung ohne Bedeutung ist.

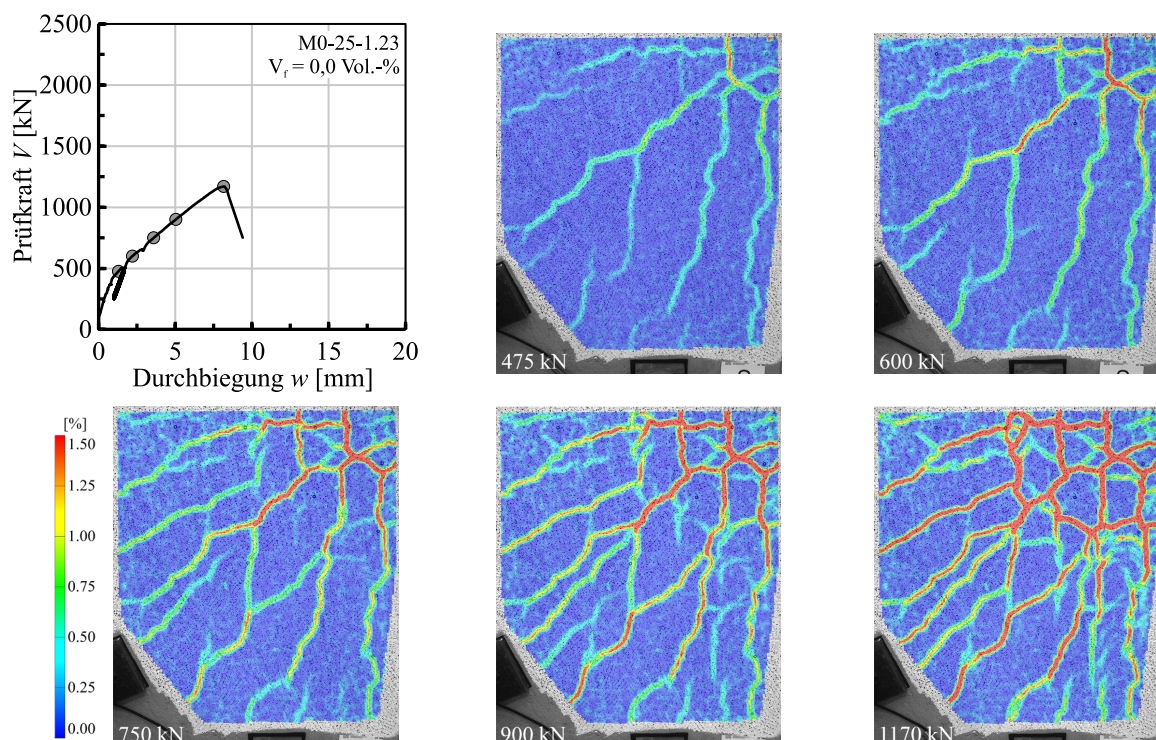


Bild 4.23: Entwicklung der Rissbildung des Versuchskörpers M0-25-1.23 auf der gezogenen Plattenoberseite bei verschiedenen Laststufen mit zugehörigem Last-Verformungsverlauf

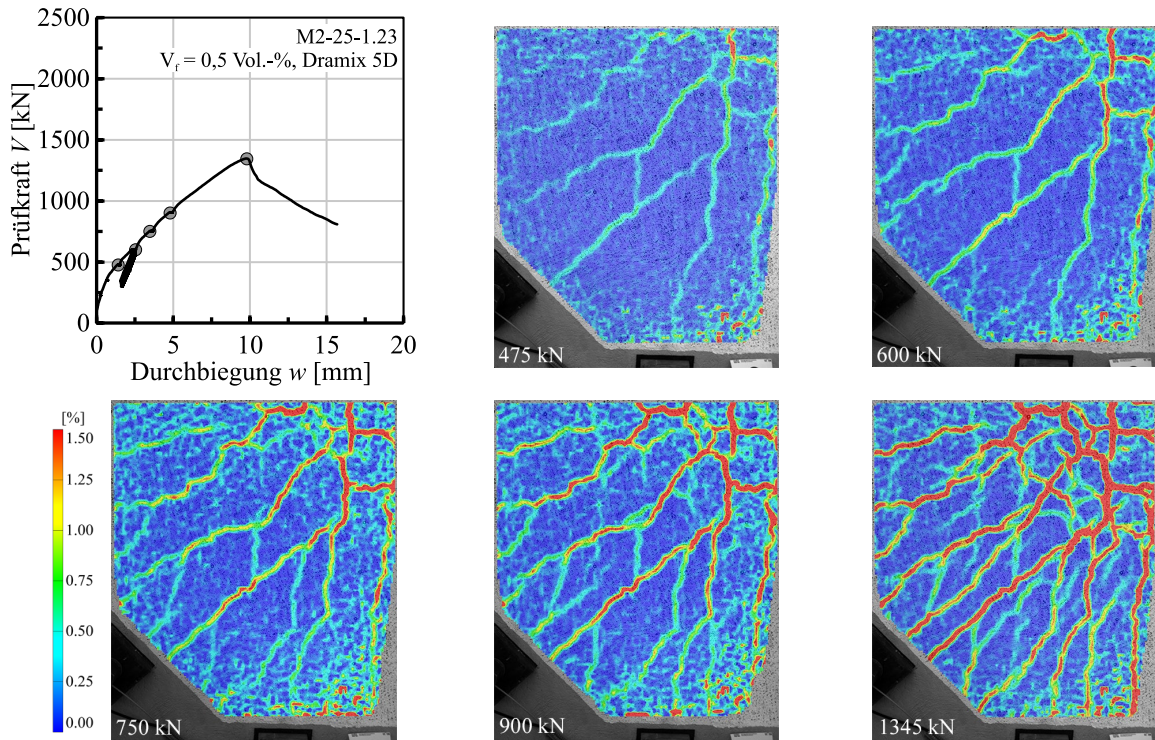


Bild 4.24: Entwicklung der Rissbildung des Versuchskörpers M2-25-1.23 auf der gezogenen Plattenoberseite bei verschiedenen Laststufen mit zugehörigem Last-Verformungsverlauf

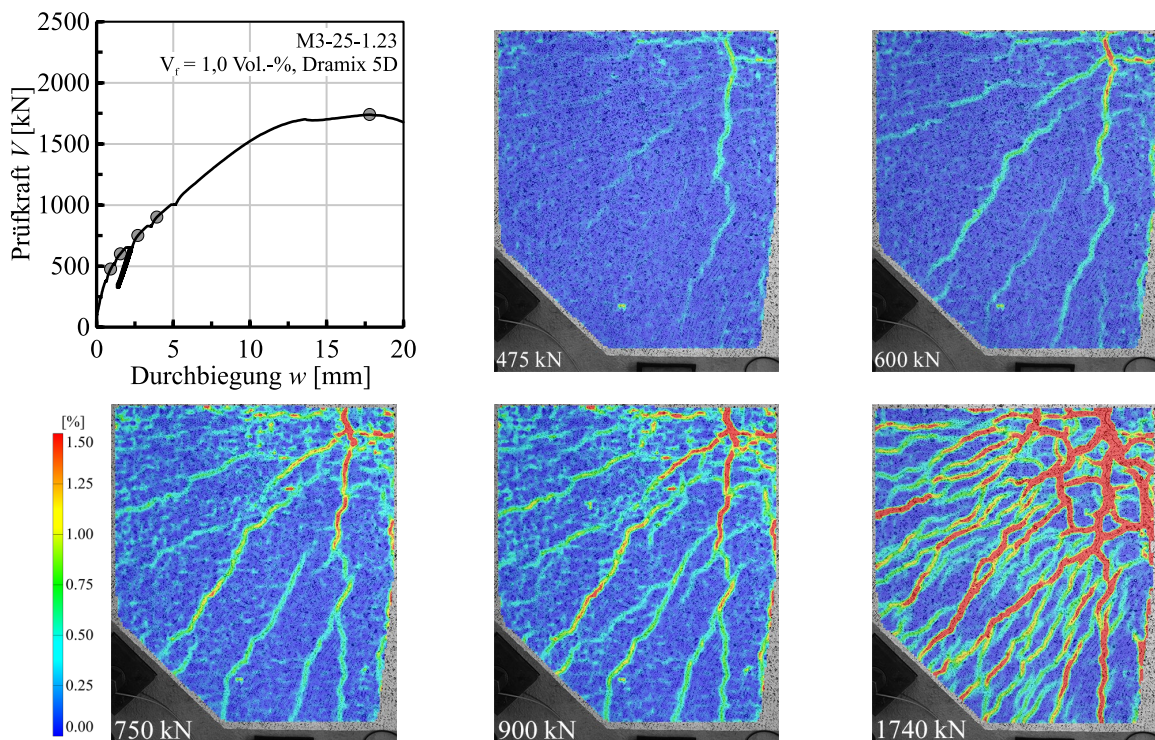


Bild 4.25: Entwicklung der Rissbildung des Versuchskörpers M3-25-1.23 auf der gezogenen Plattenoberseite bei verschiedenen Laststufen mit zugehörigem Last-Verformungsverlauf

Grundsätzlich bestätigen diese Darstellungen der einzelnen Laststufen aller drei Versuchskörper anschaulich die zuvor beschriebene zeitliche Rissentwicklung ausgehend vom ersten Biegeriss am Stützenanschnitt bis hin zum zunehmend feingliedrigeren Rissbild nach Überschreiten der Bruchlast. Der

Vergleich der drei Versuchskörper innerhalb einer Laststufe verdeutlicht, dass ein zunehmender Fasergehalt die rot eingefärbten Bereiche der maximalen Hauptformdehnungen verringert sowie deren Ausdehnung reduziert. Während Bild 4.23 des faserfreien Referenzversuchskörpers diskrete Rissverläufe aufweist, verschmieren diese zunehmend mit steigendem Fasergehalt und die eingefärbten Bereiche nehmen deutlich zu. Insbesondere wird dies bei den Darstellungen der jeweiligen Maximallast deutlich und drückt die größere Rissanzahl bei reduzierter Rissbreite aus.

4.3.1.4 Stahldehnungen der Biegezugbewehrung

Für die Bewertung der Entwicklung der Betonstahldehnungen entlang der Stabachse wurden auf dem mittleren Bewehrungsstab der beiden Hauptachsen entsprechend Bild 4.18 jeweils acht Dehnungsmessstreifen appliziert. Dies erlaubt für definierte Laststufen eine Darstellung der Entwicklung der Stahldehnungen entlang der Stabachse, was Bild 4.26 und Bild 4.27 exemplarisch für die Laststufe 1000 kN (Markierung x) und bei Erreichen der Höchstlast (V_{\max} , Markierung Δ) getrennt für die drei Versuchskörper mit einheitlichem Stahlfasertyp und variierender Plattendicke zeigen.

Bei allen dargestellten Versuchskörpern bleiben die aufgezeichneten Stahldehnungen hinter der Fließdehnung des verbauten Betonstahls zurück. Lediglich Versuchskörper M3-25-1.23 mit 1,0 Vol.-% Stahlfasergehalt zeigt in Bild 4.26 eine Überschreitung der Fließgrenze unmittelbar am Stützenanschnitt, was auf eine lokal hohe Ausnutzung der Biegezugbewehrung deutet. Aufgrund des sehr begrenzten Bereichs dieser Überschreitung ist dennoch nicht von einer vollständigen Ausnutzung der Biegetragfähigkeit auszugehen. Das beobachtete duktile Verhalten im Nachbruchbereich der Versuche lässt sich daher auf die Faserwirkung zurückführen und ist nicht in einem reinen Fließen der Biegezugbewehrung begründet. In einem Abstand von 1,0 bis 1,5*d* vom Stützenanschnitt (ca. 20 bis 30 cm) ist bei beiden Plattendicken eine deutliche Spitze im Dehnungsverlauf zu erkennen, der auf den Schnittpunkt des kritischen Schubrisses mit der Bewehrungslage (vgl. Bild 4.23) und den daraus resultierenden plastischen Verformungen des Bewehrungsstabes zurückzuführen ist. Bekräftigt wird diese Annahme durch die Tatsache, dass diese Spitze bei der unteren der beiden betrachteten Bewehrungslagen (Messstellen SD11 bis SD18) stärker ausgeprägt ist als bei der oberen (Messstellen SD1 bis SD8). Kreuzt der Schubriss und damit der Stanzkegel diesen Stab, wird dieser nach oben gedrückt und ähnlich einem Dübel plastisch verformt. Da der Bewehrungsstab der unteren Lage zusätzlich zur vergleichsweise weichen Betondeckung durch die obere netzartige Bewehrungslage eine Stützung erfährt, zeigen die aufgezeichneten Stahldehnungen einen lokalen Anstieg und somit diese Dehnungsspitze. Die im Vergleich zur oberen Bewehrungslage abschnittsweise größeren Stahldehnungen der unteren Lage (rechte Diagramme) sind in dem unterschiedlichen Steifigkeitsverhalten der beiden Plattentragrichtungen infolge abweichender statischer Nutzhöhen beider Bewehrungsrichtungen begründet.

Bei beiden Plattenstärken wird ersichtlich, dass mit zunehmendem Fasergehalt die Dehnungen der Biegezugbewehrung bei gleicher Laststufe (x-Markierung in Bild 4.26) abnehmen. Bei Höchstlast zeigen beispielsweise die Versuchskörper M0-25-1.23 und M2-25-1.23 trotz der deutlichen Traglastzunahme Betonstahldehnungen in vergleichbarer Größenordnung, was die Wirkung der Stahlfasern und deren Beteiligung am Lastabtrag und deren Einfluss auf das Rissverhalten verdeutlicht. Wie bei stahlfaserverstärkten Betonen üblich, wird durch die Faserzugabe nach eingetretener Rissbildung die fortschreitende Rissöffnung begrenzt [80], wodurch bei gleicher Last geringere Rissbreiten und somit auch reduzierte Betonstahldehnungen vorliegen. Insgesamt ist dieser Effekt bei den Versuchen mit $h = 250$ mm ausgeprägter als bei $h = 300$ mm, was auf das allgemein etwas höhere Dehnungsniveau dieser Versuchskörper und die damit eventuell reduzierte Faserwirksamkeit zurückgeführt wird.

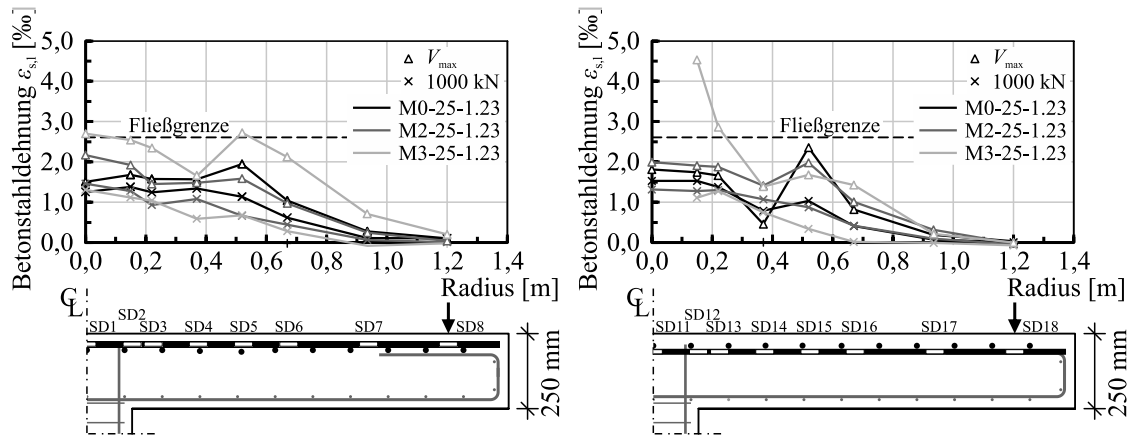


Bild 4.26: Verlauf der Betonstahldehnungen $\varepsilon_{s,i}$ der oberen Lagen der Biegezugbewehrung der Versuchskörper M0-25-1.23, M2-25-1.23 und M3-25-1.23 für die Laststufen 1000 kN und V_{\max}

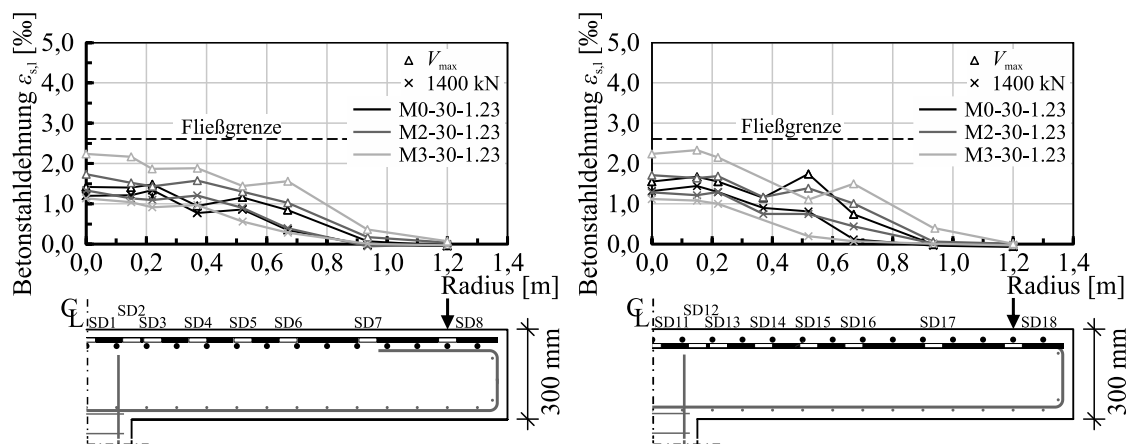


Bild 4.27: Verlauf der Betonstahldehnungen $\varepsilon_{s,i}$ der oberen Lagen der Biegezugbewehrung der Versuchskörper M0-30-1.23, M2-30-1.23 und M3-30-1.23 für die Laststufen 1400 kN und V_{\max}

4.3.1.5 Änderung der Plattendicke

Als ein Maß für die innere Schubrissbildung während der Versuchsdurchführung wurde die Änderung der Plattendicke Δd mittels neun durch ein Metallhüllrohr entkoppelte und in der Betondruckzone verankerte Gewindestangen aufgezeichnet (vgl. Kap. 4.2.3 und Bild 4.18). Bild 4.28 enthält die Ergebnisse der Messstelle D12 (Abstand d vom Stützenanschnitt, Bild 4.18) der Versuchskörper mit Variation des Stahlfasergehaltes, getrennt für die beiden Plattendicken h (250 und 300 mm) in Verbindung mit den zugehörigen Prüfkraftverläufen V , jeweils aufgetragen über die Versuchsdauer t . Ergänzend sind die Messwerte der Änderung der Plattendicke Δd der Messstellen D11 bis D13 entlang des Plattenradius für Laststufen von 80 bis 100 % der späteren Höchstlast in Bild 4.29 ($h = 250$ mm) und Bild 4.30 ($h = 300$ mm) dargestellt. Alle weiteren Messwerte sind den Darstellungen in Anhang A.4 zu entnehmen.

Anhand beider Darstellungsarten lässt sich die Wirkungsweise der Stahlfasern zur Steigerung der Durchstantragfähigkeit sehr anschaulich erläutern. Bild 4.28 zeigt einheitlich für alle dargestellten Versuchskörper, dass mit Erreichen einer Last von etwa 75 % der späteren Versagenslast die Änderung der Plattendicke überproportional ansteigt und unabhängig vom Vorhandensein von Stahlfasern bis zu einem Wert von 0,7 bis 0,8 mm ansteigt.

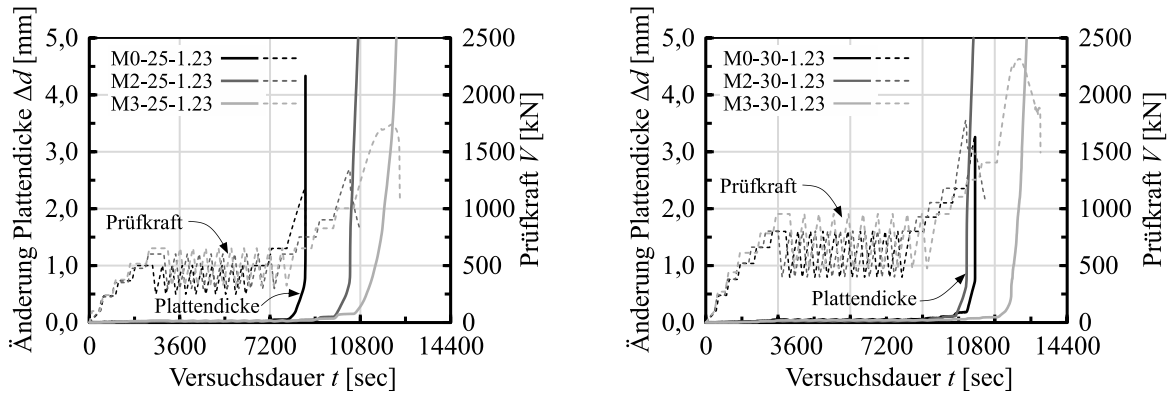


Bild 4.28: Änderung der Plattendicke Δd sowie zugehörige Prüfkraft V aufgetragen über die Versuchsdauer t der Versuchskörper M0-25-1.23, M2-25-1.23 und M3-25-1.23 (links) sowie M0-30-1.23, M2-30-1.23 und M3-30-1.23 (rechts)

Nach Überschreiten dieses Grenzbereichs versagen die faserfreien Referenzversuchskörper M0-25-1.23 und M0-30-1.23 sehr spröde mit einer sprunghaften Zunahme in Form eines nahezu senkrechten Verlaufs von Δd (Bild 4.28) sowie einem schlagartigen Lastabfall. Dieser Punkt beschreibt den plötzlichen Ausfall des Betontraganteils, der schließlich den spröden Versagensmechanismus des Durchstanzens bewirkt.

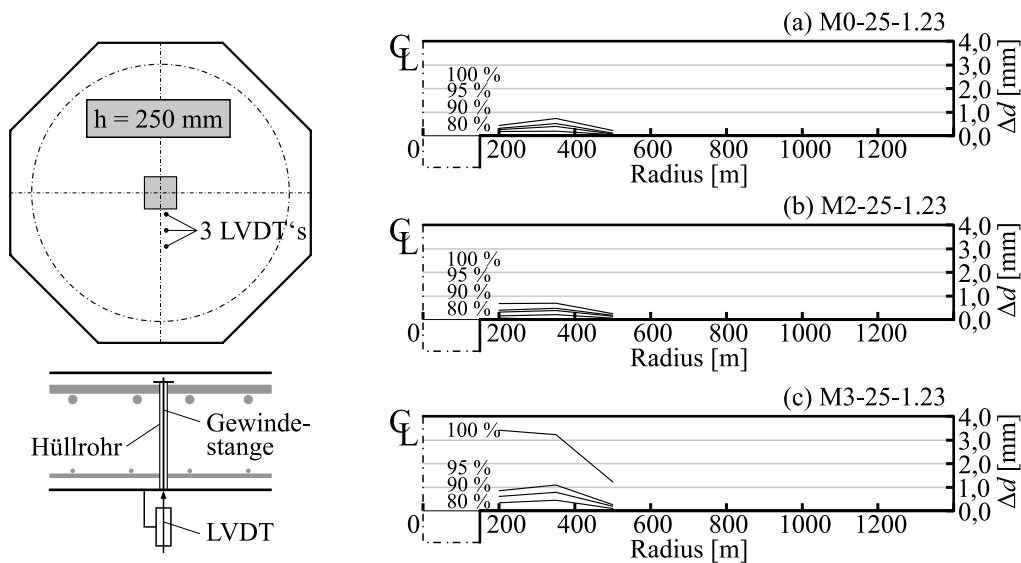


Bild 4.29: Änderung der Plattendicke Δd der Versuchskörper M0-25-1.23, M2-25-1.23 und M3-25-1.23 bei verschiedenen Laststufen

Bild 4.29 und Bild 4.30 verdeutlichen die bei Höchstlast insgesamt sehr geringe Zunahmen der Plattendicke und somit der Rissöffnungsweiten Δd dieser beiden Versuchskörper. Bei den stahlfaserverstärkten Versuchskörpern ermöglichen die Stahlfasern ein Vernähen der gegenüberliegenden Rissufer des eingetretenen Schubrisses, was eine Zugkraftübertragung über die Rissufer hinweg gewährleistet und systembedingt eine unkontrollierte Rissöffnung und somit ein sprödes Versagen unterbindet. Aufgrund der reduzierten Rissöffnung bleiben die Tragmechanismen des Betontraganteils länger wirksam und bewirken in Verbindung mit der Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons die beobachtete Traglaststeigerung. In Bild 4.28 nimmt die Rissöffnung Δd daher ab den zuvor genannten Grenzwerten von 0,7 bis 0,8 mm nicht mehr sprunghaft zu, sondern es stellt sich mit zunehmendem Fasergehalt ein kon-

tinuierliches Risswachstum und damit ein von der Senkrechten leicht abweichender Kurvenverlauf ein. Die Betondruckzone wird nicht mehr schlagartig durchtrennt und beteiligt sich weiterhin am Lastabtrag. Die Stahlfasern werden hierbei aufgrund des zunehmenden Risswachstums kontinuierlich aktiviert und die übertragbaren Risskräfte nehmen zu. Dies ermöglicht die mit eintretender Rissbildung freigesetzte Risskraft teilweise (z. B. bei M2 mit 0,5 Vol.-% Bekaert Dramix 5D) oder auch vollständig (z. B. bei M3 mit 1,0 Vol.-% Bekaert Dramix 5D) aufzunehmen, woraus das duktilere Versagensbild ohne schlagartigen Lastabfall resultiert. Gleichzeitig bewirkt dies die beobachtete leichte Steifigkeitszunahme. Letztendlich führt dieses Verhalten bei Faserzugabe zu einer Abnahme der Änderung der Plattendicke Δd bei gleicher Laststufe. Können die freiwerdenden Risskräfte vollständig von den Fasern aufgenommen werden (z. B. bei 1,0 Vol.-% Fasergehalt), liegen die Messwerte von Δd bei Erreichen der Höchstlast oberhalb derer des faserfreien Versuchskörpers. Aufgrund der verzögerten Rissöffnung lässt sich dieses Verhalten mit dem durchstanzbewehrter Stahlbetonplatten vergleichen. Jedoch erfordert die Aktivierung der Fasern geringere Rissöffnungen, weshalb sich diese frühzeitiger an der Lastabtragung beteiligen und die beobachtete geringfügige Steifigkeitszunahme begünstigen (z. B. [226]).

Die größten Werte der Änderungen der Plattendicke werden bei den Versuchskörpern mit einem Fasergehalt von 1,0 Vol.-% (M3-25-1.23 und M3-30-1.23) verzeichnet, was infolge der Auswertungen der Rissbilder der Trennschnitte in Bild 4.22 zu erwarten war. Unabhängig vom Fasergehalt und der Plattendicke treten die größten Messwerte bei allen Versuchskörpern an der 2. Messstelle etwa im Abstand d vom Stützenanschnitt auf. Diese Beobachtung bestätigt die in den vergangenen Jahren für faserfreie Stahlbetonplatten entwickelte Annahme (z. B. [144, 145, 181]), dass die Versagenskinematik von schlanken Platten im Wesentlichen durch die Plattenrotation und weniger durch eine -translation beeinflusst wird. Dieses soeben beschriebene Verhalten der begrenzten bzw. verzögerten Rissöffnung kann in analoger Weise in den Messwerten der Stützeindringung, die in Anhang A.4 für die einzelnen Versuchskörper ausgewertet wurde, beobachtet werden.

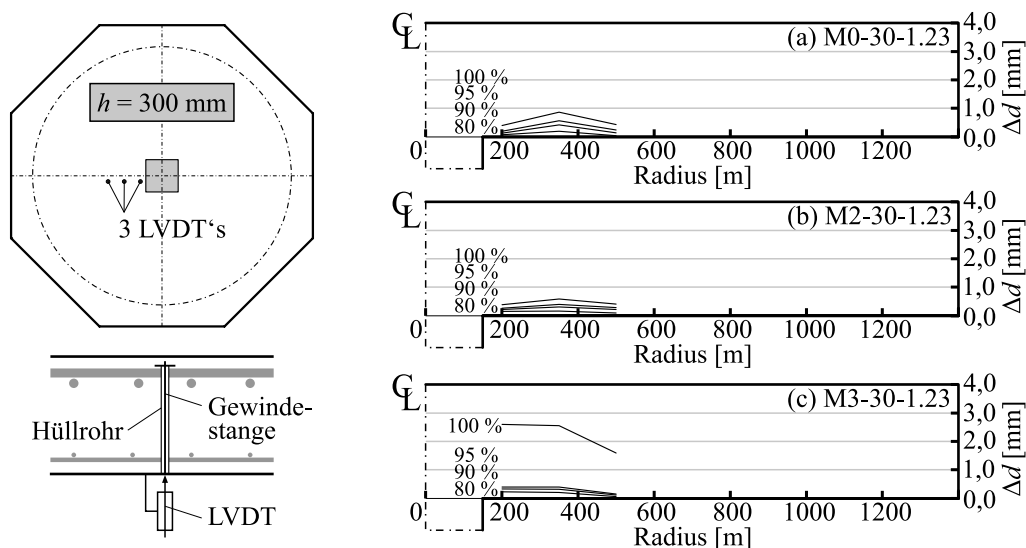


Bild 4.30: Änderung der Plattendicke Δd der Versuchskörper M0-30-1.23, M2-30-1.23 und M3-30-1.23 bei verschiedenen Laststufen

4.3.1.6 Diskussion der Versagenscharakteristik

Die Kombination der vorgestellten Auswertungen und Ergebnisse aus den 3-Punkt-Biegezugversuchen (z. B. Bild 4.15 bzw. Anhang A.2), den Last-Verformungskurven (Bild 4.21), den Rissbildern der

Trennschnitte (Bild 4.22), den aufgezeichneten Stahldehnungen der Biegezugbewehrung (Bild 4.26 bzw. Bild 4.27) sowie den Änderungen der Plattendicke (Bild 4.28) erlaubt eine Klassifizierung bzw. Einstufung der Versagenscharakteristik der durchgeführten Versuche ohne Durchstanzbewehrung. Sowohl der Verlauf des Schubrissbildes der Trennschnitte wie auch die aufgezeichneten Stahldehnungen der Biegezugbewehrung bestätigten einheitlich ein Durchstanzversagen aller Versuchskörper ohne Durchstanzbewehrung. Der Versagensmodus äußerte sich in der Versuchsdurchführung ausgehend von dem sehr spröden Versagen der faserfreien Referenzversuchskörper mit ansteigendem Stahlfasergehalt zunehmend duktiler, was die Last-Verformungskurven anhand eines ausgeprägten Nachbruchbereichs mit teils beachtlichen Resttragfähigkeiten veranschaulichen. Das in den Trennschnitten ersichtliche innere Rissbild weist bei allen Versuchen einen vergleichsweise flach verlaufenden Schubriss auf, der sich als maßgebend für das Versagen zeigt. In Bezug auf die Schubrissneigung kann bei Faserzugabe ein geringfügiger Anstieg verzeichnet werden, der jedoch im Vergleich zur Rissneigungsänderung bei Variation des Biegezugbewehrungsgrades ρ_1 als untergeordnet zu bewerten ist. Die Ausbildung des Schubrisses gestaltet sich bei den faserfreien Referenzversuchen als feiner, diskreter Schubriss, der bei Faserzugabe mit zunehmendem Fasergehalt in ein stark verzweigtes Rissband übergeht. Dieses Rissband resultiert aus der ausgeprägten Mehrfachrissbildung des Stahlfaserbetons im Rissbereich infolge der rissüberbrückenden Wirkung der Stahlfasern. Nicht nur in den Trennschnitten wirkt sich eine Faserzugabe auf die Rissbildung aus, sondern auch auf der gezogenen Plattenoberseite verändert sich das Rissbild. Die Eigenschaft des Stahlfaserbetons, Spannung auch über Rissufer hinweg übertragen zu können, bewirkt abnehmende Rissbreiten bei gleichzeitig ansteigender Rissanzahl, woraus im Vergleich zu den faserfreien Referenzversuchskörpern ein feiner verästeltes und feingliedrigeres Rissbild entsteht. Die hierdurch reduzierten Rissbreiten führen zu einer Entlastung der Biegezugbewehrung, was reduzierte Stahldehnungen bei gleicher Laststufe belegen. Auch die Messdaten der Plattendickenänderung Δd bestätigen durch geringere Werte bei gleicher Laststufe die begrenzte bzw. verzögerte Rissöffnung mit zunehmendem Fasergehalt. Die Tragmechanismen des reinen Betonquerschnitts (vgl. Kap. 3.2) bleiben hierdurch länger wirksam und ermöglichen in Verbindung mit der wirksamen Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons die beobachtete Traglaststeigerung. Der Anstieg des Durchstanzwiderstandes ist bei allen Versuchskörpern mit einer Verformungszunahme verbunden, die aufgrund nur geringfügig zunehmender Steifigkeiten nach der Erstrissbildung letztendlich eine Fortführung der Last-Verformungs-Kurve (vgl. Bild 4.21) beschreibt. Der Verlauf der Last-Verformungs-Kurven bei Faserzugabe gleicht daher den Kurvenverläufen durchstanzbewehrter Flachdecken bei zunehmendem Durchstanzbewehrungsgrad, lediglich die geringfügige Steifigkeitszunahme infolge des veränderten Rissbildes weicht hiervon ab.

Aus der Variation der Plattendicke ist im untersuchten Bereich kein nennenswerter Maßstabeffekt auf den Fasertraganteil zu erkennen, was die unter Berücksichtigung material- und versuchstypischer Streuungen (vgl. z. B. M3-25-1.23 und M3-30-1.23) vergleichbaren bezogenen Traglasten aus Tabelle 4-3 bestätigen. Während die Versagenscharakteristik deutlich durch die Menge der zugegebenen Stahldrahtfasern beeinflusst wird, lassen die beiden untersuchten Fasertypen lediglich einen Einfluss auf das Nachbruchverhalten bzw. die Resttragfähigkeit der Versuchskörper erkennen. Der Hintergrund hierfür lässt sich aus dem unterschiedlichen Verhalten beider Stahlfasertypen im 3-Punkt-Biegezugversuch in Abhängigkeit der Rissöffnungsbreiten erkennen (Bild 4.15). Aus den Messwerten der Änderung der Plattendicke zeigt sich, dass sowohl die faserfreien wie auch die faserverstärkten Versuchskörper mit Erreichen der Höchstlast eine über die Plattendicke aufsummierte Rissbreite von 0,6 bis 0,8 mm vorweisen (Bild 4.28). Da hier kein Unterschied zwischen faserfreien und faserverstärkten Versuchskörpern zu erkennen ist, deutet dies auf den Zeitpunkt des Ausfalls bzw. der merklichen Abnahme der Traganteile des reinen Stahlbetonquerschnitts hin. Die Rissbreite eines einzelnen Risses kann diesen Grenz-

wertbereich nicht überschreiten, weshalb sich eine abschnittsweise Betrachtung der Entwicklung der Nachrisszugfestigkeiten anbietet. Die Last-CMOD-Verläufe der 3-Punkt-Biegezugversuche der beiden Betonchargen M1 und M2 mit unterschiedlichen Stahlfasertypen in Bild 4.15 zeigen bis zu diesem Grenzwert keinen nennenswerten Unterschied und daher einen nahezu deckungsgleichen Verlauf. Dies ist auf das grundlegende Tragverhalten von Stahlfaserbetonen zurückzuführen. Sofern kein Faserauszug eintritt, kann infolge der vergleichbaren Elastizitätsmoduli bei gleicher Rissöffnung unabhängig vom Fasertyp bis zum Erreichen der geringeren der beiden Drahtfließgrenzen eine gleiche Faserspannung übertragen werden. Erst nach Überschreiten einer Rissöffnung CMOD von etwa 1,5 mm weichen die beiden Kurvenverläufe merklich voneinander ab. Während der Verlauf der Mischung M1 mit dem Fasertyp BEKAERT Dramix 4D infolge des Faserauszugs einen kontinuierlich abfallenden Ast zeigt, kann durch die verbesserte Verankerung des hochfesten Fasertyps BEKAERT Dramix 5D die höhere Drahtgüte dieser Faser bei großen Rissbreiten aktiviert und die Nachrisszugfestigkeit auf höherem Niveau gehalten werden. Dieses im 3-Punkt-Biegezugversuch (Bild 4.15) beobachtete Verhalten ist in analoger Weise auch in der Last-Verformungscharakteristik der Durchstanzversuche (Bild 4.21) zu erkennen. Während die Versuchskörper der Serie M1 und M2 unter Berücksichtigung herstellungs- und versuchsbedingter Streuungen weitestgehend identische Höchstlasten zeigen, versagen die Versuchskörper der Serie M1 im Nachbruchbereich nach einem zunächst kontinuierlichen Lastabfall schlagartig. Im Gegensatz hierzu zeigen die Kurvenverläufe der Versuchsserie M2 auch bei großen Verformungen keinen schlagartigen Lastabfall infolge Faserauszugs. Das Versagen geht stattdessen mit einem kontinuierlichen, langsamen Lastabfall einher. Auch bei großen Rissöffnungen verhindert die verbesserte Endverankerung einen Faserauszug, weshalb weiterhin eine nennenswerte Zugkraftübertragung ermöglicht und damit eine unkontrollierte Rissöffnung verhindert wird.

Tabelle 4-3 Zusammenstellung der wesentlichen materiellen und geometrischen Kenngrößen sowie der Bruchlasten der Versuchskörper ohne Durchstanzbewehrung

Versuch	V_f [Vol.-%]	d_m [mm]	$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,1}$ [mm]	$f_{y,m}$ [N/mm ²]	ρ_1 [%]	V_{Test} [kN]	$V/(u_{0,5d}d(\rho_1f_{ck})^{1/3})$
M0-25-1.23	–	204	47,8	–	20	523	1,23	1170	0,825
M1-25-1.23	0,5 ¹⁾	195	48,1	4,27	20	523	1,29	1394	1,025
M2-25-1.23	0,5 ²⁾	202	39,8	5,16	20	523	1,24	1345	1,025
M3-25-1.23	1,0 ²⁾	196	44,2	9,17	20	523	1,28	1740	1,314
M3-25-0.75	1,0 ²⁾	200	41,2	8,42	18	980	0,77	1692	1,512
M3-25-1.75	1,0 ²⁾	195	40,9	8,42	25	540	1,80	1906	1,332
M0-30-1.23	–	254	48,2	–	20	523	1,24	1639	0,850
M1-30-1.23	0,5 ¹⁾	248	48,9	5,15	20	523	1,27	1982	1,049
M2-30-1.23	0,5 ²⁾	248	40,3	5,18	20	523	1,27	1776	1,009
M3-30-1.23	1,0 ²⁾	248	47,0	7,32	20	523	1,27	2316	1,244

V_f : volumenbezogener Stahlfasergehalt; d_m : mittlere statische Nutzhöhe; $f_{cm,cyl}$: mittlere Zylinderdruckfestigkeit; $f_{R,3}$: mittlere Nachrissbiegezugfestigkeit bei $CMOD_3 = 2,5$ mm nach EN 14651 [57]; $\sigma_{s,1}$: Stabdurchmesser Biegezugbewehrung; $f_{y,m}$: mittlere Fließgrenze der Biegezugbewehrung; ρ_1 : geom. Biegezugbewehrungsgrad; V_{Test} : Versagenslast/ Höchstlast im Versuch; $V/(u_{0,5d}d(\rho_1f_{ck})^{1/3})$: bezogene Versagenslast

¹⁾ BEKAERT Dramix 4D 65/60; ²⁾ BEKAERT Dramix 5D 65/60

Bei Variation des Biegezugbewehrungsgrades zeigen die stahlfaserverstärkten Versuchskörper mit zunehmendem Biegezugbewehrungsgrad eine abnehmende Rissneigung, was dem in der Literatur (z. B. [110]) beschriebenen Verhalten faserfreier Stahlbetonplatten entspricht. Der Versuchskörper M3-25-0.75 mit dem geringsten geprüften Biegezugbewehrungsgrad weicht hiervon leicht ab und weist dennoch die höchste Traglaststeigerung auf, wohingegen die Versuchskörper M3-25-1.23 und M3-25-1.75 sehr ähnliche Traglaststeigerungen besitzen. Wie bereits PFYL [201] anhand seiner Untersuchungen an

biegebeanspruchten Bauteilen veranschaulicht, zeigt sich eine Stahlfaserzugabe insbesondere bei geringen Biegezugbewehrungsgraden als besonders wirkungsvoll, da hierbei ein ausreichendes Rotations- und Rissvermögen vorliegt. Das aufgrund des verwendeten Spannstahls erhöhte Dehnungsvermögen der Biegezugbewehrung des Versuchskörpers M3-25-0.75 führt zu einem veränderten Riss- und Dehnungsverhalten und bewirkt eine verbesserte Wirksamkeit der Stahlfasern. Durch die für ein Durchstanzversagen maßgebende Interaktion von Querkraft und Biegemoment beeinflusst das Rotationsvermögen und damit der Biegezugbewehrungsgrad bzw. das veränderte Rissverhalten den Durchstanzwiderstand. Die erhöhte Fließgrenze des Spannstahls bei vergleichbarem Elastizitätsmodul ermöglicht größere Stahldehnungen der Biegezugbewehrung, woraus zunehmende Rissöffnungen und eine verbesserte Aktivierung der Stahlfasern resultieren. Eine unmittelbare Quantifizierung dieses Zusammenhangs zwischen Traglaststeigerung und geringen Längsbewehrungsgraden ist daher auf Basis dieses einen vorliegenden Versuchs nicht unmittelbar möglich und erfordert weiterführende Untersuchungen. Abschließend zeigt Tabelle 4-3 zusammenfassend die wesentlichen materiellen und geometrischen Kenngrößen sowie die erzielten Höchstlasten der Versuchskörper ohne Durchstanzbewehrung.

4.3.1.7 Diskussion der Versuchsergebnisse und Vergleich mit Regelwerken

Das Hauptziel der durchgeführten Untersuchungen an stahlfaserverstärkten Flachdeckenausschnitten ohne Durchstanzbewehrung bestand in der Quantifizierung des Einflusses praxisrelevanter Plattendicken sowie des Stahlfasergehaltes bzw. des Stahlfasertyps auf das Durchstanztragverhalten. Um innerhalb der Versuchsauswertung Effekte der von faserfreien Stahlbetonbauteilen bekannten Einflussgrößen auf das Durchstanztragverhalten zu minimieren, werden die gewonnenen Bruchlasten V_{Test} auf die für den Betontraganteil $V_{R,c}$ maßgebenden Parameter $u_{0,5d}d(\rho_l f_{ck})^{1/3}$ bezogen und in Bild 4.31 über die Nachrisszugfestigkeit $f_{\text{eflm},L2}^f$ bzw. $f_{R,3}$ des Stahlfaserbetons aufgetragen. In diesem Kontext beschreibt $u_{0,5d}$ den kritischen Rundschnitt im Abstand $0,5d$ vom Stützenrand, d die statische Nutzhöhe, ρ_l den Biegezugbewehrungsgrad und f_{ck} die charakteristische Betondruckfestigkeit. Ergänzend beinhaltet Bild 4.31 die entsprechenden Verläufe der nach den zuvor vorgestellten Regelwerken ermittelten Durchstanzwiderständen äquivalenter Platten, auf deren Auswertung im Anschluss näher eingegangen wird.

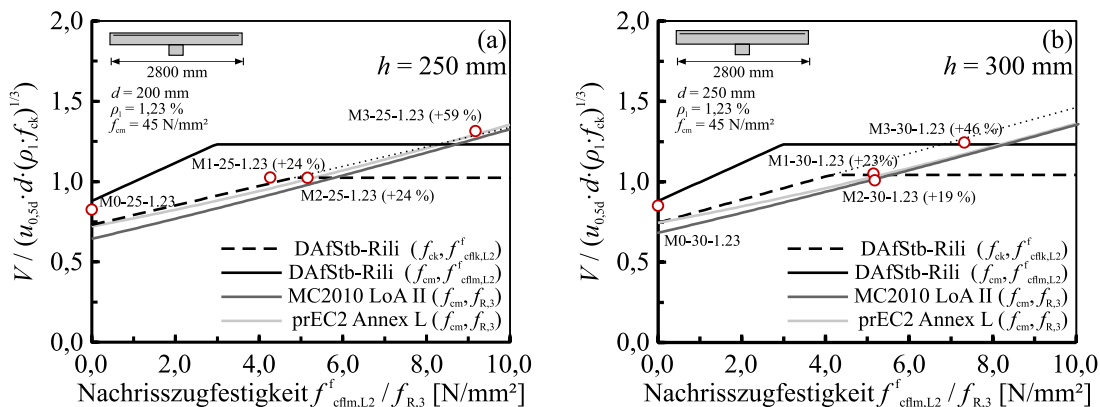


Bild 4.31: Einfluss der Nachrisszugfestigkeit $f_{\text{eflm},L2}^f$ bzw. $f_{R,3}$ auf das Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Platten mit konstanter Plattendicke h

Wie aufgrund der vorliegenden Versuchsdatenbasis aus Kapitel 3.3 zu erwarten war, steigen die bezogenen Bruchlasten mit zunehmender Nachrisszugfestigkeit und damit Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons an. Während eine Stahlfaserzugabe von 0,5 Vol.-% ($\approx 40\text{kg/m}^3$) eine Traglastzunahme von im Mittel 22,5 % ermöglicht, weisen die Versuchskörper M3-25-1.23 und M3-30-1.23 mit 1,0 Vol.-% ($\approx 80\text{kg/m}^3$) Stahlfasergehalt Traglaststeigerungen von 59 % und 46 % auf. Die größere Streuung inner-

halb der Versuchskörper mit 1,0 Vol.-% ist auf herstellungs- bzw. witterungsbedingte Schwankungen zurückzuführen, da beide Versuchskörper unterschiedlichen Betonchargen entstammen. Näherungsweise lassen die vorliegenden Ergebnisse einen linearen Zusammenhang zwischen resultierender Nachrisszugfestigkeit und Traglaststeigerung vermuten. Wie bereits zuvor erläutert, ist unter Berücksichtigung versuchstypischer Streuungen bei konstantem Stahlfasergehalt kein nennenswerter Einfluss des verwendeten Stahlfasertyps (Serien M1 und M2) auf die erzielte bezogene Höchstlast zu erkennen.

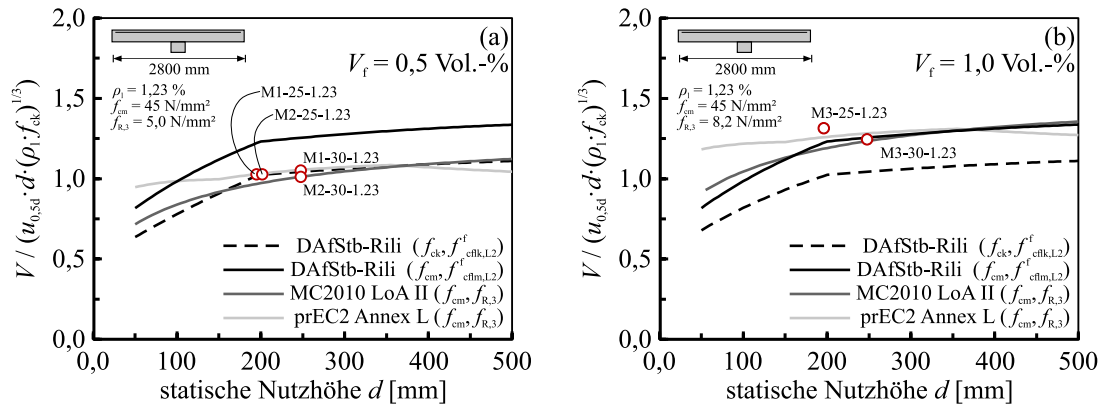


Bild 4.32: Einfluss der statischen Nutzhöhe d auf das Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Platten mit konstantem Stahlfasergehalt V_f

Für die Festlegung des Versuchsprogramms galt es, mit Ausnahme des untersuchten Parameters möglichst identische Versuchskörper auszuführen. Dies erlaubt bei der Auswertung eine zutreffende, unabhängige Betrachtung einzelner Einflussgrößen. Ergänzend zu Bild 4.31 sind weitere Auswertungen hinsichtlich des Einflusses der statischen Nutzhöhe d sowie des Biegezugbewehrungsgrades ρ_l möglich, was in Bild 4.32 sowie Bild 4.33 anhand der bezogenen experimentellen Bruchlasten dargestellt ist.

Sowohl die Ergebnisse bei einem Fasergehalt von 0,5 Vol.-% (Bild 4.32 (a)) wie auch bei 1,0 Vol.-% (Bild 4.32 (b)) lassen für die untersuchten statischen Nutzhöhen d keinen nennenswerten Einfluss dieser auf die experimentellen Höchstlasten erkennen. Der etwas größere Unterschied der beiden Versuchskörper mit 1,0 Vol.-% Fasergehalt in Bild 4.32 (b) ist auf die größeren Schwankungen zwischen den beiden Nachrisszugfestigkeiten zurückzuführen (vgl. Tabelle 4-3). Der konstante Abspannradius r_q sowie die einheitlichen Stützenabmessungen führen bei zunehmender Plattendicke zu einer variablen Schubslankheit a/d sowie einem variablen bezogenen Stützenumfang u_0/d . Der aus [17, 76, 143] bekannte Maßstabseffekt ist hierdurch nur noch leicht erkennbar. Durch Variation des Biegezugbewehrungsgrades ρ_l in Bild 4.33 zeigen die bezogenen Bruchlasten mit zunehmendem Bewehrungsgrad einen abfallenden Trend, der gegen einen konstanten Wert tangiert. Während die beiden Versuche M3-25-1.23 und M3-25-1.75 mit nahezu identischen bezogenen Bruchlasten mit herkömmlichem Betonstabstahl als Biegezugbewehrung ausgeführt wurden, kamen für den Versuch M3-25-0.75 Spannstahlstäbe zum Einsatz. Die im Vergleich zu Betonstahl höhere Fließgrenze des Spannstahls führt hierbei neben der erhöhten bezogenen Rippenfläche f_R zu einem abweichenden Riss- und damit Rotationsverhalten, welches sich unterschiedlich auf den Beton- und den Fasertraganteil auswirkt und zu abweichenden Tragfähigkeiten führen kann. Eine vertiefte Quantifizierung des Einflusses hochfester Spannstahlstäbe ist mit der vorliegenden Datenbasis nicht möglich und bedarf weiterer Untersuchungen mit einem Versagen bei ausreichend hohem Dehnungsniveau der Biegezugbewehrung.

Ergänzend ist in Bild 4.31 bis Bild 4.33 ein Vergleich der bezogenen Höchstlasten mit den drei in Kapitel 3.5 vorgestellten Bemessungsansätzen der Regelwerke DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“

[44], Model Code 2010 [88] sowie prEC2 Anhang L [34] enthalten. Beide Darstellungen zeigen zudem die prognostizierten Durchstanztragfähigkeiten einer identisch ausgeführten Platte unter Variation des jeweilig betrachteten Einflussparameters. Ein zutreffender Vergleich mit den Mittelwerten der experimentellen Höchstlasten setzt Teilsicherheits- und Dauerstandsbeiwerte von $\gamma = \alpha = 1,0$ sowie die Verwendung mittlerer Materialkennwerte voraus. Lediglich für die Auswertung nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [43] wurde aufgrund deren Hintergründe (vgl. Kap. 3.5) zudem eine Betrachtung mit charakteristischen Materialkennwerten ergänzt. Für die Auswertung der Einflussgrößen statische Nutzhöhe d und Biegezugbewehrungsgrad ρ_1 ist zudem innerhalb der betrachteten Versuche das arithmetische Mittel der vorliegenden Nachrisszugfestigkeiten zu Grunde zu legen, wodurch geringfügige Abweichungen zu den tatsächlichen Versuchseinzelwerten vorliegen können. Ähnliche Auswertungen faserfreier Stahlbetonplatten können beispielsweise [226, 238, 270] entnommen werden, weshalb in nachfolgender Auswertung insbesondere die aus der Faserzugabe resultierenden Einflüsse vordergründig betrachtet werden.

Die auf Grundlage der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] (durchgezogene und gestrichelte schwarze Kurve), Model Code 2010 [88] (dunkelgraue Kurve) sowie prEC2 Anhang L [34] (hellgraue Kurve) prognostizierten Durchstanzwiderstände stahlfaserverstärkter Platten weisen ausgehend von der Tragfähigkeit eines faserfreien Stahlbetonbauteils mit ansteigender Nachrisszugfestigkeit eine zunehmende Durchstanztragfähigkeit auf (Bild 4.3.1). Während nach der DAfStb-Richtlinie [44] mit Erreichen des 1,4-fachen Durchstanzwiderstandes des reinen Stahlbetonquerschnitts die maximale Durchstanztragfähigkeit erreicht ist, liegt eine derartige Begrenzung nach Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] nicht vor und die Tragfähigkeit kann unbegrenzt gesteigert werden. Diese Obergrenze der DAfStb-Richtlinie [43] wurde aufgrund fehlender systematischer Versuchsserien eingeführt, da die in den Untersuchungen nach SIBURG [238] zu Grunde gelegte Datenbasis mit zunehmendem Fasertraganteil abnehmende und damit teils unsichere Verhältniswerte der experimentellen zur prognostizierten Durchstanztragfähigkeit zeigte. Dieser abnehmende Trend liegt in der Annahme eines konstanten Betontraganteils $V_{Rd,c}$ begründet, weshalb die Obergrenze eine alleinige Steigerung der Durchstanztragfähigkeit durch Erhöhung des Traganteils der Stahlfasern ausschließt. Unter Verwendung mittlerer Materialkennwerte werden sowohl die Versuchskörper mit 250 mm Plattenstärke wie auch mit 300 mm Plattenstärke und konstantem Biegezugbewehrungsgrad über alle untersuchten Nachrisszugfestigkeitsbereiche sowohl nach Model Code 2010 [88] wie auch nach prEC2 Anhang L [34] weitestgehend zutreffend erfasst. Im Gegensatz hierzu überschätzt die DAfStb-Richtlinie [42] unter Verwendung mittlerer Materialkennwerte die Tragwiderstände bei geringen Nachrisszugfestigkeiten deutlich, während die Versuchskörper mit höherer Nachrisszugfestigkeit infolge der enthaltenen Obergrenze zufriedenstellend wiedergegeben werden. Unter Annahme charakteristischer Materialkennwerte werden hingegen die Tragwiderstände bei geringen Nachrisszugfestigkeiten in ähnlichem Maße wie nach Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] und damit weitestgehend zutreffend erfasst. Für die geprüften Versuchskörperkonfigurationen greift die beschriebene Obergrenze der DAfStb-Richtlinie [43] bei Nachrisszugfestigkeiten von 4,0 bis 5,0 N/mm², weshalb die Tragwiderstände der Versuchskörper mit 1,0 Vol.-% Stahlfasergehalt (Serie M3) deutlich unterschätzt werden. Diese Unterschätzung ist jedoch ausschließlich auf die Obergrenze $V_{R,max}$ zurückzuführen, weshalb unter Vernachlässigung von $V_{R,max}$ (gepunktete schwarze Linie) auch diese Versuchslasten weitestgehend zutreffend wiedergegeben werden. Sofern für den Ansatz der DAfStb-Richtlinie [43] charakteristische Materialkennwerte zu Grunde gelegt und die Obergrenze vernachlässigt wird, zeigen alle drei Bemessungsansätze ähnliche Prognosegenauigkeiten, wobei die Ergebnisse nach Model Code 2010 [88] sowie prEC2 Anhang L [34] tendenziell unterhalb derer nach DAfStb-Richtlinie [43] liegen und etwas konservativer sind. Insgesamt ist jedoch zu beachten, dass insbesondere die erhöhten Streuungen der Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons die

Verwendung mittlerer Materialkennwerte für diesen Vergleich als fragwürdig erscheinen lassen. Zudem sei auf die unterschiedliche Berücksichtigung der Interaktion der beiden maßgebenden Tragmechanismen hingewiesen.

Die beiden in Bild 4.32 enthaltenen Diagramme weisen für die Ansätze nach der DAfStb-Richtlinie [43] und Model Code 2010 [88] ähnliche Abhängigkeiten von der statischen Nutzhöhe d auf, wohingegen der Verlauf nach prEC2 Anhang L [34] hiervon deutlich abweicht. Diese Abweichung liegt im Wesentlichen in der verwendeten Versuchskörpergeometrie mit einheitlichem Lasteinleitungsumfang u_0 sowie Abstand des Momentennullpunktes vom Mittelpunkt der Lasteinleitung r_s begründet. Hieraus resultieren bei Variation der Plattendicke variable Werte der Schubslankheit a_s/d sowie des bezogenen Stützenumfangs u_0/d , welche beide in die Ermittlung des Betontraganteils nach prEC2 [34] eingehen. Zudem zeigt sich für den Ansatz nach der DAfStb-Richtlinie [43] erneut der Einfluss der Begrenzung des Durchstanzwiderstandes auf $V_{R,max}$. Während Bild 4.32 (a) auf einer mittleren Nachrisszugfestigkeit von $5,0 \text{ N/mm}^2$ beruht und somit der Ansatz von charakteristischen Materialkennwerten in der Gleichung der DAfStb-Richtlinie [44] zu Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] ähnlichen Werten führt, greift in Bild 4.32 (b) bei einer Nachrisszugfestigkeit von $8,2 \text{ N/mm}^2$ die Obergrenze $V_{R,max}$ und die Ergebnisse der mittleren Materialkennwerte führen zu verbesserten Prognosegenauigkeiten. Für Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] kann für beide untersuchten statischen Nutzhöhen d eine weitestgehend zutreffende Vorhersagegenauigkeit festgestellt werden.

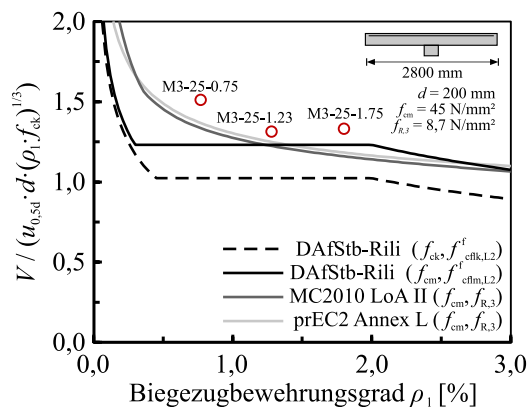


Bild 4.33: Einfluss des Biegezugbewehrungsgrades ρ_1 auf das Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Platten mit konstanter Plattendicke h und konstantem Stahlfasergehalt V_f

Abschließend zeigt Bild 4.33 die Abhängigkeit der prognostizierten Durchstanzwiderstände vom Biegezugbewehrungsgrad ρ_1 . Bei der DAfStb-Richtlinie [43] führt die Mindestdurchstanztragfähigkeit sowie die Begrenzung des anrechenbaren Biegezugbewehrungsgrades ρ_1 bei der Bestimmung des Betontraganteils nach EC2+NA(D) [63, 64] zu einem näherungsweise trilinearen Verlauf mit horizontalem Plateau im mittleren Bereich. Im Gegensatz hierzu, weisen Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] sehr ähnliche, kontinuierlich nichtlineare Verläufe auf, wobei sich die Verläufe mit zunehmendem ρ_1 einer Horizontalen nähern. Insgesamt scheinen die beiden Ansätze nach Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] die Abhängigkeit des Biegezugbewehrungsgrades etwas zutreffender erfassen zu können. Jedoch sollte an dieser Stelle erneut der zuvor erläuterte Einfluss der Spannstahlstäbe bei dem Versuchskörper M3-25-0.75 bedacht werden.

4.3.2 Faserverstärkte Stahlbetonplatten mit Durchstanzbewehrung

4.3.2.1 Allgemeines

Nach den umfassenden Untersuchungen zum Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung werden nachfolgend die Ergebnisse der Tastversuche mit zusätzlich angeordneter Durchstanzbewehrung in Form geschlossener Bügel und Doppelkopfbolzen betrachtet. Das Versagen aller sechs durchstanzbewehrten Versuchskörper mit und ohne Stahlfaserzugabe lässt sich auf Basis der Versuchsbeobachtungen sowie der aufgezeichneten Messdaten als ein Durchstanzversagen einstufen. Vor Erreichen der Versagenslast war neben einer Zunahme der Plattendicke insbesondere ein Eindringen der Stütze in die Platte sowie ein Dehnungsanstieg der Durchstanzbewehrung zu beobachten. Die gewonnenen Bruchlasten (inkl. Eigengewicht) fasst Tabelle 4-4 in Verbindung mit den der Biegetragfähigkeit entsprechenden Prüfkraften mit und ohne Ansatz der Fasertragwirkung V_{flex} und V_{flex}^f zusammen (vgl. Kap. 4.3.1). Aufgrund der bei diesen Versuchskörpern verwendeten hochfesten Bewehrungs- bzw. Spannstahlstäbe als Biegezugbewehrung basiert die Bestimmung der Momenten-tragfähigkeit m_R des Querschnitts auf einer Dehnungssituation, die sowohl die Stahlfaserwirkung wie auch die Druckbewehrung erfasst. Insbesondere bei den Versuchskörpern mit Doppelkopfbolzen zeigt sich die Betondruckzone als bemessungsrelevant, weshalb die Fließgrenze des Spannstahls nicht vollständig ausgenutzt werden kann. Der in der Zugzone wirksame zusätzliche Fasertraganteil bewirkt daher teilweise nur eine untergeordnete Zunahme der Biegetragfähigkeit. Der Vergleich der erzielten Bruchlasten V_{Test} mit den Biegetragfähigkeiten V_{flex} in Verbindung mit der Auswertung der Dehnungen der Biegezugbewehrung ($\varepsilon_{s,1} \leq \varepsilon_y$) verdeutlicht, dass trotz der lokal sehr hohen Betonstahldehnungen die Biegetragfähigkeit des Querschnitts nicht ausgeschöpft ist und ein Durchstanzversagen vorliegt.

Tabelle 4-4 Zusammenstellung der Versagenslast V_{Test} sowie der den Biegetragfähigkeiten des Querschnitts entsprechenden Prüfkraften mit und ohne Stahlfaserwirkung V_{flex}^f und V_{flex} der Versuchskörper mit geschlossenen Bügeln bzw. Doppelkopfbolzen als Durchstanzbewehrung

Versuch	V_{Test} [kN]	V_{flex} [kN]	$V_{\text{Test}}/V_{\text{flex}}$ [-]	V_{flex}^f [kN]	$V_{\text{Test}}/V_{\text{flex}}^f$ [-]
M0-25-1.75-B10	1986 (1828 ¹⁾)	3171	0,63	3171	0,63
M3-25-1.75-B8	2343	3079	0,76	3689	0,64
M3-25-1.75-B10	2186	3022	0,72	3670	0,60
M0-25-1.75-D20	2153 (1885 ¹⁾)	3530	0,61	3530	0,61
M3-25-1.75-D14	2584	3169	0,82	3283	0,79
M3-25-1.75-D20	2866	3283	0,88	3398	0,85

¹⁾ Prüfkraft bei erstem markanten Lastabfall (vgl. Bild 4.34)

V_{Test} : Versagenslast/ Höchstlast im Versuch, V_{flex} bzw. V_{flex}^f : Prüfkraft bei Erreichen der Biegetragfähigkeit nach der Bruchlinientheorie ohne und mit Berücksichtigung der Stahlfaserwirkung

Störungen der Messtechnik bedurften während der Versuchsdurchführung des bügelbewehrten Versuchskörpers M3-25-1.75-B8 eine vollständige Entlastung zwischen dem 8. und 9. Lastzyklus, bevor der Versuchsablauf nach der Fehlerbehebung planmäßig fortgeführt werden konnte. In den nachfolgend dargestellten Diagrammen äußert sich daher häufig im Bereich der Lastzyklen ein abfallender Ast bzw. eine zeitliche Verschiebung in Bezug auf die Versuchsdauer. Teilweise fehlen auch Messwerte bis zur Korrektur der Messtechnik gänzlich. Der Einfluss bzw. die Auswirkungen dieser Störung auf das Versuchsergebnis wird aufgrund der begrenzten bis zur Ent- und Wiederbelastung eingetretenen Rissbildung als gering eingestuft. Soweit möglich, wurden diese Fehlstellen in den aufgezeichneten Messdaten bei der Versuchsauswertung korrigiert und bereinigt.

4.3.2.2 Last-Verformungscharakteristik

Bild 4.34 zeigt einen Vergleich der ermittelten Last-Verformungsverläufe der sechs durchstanzbewehrten Versuchskörper mit und ohne Stahlfaserzugabe. Während die Diagramme (a) und (b) die Verläufe getrennt nach dem Durchstanzbewehrungstyp Bügel und Doppelkopfbolzen darstellen, sind in Diagramm (c) die Ergebnisse aller Versuchskörper unabhängig von der verbauten Durchstanzbewehrung gegenübergestellt. Für einen Bezug zu den zuvor betrachteten Versuchskörpern ohne Durchstanzbewehrung sind in Bild 4.34 (a) und (b) ergänzend die Kurvenverläufe der Versuchskörper M0-25-1.23 und M3-25-1.23 (punktierte Linien) abgebildet, die jedoch einen verringerten Biegezugbewehrungsgrad von $\rho_1 = 1,23\%$ anstelle von $1,75\%$ aufweisen und mit herkömmlichem Betonstahl erstellt wurden. Die Abszisse der Diagramme beschreibt mit der „Durchbiegung w_{Mitte} “ die um die aus dem Versuchsaufbau resultierenden Verformungen bereinigte Verschiebung in Plattenmitte (vgl. Anhang A.3), wohingegen die Ordinate die Prüfkraft V einschließlich des Prüfkörperereignegewichts ausdrückt.

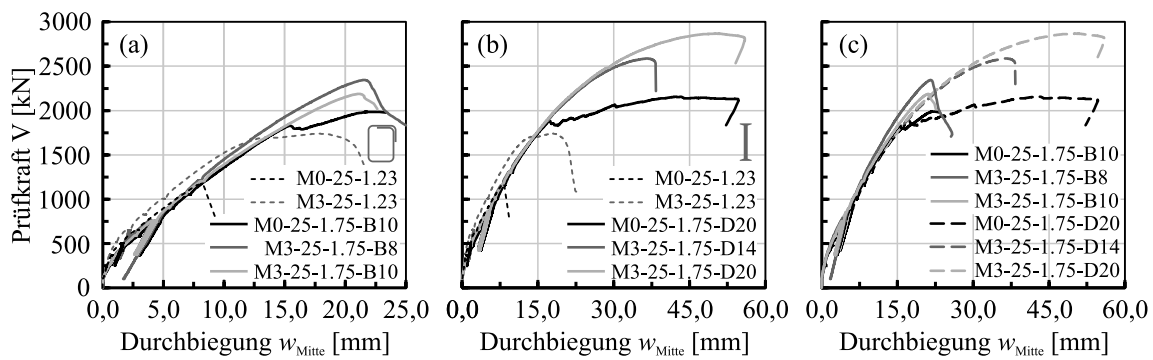


Bild 4.34: Gegenüberstellung der Last-Durchbiegungs-Verläufe der faserfreien und faserverstärkten Versuchskörper mit geschlossenen Bügeln bzw. Doppelkopfbolzen als Durchstanzbewehrung

Analog zu den Beobachtungen an stahlfaserverstärkten Versuchskörpern ohne Durchstanzbewehrung in Kapitel 4.3.1 folgt auch bei den durchstanzbewehrten Versuchskörpern einem anfänglich sehr steifen, nahezu linear elastischen Verhalten bei allen sechs Versuchskörpern eine Steifigkeitsreduktion infolge der Biegerissbildung. Das Steifigkeitsverhalten vor und nach der Biegerissbildung wird weder von der verbauten Durchstanzbewehrungsmenge oder dem Durchstanzbewehrungstyp noch von der Stahlfaserzugabe oder den durchgeführten Lastwechseln nennenswert beeinflusst. Lediglich der Versuchskörper M3-25-1.75-B8 zeigt im Zustand II ein leicht erhöhtes Steifigkeitsverhalten. Da der Beginn der Biegerissbildung und somit der Übergang in den gerissenen Zustand II auch bei diesen Versuchskörpern unabhängig vom Vorhandensein von Stahlfasern oder einer Durchstanzbewehrung bei weitestgehend identischen Prüfkraften eintritt (vgl. auch Kap. 4.3.1.2), verlaufen die Kurven in diesem Bereich nahezu deckungsgleich. In Bezug auf die Faserzugabe liegt dies in deren untergeordnetem Einfluss auf die Biegezugfestigkeit der Betonmatrix begründet (vgl. Kap. 2.3). Bei Erreichen von etwa 90 % der jeweiligen Höchstlast tritt bei beiden faserfreien Referenzversuchskörpern ein kurzzeitiger Lastabfall ein, bevor die Prüfkraft mit deutlich reduzierter Steifigkeit und überproportional ansteigender Verformung erneut gesteigert werden kann. Diese sprunghafte Steifigkeitsänderung lässt eine erhebliche innere Schubrissbildung bei Erreichen der in Tabelle 4-4 mit ¹⁾ gekennzeichneten Lasten vermuten. Die hieraus resultierenden überproportional zunehmenden Rissöffnungen können zu einem Ausfall der Tragmechanismen des reinen Stahlbetonquerschnitts und somit zu einem kurzzeitigen Lastabfall führen. Die vollständige Aktivierung der Durchstanzbewehrung infolge fortschreitender Rissöffnung und Lastumlagerungen ermöglicht anschließend die erneute Traglaststeigerung, was durch die sehr steif ausgebildete

Biegezugbewehrungslage in Verbindung mit einer optimal verankerten Durchstanzbewehrung begünstigt wird [118]. Innerhalb der faserverstärkten Versuchskörper ist in den Kurvenverläufen kein derartiger Lastabfall verbunden mit einer Steifigkeitsabnahme zu beobachten, sodass an den Laststufen des zuvor beschriebenen kurzzeitigen Lastabfalls eine stetige Fortführung des Kurvenverlaufs erkennbar ist. Während die Faserzugabe auch bei durchstanzbewehrten Versuchskörpern eine deutliche Traglaststeigerung ermöglicht, nehmen die Verformungen im Vergleich zu den Referenzversuchskörpern bei Erreichen der Höchstlast nur untergeordnet zu. Dies ist vor allem auf die sprunghafte Steifigkeitsreduktion und die damit verbundene, überproportionale Verformungszunahme der fasernfreien Referenzversuchskörper zurückzuführen. Liegt der Bezugswert der Verformungen der Referenzversuchskörper hingegen im Zeitpunkt des ersten Lastabfalls, wird auch bei diesen Versuchskörpern eine deutliche Verformungszunahme ersichtlich. Insgesamt lassen die Versuchskörper mit Doppelkopfbolzen im Vergleich zu den bügelbewehrten Versuchskörpern ein duktileres Verhalten mit größerem Verformungsvermögen bei Höchstlast erkennen, was dem beobachteten Verhalten fasernfreier Stahlbetonversuchskörper entspricht [118]. In der Literatur wird dies meist mit der im Vergleich zu geschlossenen Bügeln verbesserten Verankerungsqualität der aufgestauchten Köpfe der Doppelkopfbolzen begründet (z. B. [118]).

Die in etwa deckungsgleichen Kurvenverläufe aller Versuchskörper in Bild 4.34 erlauben die Schlussfolgerung, dass sowohl die Variation des Durchstanzbewehrungstyps und deren verbauter Menge wie auch die Zugabe von Stahlfasern nur einen untergeordneten Einfluss auf das Steifigkeitsverhalten der Versuchskörper und somit auf das Last-Verformungsverhalten aufweisen. Analog zu den Versuchen an stahlfaserverstärkten Flachdeckenausschnitten ohne Durchstanzbewehrung wie auch an fasernfreien, durchstanzbewehrten Versuchskörpern resultiert aus der Faserzugabe eine stetige Fortführung der Last-Verformungskurven bei ähnlicher Steifigkeit (vgl. Bild 4.34). Die fasernbedingte Steigerung des Durchstanzwiderstandes mit Durchstanzbewehrung ist daher unmittelbar mit einer Zunahme der Plattenverformung bei Erreichen der Höchstlast und damit einer gesteigerten Duktilität des Versagensmodus verbunden. Auf Basis dieser Betrachtungen gleicht die Wirkung der Faserzugabe auch bei Vorhandensein einer Durchstanzbewehrung derer der vorhergehenden Versuchskörper ohne Durchstanzbewehrung bzw. von durchstanzbewehrten Stahlbetonplatten bei Steigerung des Durchstanzbewehrungsgrades.

4.3.2.3 Bruchbild bzw. Rissbildung im Trennschnitt und der Plattenoberseite

Für die Bewertung des Bruch- bzw. Rissbildes der Versuchskörper dient die nach Versuchsabschluss erstellte Rissbilddokumentation, die sowohl das Rissbild im Platteninneren an zwei unmittelbar entlang des Stützenanschnittes erstellten Trennschnitten wie auch auf der gezogenen Plattenoberseite umfasst. In Bild 4.35 sind exemplarisch die digitalisierten Rissbilder der Trennschnitte einer Versuchskörperhälfte gegenübergestellt. Die entsprechenden Darstellungen der orthogonalen Versuchskörperhälfte können Anhang A.4 entnommen werden, wobei grundsätzlich sehr ähnliche Rissverläufe in beiden Trennschnittrichtungen vorliegen. Sowohl die Durchstanzbewehrungsmenge wie auch die Stahlfaserzugabe weisen einen deutlichen Einfluss auf das resultierende Rissbild auf, was nachfolgend näher beschrieben und erläutert wird.

Der Trennschnitt des bügelbewehrten Referenzversuchs M0-25-1.75-B10 (Bild 4.35 (a)) verdeutlicht das für ein Durchstanzversagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit typische Rissbild. Neben einem sehr steilen Schubriss zwischen Stützenanschnitt und erster Bügelschenkelreihe ist ein weiterer, merklich flacher geneigter Riss außerhalb der zweiten Schenkelreihe sowie eine nennenswerte Schädigung der Betondruckzone nach Versuchsabschluss erkennbar. Die Faserzugabe bei ansonsten identischer Versuchskörperausführung in Versuchskörper M3-25-1.75-B10 (Bild 4.35 (c)) begrenzt die Rissbildung im Wesentlichen auf den Bereich zwischen Stützenanschnitt und erster Bügelschenkelreihe sowie eine Schädigung der Betondruckzone. Außerhalb von Schenkelreihe zwei sind im Trennschnitt

optisch kaum Risse erkennbar, weshalb die Plattentragfähigkeit in diesem Bereich noch nicht gänzlich ausgeschöpft erscheint. Aufgrund der sehr steilen Neigung dieses im Wesentlichen einzigen markanten Schubrisses, tangiert dieser lediglich die erste Bügelschenkelreihe im Bereich der oberen Bugelecke und legt in Verbindung mit der gegenüber M3-25-1.75-B8 reduzierten Höchstlast (vgl. Bild 4.34) ein Versagen zwischen Stützenanschnitt und erster Schenkelreihe bzw. auch ein Verankerungsversagen der Bügelbewehrung nahe. Eine Halbierung des Durchstanzbewehrungsgrades in Versuch M3-25-1.75-B8 (Bild 4.35 (b)) hat aufgrund des weicheren Verhaltens der Durchstanzbewehrung eine reduzierte Schubrissneigung zur Folge, wodurch der Schubriss die ersten beiden Bügelschenkelreihen kreuzt. Die hieraus resultierende größere Bruchfläche legt einen erhöhten Stahlfasertraganteil bei diesem Versuchskörper nahe. Infolge einer leichten Asymmetrie im Bruchbild kreuzen die Risse der rechten Seite des Trennschnitts die ersten beiden Bügelschenkel leicht oberhalb der Bügelmitte, während das Rissband auf der linken Seite direkt auf die Bugelecke am oberen Ende des zweiten Schenkels zuläuft. Die Rissausbildung zeigt auch bei den durchstanzbewehrten Versuchskörpern mit Stahlfaserbeton unabhängig vom Durchstanzbewehrungsgrad eine Mehrfachrissbildung mit feingliedriger Rissstruktur, was auf einen Übergang der diskreten Risse des Referenzversuchskörpers in ein feingliedriges Rissband deutet.

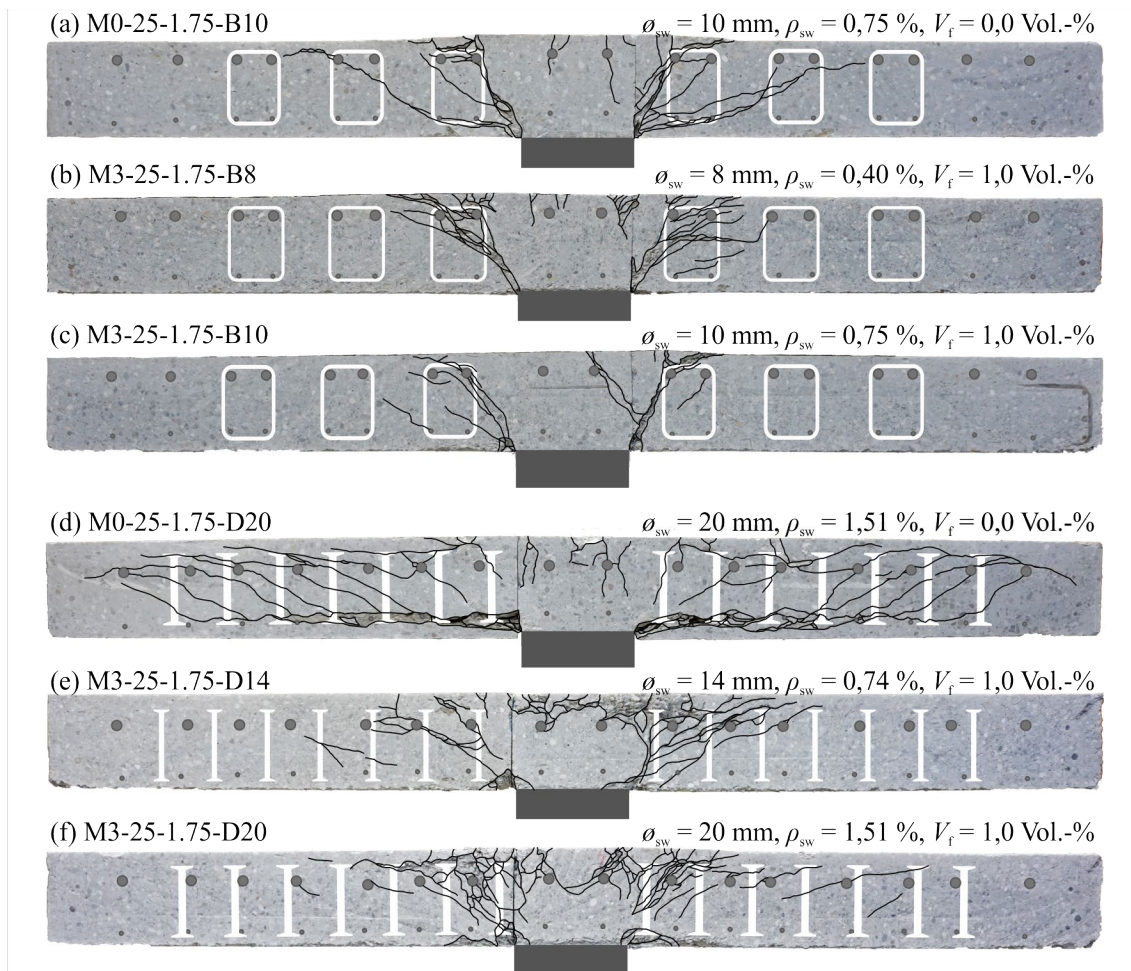


Bild 4.35: Tremschnitte der geprüften Flachdeckenausschnitte mit geschlossenen Bügeln ((a) bis (c)) bzw. Doppelkopfbolzen ((d) bis (f)) als Durchstanzbewehrung

Für den mit Doppelkopfbolzen versehenen Referenzversuchskörper M0-25-1.75-D20 (Bild 4.35 (d)) zeigt der Tremschnitt ebenfalls das für ein Versagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit typische fächerartige Rissbild mit mehrfacher, paralleler Schrägrissbildung außerhalb des eigentlichen Ver-

ankerungsrisses der ersten beiden Reihen Doppelkopfbolzen (vgl. auch [13, 118]). Im Gegensatz zu den bügelbewehrten Versuchskörpern verhindert der verringerte Abstand der ersten Bolzenreihe von $s_0 = 0,35d$ vom Stützenanschnitt einen sehr steilen Schubriss zwischen Stütze und erster Bolzenreihe. Hierdurch kommt es zu einem Auffächern der Risse im unmittelbaren Stützbereich, bevor die weiteren Schubrisse ab der zweiten bis dritten Bolzenreihe aufgrund der gewählten, einheitlichen radialen Bolzenabstände nahezu parallel unter einer Neigung von etwa 30° verlaufen. Diese Mehrfachrissbildung mit zahlreichen geneigten Schubrisse bewirkt die im Vergleich zu den bügelbewehrten Versuchskörpern verbesserte Verformungs- bzw. Rotationsfähigkeit [118] sowie Möglichkeit für Lastumlagerungen (vgl. Bild 4.34). Die Ursache für den ersten Lastabfall der Last-Verformungskurve (vgl. Bild 4.34), der zu einer deutlichen Steifigkeitsreduktion führt, lässt sich in dem markanten, horizontal unterhalb der Doppelkopfbolzen verlaufendem Riss vermuten. Nachfolgende Auswertungen der Änderung der Plattendicke bestätigen diese Vermutung. Die Zugabe von Stahlfasern bewirkt auch bei den mit Doppelkopfbolzen versehenen Versuchskörpern ein gänzlich verändertes und insbesondere reduziertes Rissbild. Der identisch zum Referenzversuch ausgeführte stahlfaserverstärkte Versuchskörper M3-25-1.75-D20 lässt eine weitestgehend symmetrisch eingetretene Rissbildung erkennen, die sich auf den Bereich zwischen Stützenanschnitt und oberem Verankerungspunkt der zweiten Reihe Doppelkopfbolzen konzentriert. Der für Versuchskörper mit Doppelkopfbolzen typische Ausbruchkegel bzw. Verankerungsriss der ersten Reihe Doppelkopfbolzen ist hierbei nur noch bedingt ersichtlich. Außerhalb dieses Bereichs sind optisch im Vergleich zu dem Referenzversuch nur noch vereinzelt Schrägrisse erkennbar. Insbesondere fällt auch die im Vergleich zu M0-25-1.75-D20 auf den Bereich des Stützenanschnitts reduzierte Schädigung der Betondruckzone auf. Eine Halbierung des Durchstanzbewehrungsgrades im Versuchskörper M3-25-1.75-D14 (Bild 4.34 (b)) führt grundsätzlich zu einem sehr ähnlichen Rissbild, wobei die Risse flacher verlaufen und daher die Bolzenreihen eins bis drei deutlich kreuzen. Analog zu den bügelbewehrten Versuchskörpern ist daher auch bei diesem Versuchskörper von einem erhöhten Fasertraganteil auszugehen. Ein steifigkeitsreduzierender horizontaler Riss unterhalb der unteren Bolzenverankerung, wie im Referenzversuchskörper M0-25-1.75-B10 beobachtet, ist bei keinem der beiden faserverstärkten Versuchskörper ersichtlich. Dies ermöglicht im Last-Verformungsverhalten den weitestgehend stetigen Verlauf bis zum Erreichen des gesteigerten Durchstanzwiderstandes in Bild 4.34 (b).

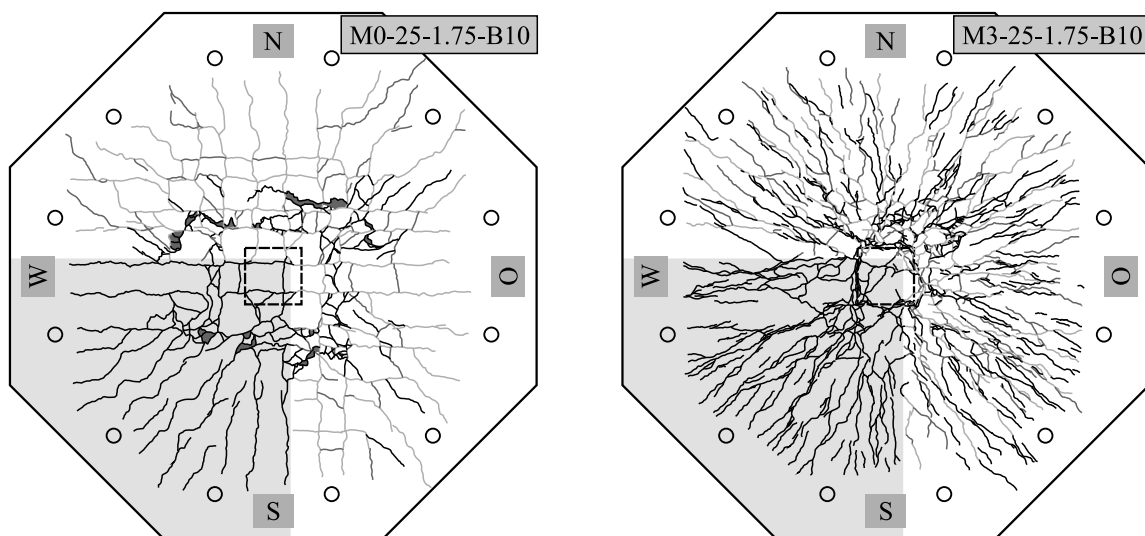


Bild 4.36: Rissbild auf der gezogenen Plattenoberseite des Versuchskörpers M0-25-1.75-B10 (links) bzw. des bügelbewehrten Versuchskörpers M3-25-1.75-B10 (rechts) nach Versuchsabschluss

Auf der gezogenen Plattenoberseite resultiert aus der Faserzugabe auch bei den durchstanzbewehrten Versuchskörpern ein feingliedrigeres Rissbild mit einer größeren Rissanzahl bei gleichzeitig reduzierten Rissbreiten (vgl. exemplarisch Bild 4.36). Die verwendeten großen Stabdurchmesser der Biegezugbewehrung führten bei den faserfreien Referenzversuchskörpern zu einem orthogonal orientierten Rissverlauf entlang der Biegezugbewehrungsstäbe, wodurch sich das Bewehrungsnetz an der Plattenoberseite abzeichnet (vgl. Bild 4.36 und Rissbilder im Anhang A.4). Während sich dieses Verhalten bei den bügelbewehrten Versuchskörpern sehr ausgeprägt äußerte, ist es bei den mit Doppelkopfbolzen versehenen Versuchskörpern nur in abgeschwächter Form ersichtlich. Wie Bild 4.36 (rechts) zeigt, verschwindet dieser orthogonale Rissverlauf infolge einer Faserzugabe und es resultiert das für ein Durchstanzversagen typische radiale bzw. sternförmige Rissbild in Verbindung mit um die Stütze verlaufenden tangentialen Rissen. Dies verdeutlicht die infolge der Faserzugabe verbesserte Verbundwirkung der Biegezugbewehrung aufgrund reduzierter Rissbildung. Die sehr ausgeprägte Radialrissbildung bestätigt zudem die hohe Ausnutzung der Biegezugbewehrung. Vermutlich besteht hier auch ein Einfluss der verwendeten hochfesten Betonstahlbewehrung respektive der Spannstahlstäbe. Während sich im linken Bild aus Bild 4.36 zudem die Lage des ersten Bügelschenkels in Form des tangentialen Risses abzeichnet und ein Versagen vor dieser Reihe bekräftigt, wird hingegen beim faserverstärkten Versuchskörper (Bild 4.36) lediglich die Stützegeometrie auf der Plattenoberseite ersichtlich.

4.3.2.4 Stahldehnungen der Biegezugbewehrung

Aufgrund der Anordnung von Durchstanzbewehrung war im Vergleich zu rein faserverstärkten Versuchskörpern ohne Durchstanzbewehrung von deutlich höheren Biegebeanspruchungen und somit größeren resultierenden Stahldehnungen der Biegezugbewehrung auszugehen. Um daher einen frühzeitigen Biegebruch zu vermeiden, wurde trotz der geringen Praxisrelevanz hochfeste Betonstahlbewehrung bei den bügelbewehrten und Spannstahlstäbe bei den mit Doppelkopfbolzen versehenen Versuchskörpern verbaut. Je Bewehrungsrichtung wurde der mittlere Bewehrungsstab in einer Plattenhälfte mit jeweils acht Dehnungsmessstreifen ausgestattet, die eine Darstellung der Dehnungsentwicklung entlang der Stabachse ermöglichen. Bild 4.37 und Bild 4.38 zeigen für beide Bewehrungsrichtungen die aufgezeichneten Stahldehnungen exemplarisch für die Laststufe von 1700 kN bzw. 2000 kN (Markierung x) sowie bei Höchstlast V_{\max} (Markierung Δ) getrennt für die beiden verbauten Durchstanzbewehrungssysteme. Alle sechs Versuchskörper weisen Stahldehnungen oberhalb der Fließgrenze eines herkömmlichen Betonstahls B500 ($\epsilon_{y,m} \approx 2,5 \text{ ‰}$) auf, weshalb ein Durchstanzversagen ohne die Verwendung hochfester Bewehrung bzw. Spannstahlbewehrung vermutlich nicht hätte erzielt werden können.

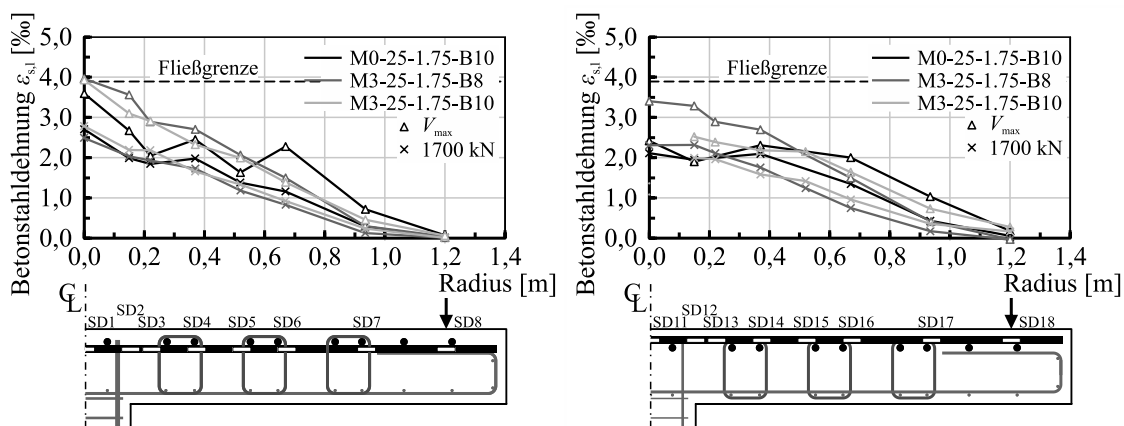


Bild 4.37: Verlauf der Betonstahldehnungen $\epsilon_{s,1}$ der oberen Lage der Biegezugbewehrung der bügelbewehrten Versuchskörper M0-25-1.75-B10, M3-25-1.75-B8 und M3-25-1.75-B10 für die Laststufen 1700 kN und V_{\max}

Mit Ausnahme von Versuchskörper M0-25-1.75-B10 können unmittelbar in Plattenmitte (Messstelle SD1) bei allen Versuchskörpern mit Erreichen der Höchstlast Stahldehnungen in der Größenordnung der jeweiligen Fließgrenze verzeichnet werden. Diese sehr geringe und vor allem sehr lokale Überschreitung der Fließgrenze erlaubt in Verbindung mit der begrenzten Schädigung der Druckzone den Schluss, dass die Biegetragfähigkeit des jeweiligen Querschnitts zwar sehr hoch ausgenutzt, aber nicht vollständig erreicht wird. Als Versagen liegt daher ein Durchstanzversagen vor. Die mit diesem sehr lokalen Fließen der Biegezugbewehrung verbundenen großen plastischen Verformungen führen zu einem deutlichen Anstieg der Rissbreiten, was neben den Traganteilen des reinen Stahlbetonquerschnitts insbesondere auch die effektive Stahlfasertragwirkung beeinflusst. Es ist davon auszugehen, dass diese großen Dehnungswerte letztendlich auch zeitnah das Versagen der Versuchskörper einleiteten. Zu beachten ist, dass aufgrund der verwendeten hochfesten Betonstähle und Spannstahlstäbe insgesamt ein höheres Dehnungsniveau vorliegt, das in Verbindung mit den abweichenden bezogenen Rippenflächen dieser Stähle das gesamte Rissverhalten und damit auch die einzelnen wirksamen Traganteile beeinflussen kann. Analog zu den Versuchskörpern ohne Durchstanzbewehrung aus Kapitel 4.3.1 weisen die Stahldehnungen der unteren Biegezugbewehrungslage, aufgrund der infolge des reduzierten inneren Hebelarmes verringerten Steifigkeit dieser Tragrichtung, geringfügig höhere Stahldehnungen als die obere Bewehrungslage auf. Unabhängig von der verbauten Durchstanzbewehrung bestätigen sowohl die Diagramme in Bild 4.37 wie auch in Bild 4.38, dass bei gleicher Laststufe mit zunehmendem Fasergehalt reduzierte Stahldehnungen auftreten.

Zusammenfassend lässt sich daher festhalten, dass analog zu den Versuchskörpern ohne Durchstanzbewehrung aus Kapitel 4.3.1 eine Faserzugabe auch bei durchstanzbewehrten Platten bei gleicher Laststufe zu reduzierten Betonstahldehnungen und damit einer verringerten Beanspruchung der Biegezugbewehrung führt. Aus der deutlichen Traglaststeigerung infolge der Faserzugabe und der damit verbundenen Verformungszunahme ergeben sich bei den faserverstärkten Versuchskörpern dennoch größere Rissbreiten und höhere Ausnutzungsgrade der Biegezugbewehrung als bei den faserfreien Referenzversuchskörpern, was zu einer Beeinflussung der Beton- und Fasertraganteile führt.

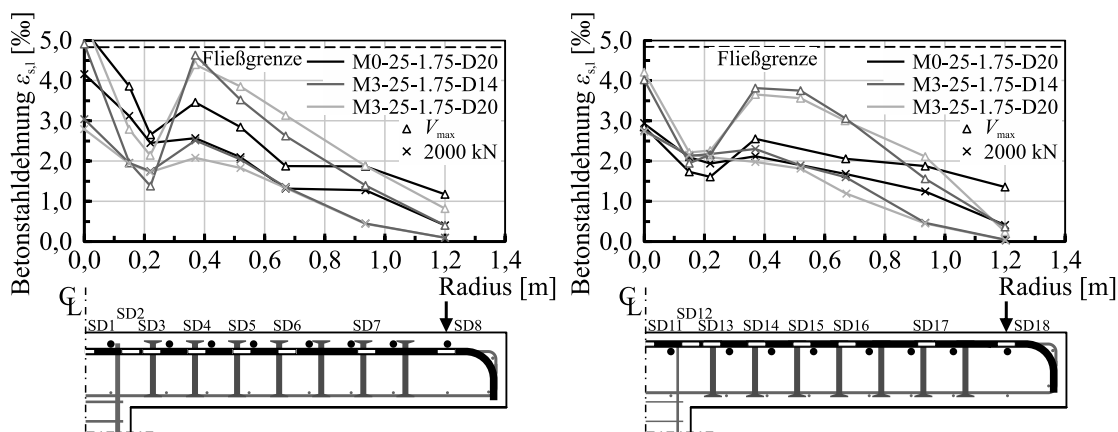


Bild 4.38: Verlauf der Betonstahldehnungen $\varepsilon_{s,i}$ der oberen Lage der Biegezugbewehrung der mit Doppelkopfbolzen versehenen Versuchskörper M0-25-1.75-D20, M3-25-1.75-D14 und M3-25-1.75-D20 für die Laststufen von 2000 kN und V_{\max}

4.3.2.5 Änderung der Plattendicke

Neben der Auswertung des in den Trennschnitten ersichtlichen Rissbildes (Bild 4.35) bietet die kontinuierliche Aufzeichnung der Änderung der Plattendicke Δd die Möglichkeit zur Bewertung des Einflusses der Stahlfasern auf die innere Schubrissbildung. In Bild 4.39 sind die Messwerte Δd der Messstelle D12 (Abstand d vom Stützenanschnitt, Bild 4.18) gemeinsam mit der zugehörigen Prüfkraft V über die Versuchsdauer t sowohl für die mit geschlossenen Bügeln (links) wie auch für die mit Doppelkopfbolzen (rechts) versehenen Versuchskörper aufgetragen. Ergänzend zeigen Bild 4.40 (Bügel) und Bild 4.41 (Doppelkopfbolzen) die Ergebnisse von Δd der Messstellen D11 bis D13 entlang des Plattenradius in vier Laststufen beginnend bei 70% der jeweiligen Höchstlast. Bei den mit Doppelkopfbolzen versehenen, stahlfaserverstärkten Versuchskörpern führte die Schädigung der Plattenunterseite (Betondruckzone) kurz vor Erreichen der Höchstlast zu einem Ausfall der Messaufzeichnung. Die jeweiligen Messwerte liegen daher insbesondere im Nachbruchbereich bei diesen Versuchskörpern nur in begrenztem Umfang vor. Die Messdaten aus Versuch M3-25-1.75-B8 wurden für den Zeitraum der erwähnten Versuchsstörung zeitlich bereinigt und der entsprechende Bereich in Bild 4.39 (links) gekennzeichnet.

Grundsätzlich zeigen die durchstanzbewehrten Versuchskörper mit und ohne Stahlfaserzugabe in Bild 4.39 eine zu den Platten ohne Durchstanzbewehrung ähnliche zeitliche Entwicklung der Änderung der Plattendicke Δd (vgl. Bild 4.28). Während bis zu einem Lastniveau von etwa 75 % der späteren Höchstlast kaum Änderungen von Δd vorliegen, ist bei weiterer Laststeigerung eine stetige Zunahme der Plattendicke und somit der inneren Schubrissbildung zu beobachten. Mit Erreichen eines Grenzwertes Δd von 0,6 bis 0,8 mm tritt beispielsweise im Kurvenverlauf des Referenzversuchs ohne Durchstanzbewehrung M0-25-1.23 in Bild 4.28 aufgrund einer fehlenden Verbindung der Rissufer eine schlagartige Zunahme der Plattendicke ein, was in einem nahezu vertikalen Verlauf und dem bekannten, sehr spröden Durchstanzversagen mündet. Beide Kurvenverläufe der Referenzversuchskörper mit Durchstanzbewehrung weisen in diesem Grenzbereich ebenfalls einen Knick mit anschließend überproportional zunehmenden Werten auf. Jedoch verbinden die den Schubriss kreuzenden Durchstanzbewehrungselemente die gegenüberliegenden Rissufer und verhindern so eine unkontrollierte Rissöffnung. Die schlagartige Zunahme von Δd flacht gegenüber der Vertikalen ab und das sehr spröde Durchstanzversagen geht in einen duktileren Versagensmodus über. In diesem Zusammenhang definiert die verbaute Durchstanzbewehrungsmenge, inwiefern die freiwerdenden Risskräfte teilweise oder vollständig aufgenommen und umgelagert werden können, was die Neigung des Kurvenverlaufs von Δd und somit die Duktilität des Versagens bestimmt.

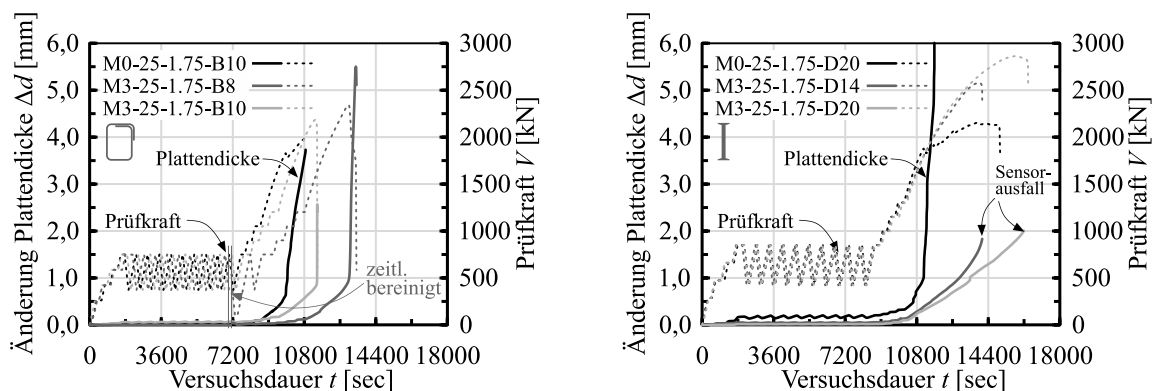


Bild 4.39: Änderung der Plattendicke Δd mit zugehöriger Prüfkraft V aufgetragen über die Versuchsdauer t der Versuchskörper M0-25-1.75-B10, M3-25-1.75-B8, M3-25-1.75-B10 (links) sowie M0-25-1.75-D20, M3-25-1.75-D14, M3-25-1.75-D20 (rechts)

Sowohl der mit Bügel wie auch der mit Doppelkopfbolzen versehene Referenzversuchskörper weist bei etwa 90 % der späteren Höchstlast einen deutlichen Lastabfall in den Last-Verformungskurven verbunden mit einer anschließend reduzierten Steifigkeit auf (vgl. Bild 4.34), was den zuvor beschriebenen Bereich des Übergangs zum überproportionalen Anstieg von Δd beschreibt. Nach einem kurzen sprunghaften Anstieg der Plattendicke kommt es zu einer vollständigen Aktivierung der Durchstanzbewehrung und zu Lastumlagerungen, was das Abflachen des Kurvenverlaufs begründet. Bei dieser Laststufe ist daher in Verbindung mit den Rissbildern der Trennschnitte und den Messwerten von Δd bei Versuchskörper M0-25-1.75-B10 von der Ausbildung und stetigen Öffnung des geneigten Schubrisses außerhalb der zweiten Durchstanzbewehrungsreihe und bei Versuchskörper M0-25-1.75-D20 des horizontalen Risses unterhalb der Doppelkopfbolzen auszugehen. Bei Versuchskörper M0-25-1.75-B10 (Bild 4.39 links) äußert sich der erneute Anstieg in der Last-Verformungs-Kurve durch ein weiteres leichtes Abflachen des Verlaufs von Δd .

Die reine Faserzugabe bei Versuchskörpern ohne Durchstanzbewehrung führt zu einem ähnlichen Verhalten mit abflachendem Kurvenverlauf, da auch das Grundprinzip der Stahlfaserzugabe in der Begrenzung der Rissöffnung liegt (vgl. in Kap. 4.3.1 Bild 4.28). Wird zusätzlich Durchstanzbewehrung angeordnet, überlagert sich die rissüberbrückende Wirkung beider Komponenten. In Bild 4.39 äußert sich dies durch einen späteren Übergang bzw. größeren Wert von Δd , ab welchem eine überproportionale Zunahme der Plattendicke stattfindet. Dies bewirkt, dass die aus reinen Stahlbetonbauteilen bekannten Tragmechanismen (vgl. Kap. 3.2) länger wirksam bleiben und zu erhöhten Traglasten bzw. einer Entlastung der Durchstanzbewehrung bei gleicher Laststufe führen. Nach Überschreiten der erhöhten Grenzzrissöffnung stellt sich der Kurvenverlauf der faserverstärkten Versuchskörper mit Bügel tendenziell steiler als bei den Referenzversuchskörpern ein, was mit dem im Versuch beobachteten etwas spröderen Nachbruchverhalten übereinstimmt. Die mit Doppelkopfbolzen versehenen Versuchskörper lassen bis zum Ausfall der Messsensoren ein ähnliches Verhalten erkennen, jedoch ist auch bei Δd -Werten von nahezu 2,0 mm kein schlagartiger Anstieg zu erkennen. Dieser Effekt liegt neben der verbesserten Verankerung der Doppelkopfbolzen auch auf den geringeren radialen Abstand der ersten Bolzenreihe von der Stützenkante begründet.

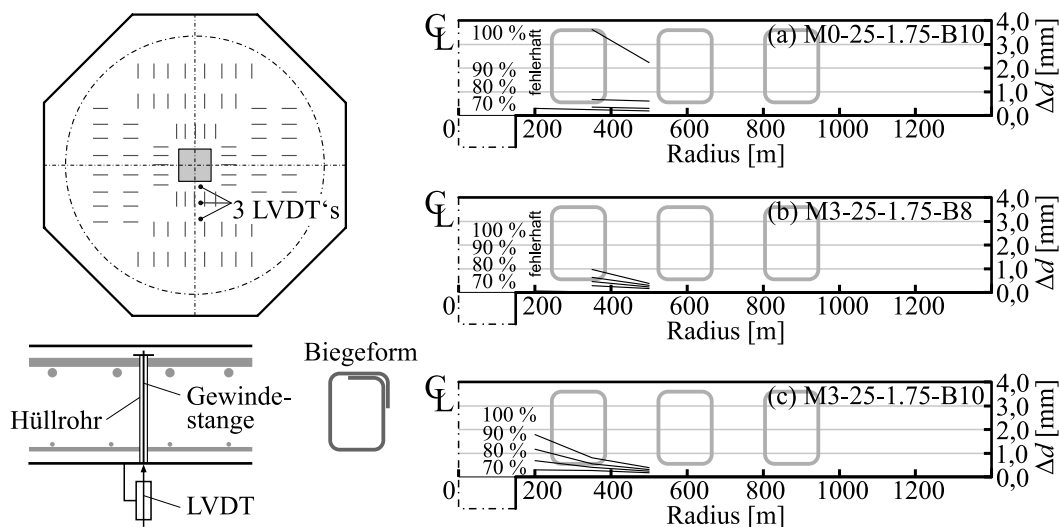


Bild 4.40: Änderung der Plattendicke Δd der bügelbewehrten Versuchskörper M0-25-1.75-B10, M3-25-1.75-B8 und M3-25-1.75-B10 bei verschiedenen Laststufen

Lediglich der bügelbewehrte Versuchskörper M3-25-1.75-B10 zeigt unmittelbar nach Überschreiten der Höchstlast ein abweichendes Verhalten in Form einer schlagartigen Zunahme der Plattendicke mit

nahezu senkrechtem Kurvenverlauf, was sehr dem Verhalten der faserfreien Referenzversuchskörper ähnelt. Entsprechend dem zugehörigen Trennschnitt in Bild 4.35 kreuzen die verbauten Bügelschenkel den sehr steilen Schubriss zwischen Stützenanschnitt und erstem Bügelschenkel nicht, weshalb diese die fortschreitende Schubrissöffnung nicht behindern können. Für die Aufnahme der freiwerdenden Risskräfte stehen daher in diesem Bereich lediglich die vorhandenen Stahlfasern zur Verfügung. Aufgrund des fortgeschrittenen Lastniveaus sind diese jedoch nicht in der Lage die freiwerdenden Risskräfte vollständig aufzunehmen und umzulagern, weshalb dieser Schubriss nahezu unkontrolliert öffnet und ein sprödes Durchstanzversagen vor der ersten Bügelschenkelreihe einleitet. Die in EC2+NA(D) [63, 64] für bügelbewehrte Stahlbetonbauteile geregelten zulässigen radialen Abstände des ersten Bügelschenkels von der Stützenkante erscheinen daher für stahlfaserverstärkte Platten als zu groß gewählt.

Die Darstellungen in Bild 4.40 sowie in Bild 4.41 verdeutlichen die aus der Fasertragwirkung resultierende reduzierte Änderung der Plattendicke bei gleicher Laststufe und somit die Begrenzung bzw. Verzögerung der Rissöffnung. Die Tragmechanismen des reinen Betonquerschnitts bleiben auch bei Vorhandensein von Durchstanzbewehrung länger wirksam und ermöglichen in Verbindung mit den Traganteilen der Durchstanzbewehrung und der Stahlfasern die beobachteten Traglaststeigerungen. Während der faserfreie Referenzversuchskörper M0-25-1.75-B10 einen Wert Δd bei Höchstlast von über 3,0 mm aufweist, liegt bei dem vergleichbaren faserverstärkten Versuchskörper M3-25-1.75-B10 trotz Laststeigerung ein Maximalwert von etwa 1,8 mm vor. Die maximale Änderung der Plattendicke konnte bei den Versuchskörpern M0-25-1.75-B10 und M3-25-1.75-B8 im Bereich der zweiten Messstelle und somit im Abstand d vom Stützenrand verzeichnet werden, wohingegen diese bei Versuchskörper M3-25-1.75-B10 in der ersten Messstelle am Stützenanschnitt auftraten. Dies korreliert mit dem sehr steilen, zum Versagen führenden Riss zwischen Stützenanschnitt und erster Bügelschenkelreihe. Auch bei den Versuchskörpern mit Doppelkopfbolzen verringern sich die maximalen Messwerte von Δd mit der Faserzugabe deutlich, wobei diese einheitlich im Bereich der zweiten Messstelle vom Stützenanschnitt aus betrachtet zu beobachten sind. Aufgrund des Ausfalls von mehreren Messaufnehmern kurz vor Erreichen der Höchstlast ist eine quantifizierte Aussage über den Ort der maximalen Messwerte bei Höchstlast an dieser Stelle jedoch für beide Versuchsserien nur begrenzt möglich.

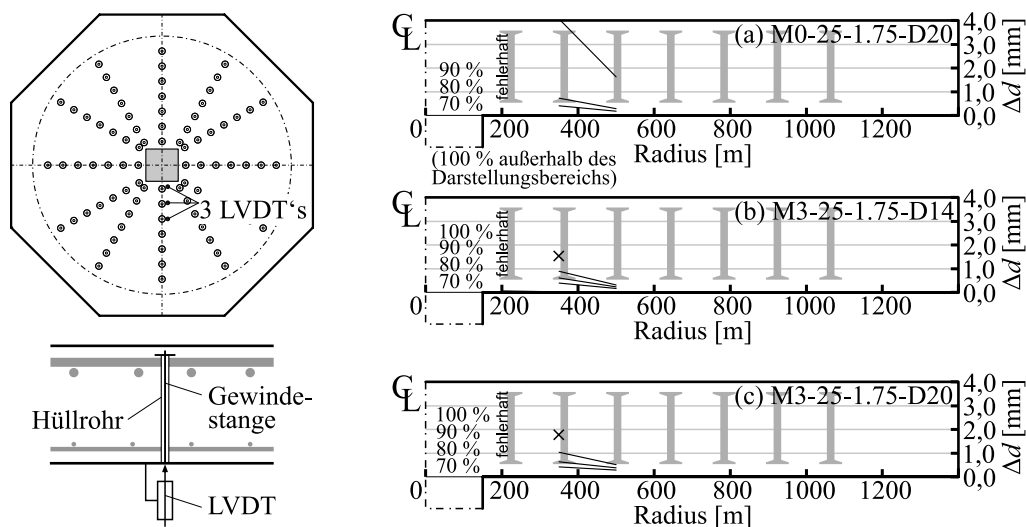


Bild 4.41: Änderung der Plattendicke Δd der mit Doppelkopfbolzen versehenen Versuchskörper M0-25-1.75-D20, M3-25-1.75-D14 und M3-25-1.75-D20 bei verschiedenen Laststufen

4.3.2.6 Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung

Die kontinuierlich aufgezeichneten Stahldehnungen der Durchstanzbewehrungselemente liefern einen Eindruck über die Wirksamkeit bzw. Aktivierung dieser in stahlfaserverstärkten Platten. Zudem geben diese einen Hinweis über das Einsetzen der Schubrissbildung im Platteninneren. Hierzu sind in Bild 4.42 bzw. Bild 4.44 exemplarisch die Stahldehnungen der Durchstanzbewehrungsreihen eins bis fünf für die mit Bügel (Bügelreihe Nord-Süd) und Doppelkopfbolzen (Bolzenreihe West-Ost) versehenen Versuchskörper dargestellt. Ergänzend ist in beiden Diagrammen die Fließgrenze des bei der jeweiligen Durchstanzbewehrung verwendeten Betonstahls gekennzeichnet. Für einen unmittelbaren Vergleich der Stahldehnungen mit und ohne Stahlfaserzugabe sind ergänzend in Bild 4.43 und Bild 4.45 für die identisch ausgeführten Versuchskörper M0-25-1.75-B10 und M3-25-1.75-B10 bzw. M0-25-1.75-D20 und M3-25-1.75-D20 die Dehnungsverläufe der Durchstanzbewehrung bei drei ausgewählten Laststufen entlang des Plattenradius abgebildet. Hierbei wurden ebenfalls die Prüfkörperachsen Nord-Süd (Bügel) bzw. West-Ost (Doppelkopfbolzen) zu Grunde gelegt.

Bei allen sechs durchstanzbewehrten Versuchskörpern konnten erwartungsgemäß erste Dehnungen der Durchstanzbewehrung bei Prüfkraften beobachtet werden, bei denen auch eine Zunahme der Änderung der Plattendicke und somit der Beginn der inneren Schubrissbildung verzeichnet wird. Dies tritt bei annähernd identischen Prüfkraften unabhängig vom Vorhandensein von Stahlfasern oder einer Durchstanzbewehrung ein. Die Stahldehnungen konzentrieren sich hierbei im Wesentlichen auf die ersten vier Bewehrungsreihen, was einheitlich auf einen anfänglich flach verlaufenden Riss mit einer Rissneigung ähnlich zu den vorhergehend dargestellten Versuchskörpern ohne Durchstanzbewehrung schließen lässt. Nachfolgend wird die Dehnungsentwicklung getrennt für die mit Bügel und Doppelkopfbolzen versehenen Versuchskörper ausgewertet und beschrieben.

Mit einsetzender Schubrissbildung nehmen die Bügeldehnungen des faserfreien Referenzversuchs M0-25-1.75-B10 kontinuierlich mit gleichbleibender Steigung zu. Mit Erreichen des bereits zuvor beschriebenen kurzzeitigen Lastabfalls in der Last-Verformungskurve bei etwa 1828 kN erfahren die Bügeldehnungen der Reihen drei bis fünf in Bild 4.42 (c) einen überproportionalen Dehnungsanstieg. Dies beschreibt deren plötzliche Aktivierung infolge der außerhalb der zweiten Schenkelreihe eingetretenen Schubrissbildung (vgl. Bild 4.35). In den ersten beiden Bewehrungsreihen flacht der Kurvenverlauf hingegen bei dieser Laststufe lediglich geringfügig ab. Während die Stahldehnungen der dritten und vierten Reihe bei weiterer Laststeigerung überproportional zunehmen und die Fließgrenze überschreiten, bleiben die Dehnungen der weiteren Reihen deutlich im elastischen Bereich und lassen lediglich geringe Dehnungszunahmen erwarten. Der wesentliche Anstieg der Bügeldehnungen und damit auch der Rissöffnungen findet daher nach Überschreiten der ersten Lastspitze außerhalb von Schenkelreihe zwei statt, weshalb der erste Lastabfall im Kurvenverlauf dem Eintreten des äußeren Schubrisses zuzuordnen ist.

Eine Faserzugabe bei ansonsten identischer Versuchskörperausbildung führt bei Versuchskörper M3-25-1.75-B10 zu deutlich reduzierten Bügeldehnungen, die bei Höchstlast einen Maximalwert von etwa 1,0 ‰ nicht überschreiten. Sie liegen daher während des gesamten Versuchs merklich unterhalb der Fließgrenze. Lediglich die Messstelle S1₃ weicht hiervon etwas ab, da im Nachbruchbereich Dehnungen in der Größenordnung der Fließgrenze auftreten. Die größten Dehnungen erreichen die Bügelschenkel der ersten beiden Reihen, was mit der auf diesen Bereich konzentrierten Rissentwicklung im rechten Teil des Trennschnitts aus Bild 4.35 korreliert. Die ab der dritten Reihe deutlich verringerten Dehnungen stehen in Übereinstimmung mit dem weitestgehend rissfreien Bereich außerhalb der zweiten Durchstanzbewehrungsreihe. Im linken Teil des Trennschnitts ohne Dehnungsmessstreifen ist eine deutlichere Rissbildung im Bereich der ersten beiden Bügelschenkel erkennbar, weshalb hier von größeren Dehnungen auszugehen ist. Insgesamt liegt jedoch das geringe Dehnungsniveau aller

Bügelchenkel in dem sehr steilen Rissverlauf zwischen Stützenanschnitt und erster Bügelchenkelreihe begründet, da hierdurch der Riss die Bügelchenkel nicht nennenswert kreuzt. Eine Halbierung der verbauten Durchstanzbewehrungsmenge im Versuchskörper M3-25-1.75-B8 resultierte in einem flacheren Rissverlauf (Bild 4.35 (b)), wodurch die ersten beiden Bügelchenkel unmittelbar gekreuzt werden. Dementsprechend ist bei diesen Messstellen auch ein merklicher Anstieg der Bügeldehnungen zu beobachten. Die Dehnungen der ersten beiden Schenkelreihen überschreiten im Bereich der Höchstlast die Fließdehnung. Außerhalb von Schenkelreihe zwei sind im Trennschnitt kaum Risse erkennbar, was sich ebenfalls in den sehr geringen Bügeldehnungen ab Reihe drei widerspiegelt.

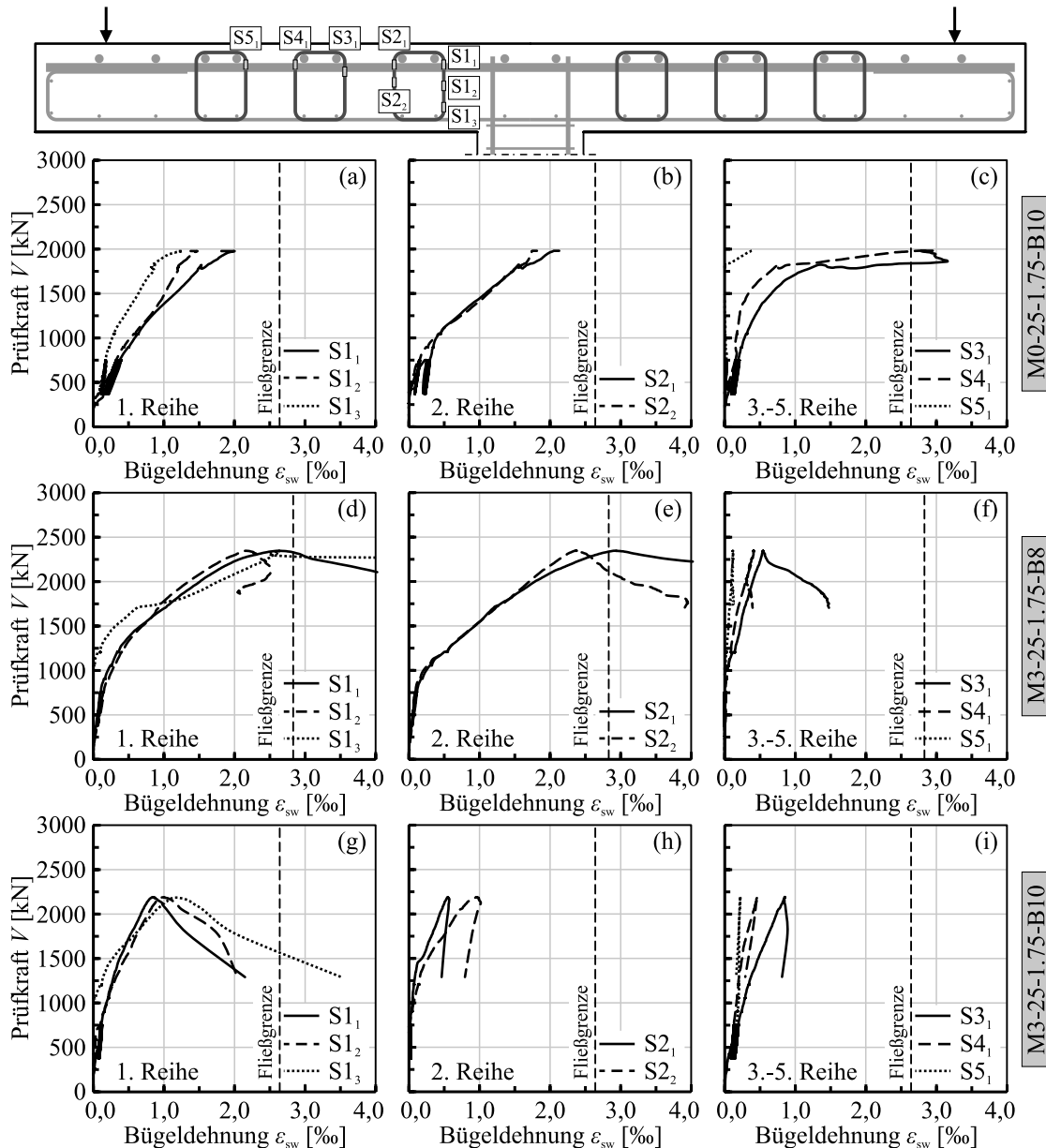


Bild 4.42: Aufgezeichnete Stahldehnungen ε_{sw} der geschlossenen Bügel als Durchstanzbewehrung der Versuchskörper M0-25-1.75-B10, M3-25-1.75-B8 und M3-25-1.75-B10

Den direkten Vergleich der Bügeldehnungen zwischen den identisch ausgeführten Versuchskörpern M0-25-1.75-B10 bzw. M3-25-1.75-B10 mit und ohne Faserzugabe in zwei Laststufen (1700 kN, 1900 kN) sowie bei Höchstlast (V_{max}) veranschaulicht Bild 4.43. Bei allen drei Laststufen ergeben sich

aus der Faserzugabe und der damit verbundenen begrenzten Rissöffnung bzw. auch des geänderten Rissbildes deutlich reduzierte Bügeldehnungen. Dies bestätigt, dass sich auch bei durchstanzbewehrten Flachdeckenausschnitten aus der Faserzugabe ein Fasertraganteil einstellt, der Lastumlagerungen und damit eine Entlastung der Durchstanzbewehrung ermöglicht. Zu beachten ist, dass der Versuchskörper M3-25-1.75-B10 vor der ersten Bügelreihe versagte, weshalb ein abweichender Versagensmodus vorliegt, der vermeintlich die Dehnungsentwicklung insbesondere bei Erreichen der Höchstlast beeinflusst.

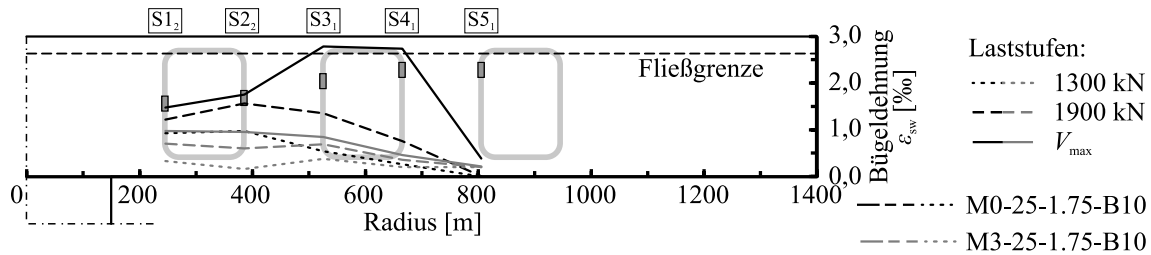


Bild 4.43: Aufgezeichnete Stahldehnungen ε_{sw} der geschlossenen Bügel als Durchstanzbewehrung der Versuchskörper M0-25-1.75-B10, M3-25-1.75-B8 und M3-25-1.75-B10 in Laststufen

Die Messwerte des faserfreien Referenzversuchskörpers mit Doppelkopfbolzen M0-25-1.75-D20 aus Bild 4.44 zeigen in der ersten Reihe Doppelkopfbolzen lediglich Dehnungen von unter 0,5 %, obwohl im rechten Teil des Trennschnitts in Bild 4.35 vereinzelte feine Risse in diesem Bereich erkennbar sind. Die mit DMS ausgestattete zweite Hauptachse (Nord-Süd) weist im ersten Doppelkopfbolzen eine höhere Beanspruchung mit größeren Stahldehnungen auf, welche jedoch auch an dieser Stelle die Fließgrenze nicht erreichen. Die entsprechenden Kurvenverläufe sind Anhang A.4 zu entnehmen. Bei Erreichen einer Last von etwa 1885 kN zeigt die zugehörige Last-Verformungskurve einen kurzzeitigen Lastabfall. In dieser Laststufe erfahren die Bolzenreihen drei bis fünf eine sprunghafte Dehnungszunahme und damit Aktivierung, was mit der Ausbildung des im Trennschnitt in Bild 4.35 (c) erkennbaren markanten horizontalen Risses unterhalb des unteren Endes der Doppelkopfbolzen übereinstimmt. Diese Rissbildung bewirkt eine fortschreitende Lastumlagerung in Richtung Plattenrand, wodurch die außenliegenden Doppelkopfbolzenreihen zunehmend aktiviert werden. Aus diesem Verhalten resultiert schließlich auch das im Trennschnitt erkennbare parallele Schrägrissbild außerhalb der zweiten Doppelkopfbolzenreihe. Die Stahldehnungen der ersten und zweiten Bolzenreihe erfahren an einzelnen Messstellen ($W1_1$ und $W2_1$) einen geringfügigen Dehnungsrückgang mit steigender Belastung und somit eine Entlastung. Insgesamt bleiben die Stahldehnungen aller Durchstanzbewehrungsreihen dieses Versuchskörpers deutlich unterhalb der Fließgrenze zurück.

Eine Faserzugabe bei dem analog ausgeführten Versuchskörper M3-25-1.75-D20 führt sowohl im Last-Verformungsverhalten wie auch im Stahldehnungsverlauf der Doppelkopfbolzen zu einem stetigen und gleichmäßigen Verlauf, deren Stahldehnungen auch nach Überschreiten der Höchstlast ebenfalls deutlich unterhalb der Fließgrenze liegen. Entsprechend der im Trennschnitt beobachteten konzentrierten Rissbildung im Bereich der ersten beiden Bolzenreihen (vgl. Bild 4.35 (f)) erfahren vor allem diese beiden Reihen Stahldehnungen, wohingegen bei den übrigen Doppelkopfbolzen erst kurz vor Erreichen der Höchstlast ein Dehnungsanstieg zu verzeichnen ist. Die Reduktion des Durchstanzbewehrungsgrades bei Versuchskörper M3-25-1.75-D14 bewirkte einen flacher geneigten Rissverlauf (Bild 4.35 (e)), sodass der Schubriss die ersten beiden Bolzenreihen kreuzt und zu Dehnungen der Doppelkopfbolzen nahe der Fließgrenze führt. Lediglich an der Messstelle $W2_2$ überschreiten die aufgezeichneten Bolzendehnungen die Fließgrenze geringfügig. Ab etwa 1500 kN ist eine Aktivierung der dritten Bolzenreihe zu erkennen, während die Reihen vier und fünf erst mit Erreichen der Höchstlast erkennbar Dehnungen erfahren. Die Bolzendehnungen weisen grundsätzlich sehr hohe Werte auf, überschreiten die

Fließgrenze jedoch nicht vollständig. Daher ist zwar von einer großen Beanspruchung der Doppelkopfbolzen auszugehen, jedoch scheint deren Tragfähigkeit bei Erreichen der Höchstlast noch nicht gänzlich erschöpft zu sein.

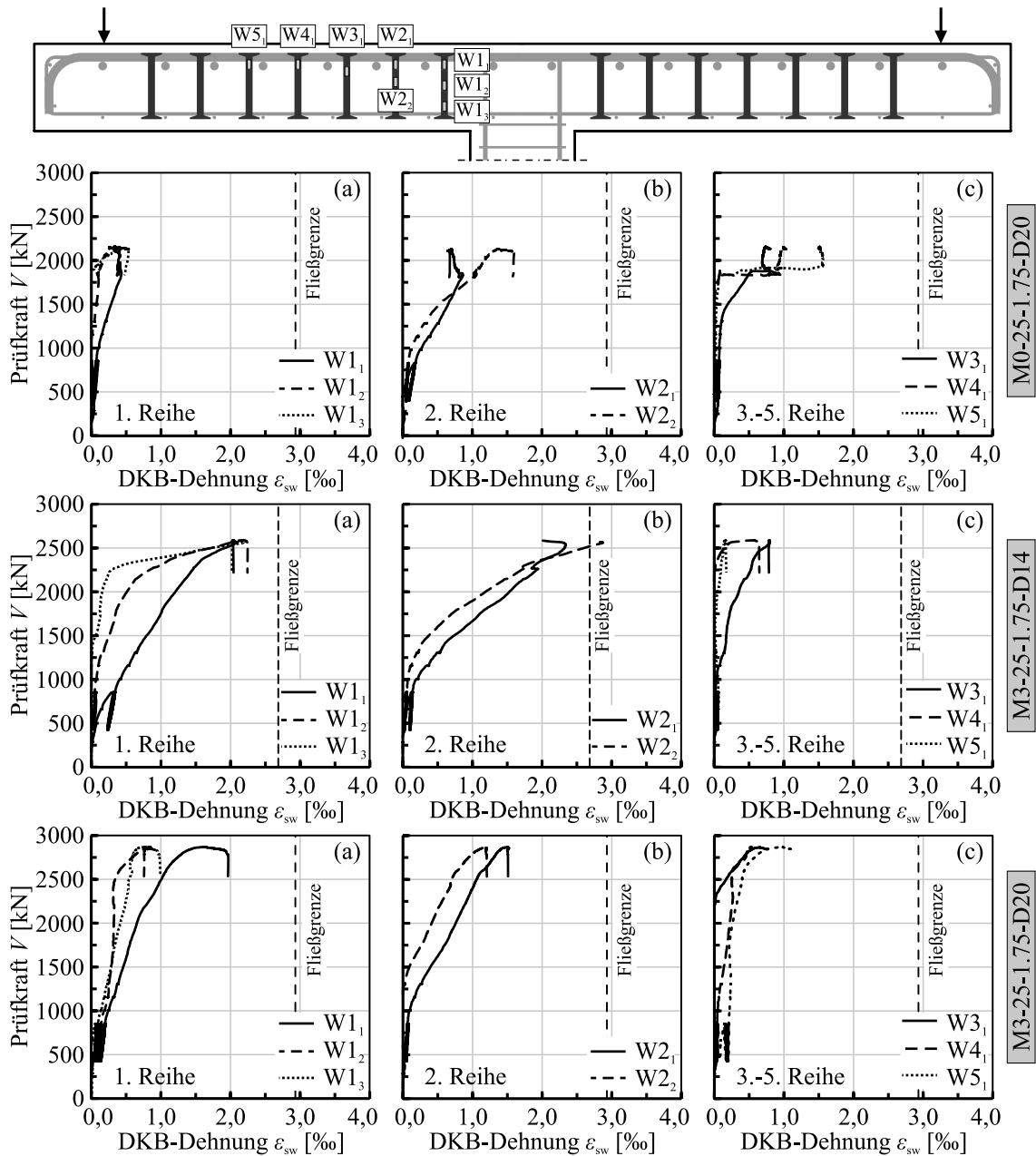


Bild 4.44: Aufgezeichnete Stahldehnungen ϵ_{sw} der Doppelkopfbolzen als Durchstanzbewehrung der Versuchskörper M0-25-1.75-D20, M3-25-1.75-D14 und M3-25-1.75-D20

Der direkte Vergleich der Bolzendehnungen zwischen den identisch ausgeführten Versuchskörpern M0-25-1.75-D20 bzw. M3-25-1.75-D20 mit und ohne Faserzugabe in zwei Laststufen (1500 kN, 2000 kN) sowie bei Höchstlast (V_{max}) ist in Bild 4.45 dargestellt. Analog zu den bügelbewehrten Versuchskörpern liegen auch hier bei allen drei betrachteten Laststufen die Dehnungen der Doppelkopfbolzen des stahlfaserverstärkten Versuchskörpers unterhalb derer des Referenzversuchskörpers. Die Stahlfasern begrenzen die Rissöffnung und verringern hierdurch die Bolzendehnungen, was die Beteiligung der

Stahlfasern am Lastabtrag bestätigt. Trotz der deutlichen Traglaststeigerung liegen die Dehnungen auch bei Erreichen der Höchstlast unterhalb derer des faserfreien Referenzversuchskörpers.

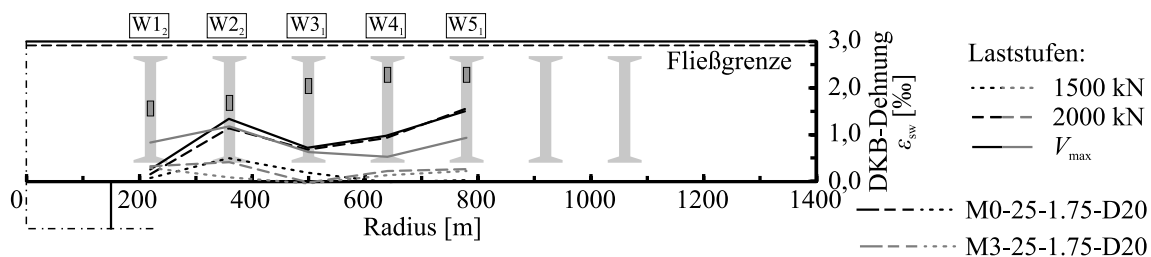


Bild 4.45: Aufgezeichnete Stahldehnungen ε_{sw} der Doppelkopfbolzen als Durchstanzbewehrung der Versuchskörper M0-25-1.75-B10, M3-25-1.75-B8 und M3-25-1.75-B10 in Laststufen

4.3.2.7 Diskussion der Versagenscharakteristik

Zur Beschreibung der Versagenscharakteristik der sechs durchstanzbewehrten Tastversuche werden die Erkenntnisse der Last-Verformungskurven (Bild 4.34), der dokumentierten Rissbilder der Trennschnitte (Bild 4.35), der aufgezeichneten Stahldehnungen der Biegezug- und Durchstanzbewehrung (Bild 4.36, Bild 4.38, Bild 4.42 und Bild 4.44) sowie der Änderung der Plattendicke (Bild 4.39) zusammenfassend betrachtet. Sowohl der Verlauf des Schubrissbildes der Trennschnitte wie auch die Stahldehnungen der Biegezug- und Durchstanzbewehrung bestätigen einheitlich ein Durchstanzversagen aller sechs Versuchskörper. Aufgrund der allgemein sehr hohen Dehnungsmesswerte der Biegezugbewehrung ist trotz der Verwendung hochfester Bewehrung von einer deutlichen Ausnutzung der Biegetragfähigkeit der Querschnitte auszugehen. Aus der fortgeschrittenen Biegerissbildung resultierende Einflüsse auf die erzielte Höchstlast sind daher nicht gänzlich auszuschließen.

Die Rissbilder der Trennschnitte verdeutlichen in Verbindung mit Dehnungsmessungen an der Durchstanzbewehrung bei allen Versuchskörpern, dass unabhängig vom Vorhandensein von Stahlfasern oder einer Durchstanzbewehrung zunächst ein vergleichsweise flach geneigter Schubriss eintritt. Die Neigung dieses anfänglichen Risses scheint in der Größenordnung der Rissneigung des Versagensrisses von Versuchskörpern ohne Durchstanzbewehrung zu liegen, was SCHMIDT [226] auch bei faserfreien Durchstanzversuchen mit variierendem Durchstanzbewehrungsgrad beobachten konnte. Da auch die Last-Verformungskurven in diesem Lastbereich weitestgehend deckungsgleich verlaufen, lässt die reine Stahlfaserzugabe keinen nennenswerten Einfluss auf das Verhalten in diesem Lastbereich erkennen. Die in den Versuchskörpern M3-25-1.75-B8 und M3-25-1.75-D14 vorhandene Durchstanzbewehrungsmenge reicht aus, die freiwerdenden Risskräfte teilweise aufzunehmen und umzulagern. Die ursprünglich vorhandenen Risse werden durch die Durchstanzbewehrung überbrückt, sodass Lastumlagerungen die Ausbildung weiterer stärker geneigter Schubrisse ermöglichen. Die Stahlfasern bewirken hierbei eine Begrenzung bzw. Verzögerung der fortschreitenden Rissöffnung, was die Möglichkeit zu Lastumlagerungen verstärkt und bei gleicher Laststufe zu reduzierten Dehnungen der Durchstanzbewehrung führt. Die Stahlfasertragwirkung im Riss überlagert sich mit dem Stahltraganteil der Durchstanzbewehrung sowie in Abhängigkeit der vorliegenden Rissbreite mit dem Betontraganteil des reinen Stahlbetonquerschnitts. Mit zunehmender Belastung führt die fortschreitende Dehnung der Durchstanzbewehrung zu einer kontinuierlichen Zunahme der Rissöffnung. Die Fasertragwirkung nimmt bei großen Rissöffnungsweiten jedoch entsprechend dem Verlauf der Nachrisszugfestigkeit (z. B. Bild 4.15) kontinuierlich ab, weshalb aufgrund fehlender Reserven der Durchstanzbewehrung schließlich der Lastabfall und das Versagen eintritt. Bei dem Versuchskörper M3-25-1.75-B8 überschreiten hierbei die aufgezeichneten

Bügeldehnungen die Fließgrenze deutlich, weshalb in Verbindung mit den dokumentierten Änderungen der Plattendicke das Versagen als ein Durchstanzversagen innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs eingestuft wird. Im Gegensatz hierzu bleiben die Stahldehnungen der Doppelkopfbolzen des Versuchskörpers M3-25-1.75-D14 geringfügig hinter deren Fließgrenze zurück. In Kombination mit dem Rissbild des Trennschnitts ist daher von einem Versagen am Übergang zwischen einem Versagen innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs und auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit auszugehen.

Eine Verdopplung des Durchstanzbewehrungsgrades ermöglicht sowohl bei den bügelbewehrten Versuchskörpern M0-25-1.75-B10 bzw. M3-25-1.75-B10 (beide $\rho_{s,w} = 0,75\%$) wie auch bei den mit Doppelkopfbolzen versehenen Versuchskörpern M0-25-1.75-D20 bzw. M3-25-1.75-D20 (beide $\rho_{s,w} = 1,51\%$) die freiwerdenden Risskräfte vollständig aufzunehmen und umzulagern. Nach Eintreten des zuvor beschriebenen flach geneigten Schubrisses übernimmt die Durchstanzbewehrung in Kombination mit den je nach Versuchskörper vorhandenen Stahlfasern die Risskraft vollständig und die Last kann ungehindert gesteigert werden, bis die Tragfähigkeit des Betonquerschnitts im unmittelbaren Stützenanschnitt ausgeschöpft ist. Der bügelbewehrte Referenzversuchskörper M0-25-1.75-B10 zeigt neben einem sehr steilen Schubriss zwischen Stützenanschnitt und erster Durchstanzbewehrungsreihe eine deutliche Schädigung der Betondruckzone sowie einen zusätzlichen Schubriss außerhalb der zweiten Durchstanzbewehrungsreihe. Die moderaten Stahldehnungen der ersten beiden Bügelschenkel bestätigen deren geringe Ausnutzung zum Zeitpunkt des Versagens, weshalb das Versagen als Versagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit einzustufen ist. Die Ausbildung des zweiten flacher geneigten Schubrisses außerhalb von Bügelschenkelreihe zwei legt nahe, dass die Widerstände aller weiteren möglichen Versagensmechanismen mit Durchstanzbewehrung (vgl. Kap. 3.2) ein ähnliches Lastniveau und eine hohe Querschnittsausnutzung aufweisen (vgl. auch [226]).

Die Zugabe von Stahlfasern bewirkt bei dieser Versuchskörperausführung (M3-25-1.75-B10) einen gesteigerten Durchstanzwiderstand des Stahlbetonquerschnitts zwischen und außerhalb der Bügelreihen. Im Trennschnitt führt dies zu einer deutlich reduzierten Rissbildung, die sich im Wesentlichen auf einen markanten Schubriss zwischen Stützenanschnitt und erster Bügelschenkelreihe beschränkt. Mit der gewählten Bügelanordnung scheinen daher die maximal möglichen radialen Abstände s_r der einzelnen Durchstanzbewehrungsreihen nicht gänzlich ausgeschöpft zu sein. Die mit zunehmender Belastung eintretende Plattenverformung konzentriert sich infolge der reduzierten Rissbildung auf die Rotation im Bereich dieses einen markanten Schubrisses, weshalb innerhalb des Querschnitts keine wesentlichen Lastumlagerungen stattfinden. In Verbindung mit der durch die Faserzugabe gesteigerten Zugstreben-tragfähigkeit aus Durchstanzbewehrung und Fasertragwirkung führt dies zu einem Anstieg der Neigung der auf die Stütze verlaufenden Druckstrebe. Bei Erreichen des Querschnittswiderstandes der stahlfaserverstärkten Platte resultiert hieraus ein sehr steiler Schubriss zwischen Stützenanschnitt und erster Bügelschenkelreihe. Der gewählte radiale Abstand des ersten Bügelschenkels von $s_0 = 0,5d$ vom Stützenanschnitt zeigt sich hierbei als zu groß um diesen Riss zu überbrücken und die freiwerdenden Risskräfte aufnehmen und umlagern zu können, weshalb der steile Schubriss letztendlich zum Versagen dieses Versuchskörpers führte. Der schlagartige Anstieg in den Messwerten der Plattendickenänderung sowie das spröde Versagen bekräftigen das beschriebene Verhalten. Begünstigt wird das Versagen durch die ausgeprägte Schädigung bzw. Rissbildung im oberen Verankerungsbereich des ersten Bügelschenkels, die zu einer reduzierten Verankerungsqualität des Bügels und in gewisser Weise zu einem Verankerungsversagen von dieser führt. Durch den sehr steilen Schubriss reduziert sich auch die Bruchfläche, weshalb von einem reduzierten Fasertraganteil auszugehen ist. Diese Ursachen führten zu der gegenüber dem mit reduziertem Durchstanzbewehrungsgrad ausgeführten Versuchskörper M3-25-1.75-B8 reduzierten Höchstlast. In Verbindung mit dem fehlenden Riss außerhalb der zweiten Bügelschenkelreihe legen diese Betrachtungen nahe, dass die erzielte Bruchlast nicht dem tatsächlichen maximalen Durch-

stanzwiderstand einer stahlfaserverstärkten Platte mit geschlossenen Bügeln als Durchstanzbewehrung entspricht. Eine Anpassung der radialen Bügelabstände des ersten Bügelschenkels von der Stütze s_0 bzw. zwischen den weiteren Bügelschenkeln s_r lässt daher ein Potential zur Steigerung bzw. Optimierung der Tragfähigkeit und der Wirtschaftlichkeit dieser Ausführung erwarten.

Der Trennschnitt des mit Doppelkopfbolzen versehenem Referenzversuchskörpers M0-25-1.75-D20 zeigt im Bereich der Stütze ein fächerartiges Rissbild, welches ab etwa der dritten Bolzenreihe in nahezu parallel verlaufende Schubrisse übergeht. Dieses für Versuche mit Doppelkopfbolzen charakteristische Schubrisssbild verdeutlicht anschaulich das Tragverhalten dieser Elemente. Die ersten beiden Reihen Doppelkopfbolzen leiten die einwirkenden Querkräfte ähnlich einem Aufhängefachwerk unmittelbar in die Stütze. Dies führt zu einem Rissbild am unteren Verankerungspunkt der Doppelkopfbolzen, welches einem Ausbruchkegel eines Auszugsversuchs (Pull-Out Versuch) ähnelt. Das parallele Rissbild außerhalb der zweiten Reihe Doppelkopfbolzen beschreibt das fachwerkartige Tragverhalten der weiteren Bolzenreihen, wodurch die Querkräfte mit Druck- und Zugstreben von Bolzen zu Bolzen in Richtung der ersten beiden Reihen übertragen werden. Aus diesem sehr ausgeprägten Rissbild resultiert eine große Rotationskapazität des Knotenpunktes, welche Lastumlagerungen innerhalb der Platte ermöglicht und das sehr duktile Versagensbild mit großen Verformungen begünstigt (vgl. [13, 118]). Durch den geringen Abstand des ersten Doppelkopfbolzens vom Stützenanschnitt ($s_0 = 0,35d$) wird der bei den bügelbewehrten Versuchskörpern beobachtete sehr steile Schubriss von einem Doppelkopfbolzen gekreuzt, weshalb bei Erreichen der Maximaltragfähigkeit ein unterhalb der Doppelkopfbolzen verlaufender horizontaler Schubriss die Betondruckzone sowie den Verankerungsbereich der Doppelkopfbolzen schädigt und das Versagen einleitet. Die sehr geringen, aufgezeichneten Bolzendehnungen des Referenzversuchskörpers in Verbindung mit der deutlichen Schädigung der Betondruckzone sowie des Rissbildes im Trennschnitt legen daher ein Durchstanzversagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit nahe. Die Stahlfaserzugabe beschränkt auch bei dem ansonsten identisch ausgebildeten Versuchskörper M3-25-1.75-D20 die Rissbildung im Wesentlichen auf den Bereich zwischen Stützenanschnitt und den ersten beiden Doppelkopfbolzenreihen, was aus dem verbesserten Querschnittswiderstand ohne Durchstanzbewehrung infolge Faserzugabe resultiert. Aufgrund der fehlenden Rissbildung außerhalb der zweiten Reihe Doppelkopfbolzen, konzentriert sich die gesamte Plattenrotation auch bei diesem Versuchskörper auf den stütznahen Bereich und die Möglichkeiten einer Lastumlagerungen sind merklich begrenzt. Stattdessen stellt sich infolge der durch die Faserzugabe gesteigerten Zugstreben tragfähigkeit eine sehr steile Druckstrebe ein, die bei Erreichen der Querschnittstragfähigkeit im Bereich des Stützenanschnitts mit einer deutlichen Schädigung der Betondruckzone das Versagen einleitet. Da auch bei diesem Versuchskörper die Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung deutlich hinter der Fließgrenze zurückbleiben und der steile Riss die erste Bolzenreihe immer noch kreuzt, wird die erzielte Höchstlast als der maximale Durchstanzwiderstand dieser Konfiguration betrachtet. Das Versagen wird daher als Versagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit eingestuft. Die im Trennschnitt reduzierte Rissbildung bewirkt im Vergleich zum faserfreien Referenzversuchskörper ein verringertes Rotationsvermögen verbunden mit einem etwas spröderen Versagen und lässt nicht vollständig ausgenutzte Querschnittswiderstände außerhalb des stütznahen Bereichs vermuten. Infolge des sehr steilen Schubrisses liegt auch bei diesem Versuchskörper vermutlich ein im Vergleich zu Versuchskörper M3-25-1.75-D14 reduzierter Fasertraganteil vor.

Zusammenfassend lässt sich aus diesen Tastversuchen folgern, dass auch bei durchstanzbewehrten Flachdeckenausschnitten eine Stahlfaserzugabe eine Steigerung des Durchstanzwiderstandes ermöglicht. In Abhängigkeit der vorliegenden Rissbreiten findet eine Überlagerung der Traganteile des Betonquerschnitts, der Durchstanzbewehrung sowie der Stahlfaserwirkung statt. Die Variation des Durchstanzbewehrungsgrades und damit des Steifigkeitsverhaltens im Schubriss führt zu veränderten Schub-

rissneigungen und Lastumlagerungsmöglichkeiten, woraus die soeben beschriebenen unterschiedlichen Versagensmechanismen resultierten. Die insgesamt bei den faserverstärkten Versuchskörpern beobachtete, reduzierte Rissbildung außerhalb der ersten beiden Durchstanzbewehrungsreihen legt die Vermutung nahe, dass die gewählten radialen Abstände s_r zwischen den einzelnen Bewehrungsreihen eventuell vergrößert werden können, worin wirtschaftliches Optimierungspotential besteht. Neben den wirtschaftlichen Vorteilen lässt dies auch ein verbessertes Rotationsvermögen und damit eine gesteigerte Duktilität erwarten. Insbesondere der erste Bügelschenkel sollte in einem Abstand kleiner $0,5d$ vom Stützenanschnitt angeordnet werden, um eine Rissbildung zwischen diesem und dem Stützenanschnitt zu vermeiden und damit den maximalen Durchstanzwiderstand ausschöpfen zu können. Die in Abhängigkeit der Durchstanzbewehrungsmenge variierende Schubrissneigung legt nahe, dass bei reduzierten Durchstanzbewehrungsgraden höhere Fasertragwirkungen infolge größerer Bruchflächen vorliegen können. Die maximal erreichbare Höchstlast muss daher nicht zwingend mit Erreichen der Tragfähigkeit am Stützenanschnitt korrelieren. Um diese These zu bestätigen, sind jedoch weiterführende systematische Untersuchungen mit variierendem Durchstanzbewehrungsgrad erforderlich. Abschließend fasst Tabelle 4-5 die wichtigsten materiellen und geometrischen Kenngrößen sowie die gewonnenen Höchstlasten der experimentellen Untersuchungen mit Durchstanzbewehrung zusammen.

Tabelle 4-5 Zusammenstellung der wesentlichen materiellen und geometrischen Kenngrößen sowie der Bruchlasten der Versuchskörper mit Durchstanzbewehrung

Versuch	konstante Kenngrößen: $\rho_1 = 1,75 \%$, $V_f = 1,0 \text{ Vol.-%}$ BEKAERT Dramix 5D									
	d_m [mm]	$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,l}$ [mm]	$f_{y,m}$ [N/mm ²]	σ_{sw} [mm]	$\rho_{s,w}$ [%]	$f_{y,sw}$ [N/mm ²]	s_0/s_r [mm]	V_{Test} [kN]
M0-25-1.75-B10	195	39,6	-	25	764	10	0,75	529,7	90/140	1986
M3-25-1.75-B8	192	39,7	8,95	25	764	8	0,40	565,7	90/140	2343
M3-25-1.75-B10	186	41,3	7,69	25	764	10	0,75	529,7	90/140	2186
M0-25-1.75-D20	186	40,2	-	26,5	968	20	1,51	586	70/140	2153
M3-25-1.75-D14	184	34,8	9,23	26,5	968	14	0,74	537	70/140	2584
M3-25-1.75-D20	185	36,3	9,13	26,5	968	20	1,51	586	70/140	2866

d_m : mittlere statische Nutzhöhe; $f_{cm,cyl}$: mittlere Zylinderdruckfestigkeit; $f_{R,3}$: mittlere Nachrissbiegezugfestigkeit bei $CMOD_3 = 2,5 \text{ mm}$ nach EN 14651 [57]; $\sigma_{s,l}$: Stabdurchmesser Biegezugbewehrung; $f_{y,m}$: mittlere Fließgrenze der Biegezugbewehrung; σ_{sw} : Stabdurchmesser Durchstanzbewehrung; $\rho_{s,w} = A_{sw,1+2}/(2 \cdot s_r \cdot u_{0,5d})$: Durchstanzbewehrungsgrad; V_{Test} : Versagenslast/ Höchstlast im Versuch

4.3.2.8 Diskussion der Versuchsergebnisse und Vergleich mit Regelwerken

Im Vordergrund der mit Durchstanzbewehrung versehenen Tastversuche an stahlfaserverstärkten Platten stand die Fragestellung, inwiefern die Zugabe von Stahlfasern eine Tragfähigkeitssteigerung über den von faserfreien Stahlbetonplatten bekannten maximalen Durchstanzwiderstand $V_{R,max} = \alpha_{max} \cdot V_{R,c}$ hinaus ermöglicht. Eine derartige Steigerung beschreibt für einen wirtschaftlichen und zweckmäßigen Einsatz von Durchstanzbewehrung in stahlfaserverstärkten Platten die wesentliche Grundvoraussetzung und bildet die Basis für die Rechtfertigung weiterführender Untersuchungen. Tritt bei einer faserfreien Stahlbetonplatte ein Durchstanzversagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit ein, zeigt sich meist das Tragverhalten der Betondruckzone am Stützenanschnitt unter radialer und tangentialer Beanspruchung sowie das Abplatzen der Betondruckzone als maßgebend [118]. Entsprechend der vorhergehenden Darstellungen lässt sich auch bei den vorliegenden faserfreien Referenzversuchskörpern M0-25-1.75-B10 und M0-25-1.75-D20 das Versagen auf eine Schädigung bzw. den Ausfall der Betondruckzone zurückführen, was die in der Literatur dokumentierten Erkenntnisse bestätigt.

Für die nachfolgende Auswertung werden die experimentellen Höchstlasten V_{Test} auf die für den Betontraganteil $V_{R,c}$ wesentlichen Kenngrößen bezogen, wodurch eine Minimierung des Einflusses verschie-

dener im Rahmen dieser Arbeit nicht näher untersuchter Größen gewährleistet wird. Neben dem kritischen Rundschnitt im Abstand $0,5d$ vom Stützenanschnitt $u_{0,5d}$ und der statischen Nutzhöhe d werden hierbei auch der Biegezugbewehrungsgrad ρ_l sowie die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} berücksichtigt. Als Kriterium für die Bewertung und Klassifizierung der maximalen Leistungsfähigkeit von Durchstanzbewehrungssystemen erwies sich in der Vergangenheit der Erhöhungsfaktor $\alpha_{\max} = V_{\text{Test}}/V_{\text{R,c}}$ als geeignetes Mittel, der das Verhältnis der experimentellen Höchstlast V_{Test} zum prognostizierten Durchstanzwiderstand einer vergleichbaren Stahlbetonplatte ohne Durchstanzbewehrung $V_{\text{R,c}}$ nach EC2 + NA(D) [63, 64] (z. B. [237]) beschreibt. Für bügelbewehrte Flachdecken ist in EC2 + NA(D) [63, 64] ein Wert α_{\max} von 1,40 vorgesehen, wohingegen der Technische Report TR060 [81] für Doppelkopfbolzen einen maximalen Erhöhungsfaktor $\alpha_{\max} = 1,96$ erlaubt. Für stahlfaserverstärkte Bauteile fehlen derzeit Angaben hinsichtlich zulässiger Werte von α_{\max} gänzlich. Um einen Bezug zu den in der Literatur dokumentierten und normativ geregelten Faktoren α_{\max} herzustellen, werden nachfolgend die Erhöhungsfaktoren α_j der einzelnen Versuchskörper ermittelt. Tabelle 4-6 stellt die bezogenen Versuchslasten, die Erhöhungsfaktoren α_j sowie die wesentlichen Versuchsparameter gegenüber. Neben der tabellarischen Zusammenstellung veranschaulichen die Diagramme in Bild 4.47 und Bild 4.48 die Entwicklung der bezogenen Bruchlasten $V/(u_{0,5d}d(\rho_l f_{ck})^{1/3})$ aufgetragen über die Nachrisszugfestigkeit $f_{R,3}$ bzw. den Durchstanzbewehrungsgrad $\rho_{s,w} = A_{s,w,1+2}/(2 \cdot s_r \cdot u_{0,5d})$.

Zur Beantwortung der Kernfrage dieser Untersuchungen gilt es den maximal möglichen Durchstanzwiderstand der Flachdecken zu ermitteln und daher ein Durchstanzversagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit zu erreichen. Entsprechend den vorhergehenden Erläuterungen kann für beide faserfreien Referenzversuchskörper M0-25-1.75-B10 und M0-25-1.75-D20 ein derartiges Versagen bestätigt werden. Bei den faserverstärkten Versuchskörpern wurde lediglich bei Versuch M3-25-1.75-D20 der gewünschte Versagensmodus erzielt, da der bügelbewehrte Versuchskörper M3-25-1.75-B10 aufgrund eines zu groß gewählten radialen Abstands der ersten Bügelschenkelreihe von der Stütze s_0 vor Erreichen der Maximaltragfähigkeit zwischen Stützenanschnitt und erster Bügelschenkelreihe versagte. Daher liefert dieser Versuchskörper lediglich einen unteren Grenzwert der maximalen Traglaststeigerung.

Tabelle 4-6 Durchstanzbewehrungsgrad $\rho_{s,w}$, Stahlfasergehalt V_f , Bruchlast V_{Test} sowie bezogene Bruchlast und Lasterhöhungsfaktor α_i der Versuchskörper mit Durchstanzbewehrung

Versuch	Durchstanzbewehrung	$\rho_{s,w}$ [%]	V_f [Vol.-%]	V_{Test} [kN]	$V/(u_{0,5d}d(\rho_l f_{ck})^{1/3})$	$\alpha_j = V_{\text{Test}}/V_{\text{Rk,c}}$ [-]
M0-25-1.75-B10	Bügel	0,75	0,0 ¹⁾	1986	1,360	1,944
M3-25-1.75-B8	Bügel	0,40	1,0 ¹⁾	2343	1,643	2,360
M3-25-1.75-B10	Bügel	0,75	1,0 ¹⁾	2186	1,561	2,262
M0-25-1.75-D20	Doppelkopfbolzen	1,51	0,0 ¹⁾	2153	1,543	2,238
M3-25-1.75-D14	Doppelkopfbolzen	0,74	1,0 ¹⁾	2584	1,926	2,885
M3-25-1.75-D20	Doppelkopfbolzen	1,51	1,0 ¹⁾	2866	2,178	3,117

$\rho_{s,w} = A_{s,w,1+2}/(2 \cdot s_r \cdot u_{0,5d})$: Durchstanzbewehrungsgrad; V_f : volumenbezogener Stahlfasergehalt; V_{Test} : Versagenslast/ Höchstlast im Versuch; $V/(u_{0,5d}d(\rho_l f_{ck})^{1/3})$: bezogene Versagenslast; $\alpha_j = V_{\text{Test}}/V_{\text{Rk,c}}$: Erhöhungsfaktor

¹⁾ BEKAERT Dramix 5D 65/60

Bevor der Blick auf die Wirksamkeit der Kombination von Durchstanzbewehrung und Stahlfasern gerichtet wird, erfolgt eine Einstufung und Wertung des erzielten Lastniveaus der faserfreien Referenzversuchskörper im Vergleich zu den aus der Literatur bekannten Versuchsergebnissen sowie den normativ festgelegten Werten von α_{\max} . Ergänzt wird dieser Vergleich in Bild 4.46 durch eine Gegenüberstellung der Erhöhungsfaktoren α_j mit Werten der Datenbankauswertungen von HEGGER / SIBURG [124], SCHMIDT [226] und WALKNER [270] für mit Bügel (links) bzw. Doppelkopfbolzen (rechts) versehene

Versuchskörper. Die Darstellung der Werte α_j erfolgt aufgetragen über den Stabdurchmesser der oberen Längsbewehrung unabhängig vom beobachteten Versagensmodus.

Mit einem Erhöhungsfaktor von 1,944 weist der bügelbewehrte Versuchskörper M0-25-1.75-B10 ein zum normativ geregelten Wert $\alpha_{\max} = 1,40$ um 40 % gesteigertes Tragfähigkeitsniveau auf, wohingegen der Wert des mit Doppelkopfbolzen versehenen Versuchskörpers M0-25-1.75-D20 mit 2,24 etwa 15 % oberhalb des Grenzwertes $\alpha_{\max} = 1,96$ nach TR060 [81] liegt. Obwohl beide normativen Werte α_{\max} untere Grenzwerte einer statistischen Versuchsauswertung beschreiben und daher höhere tatsächliche Versuchslasten zu erwarten sind, erscheint das in den Referenzversuchen beobachtete Lastniveau dennoch als sehr hoch. Die Verteilung experimentell ermittelter Erhöhungsfaktoren α_j in Bild 4.46 bekräftigt diese Vermutung, da beide Datenpunkte der eigenen Versuchskörper (roter Kreis) am oberen Ende der gewonnenen Punktwolke angesiedelt sind. Anhaltspunkte für die Ursache dieser vergleichsweise hohen Lasten liefert eine Kombination der Ergebnisse der in den dokumentierten Datenbanken [124, 226, 270] enthaltenen Versuchskörper, der Erkenntnisse von HÄUSLER [118] zur maximalen Durchstanstragfähigkeit von Platten sowie der eigenen Versuchsbeobachtungen und -ergebnissen.

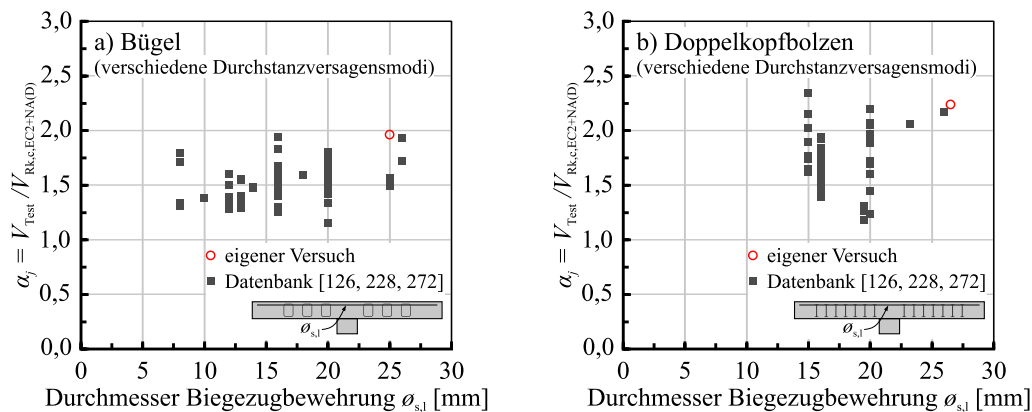


Bild 4.46: Vergleich der Lasterhöhungsfaktoren α_j der Referenzversuchskörper mit den Ergebnissen der in der Datenbank von HEGGER / SIBURG [124], SCHMIDT [226] und WALKNER [270] enthaltenen Versuchskörper mit a) Bügel bzw. b) Doppelkopfbolzen als Durchstanzbewehrung

Ein wesentliches Augenmerk liegt bei beiden Versuchskörpern auf der sehr günstig gewählten Bewehrungsführung in Verbindung mit den verwendeten hochfesten Betonstabstählen bzw. Spannstahlstäben. Beiden Versuchskörpern liegt ein Längsbewehrungsgrad von 1,75 % zu Grunde, der mit für übliche Flachdecken tendenziell sehr großen Stabdurchmessern von 25 mm bzw. 26,5 mm realisiert wurde. Diese Längsbewehrungsstäbe wurden zudem durch angeschweißte Querstäbe bzw. abgebogene Stabenden optimal verankert, was eine vollständige Aktivierung dieser ermöglicht. Die verwendeten großen Stabdurchmesser bewirken eine verhältnismäßig steife obere Bewehrungslage, die einen Einfluss auf die Verankerungsqualität der Durchstanzbewehrung vermuten lässt. HÄUSLER beobachtete in [118] bei Versuchen mit Stahlblechen als Durchstanzbewehrung einen derartigen Einfluss der Steifigkeit der oberen Längsbewehrung auf die Verankerungsqualität der Durchstanzbewehrung. Mit zunehmender Steifigkeit und gleichzeitig reduzierter Blechbeanspruchung zeigten seine Versuchskörper einen reduzierten Verankerungsschlupf, der eine verbesserte Effektivität der Durchstanzbewehrung und somit höhere Traglasten bewirkte. Der mit geschlossenen Bügeln versehene Versuchskörper PF5 der Untersuchungen von LIPS [154] wurde mit einer oberen Längsbewehrung aus Stabdurchmessern 26 mm ausgeführt und zeigte einen vergleichbar erhöhten Faktor $\alpha_j = 1,93$. Auch weitere, in den zuvor genannten Datenbanken enthaltene Versuchskörper weisen auf einen ähnlichen Trend hin, was trotz des geringen Datenumfanges und der großen Streuung die Auswertung der Diagramme in Bild 4.46 mit einer

schwach erkennbaren Tendenz bei zunehmendem Längsstabdurchmesser veranschaulicht. Für die vorliegenden Versuchskörper liegt es daher nahe, dass die sehr steif ausgeführte obere Bewehrungslage zu einem reduzierten Verankerungsschlupf der Bügel bzw. Doppelkopfbolzen führte und durch die hieraus resultierende, verbesserte Verankerungsqualität eine erhöhte Tragfähigkeit begünstigt. Der aufgestauchte Kopf bei Doppelkopfbolzen weist von Grund aus ein besseres Verankerungsverhalten als geschlossene Bügel auf, weshalb eine steife obere Bewehrungslage vermutlich bei geschlossenen Bügeln einen erhöhten Einfluss besitzt. Dies könnte die deutlichere Steigerung von α_j im Vergleich zu üblichen bügelbewehrten Versuchskörpern begründen. In diesem Zusammenhang kommt auch der konstruktiven Ausbildung der Bügelbewehrung in Form geschlossener Bügel eine besondere Bedeutung zu, die jeweils eine Lage der oberen und unteren Längsbewehrung vollständig umschließt. Die vollständige Umgreifung der Längsbewehrung ermöglicht einen reduzierten Verankerungsschlupf, da sich die Bügel unmittelbar an den Längsbewehrungsstäben abstützen können, was bereits mehrfach bei Versuchen an faserfreien Stahlbetonplatten beobachtet wurde. Beispielsweise folgerte SCHMIDT [225, 226] aus seinen Untersuchungen mit vergleichbar ausgeführter geschlossener Bügelbewehrung, dass auch bei statischen Nutzhöhen von 225 mm bereits Bügeldehnungen in der Größenordnung der Fließgrenze auftreten können, was einer vollständigen Aktivierung dieser gleicht. Diese Beobachtungen widersprechen den bisherigen Erkenntnissen der Literatur. In Verbindung mit der steifen oberen Längsbewehrung lässt sich hieraus ein möglicher Grund für die beobachteten hohen Traglasten vermuten. Infolge derzeit fehlender systematischer Untersuchungen zum tatsächlichen Einfluss des Stabdurchmessers bzw. der Steifigkeit der Biegezugbewehrung auf die Verankerungsqualität und damit den möglichen Durchstanzwiderstand kann dieser Einfluss im Rahmen dieser Arbeit nicht näher quantifiziert werden.

Einen weiteren Effekt auf die Verankerungsqualität der Durchstanzbewehrung besitzt die Rissbildung des Betons im Verankerungsbereich. In Bezug auf die Biegerissbildung besitzt hierbei neben dem Stabdurchmesser auch die bezogene Rippenfläche der verwendeten Bewehrungsstäbe einen bedeutenden Einfluss. Die Längsbewehrung beider Referenzversuchskörper wurde mit hochfester Betonstahlbewehrung bzw. Spannstahlstäben ausgeführt, die im Vergleich zu konventionellen Betonstabstählen nach DIN 488-1 [59] größere bezogene Rippenflächen f_R aufweisen (vgl. Anhang A.2). Zugversuche aus [279] verdeutlichen eine Reduktion der zu erwartenden Rissbreiten bei zunehmender bezogener Rippenfläche f_R . Jedoch führen die gewählten großen Stabdurchmesser tendenziell zu zunehmenden Rissbreiten, weshalb diese vermutlich den günstigen Effekt von f_R kompensieren. In Summe erscheint es daher fraglich, wie stark sich der Einfluss der bezogenen Rippenfläche tatsächlich auf die Rissbildung und damit auf die Durchstanztragfähigkeit auswirkt. Untersuchungen von SCHOENING / HUDE / HEGGER in [227] ließen bei 4-Punkt-Biegezugversuchen unter Verwendung vergleichbar hochfester Betonstahlbewehrung mit erhöhter bezogener Rippenfläche f_R keinen nennenswerten Einfluss auf die Biegerissbildung erkennen. Unabhängig hiervon ist zu beachten, dass die im Vergleich zu konventionellem Betonstahl gesteigerten aufnehmbaren Stahlspannungen bei vergleichbarem Elastizitätsmodul zu größeren Rissbreiten führen, woraus weitere Einflüsse auf die verschiedenen Traganteile zu erwarten sind.

Abschließend sei an dieser Stelle noch der Einfluss der Anzahl und des Durchmessers der Durchstanzbewehrungselemente erwähnt. Bei den bügelbewehrten Versuchskörpern führte die gewählte große Bügelanzahl mit vergleichsweise geringen Stabdurchmessern \varnothing_{sw} (8 bzw. 10 mm) zu einem feingliedrigen Netz an Bügelschenkeln mit geringen Stababständen. Dies erlaubt eine sehr günstige Rissverteilung und ermöglicht ein fein verteiltes Rissbild mit optimaler Aktivierung der Durchstanzbewehrung in den Schubrissen. Dieser traglaststeigernde Effekt ist allgemein in der Literatur aus Versuchen an durchstanzbewehrten Platten unter Verwendung von Bügeln bzw. Doppelkopfbolzen bekannt. Spezielle Durchstanzbewehrungselemente wie beispielsweise die FILIGRAN Durchstanzbewehrung FDB [237] nutzen genau dieses Prinzip der großen Anzahl, fein verteilter, den Riss kreuzender Stäbe. In Versuchen zeigen

diese Elemente Erhöhungsfaktoren im Mittel von 2,1 [237], was oberhalb der Werte von Bügel und Doppelkopfbolzen liegt. In der täglichen Baupraxis werden zur Minimierung des Arbeitsaufwandes tendenziell wenige, große Durchmesser gewählt, sodass Abweichungen bestehen. Abschließend lässt sich festhalten, dass die vorliegenden Versuchskörper mit und ohne Verwendung von Stahlfaserbeton einheitlich ausgeführt wurden. Für alle Versuchskörper lassen sich daher identische, positive Einflüsse der konstruktiven Durchbildung erwarten, was eine weitestgehend unabhängige Bewertung der Faserzugabe erlaubt.

Tabelle 4-6 verdeutlicht, dass die Zugabe von Stahlfasern analog zu den Untersuchungen an Platten ohne Durchstanzbewehrung in Kapitel 4.3.1 auch bei durchstanzbewehrten Platten eine nennenswerte Traglaststeigerung ermöglicht. Die ermittelten Durchstanzwiderstände liegen allesamt oberhalb derer des zugehörigen, faserfreien Referenzversuchskörpers. Da das Versagen der Referenzversuchskörper für die gewählte Versuchskörperausbildung als Versagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit eingestuft werden kann, liegen die Versuchslasten der faserverstärkten Versuchskörper oberhalb des maximalen Durchstanzwiderstandes einer faserfreien Platte $V_{Rd,max}$. Der bügelbewehrte Versuchskörper M3-25-1.75-B8 weist, trotz des Versagens innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs, mit einem Erhöhungsfaktor α_j von 2,36 eine im Vergleich zum Referenzversuch um etwa 21 % gesteigerte Traglast auf, was einer Zunahme gegenüber dem normativen Wert $\alpha_{max} = 1,4$ nach EC2 + NA(D) [63, 64] von etwa 68 % entspricht. Der zum Referenzversuch identisch ausgeführte stahlfaserverstärkte Versuchskörper M3-25-1.75-B10 zeigt aufgrund des zuvor beschriebenen abweichenden Versagensmodus einen etwas geringeren Erhöhungsfaktor $\alpha_j = 2,26$, der etwa 16 % oberhalb der maximalen Versuchslast des Referenzversuchs liegt. Eine optimierte Bügelanordnung in Form eines reduzierten radialen Abstandes des ersten Bügelschenkels von der Stützenkante s_0 lässt daher eine weitere Traglaststeigerung erwarten. Da der Versuchskörper M3-25-1.75-B8 innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs versagte, erlauben die Ergebnisse beider vorliegender bügelbewehrter Versuchskörper keine quantitative Aussage über den tatsächlich möglichen maximalen Durchstanzwiderstand. Die mit Doppelkopfbolzen versehenen Versuchskörper zeigen neben einem Versagen am Übergang zwischen einem Durchstanzversagen im durchstanzbewehrten Bereich und dem Maximalniveau (M3-25-1.75-D14) auch ein reines Durchstanzversagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit (M3-25-1.75-D20). Eine Steigerung des Durchstanzbewehrungsgrades führt daher zu einer zunehmenden Durchstanztragfähigkeit, was die Erhöhungsfaktoren α_j von 2,885 und 3,117 bestätigen. Im Vergleich zu dem normativ festgelegten Erhöhungsfaktor nach TR060 [81] von 1,96 beschreibt dies eine Zunahme von 47 bzw. 59 %. Ein direkter Vergleich mit dem Referenzversuch liefert für den Versuchskörper M3-25-1.75-D20 eine rein faserbedingte Tragfähigkeitssteigerung von 41,2 %, sowie bei reduziertem Durchstanzbewehrungsgrad (M3-25-1.75-D14) von 24,8 %. Da sich auch das Versagen des Versuchskörpers M3-25-1.75-D14 im Grenzbereich zur Maximaltragfähigkeit befindet, liefert das Lastniveau beider Versuchskörper einen ersten Anhaltswert für den maximalen Durchstanzwiderstand einer stahlfaserverstärkten Platte mit Doppelkopfbolzen.

Die rechnerische Berücksichtigung des Stahlfasertraganteils bei durchstanzbewehrten Platten ist entsprechend den Darstellungen in Kapitel 3.5 lediglich in den Bemessungsansätzen nach Model Code 2010 [88] sowie im Anhang L des prEC2 [34] vorgesehen. Die DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] schließt hingegen eine derartige Kombination explizit aus. Nachfolgender Vergleich der bezogenen Höchstlasten beschränkt sich daher auf die beiden erstgenannten Regelwerke, deren prognostizierte Durchstanztragfähigkeiten einer identisch ausgeführten Flachdecke unter Variation der Nachrisszugfestigkeit bzw. des Durchstanzbewehrungsgrades in Bild 4.47 bzw. Bild 4.48 enthalten sind. In beiden Regelwerken erfolgt die Bestimmung des maximalen Durchstanzwiderstandes von Flachdecken $V_{R,max}$ unabhängig vom Vorhandensein von Stahlfasern, weshalb in den Diagrammen die prognostizierten Widerstände mit (durchgezogene Linie) und ohne (gestrichelte Linie) Berücksichtigung von

$V_{R,max}$ enthalten sind. Entsprechend dem Vorgehen in Kapitel 4.3.1 werden die prognostizierten Durchstanzwiderstände beider Bemessungsansätze mit mittleren Materialkennwerten sowie mit Teilsicherheits- und Dauerstandsbeiwerten von $\gamma = \alpha = 1,0$ bestimmt. Die Auswertung mit Variation des Durchstanzbewehrungsgrades $\rho_{s,w}$ setzt eine Annahme hinsichtlich einer konstanten Nachrisszugfestigkeit $f_{R,3}$ voraus, weshalb innerhalb der betrachteten Versuchsreihe das arithmetische Mittel der experimentellen Werte von $f_{R,3}$ angenommen wird. In Bezug auf die einzelnen Versuchskörper können daher geringfügige Abweichungen resultieren. Ähnliche Auswertungen zur Entwicklung des Durchstanzwiderstandes in Abhängigkeit des Durchstanzbewehrungsgrades faserverfreier Platten sind in [226, 238, 270] enthalten, sodass der Fokus nachfolgend auf der Interaktion mit dem Stahlfasertraganteil liegt.

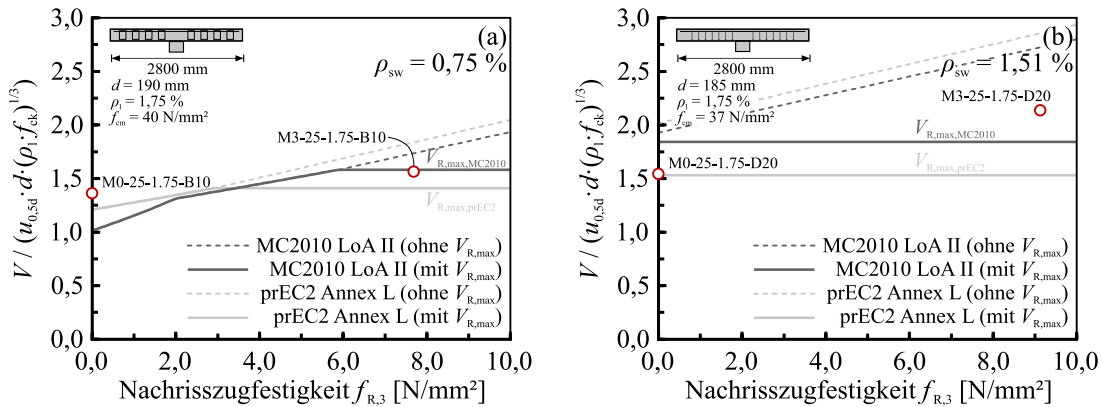


Bild 4.47: Einfluss der Nachrisszugfestigkeit $f_{cfm,L2}^f$ bzw. $f_{R,3}$ auf das Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Platten mit konstantem Durchstanzbewehrungsgrad $\rho_{s,w}$

Ausgehend von der Durchstanztragfähigkeit einer mit Bügel oder Doppelkopfbolzen versehenen faserverfreien Stahlbetonplatte führt eine zunehmende Nachrisszugfestigkeit $f_{R,3}$ bei konstantem Durchstanzbewehrungsgrad in Bild 4.47 sowohl nach Model Code 2010 [88] (dunkelgraue Kurve) wie auch nach prEC2 Anhang L [34] (hellgraue Kurve) zu ansteigenden Durchstanzwiderständen. Die Tragfähigkeitszunahme wird in beiden Fällen durch die Maximaltragfähigkeit $V_{R,max}$ am Stützenanschnitt begrenzt, die sich in Bild 4.47 (b) aufgrund des gewählten sehr hohen Durchstanzbewehrungsgrades von $\rho_{s,w} = 1,51\%$ unabhängig von der Nachrisszugfestigkeit als maßgebend und daher als horizontaler Kurvenverlauf zeigt. In beiden Ansätzen wird $V_{R,max}$ als Vielfaches des Durchstanzwiderstandes einer Platte ohne Durchstanzbewehrung sowie ohne Stahlfaserzugabe ermittelt, was dem reinen Betontraganteil entspricht (vgl. Kap. 3.5). Die Festlegung der Erhöhungsfaktoren α_{max} beruhte hierbei auf empirischen Betrachtungen. Während in Bild 4.47 trotz ähnlichen Betontraganteilen aus beiden Ansätzen deutlich voneinander abweichende maximale Durchstanzwiderstände resultieren, weisen die Kurvenverläufe unter Vernachlässigung von $V_{R,max}$ lediglich geringe Unterschiede auf. Die Tragfähigkeit des bügelbewehrten Referenzversuchskörpers wird durch den Ansatz nach Model Code 2010 [88] um etwa 33 % unterschätzt, wohingegen der Tragwiderstand des identisch ausgeführten, faserverstärkten Versuchskörpers M3-25-1.75-B10 sehr zutreffend wiedergegeben wird. Bei den mit Doppelkopfbolzen versehenen Versuchskörpern wird die Tragfähigkeit des Referenzversuchskörpers um etwa 20 % überschätzt sowie die Höchstlast des zugehörigen faserverstärkten Versuchskörpers M3-25-1.75-D20 um etwa 16 % unterschätzt. Entsprechend des prognostizierten Widerstandes nach Model Code 2010 [88] erreichen mit Ausnahme der beiden Referenzversuchskörper M0-25-1.75-B10 und M0-25-1.75-D20 alle Versuchskörper den Durchstanzwiderstand auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit. Die Referenzversuche liegen hingegen im Bereich eines Versagens innerhalb der Durchstanzbewehrung mit Tendenz zur Maximaltragfähigkeit. Mit dem Ansatz nach prEC2 [34] lässt sich hingegen sowohl die

Höchstlast des bügelbewehrten wie auch des mit Doppelkopfbolzen versehenen Referenzversuchs sehr zutreffend wiedergeben. Die Tragfähigkeit der beiden identisch ausgeführten stahlfaserverstärkten Versuchskörper wird hingegen deutlich unterschätzt. Dies ist infolge der zutreffenden Prognose der Referenzversuchskörper zu erwarten und auf die unberücksichtigte Fasertragwirkung in der Ermittlung der Maximaltragfähigkeit zurückzuführen. Hierdurch wird eine faserbedingte Verstärkung der Betondruckzone im stütznahen Bereich sowie das veränderte Rotationsverhalten vernachlässigt. Da beide Ansätze ohne Berücksichtigung von $V_{R,max}$ die Tragfähigkeit der stahlfaserverstärkten Versuchskörper deutlich überschätzen, erscheint eine Begrenzung der Tragfähigkeit anhand $V_{R,max}$ als sinnvoll und notwendig, jedoch gilt es hierbei den Beitrag der Stahlfaserwirkung zutreffend zu beschreiben.

Auch bei Variation des Durchstanzbewehrungsgrades $\rho_{s,w}$ unter Annahme einer konstanten Nachrisszugfestigkeit $f_{R,3}$ in Bild 4.48 zeigen beide Bemessungsansätze ausgehend vom Durchstanzwiderstand einer rein faserverstärkten Platte mit zunehmendem $\rho_{s,w}$ ansteigende Tragfähigkeiten. Die Begrenzung des Durchstanzwiderstandes durch die Maximaltragfähigkeit $V_{R,max}$ führt auch bei dieser Darstellung zu einem horizontalen Plateau des Verlaufs. Unterschiede zwischen beiden Kurvenverläufen bestehen vorwiegend in der unterschiedlichen Definition der Maximaltragfähigkeit, wobei die Abstände beider Verläufe unter Vernachlässigung von $V_{R,max}$ tendenziell mit ansteigendem $\rho_{s,w}$ zunehmen. Ergänzend zu den beiden faserverstärkten Versuchskörpern je Versuchsreihe ist in den Diagrammen in Bild 4.48 auch der faserverstärkte Versuch M3-25-1.75 ohne Durchstanzbewehrung enthalten, um einen Bezug zur Wirksamkeit der ergänzenden Durchstanzbewehrung zu ermöglichen. Da der Versuch M3-25-1.75 herkömmliche Betonstahlbewehrung enthält, erlaubt diese Gegenüberstellung aufgrund des eventuell abweichenden Riss- und Dehnungsverhaltens lediglich einen näherungsweise Vergleich.

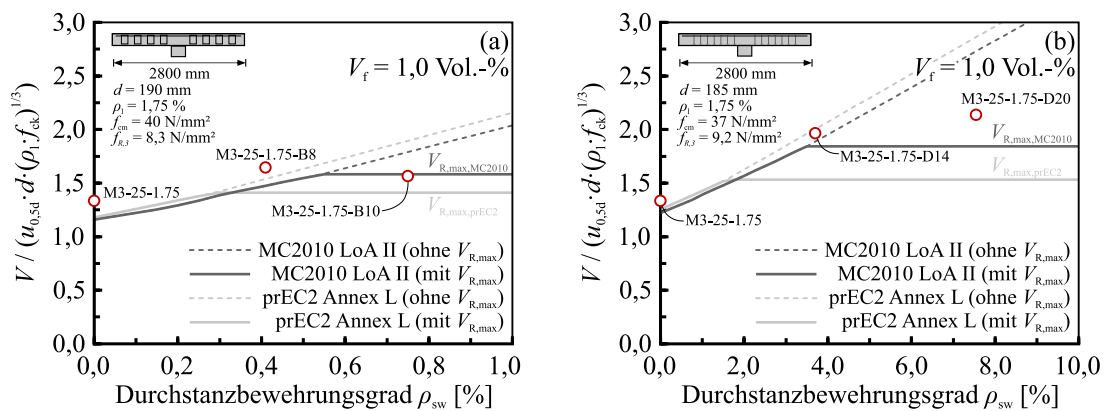


Bild 4.48: Einfluss des Durchstanzbewehrungsgrades $\rho_{s,w}$ auf das Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Platten mit Durchstanzbewehrung bei näherungsweise konstanter Nachrisszugfestigkeit $f_{R,3}^f$ bzw. $f_{R,3}$

Während Model Code 2010 [88] für beide Durchstanzbewehrungsformen bei halbiertem Durchstanzbewehrungsgrad die erzielten Versuchslasten sehr gut wiedergibt, trifft dies bei prEC2 Anhang L [34] lediglich bei Vernachlässigung von $V_{R,max}$ zu. Die Genauigkeit ist hierbei vergleichbar mit dem Versuchskörper M3-25-1.75 ohne Durchstanzbewehrung. Analog zu Bild 4.47 zeigt sich bei beiden Versuchskörpern mit dem größeren Durchstanzbewehrungsgrad und damit einem Versagen bei oder in der Nähe der Maximaltragfähigkeit erneut die Unterschätzung von $V_{R,max}$ infolge der vernachlässigten Stahlfasertragwirkung. Die zuvor aufgeführten Erläuterungen treffen daher auch auf Bild 4.48 zu. Insgesamt lässt sich jedoch ein zu durchstanzbewehrten Stahlbetonplatten ähnliches Verhalten erahnen, das nach einem kontinuierlichen Anstieg der Tragfähigkeit mit Erreichen von $V_{R,max}$ ein horizontales Plateau aufweist. Inwiefern ein mit $\rho_{s,w}$ nahezu linear ansteigender Verlauf oder mehr ein S-förmiger Verlauf

wie von SCHMIDT [226] beobachtet zutreffend ist, lässt sich anhand der geringen vorliegenden Versuchszahl derzeit nicht bewerten. Die bei Variation des Durchstanzbewehrungsgrades beobachtete Änderung der Schubrissneigung lässt zudem eine Abhängigkeit des Fasertraganteils vom Durchstanzbewehrungsgrad erwarten. Für die vorliegende Versuchsbasis erscheinen daher beide Bemessungsansätze grundsätzlich als geeignet für die Prognose des Durchstanzwiderstandes stahlfaserverstärkter Flachdecken mit Durchstanzbewehrung. Lediglich in der Ermittlung des maximalen Durchstanzwiderstandes $V_{R,max}$ sollte eine Modifikation zur Berücksichtigung der Stahlfasertragwirkung vorgenommen werden, sofern hierzu eine ausreichende Versuchsdatenbasis vorliegt. Zudem ist zu klären, inwiefern der Durchstanzbewehrungsgrad die resultierende Fasertragwirkung beeinflusst.

4.4 Zusammenfassung

4.4.1 Untersuchungen ohne Durchstanzbewehrung

Die wesentlichen Erkenntnisse der experimentellen Untersuchungen zur Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten ohne Durchstanzbewehrung lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die vorgestellte Versuchsserie ermöglicht die Untersuchung der Wirksamkeit von Stahlfaserbeton im Bereich des Decke-Stütze-Knotens von Platten mit praxisüblichen Plattenstärken und variierendem Stahlfasergehalt und Stahlfasertyp. In allen zehn durchgeführten Versuchen konnte ein Durchstanzversagen verzeichnet werden, das in Abhängigkeit des Stahlfasergehaltes ein zunehmend duktileres Erscheinungsbild zeigte (Tabelle 4-2 und Tabelle 4-3).
- Mit steigendem Stahlfasergehalt ist eine deutliche Traglaststeigerung verbunden mit einer Verformungszunahme zu beobachten, sodass sich ein sehr duktileres Versagen mit ausgeprägtem Nachbruchbereich einstellt (Bild 4.21). Die Erstrisslast wie auch das Steifigkeitsverhalten vor und nach der Biegerissbildung wird durch eine Stahlfaserzugabe nur bei sehr hohen Fasergehalten geringfügig beeinflusst, sodass die Stahlfaserzugabe im Wesentlichen eine Fortführung der Last-Verformungskurven bewirkt.
- Das Vorhandensein von Stahlfasern ermöglicht nach eingetretener Schubrissbildung Lastumlagerungen, weshalb das Risswachstum stabil fortschreitet und nicht schlagartig einsetzt. Im Vergleich zu faserfreien Stahlbetonplatten ermöglicht dies einen deutlich duktileren Versagensmodus. Eine Begrenzung des Durchstanzwiderstandes auf $V_{R,max}$ ähnlich durchstanzbewehrter Platten erscheint daher nicht erforderlich.
- Während eine konventionelle Durchstanzbewehrung nach eingetretener Rissbildung deren unkontrollierte Rissöffnung verhindert, werden Stahldrahtfasern bereits bei geringeren Rissöffnungen aktiviert und verzögern so frühzeitig deren fortschreitende Öffnung. Im Gegensatz zu einer Durchstanzbewehrung führt eine Faserzugabe, insbesondere bei hohen Stahlfasergehalten, daher zu einem leicht erhöhten Steifigkeitsverhalten nach Übergang in den gerissenen Zustand II.
- Im Bereich der untersuchten Plattendicke konnte unter Beachtung üblicher Versuchsstreuungen kein nennenswerter Einfluss der Plattendicke bzw. des „Wall-Effekts“ auf den Stahlfasertraganteil festgestellt werden. Die vorliegenden Versuche lassen daher keinen Maßstabsfaktor im Fasertraganteil erkennen.
- Durch Variation des Stahlfasertyps zwischen mittel- und hochfesten Stahlfasern mit unterschiedlicher Endverankerung konnte kein nennenswerter Einfluss auf die erzielte Höchstlast verzeichnet werden. Jedoch verhindert die verbesserte Endverankerung der hochfesten Stahldrahtfasern auch

bei zunehmenden Verformungen einen Faserauszug. Im Versuch äußert sich dies durch ein duktileres Nachbruchverhalten, das auch bei großen Verformungen keinen spröden Lastabfall zeigt.

- Sowohl das Rissbild auf der Plattenoberseite wie auch in den Trennschnitten wird durch eine Stahlfaserzugabe nennenswert beeinflusst. Auf der gezogenen Plattenoberseite zeigt sich mit steigendem Fasergehalt ein feingliedrigeres Rissbild infolge einer ansteigenden Rissanzahl bei gleichzeitig abnehmender Rissbreite. Im Trennschnitt geht der aus einer faserfreien Stahlbetonplatte bekannte diskrete Schubriss infolge einer Mehrfachrissbildung über in ein feingliedriges Rissband. Zudem bewirkt eine Faserzugabe auch eine Zunahme der Schubrissneigung. Unter Berücksichtigung üblicher Versuchsstreuungen konnte jedoch kein quantitativer Zusammenhang zwischen Schubrissneigung und Stahlfasergehalt abgeleitet werden (Bild 4.22 bis Bild 4.25).
- Das Vorhandensein von Stahlfasern begrenzt nach eingetretener Biegerissbildung deren zunehmende Rissöffnung und führt bei gleicher Laststufe zu einer Entlastung der Biegezugbewehrung. Im Versuch zeigt sich dies in Form reduzierter Stahldehnungen der Biegezugbewehrung bei gleicher Laststufe (Bild 4.26 und Bild 4.27).
- Mit Erreichen der Höchstlast versagen faserfreie Flachdeckenausschnitte infolge einer unkontrollierten Rissöffnung des Schubrisses bei Ausfall der reinen Betontragmechanismen sehr spröde. Bereits bei Stahlfasergehalten von 0,5 Vol.-% (40 kg/m³) kann diese unkontrollierte Rissöffnung begrenzt und ein sehr duktileres Nachbruchtragverhalten bewirkt werden. Bei gleicher Laststufe ermöglicht das Vorhandensein von Stahlfasern geringere Schubrissöffnungen, weshalb die von Stahlbetonplatten bekannten Tragmechanismen länger wirksam bleiben und zu einer Steigerung der Tragfähigkeit beitragen. Dies bestätigen vertiefte Auswertungen der Änderung der Plattendicke (Bild 4.28).
- Die Ansätze zur Bestimmung des Durchstanzwiderstandes stahlfaserverstärkter Platten nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [42], Model Code 2010 [88] sowie prEC2 Anhang L [34] geben die erzielten Versuchslasten sehr zutreffend wieder. Während für die DAfStb-Richtlinie [44] hierbei charakteristische Materialkennwerte zu verwenden sind, erzielen Model Code 2010 [88] sowie prEC2 Anhang L [34] unter Verwendung mittlerer Materialkennwerte die besten Ergebnisse. Lediglich die in der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [42] enthaltene maximale Durchstanztragfähigkeit $V_{R,max}$ führt bei hohen Stahlfasergehalten zu einer Unterschätzung des Widerstandes, was auf die fehlende Berücksichtigung der Fasertragwirkung bei der Bestimmung von $V_{R,max}$ zurückzuführen ist.

4.4.2 Untersuchungen mit Durchstanzbewehrung

Aus den vorgestellten, experimentellen Tastversuchen zur Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten mit Durchstanzbewehrung konnten ebenfalls deutliche, faserbedingte Traglaststeigerungen verzeichnet werden. Die gewonnenen Ergebnisse und Erkenntnisse erlauben nachfolgende Rückschlüsse:

- Die vorgestellten Tastversuche ermöglichen erste Einblicke in das Zusammenspiel von Stahlfaserbeton und Durchstanzbewehrung im Bereich des Decke-Stütze-Knotens zur Steigerung des Durchstanzwiderstandes. In allen vier durchstanzbewehrten Versuchskörpern aus Stahlfaserbeton konnte ein Durchstanzversagen mit einer merklichen Traglaststeigerung infolge der Stahlfaserzugabe beobachtet werden (Tabelle 4-4). Während die Versuchskörper M3-25-1.75-B8 und M3-25-1.75-D14 innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs bzw. im Grenzbereich zum Niveau der Maximaltragfähigkeit versagten, zeigten die Versuchskörper M0-25-1.75-B10, M0-25-1.75-D20 sowie M3-

25-1.75-D20 ein Versagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit. Aufgrund des zu groß gewählten radialen Abstandes der ersten Bügelreihe von der Stütze versagte der Versuchskörper M3-25-1.75-B10 durch einen sehr steilen Schubriss zwischen Stützenanschnitt und erster Bügelschenkelreihe in Verbindung mit einem Verankerungsversagen der Bügel. Es ist daher zu erwarten, dass die erzielte Höchstlast nicht der tatsächlichen maximalen Durchstanztragfähigkeit entspricht.

- Die Durchstanzwiderstände aller faserverstärkten Versuchskörper lag oberhalb der von faserefreien Stahlbetonplatten bekannten maximalen Durchstanztragfähigkeit $V_{R,max}$.
- Weder die Anordnung von Durchstanzbewehrung noch die Zugabe von Stahlfasern beeinflussen das Steifigkeitsverhalten vor und nach der Biegerissbildung nennenswert. Aus diesem Grund führt auch bei durchstanzbewehrten Flachdeckenausschnitten eine Stahlfaserzugabe zu einer Fortführung der Last-Verformungs-Kurve bei näherungsweise konstanten Steifigkeiten (Bild 4.34). Im Vergleich zu den Referenzversuchen bewirkt die Faserzugabe eine Reduktion der Duktilität im Nachbruchbereich, wobei sich das Verhalten der mit Doppelkopfbolzen versehenen Versuchskörper duktiler äußerte als das der bügelbewehrten Versuchskörper.
- Die Ausbildung des inneren Schubrissbildes wird sowohl durch das Vorhandensein von Stahlfasern wie auch durch die verbaute Durchstanzbewehrungsmenge nennenswert beeinflusst. Analog zu den faserefreien Versuchskörpern [226] weisen die Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung zunächst auf einen sehr flach verlaufenden Schubriss hin, der in Verbindung mit einem etwas steileren Schubriss bei den beiden Versuchskörpern mit reduziertem Durchstanzbewehrungsgrad das Versagen einleitete. Die Durchstanzbewehrung der vier Versuchskörper mit hohem Durchstanzbewehrungsgrad konnte hingegen die freiwerdenden Risskräfte vollständig aufnehmen und umlagern, was letztendlich zu einem sehr steil verlaufenden und das Versagen bewirkenden Riss führte.
- Im Trennschnitt weisen die faserverstärkten Versuchskörper im Vergleich zu den Referenzversuchskörpern ein deutlich reduziertes Rissbild auf, das sich vorwiegend auf die erste bzw. zweite Durchstanzbewehrungsreihe beschränkt. Infolge der reduzierten Rissbildung konzentriert sich die gesamte Plattenrotation in den wenigen markanten Schubrissen im unmittelbaren Stützbereich, was das Verformungsvermögen reduziert und das etwas sprödere Verhalten der faserverstärkten Versuche begründet. Aus der Faserzugabe resultiert daher bei den verwendeten hohen Längsbewehrungsgraden eine Risslokalisierung, die ein reduziertes Rotationsvermögen der Platte bewirkt.
- Der bügelbewehrte Versuchskörper M3-25-1.75-B10 versagte durch ein Durchstanzversagen vor der ersten Durchstanzbewehrungsreihe. Aus diesem Grund erscheint der zulässige radiale Abstand der ersten Durchstanzbewehrungsreihe s_0 nach EC2+NA(D) [63, 64] mit $0,5d$ als zu groß gewählt. Kleinere radiale Abstände lassen durch ein Kreuzen dieses ersten Risses eine höhere Tragfähigkeit erwarten. Für die Versuchskörper mit Doppelkopfbolzen erscheint dagegen der reduzierte Abstand $s_0 \leq 0,35d$ nach TR060 [81] auch für faserverstärkte Versuchskörper als ausreichend.
- Aufgrund der verringerten Rissbildung außerhalb der zweiten Durchstanzbewehrungsreihe erscheint die Tragfähigkeit des Querschnitts in diesen Bereichen nicht vollständig ausgeschöpft, weshalb weiterführende Untersuchungen zu größeren radialen und tangentialen Abständen der Durchstanzbewehrungsreihen als sinnvoll erscheinen.
- Auch bei durchstanzbewehrten Platten bewirkt die Faserzugabe ein feineres Rissbild der gezogenen Plattenoberseite infolge einer größeren Rissanzahl bei reduzierten Rissbreiten. Diese reduzierten Rissbreiten bewirken bei gleicher Laststufe eine Reduktion der Stahldehnungen der Biegezugbewehrung und somit deren Beanspruchung.

- Der Durchstanzbewehrungsgrad beeinflusst maßgeblich die Neigung der resultierenden Schubrisse und somit der für die Fasertragwirkung relevanten Rissoberfläche. Dies lässt daher eine Abhängigkeit des Fasertraganteils vom Durchstanzbewehrungsgrad vermuten.
- Die rissüberbrückende Wirkung der Stahlfasern überlagert sich rissbreitenabhängig mit der Tragwirkung der Durchstanzbewehrung, sodass bei gleicher Laststufe reduzierte Schubrissöffnungen vorliegen. Diese bewirken reduzierte Stahldehnungen bzw. Beanspruchungen der Durchstanzbewehrung (vgl. Bild 4.42 und Bild 4.44).
- Die rechnerische Erfassung des Stahlfasertraganteils bei der Ermittlung des Durchstanzwiderstandes durchstanzbewehrter Platten nach Model Code 2010 [88] sowie prEC2 Anhang L [34] erfasst die experimentellen Höchstlasten bei Vernachlässigung des maximalen Durchstanzwiderstandes weitestgehend zutreffend. Aufgrund der nicht berücksichtigten Wirkung der Stahlfasern unterschätzt die jeweils definierte maximale Durchstanztragfähigkeit $V_{R,max}$ die erzielten Höchstlasten jedoch teils deutlich. Insbesondere die rotations- bzw. rissbreitenabhängige Superposition der verschiedenen Traganteile des Betons, der Durchstanzbewehrung wie auch der Stahlfasern erweist sich als vorteilhaft und zutreffend.
- Die vorliegenden Untersuchungen liefern lediglich einen ersten Einblick in das Tragverhalten stahlfaserverstärkter Platten mit Durchstanzbewehrung im Bereich des Decke-Stütze-Knotens. Für die Ableitung mechanisch fundierter Hintergründe dieses Zusammenspiels sind daher weiterführende, systematische Versuchsserien unter Variation des Durchstanzbewehrungstyps, des Stahlfasergehaltes sowie insbesondere des Durchstanzbewehrungsgrades notwendig. Hierbei sollte auch ein Augenmerk auf das unterschiedliche Verankerungsverhalten der verschiedenen Durchstanzbewehrungsformen in Stahlfaserbeton gelegt werden.

Aufgrund der insgesamt sehr geringen, vorliegenden Datenbasis zum Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Platten mit Durchstanzbewehrung, erscheinen derzeit weiterführende, theoretische Untersuchungen hinsichtlich zutreffender mathematischer Bemessungsmodelle als wenig zielführend. Aus diesem Grund beschränken sich nachfolgende Betrachtungen, Auswertungen und Ableitungen auf faserverstärkte Platten ohne Durchstanzbewehrung.

Kapitel 5

Datenbank zum Durchstanzen stahlfaser- verstärkter Platten

5.1 Allgemeines

Die aus experimentellen Untersuchungen gewonnenen Ergebnisse zum Durchstanzttragverhalten stahlfaserverstärkter Platten werden neben den für Stahlbetonbauteile allgemein bekannten Parametern wie beispielsweise Betondruckfestigkeit, Biegezugbewehrungsgrad, Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung durch eine Vielzahl von stahlfaserbetonspezifischen Eigenschaften, wie etwa Stahlfasertyp, Stahlfasergehalt, Betonzusammensetzung und Betoneinbau beeinflusst. Die umfassende Abdeckung dieser Vielzahl an Einflussparametern innerhalb einer systematischen Versuchsserie ist daher nahezu ausgeschlossen. Aus diesem Grund haben sich für eine abgesicherte Bewertung der Vorhersagegenauigkeit und des Zuverlässigkeitsniveaus von Regelwerken und Bemessungsmodellen in den vergangenen Jahren bei verschiedensten Fragestellungen des Massivbaus mehrfach systematisch aufbereitete und kritisch hinterfragte Datenbanken als unverzichtbare Grundlage erwiesen (z. B. [80, 120, 143, 198, 226, 238, 270]). Im Idealfall decken derartige Datenbanken den praxisrelevanten Parameterbereich umfänglich ab und beschreiben den geplanten Anwendungsbereich der betrachteten Ansätze umfassend. Die Kombination von Ergebnissen unterschiedlicher Versuchsserien verschiedenster Forschungsinstitute ermöglicht zudem eine Minimierung von Einflüssen abweichender Versuchsaufbauten.

Entsprechend den Darstellungen aus Kapitel 3 wurden seit Mitte der 1970er Jahre eine Vielzahl von Durchstanzversuchen an stahlfaserverstärkten Flachdeckenausschnitten durchgeführt und in der internationalen Fachliteratur veröffentlicht und dokumentiert. Für Durchstanzversuche an faserfreien Stahlbetonplatten mit und ohne Durchstanzbewehrung erstellte SIBURG in [237, 238] eine auf den Datenbanken aus [18, 210] beruhende, umfassende und kritisch überprüfte Durchstanz-Datenbank. Anhand dieser konnten in den vergangenen Jahren verschiedene Generationen an Normenwerken und Bemessungsmodellen faserfreier Stahlbetonplatten bewertet und weiterentwickelt werden (z. B. [145, 226, 238]). Eine Zusammenstellung von Versuchsdaten faserverstärkter Durchstanzversuche ohne Durchstanzbewehrung veröffentlichten neben TEUTSCH [257] z. B. auch SIBURG [238], MAYA [166] oder MORAES NETO [173], jedoch mit teils deutlich unterschiedlichen Umfängen sowie unvollständigen oder voneinander abweichenden Datensätzen. Untersuchungen zu faserverstärkten Platten mit Durchstanzbewehrung liegen, wie bereits in Kapitel 3.3.5 dargestellt, in der Fachliteratur kaum vor, weshalb derzeit keine umfassende Zusammenstellung bekannt ist.

Für eine fundierte Ermittlung und Bewertung der Vorhersagegenauigkeit und des Zuverlässigkeitsniveaus von in Regelwerken enthaltenen Bemessungsansätzen zum Durchstanzwiderstand stahlfaserverstärkter Platten ohne Durchstanzbewehrung werden daher aufbauend auf Kapitel 3.3.2 364 in der Fachliteratur dokumentierte Versuche systematisch zu einer Datenbank zusammengefasst. Den Ausgangspunkt bildet im Wesentlichen die Versuchszusammenstellung nach TEUTSCH [257], wobei die dortigen Angaben nach Sichtung der jeweiligen Literaturquellen kritisch überprüft und einheitlich zusammengeführt werden. Anschließend gilt es, diese Daten durch weitere in der nationalen und internationalen Literatur dokumentierte Versuchskörper zu ergänzen. Abschließend erfolgt ein Abgleich der gewonnenen Datenbasis mit den in der Literatur dokumentierten Datenbanken (z. B. [166, 173, 238]). Abweichungen werden kritisch hinterfragt und anhand der zugänglichen Quellen überprüft und entsprechend übernommen bzw. angepasst. Die auf diese Weise gewonnene Datenbasis ist in ihrer Grundgesamtheit in Kapitel 3.3.2 vorgestellt und in bereinigter Form in Anhang B enthalten.

Wie bereits mehrfach erwähnt, liegt nur eine sehr geringe Anzahl an Durchstanzversuchen stahlfaserverstärkter Platten mit Durchstanzbewehrung mit variierenden Versagensmechanismen vor. Daher werden diese zwar in die Datenbank aufgenommen und in Anhang B als eigene Datenbasis aufgeführt, auf eine vertiefte Auswertung wird aufgrund mangelnder Aussagekraft jedoch im Rahmen dieser Arbeit verzichtet. Sofern in Zukunft ein größerer Datenumfang mit umfassend dokumentierten Versuchsergebnissen und Durchstanzversagensmodi vorliegt (vgl. Kap. 3.3.5), erscheint die Durchführung vertiefender Untersuchungen als zielführend und sinnvoll.

Im Mittelpunkt des nachfolgenden Kapitels steht daher die Anwendung der erstellten Datenbank auf die in Kapitel 3.5 vorgestellten Regelwerke DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44], Model Code 2010 [88] sowie der zukünftigen Generation des Eurocode 2 prEC2 mit Anhang L [34] für stahlfaserverstärkte Platten ohne Durchstanzbewehrung. Zunächst wird der Aufbau der erstellten Datenbank vorgestellt, die zur Eingrenzung auf einen praxisrelevanten Parameterbereich erforderlichen Auswahlkriterien definiert, die festgelegten Auswertekriterien dargestellt und schließlich die Ergebnisse der statistischen Datenbankauswertung zusammengefasst.

5.2 Auswahl und Festlegung einer geeigneten Versuchsdatenbasis

Die in Kapitel 3.3.2 definierten Kriterien erlaubten bereits eine Vorauswahl der in der Literatur dokumentierten Versuchskörper ohne Durchstanzbewehrung auf einen Datenumfang von 374 relevanten Versuchskörper, die als „Rohdaten“ in die Datenbank aufgenommen und für die weitere Verwendung überprüft, bearbeitet und klassifiziert werden. In Anlehnung an das Vorgehen von BEUTEL und SIBURG in [18, 238] werden die Versuchskörper entsprechend dem statischen System in vier Klassen – „qa“: quadratisch mit Abheben der Plattenecken, „qs“: quadratisch ohne Abheben der Plattenecken, „k“: kreisförmig, „o“: oktagonale – und nach der Stützengeometrie in drei Klassen – „k“: kreisförmig, „r“: rechteckig, „q“: quadratisch – eingestuft. Des Weiteren gilt es, die Daten hinsichtlich der Lasteinleitung nach Abstand und Anordnung der Lasteinleitungspunkte – „q“: quadratisch, „k“: kreisförmig – sowie der Anzahl der Belastungspunkte bzw. „L“ für liniengelagerte Versuchskörper zu sortieren. Neben diesen das Gesamtsystem beschreibenden Eigenschaften werden die geometrischen Kenngrößen statische Nutzhöhe d , Plattendicke h , Stützenabmessungen l_c und Lasteinleitungsradius r_q aufgenommen.

Die in den aus verschiedensten Regionen stammenden Quellen angegebenen Materialkennwerte basieren häufig auf unterschiedlichen Einheitensystemen und Prüfvorschriften. Auf Basis des in Anhang B.1 zusammengefassten Vorgehens wird daher eine Vereinheitlichung auf SI-Einheiten sowie ein konsis-

tenter Bezug der Betondruckfestigkeiten auf äquivalente Werte zylindrischer Probekörper mit einem Durchmesser von 150 mm sowie einer Höhe von 300 mm vorgenommen. In Bezug auf die stahlfaserbetonspezifische Nachrisszugfestigkeit der verwendeten Stahlfaserbetone fehlen entsprechend Kapitel 3.3.2 meist Angaben hinsichtlich experimentell bestimmter Werte, weshalb für fehlende Kennwerte eine Abschätzung basierend auf den Gleichungen (2-12) und (2-14) aus Kapitel 2.4.4 erfolgt. Angaben von experimentell ermittelten Spaltzugfestigkeiten werden zwar in die Datenbank integriert, sind jedoch für die weiteren Auswertungen primär wenig aussagekräftig und ungeeignet (vgl. Kap. 2.4). Neuere Generationen von Regelwerken erfordern zur Erfassung der Rauigkeit der Bruchflächen ergänzende Angaben hinsichtlich des verwendeten Größtkorndurchmessers. Sofern Werte von den jeweiligen Autoren vorliegen, werden diese in die Datenbank übernommen. Anderenfalls wird entsprechend den Untersuchungen von SIBURG [238] vereinfacht ein versuchstypischer Wert von 12 mm angenommen.

Ergänzend zu den geometrischen und betontechnologischen Eigenschaften sind Daten zu den verwendeten Stahlfasern sowie der verbauten Biegezugbewehrung von Interesse. Im Bereich der Stahlfasern bilden neben den üblichen Kennwerten Faserdurchmesser d_f , -länge l_f , -schlankheit $\lambda_f = l_f/d_f$ und -zugfestigkeit f_{if} Angaben hinsichtlich der Anordnung des Stahlfaserbetons im Bauteil – „g“: über gesamte Platte, „z“: nur in Zugzone, „s“: nur lokal um Stütze – sowie des Stahlfasertyps – „D“: Drahtfaser, „B“: Blechfaser, „S“: Spanfaser – und deren Verankerung – „g“: gerade, „e“: gekröpft, „w“: gewellt, „d“: duoform, „a“ sonstige – einen Bestandteil der Datenbank.

Die Autorenangaben zu den verbauten Biegezugbewehrungsgraden ρ_l bzw. Stabdurchmessern $\sigma_{s,l}$ und -abständen $e_{s,l}$ werden vor der Aufnahme in die Datenbank auf Übereinstimmung hinsichtlich tatsächlich verbauter Biegezugbewehrungsmenge $a_{s,l}$ bzw. Biegezugbewehrungsgrad ρ_l überprüft. Da alle Versuchskörper ein orthogonal angeordnetes Bewehrungsnetz aufweisen, bedarf die Beschreibung der Bewehrungsführung lediglich ergänzende Angaben zu deren Anordnung – „hom“ gleichmäßig verteilt, „nhom“ ungleichmäßig verteilt. Bei einer über die Versuchskörperbreite ungleichmäßig verteilten Bewehrungsanordnung gilt für die Versuchsnachrechnung entsprechend den Vorgaben nach EC2+NA(D) [63, 64] sowie prEC2 [34] ein mittlerer Biegebewehrungsgrad ρ_l . Dieser basiert auf der in einem Stützstreifen gleich der Stützenbreite l_c zuzüglich der 3-fachen statischen Nutzhöhe d je Stützenseite vorhandenen Biegezugbewehrung. Weichen die auf dieser Basis ermittelten Werte von den angegebenen Bewehrungsgraden ab, wird im Weiteren der rechnerisch bestimmte Wert verwendet. Vorliegende Abweichungen sind häufig auf unterschiedliche Definitionen des Biegezugbewehrungsgrades ρ_l , wie beispielsweise einen Bezug auf die Plattendicke h anstelle der statischen Nutzhöhe d zurückzuführen.

Infolge verschiedener Versuchsaufbauten und verwendeter Messsysteme der zahlreichen Versuchserien bestehen in den dokumentierten Messwerten und -größen unterschiedliche Qualitäts- und Genauigkeitsstandards. Zur Gewährleistung einer ausreichenden Vergleichbarkeit werden daher analog zu [124, 238] lediglich die erzielte Höchstlast, die zugehörige, maximale Durchbiegung bzw. Plattenverformung sowie das vom Autor dokumentierte Versagensbild aufgenommen.

Nach Abschluss der Datenaufnahme und Klassifizierung bedarf eine zutreffende Bewertung der Bemessungsansätze einer Eingrenzung und Sortierung der Datenbasis hinsichtlich Versuchen vergleichbarer Randbedingungen. Hierdurch sollen die für die spätere Anwendung der Bemessungsansätze relevanten Parameterbereiche praxisüblicher Platten umfassend abgebildet werden. Ergänzend zu den in Kapitel 3.3.2 definierten Anforderungen sind daher neben klassischen Auswahlkriterien von Durchstanzdatenbanken (vgl. z. B. [18, 215, 248]) auch stahlfaserbetonspezifische Einschränkungen vorzunehmen.

Die in der nachfolgenden Auswertung berücksichtigten Regelwerke definieren ihrerseits Anwendungsgrenzen für stahlfaserverstärkte Bauteile, die meist eine Beschränkung auf Stahlfaserbetone mit normal- und hochfesten Betondruckfestigkeiten ($f_{cm} \leq 108 \text{ N/mm}^2$) sowie mechanisch verankerten Makrofasern

aus Stahl vorsehen. Der Gültigkeitsbereich der Gleichungen (2-12) und (2-14) zur Abschätzung fehlender Werte der Nachrisszugfestigkeit orientiert sich aufgrund deren empirischen Charakters auf die zu Grunde gelegte Datenbasis an Biegezugversuchen. Hierbei erfolgte ebenfalls eine Einschränkung auf normal- und hochfeste Betone ($f_{cm} \leq 108 \text{ N/mm}^2$), die im Biegezugversuch eine Nachrisszugfestigkeit zwischen 2,5 und 8,5 N/mm² zeigten. Selbst bei Zugabe sehr hoher Fasergehalte von bis zu 1,8 Vol.-% hochfester Stahldrahtfasern bei einer Betongüte C60/75 konnten bei Untersuchungen von LOOK / HEEK / MARK [158] lediglich Nachrisszugfestigkeiten in der zuvor genannten Größenordnung beobachtet werden. Eine wesentliche Verbesserung der Nachrisszugfestigkeit gegenüber Betonen mit 0,75 bis 1,0 Vol.-% (z. B. [113, 203]) konnte nicht erzielt werden, weshalb bei Verwendung endverankerter Makrostahlfasern Mittelwerte der Nachrisszugfestigkeit von über 10 N/mm² als unwahrscheinlich erachtet werden. Nachfolgende Auswertung wird daher auf Versuchskörper mit mechanisch endverankerten Makrofasern aus Stahl und einer mittleren Zylinderdruckfestigkeit von $f_{cm} \leq 108 \text{ N/mm}^2$ sowie experimentell ermittelten oder rechnerisch abgeschätzten Nachrisszugfestigkeiten $f_{R,3}$ bzw. $f_{cflm,L1}^f$ kleiner 10 N/mm² beschränkt.

Neben materiellen Kriterien gilt es auch geometrische Beschränkungen hinsichtlich Plattendicke und Faserabmessung vorzunehmen. Entsprechend Kapitel 4.2.1 werden im modernen Hoch- und Industriebau üblicherweise Plattendicken größer 180 mm verbaut. Für diesen Bereich liegen jedoch kaum Versuchsdaten vor, weshalb der untere Grenzwert der Plattendicke basierend auf der Mindestdicke h_{min} einer Ortbetonvollplatte nach EC2 + NA(D) [63, 64] auf 70 mm festgelegt wird. Unter Berücksichtigung versuchstypischer Betondeckungen und Stabdurchmesser der Biegezugbewehrung führt dies zu einem Mindestwert der statischen Nutzhöhe d von etwa 50 mm. Um zusätzlich Einflüsse in Form der Faserorientierung und -verteilung aus dem in Kapitel 2.3.3 erläuterten „wall-effect“ zu minimieren, wird der Verhältniswert aus Plattendicke zur Faserlänge h/l_f auf Werte größer 1,5 beschränkt. Zu beachten ist, dass auch die Biegezugbewehrung einen Einfluss auf die tatsächlich vorliegende Faserorientierung besitzt. Dieser Einfluss kann jedoch auf Basis der Angaben der vorliegenden Berichte nicht näher quantifiziert werden und wird nachfolgend vernachlässigt. Bei einer auf den Stützbereich begrenzten Ausdehnung des Faserbetons zeigten die in Kapitel 3.3.4 vorgestellten Untersuchungen mehrfach einen Stanzkegel außerhalb des stahlfaserverstärkten Bereichs, was zu einem abweichenden Versagensmechanismus und eventuell reduzierten Tragfähigkeiten führte. Um eine Verfälschung der nachfolgenden Auswertung zu vermeiden, werden lediglich Versuchskörper aus einem reinen Stahlfaserbetonquerschnitt sowie mit einem über die gesamte Plattendicke stahlfaserverstärkten Bereich von mindestens der 3-fachen statischen Nutzhöhe d um die Stütze berücksichtigt. Versuchskörpergeometrien mit geringen Schubschlankheiten a_s/d bieten die Möglichkeit einer direkten Lasteinleitung der aufgetragenen Prüfkraft in die Stütze, was zu erhöhten Bruchlasten führt. Um derartige Einflüsse zu vermeiden, bleiben Versuchskörper mit einer getesteten Schubschlankheit $a_s/d \leq 2,5$ unberücksichtigt [124, 238].

Neben einem klassischen Durchstanzversagen treten bei der Versuchsdurchführung immer wieder Versagensarten wie beispielsweise ein Verankerungsversagen der Biegezugbewehrung, ein Betonversagen im Bereich der Lasteinleitungsplatten oder ein Biegebruch auf. Diese basieren auf abweichenden Versagensmechanismen, weshalb deren Ergebnisse die Auswertung ungünstig beeinflussen. [238] Unabhängig von den vorgestellten geometrischen und materiellen Kriterien gilt es daher, alle Versuchskörper auszusortieren, deren Versagensmechanismen nicht auf ein reines Durchstanzversagen zurückzuführen sind. Für eine Einstufung letztgenannter Biegebrüche hat sich in der Vergangenheit mehrfach (z. B. in [18, 238, 248]) der Ausnutzungsgrad der Biegetragfähigkeit V_{Test}/V_{flex} als geeignet erwiesen. Als V_{flex} wird hierbei die zu einem Biegebruch führende Prüfkraft bezeichnet, die sich als Grenztragfähigkeit auf Basis der Bruchlinientheorie unter Ausnutzung der plastischen Momententragfähigkeit des stahlfaserverstärkten Querschnitts einstellt. Die rechnerische Bestimmung von V_{flex} bedarf nach [238] einer

Einstufung der Versuchsaufbauten in die in Bild 5.1 dargestellten statischen Systeme. Die Systeme eins bis drei entstammen den Arbeiten von BEUTEL [18], NÖLTING [195] und ELSTNER / HOGNESTAD [77], während System vier von SIBURG [238] als Mindestbiegetragfähigkeit für Versuchskörper mit nicht eindeutig definierter Lagerung eingeführt wurde. Insbesondere für „System 1“ verweist GUANDALINI in [109] auf deren mechanische Herleitung basierend auf einer kreisförmigen Stützegeometrie. Bei Systemen mit quadratischen Stützegeometrie und kreisförmiger Abspannung empfiehlt er daher näherungsweise die Verwendung eines umfangsgleichen Ersatzstützenradius ($l_{c,ers} = 2l_q/\pi$ nach Bild 5.1). Die Auswertung und Nachrechnung von Versuchskörpern mit beobachtetem Biegeversagen zeigt, dass infolge zu den theoretisch getroffenen Annahmen abweichenden Lagerungsbedingungen, Einflüssen aus Membrankräften sowie inneren Spannungszuständen der Versuchskörper die tatsächliche Biegetragfähigkeit des Querschnitts meist oberhalb dieser theoretischen, rechnerischen Grenztragfähigkeit liegt [18, 41, 248]. Während CRISWELL [41] aufbauend auf Versuchsauswertungen daher einen Grenzwert V_{Test}/V_{flex} von 1,10 bis 1,20 vorschlägt, erachtete STALLER [248] einen Wert von 1,25, BEUTEL [18] zwischen 1,10 und 1,15 und SIBURG [238] von 1,15 als geeignet. Für die nachfolgende Auswertung dient daher ein mittlerer Wert dieser Empfehlungen von $V_{Test}/V_{flex} = 1,15$.

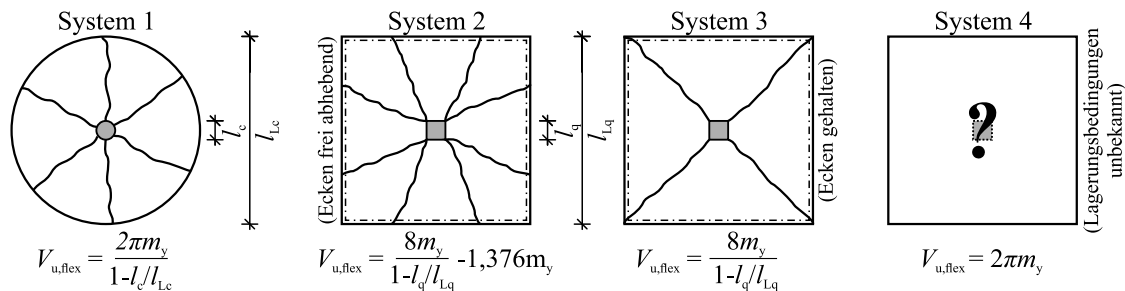


Bild 5.1: Grenztragfähigkeiten $V_{u,flex}$ von Flachdeckenausschnitten entsprechend der Bruchlinientheorie (Biegetragfähigkeit), entnommen aus [18, 238]

Trotz umfänglicher Recherche und Suche konnten nicht alle Versuchangaben aus Original-Quellen entnommen und überprüft werden. Zum Teil waren die Dokumente nicht mehr auffindbar oder vertraulich und damit nicht zugänglich. Fehlen hierdurch maßgebende Parameter zur Bestimmung der Durchstantragfähigkeit, werden diese Versuchskörper aus der Datenbank ausgeschlossen. Abschließend sind alle Versuche auszusortieren, deren Ergebnisse aufgrund verschiedenster Unregelmäßigkeiten und Probleme während der Versuchsdurchführung als fragwürdig einzustufen sind.

Zusammenfassend ergeben sich folgende, zu Kapitel 3.3.2 ergänzende Auswahlkriterien für die Durchführung der Datenbankauswertung hinsichtlich der ausgewählten Bemessungsansätze:

- Stahlfaserbetone mit normal- und hochfester Betondruckfestigkeit ($f_{cm} \leq 108 \text{ N/mm}^2$) sowie Nachrisszugfestigkeiten $f_{R,3}$ bzw. $f_{cfm,L1}^f \leq 10 \text{ N/mm}^2$
- Mechanisch verankerte Makrofasern aus Stahl
- Plattendicken $h \geq 70 \text{ mm}$ bzw. statische Nutzhöhe $d \geq 50 \text{ mm}$ und Verhältnis der Plattendicke zur Faserlänge $h/l_f \geq 1,5$
- Anordnung des Stahlfaserbetons über die gesamte Plattendicke und mindestens in einem Bereich von $3d$ um die Stütze
- Schubslankheit $a_s/d \geq 2,5$

- Orthogonal verlegte, gerippte oder profilierte Betonstahlbewehrung mit einem Längsbewehrungsgrad $\rho_1 \geq 0,25 \%$
- Durchstanzversagen im Versuch $V_{\text{Test}}/V_{\text{flex}} \leq 1,15$
- Keine Durchstanzbewehrung

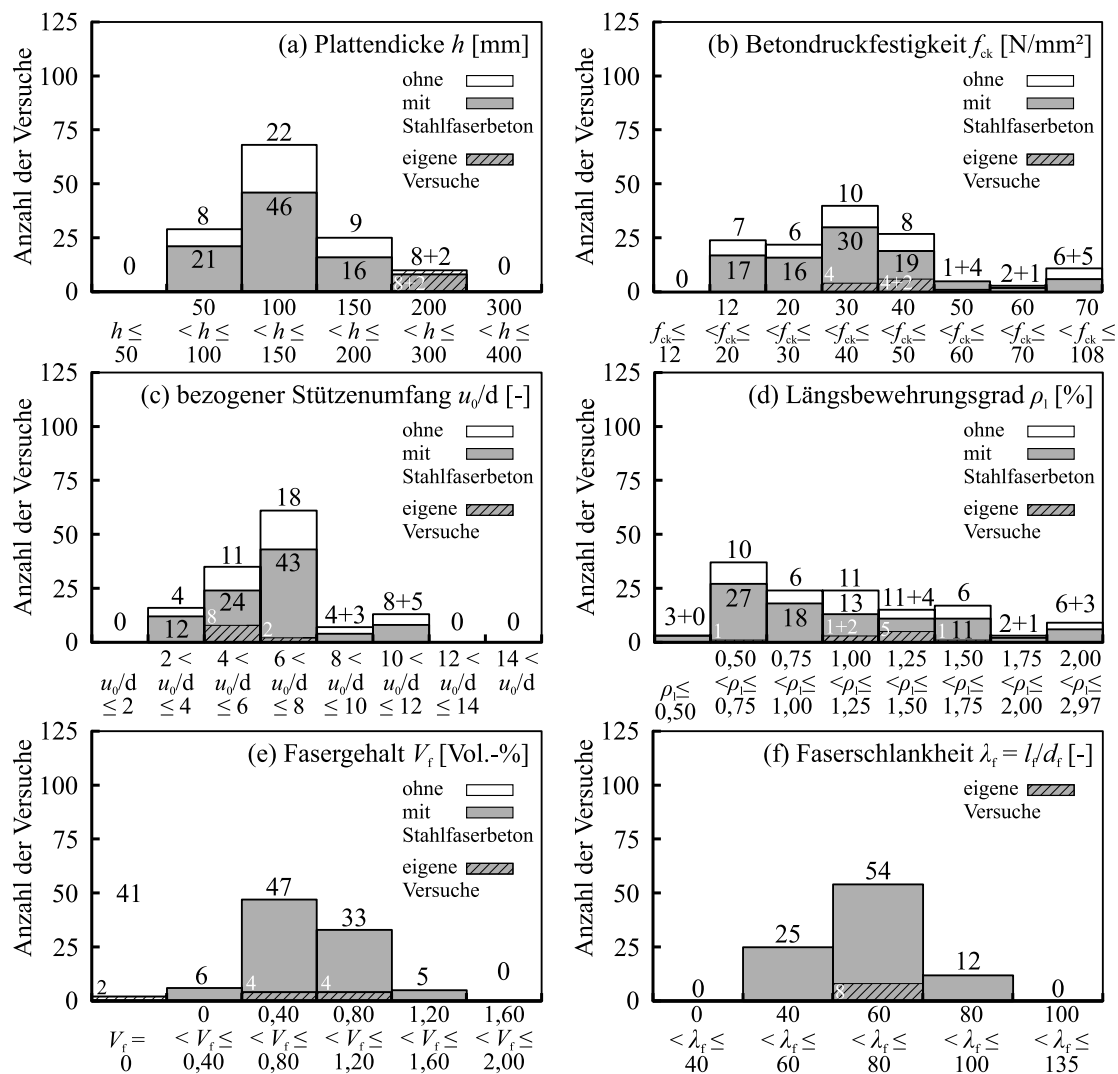


Bild 5.2: Häufigkeitsverteilung der berücksichtigten 132 Versuchskörper ohne Durchstanzbewehrung in Abhängigkeit: (a) Plattendicke, (b) Betondruckfestigkeit, (c) bezogener Stützenumfang, (d) geometrischer Längsbewehrungsgrad, (e) Fasergehalt, (f) Faserschlankheit

Unter Anwendung dieser Kriterien verbleibt eine Datenbasis von insgesamt 132 Versuchskörpern, die sich aus 91 stahlfaserverstärkten Versuchskörpern und 41 baugleich ausgeführten Referenzversuchskörpern zusammensetzt. Bild 5.2 veranschaulicht die Häufigkeitsverteilung der reduzierten Datenmenge in Anlehnung an Bild 3.8 aus Kapitel 3.3.2 mit Bezug auf die wesentlichen Einflussparameter der Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten. Die in Kapitel 4 vorgestellten Versuchskörper wurden bereits berücksichtigt und durch eine Schraffur in Bild 5.2 gekennzeichnet.

Mit einem Schwerpunkt der geprüften Betondruckfestigkeiten f_{cm} zwischen 12 und 50 N/mm², Längsbewehrungsgraden ρ_1 zwischen 0,5 und 1,75 % sowie bezogenen Stützenumfängen u_0/d zwischen 2 und 8 bildet die reduzierte Datenbasis den typischen, baupraktisch üblichen Parameterbereich von Flachde-

cken im Hoch- und Industriebau weitestgehend zutreffend ab (vgl. [238, 278]). Der Großteil der geprüften Versuchskörper weist jedoch Plattendicken zwischen 70 mm und 150 mm auf, wodurch Untersuchungen an geringen Plattendicken überproportional erfasst werden. Diese vorwiegend reduzierten Versuchskörperabmessungen waren aufgrund begrenzter Versuchskapazitäten sowie wirtschaftlicher Grenzen zu erwarten. Für die Versuchsauswertung bedeutet dies tendenziell erhöhte Streuungen, deren Streubreiten durch den Einfluss der Schalkanten auf die Faserorientierung und -verteilung („wall-effect“) zusätzlich verstärkt werden.

In Bezug auf stahlfaserspezifische Eigenschaften der vorliegenden Versuchskörper wurden dem Beton in 88 % der geprüften 91 faserverstärkten Versuchskörper gekrüpfte und in 12 % gewellte Stahldrahtfasern beigemischt. Mit überwiegend Faserlängen l_f zwischen 30 und 60 mm sowie Faserdurchmessern d_f zwischen 0,3 und 1,05 mm liegt die verwendete Faserschlankheit $\lambda = l_f/d_f$ in über der Hälfte der Versuchskörper in einem Bereich von 60 bis 80. Der verwendete Stahlfasergehalt beträgt in 85 % der Versuchskörper 0,40 bis 1,20 Vol.-%, was den oberen Bereich des derzeit üblichen Stahlfaserbetonbaus beschreibt (vgl. Kap. 2.2.1 bzw. [132, 157]). Lediglich für 24 der 91 faserverstärkten Versuchskörper existieren experimentelle Ergebnisse hinsichtlich der Nachrisszugfestigkeit.

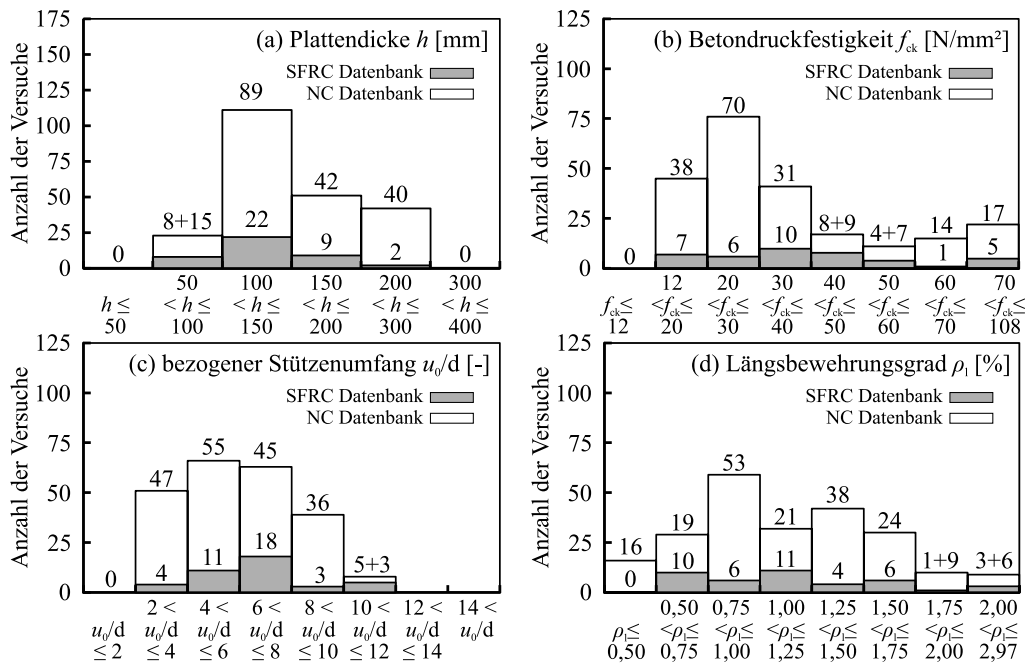


Bild 5.3: Häufigkeitsverteilung der berücksichtigten 227 faserverstärkten Versuchskörper ohne Durchstanzbewehrung (Referenzversuche aus eigener Datenbank + Datenbasis aus [238]) in Abhängigkeit: (a) Plattendicke, (b) Betondruckfestigkeit, (c) bezogener Stützenumfang, (d) geometrischer Längsbewehrungsgrad

Für eine verbesserte Aussagekraft und Vergleichbarkeit des reinen Betontraganteils wird die geringe Datenbasis von 41 faserverstärkten Referenzversuchskörpern (SFRC-Datenbank) um die Versuchskörper der Durchstanzdatenbank faserverstärkter Stahlbetonversuche der RWTH Aachen aus [124, 237] (NC-Datenbank) ergänzt. Hierbei erfolgt ebenfalls eine Eingrenzung auf die zuvor genannten Auswahlkriterien. In Verbindung mit den genannten 41 Referenzversuchen liegt somit eine Datenbasis von 227 faserverstärkten Stahlbetonversuchen vor, deren Häufigkeitsverteilung Bild 5.3 zeigt.

Analog zu Bild 5.2 wird auch bei dieser Datenbasis deutlich, dass der Großteil der faserverstärkten Untersuchungen tendenziell an dünnen Versuchskörpern mit Plattendicken h zwischen 100 und 150 mm, Beton-

druckfestigkeiten f_{ck} zwischen 12 und 40 N/mm², Längsbewehrungsgrade ρ_l zwischen 0,5 und 1,75 % sowie bezogene Stützenumfänge u_0/d zwischen 4 und 8 vorgenommen wurden.

5.3 Auswertung der Datenbank

5.3.1 Allgemeines

Die statistische Auswertung und Beurteilung der Prognosegenauigkeit und Zuverlässigkeit der Bemessungsansätze der in Kapitel 3.5 vorgestellten Regelwerke basiert auf den Prognosefaktoren $\zeta_i = V_{\text{Test},i}/V_{\text{R,calc},i}$, die das Verhältnis der experimentellen Versagenslasten $V_{\text{Test},i}$ und der zugehörigen prognostizierten Durchstantragfähigkeit $V_{\text{R,calc},i}$ beschreiben. In Abhängigkeit der erfassten Versuchszahl n_{Test} berücksichtigt die Bewertung neben der optischen Verteilung der Prognosefaktoren auch die wesentlichen statistischen Kenngrößen in Form des arithmetischen Mittelwertes μ_x , der Standardabweichung σ_x , des Variationskoeffizienten V_x sowie des 5 %-Quantilwertes $x_{p,5\%}$. Theoretische Hintergründe zur Ableitung der jeweiligen statistischen Parameter sind beispielsweise in SIBURG [202] enthalten und wurden von WALKNER [270] hinsichtlich der Anwendung auf die Auswertung von Durchstanzversuchen nach DIN EN 1990 [62] zusammengefasst.

Für die statistische Auswertung faserverfreier Durchstanzversuche unterstellte SIBURG in [238] normalverteilte Daten und schätzte die Standardabweichung aus der Stichprobe der durchgeführten Versuche entsprechend Gleichung (D.2) nach DIN EN 1990 Abschnitt D.7 [62] ab. Zudem schlägt SIBURG in [238] vor, aufgrund der inzwischen umfassenden Erfahrungen aus Durchstanzversuchen im Bereich der Forschung sowie aus der praktischen Anwendung davon auszugehen, dass der Variationskoeffizient V_x bzw. ein oberer Schätzwert davon aus Voruntersuchungen als bekannt angenommen werden darf. In Abhängigkeit der vorliegenden Versuchszahl resultiert daher der 5 %-Quantilwert nach Tabelle D.1 der DIN EN 1990 [62] für den Fall „ V_x bekannt“, deren Werte auf einem Vertrauensniveau von 75 % gründen. Auch für die vorliegende Datenbasis faserverstärkter Durchstanzversuche bestätigten Auswertungen näherungsweise normalverteilte Daten. Für eine Vergleichbarkeit der Auswertungen dieser Arbeit mit den umfassenden Untersuchungen zu faserverfreien Stahlbetonplatten von SIBURG [238], WALKNER [270] und SCHMIDT [226] wird nachfolgend ein zu [238], [270] und [226] identisches Vorgehen gewählt. Um dennoch den Einfluss logarithmisch normalverteilter Daten zu erfassen, erfolgt ergänzend eine Auswertung auf Basis einer logarithmierten Normalverteilung. Hierdurch werden etwaige schiefe Datenverteilungen berücksichtigt und negative Werte ausgeschlossen. Anstelle des arithmetischen Mittels wird für diesen Fall der Medianwert angegeben. Infolge der insgesamt geringen Versuchszahl zeigen beide Auswertungen jedoch sehr ähnliche statistische Kenngrößen.

Im Fokus der vorliegenden Arbeit steht die qualitative Einordnung und Bewertung der Bemessungsansätze der vorgestellten Regelwerke sowie das Aufzeigen deren wesentlicher Einflussparameter in Hinblick auf eine zutreffende Erfassung der Stahlfasertragwirkung im Rahmen der Durchstanzbemessung. Hierzu gilt es, die Trendabhängigkeiten der Ergebnisse faserverfreier und stahlfaserverstärkter Versuchskörper in Bezug auf die für ein Durchstanzversagen relevanten Einflussgrößen aufzuzeigen und miteinander zu vergleichen. Etwaige Streuungen und Unsicherheiten im Betontraganteil des Durchstanzwiderstandes einer faserverfreien Platte ohne Durchstanzbewehrung $V_{\text{R,c}}$ sind aufgrund des additiven Ansatzes auch in den Widerständen stahlfaserverstärkter Platten enthalten. Bei nahezu identischen Trendabhängigkeiten und Streubreiten faserverfreier und faserverstärkter Versuchsdaten ist daher von einer zutreffenden Abschätzung des Fasertraganteils innerhalb des jeweiligen additiven Ansatzes auszugehen. Voraussetzung für eine endgültige Bewertung des Sicherheitsniveaus ist schließlich die Berücksichti-

gung der jeweiligen nationalen Anforderungen und Vorschriften. In Deutschland regelt das einzuhal-
tende Sicherheitsniveau DIN EN 1990, Abschnitt D.7 [61, 62], wobei ein Erreichen bzw. Überschreiten
des Zielwertes 1,0 für den 5 %-Quantilwert aller Prognosefaktoren $\xi_i = V_{\text{Test},i}/V_{\text{R,calc},i}$ der Versuchs-
auswertung auf charakteristischem Niveau (Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_c = \gamma_f = \gamma_s = 1,0$) vorgeschrieben ist. Mit
Abschnitt D.7.3 bietet DIN EN 1990 [61, 62] alternativ die Möglichkeit einer Bewertung auf
Bemessungsniveau (Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_c = 1,50$, $\gamma_f = 1,25$, $\gamma_s = 1,15$), wobei anstelle des 5 %-
Quantils der 10 %-Quantilwert 1,0 nicht unterschreiten darf. Durch vertiefende Zuverlässig-
keitsanalysen und verfeinerte statistische Verfahren auf Basis probabilistischer Methoden ist eine
Unterschreitung dieser strikten Grenzwerte denkbar, was beispielsweise für Durchstanzversuche an
Stahlbetonbauteilen in [214, 216] durchgeführt und mit vertiefenden theoretischen Hintergründen
erläutert wird. Im Rahmen dieser Arbeit wird auf derartige weiterführende, probabilistische Unter-
suchungen verzichtet. Als Zielwerte dienen daher das Sicherheitsniveau und die Streubreiten faserfreier
Stahlbetonversuche.

Entsprechend Kapitel 3.5.5 besitzt die zutreffende Erfassung der maßgebenden Materialkennwerte der
Betondruck- sowie Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons einen entscheidenden Einfluss auf die
Datenbankauswertung. Die Ableitung des empirischen Bemessungsansatzes der DAfStb-Richtlinie
„Stahlfaserbeton“ [44] in Verbindung mit EC2+NA(D) [63, 64] basierte auf Grundlage charakteristi-
scher Stahlfaserbetonkennwerte ($f_{\text{ck}}, f_{\text{ctm},L2}^f$, vgl. z. B. [143, 226, 238, 257]). Der Mittelwert der Beton-
druckfestigkeit f_{cm} wird entsprechend DIN EN 206 [66] für Laborbedingungen mit $f_{\text{ck}} = f_{\text{cm}} - 4 \text{ N/mm}^2$
in den charakteristischen Wert überführt. Für die Umrechnung der experimentellen Serienmittelwerte
der Nachrisszugfestigkeit in charakteristische Werte sieht die DAfStb-Richtlinie [44] ein statistisches
Verfahren vor, das eine Obergrenze in Form des 0,51-fachen Serienmittelwertes beinhaltet (vgl. Kap.
2.5.2). Sofern in den verschiedenen Literaturquellen experimentelle Nachrisszugfestigkeiten dokumen-
tiert sind, handelt es sich meist um Serienmittelwerte ohne weitere statistische Angaben, weshalb eine
statistische Ableitung des charakteristischen Wertes entsprechend der DAfStb-Richtlinie [44] nicht
möglich ist. Die Überführung in charakteristische Werte basiert daher pauschal auf der Obergrenze von
0,51. Dies setzt Biegezugversuche mit geringen Streubreiten voraus und bewirkt damit tendenziell eine
Überschätzung des Stahlfasertraganteils und geringere Prognosefaktoren ξ_i .

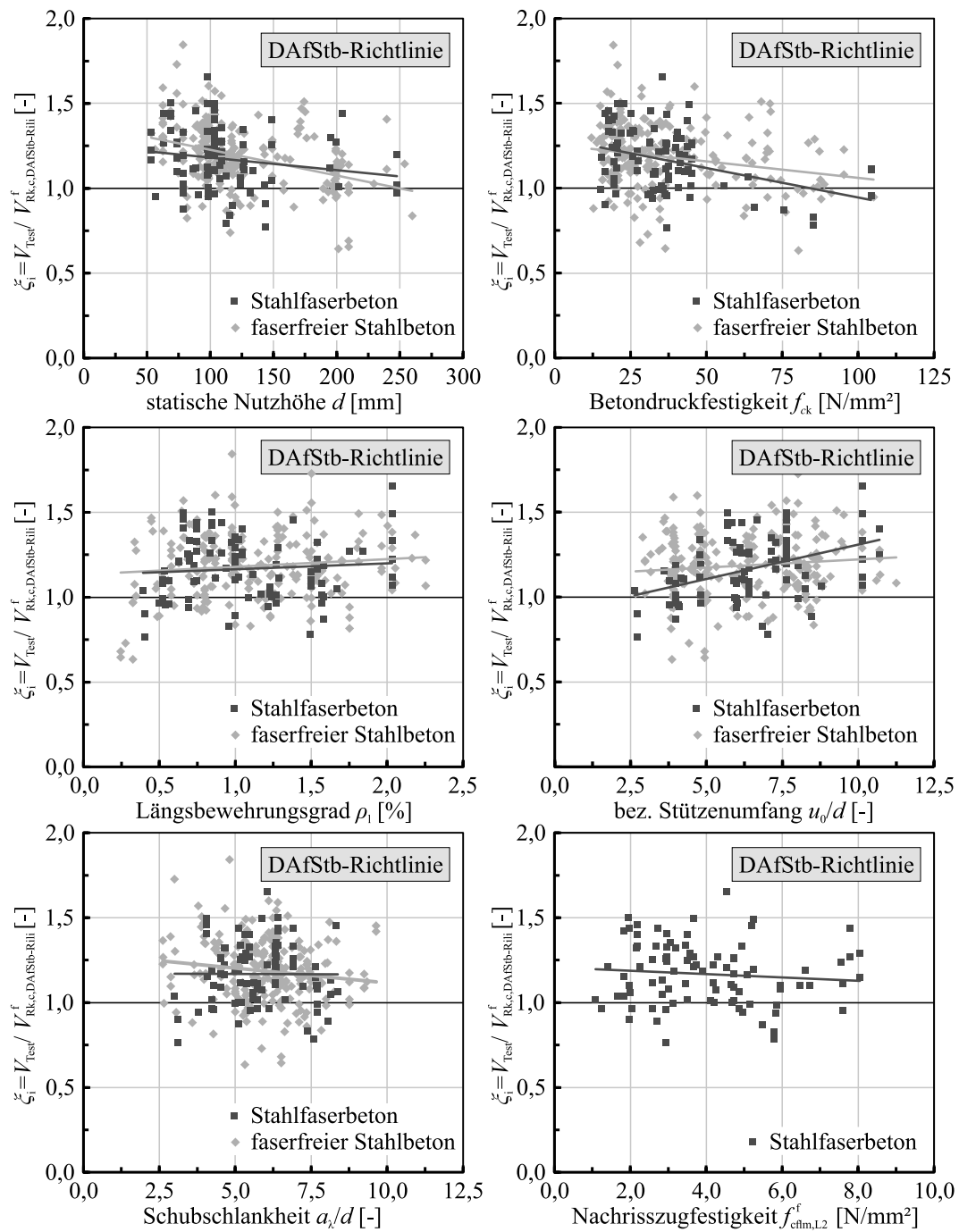
Die Ableitung der Bemessungsansätze nach Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] basiert
im Gegensatz auf Grundlage mittlerer Stahlfaserbetonkennwerte ($f_{\text{cm}}, f_{\text{R}1/3,m}$) [35], weshalb diese nach-
folgend auch ohne weitere Umrechnung in die Widerstandsgleichung einfließen. Neben den geringfü-
gigen Unterschieden der anzusetzenden Nachrisszugfestigkeiten der betrachteten drei Regelwerke in
Bezug auf abweichende Prüfaufbauten sowie Auswertepunkten (vgl. Kap. 2.5) führt die Verwendung
von Mittelwerten im Vergleich zur DAfStb-Richtlinie [44] für beide Regelwerke zu deutlich größeren
Fasertraganteilen. Dieses unterschiedliche zu Grunde gelegte Sicherheitsniveau weist einen entschei-
denden Einfluss auf die Datenbankauswertung auf, weshalb im Rahmen dieser Arbeit für jeden Ansatz
sowohl eine Auswertung mit charakteristischen wie auch mit mittleren Materialkennwerten vorgenom-
men wird. Die Überführung auf charakteristische Kennwerte der Betondruckfestigkeit erfolgt einheitlich
nach DIN EN 206 [66] für Laborbedingungen mit $f_{\text{ck}} = f_{\text{cm}} - 4 \text{ N/mm}^2$, wohingegen bei der Umrechnung
der Nachrisszugfestigkeit zwischen der Obergrenze des 0,51-fachen Serienmittelwerts nach der DAfStb-
Richtlinie [44] und des 0,60-fachen Wertes entsprechend Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L
[34] unterschieden wird. Die Teilsicherheits- und Dauerstandsbeiwerte werden einheitlich zu $\gamma_c = \gamma_{\text{ct}}^f =$
 $\gamma_s = \alpha_c = \alpha_c^f = 1,0$ gewählt. Fehlende experimentelle Serienmittelwerte der Nachrisszugfestigkeiten
 $f_{\text{ctm},L2}^f, f_{\text{R},1,m}$ bzw. $f_{\text{R},3,m}$ werden entsprechend Gleichung (2-12) ($f_{\text{ctm},L2}^f$) bzw. (2-14) ($f_{\text{R},1,m}$ bzw. $f_{\text{R},3,m}$)
abgeschätzt und der Auswertung zu Grunde gelegt.

5.3.2 DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“

Für die prognostizierten Durchstanzwiderstände nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] auf Basis charakteristischer Festigkeitswerte ($f_{ck} = f_{cm} - 4$, $f_{cfk,L2}^f = 0,51 \cdot f_{cfm,L2}^f$) veranschaulicht Bild 5.4 die Verteilung der Prognosefaktoren ξ_i in Bezug auf die wesentlichen Einflussgrößen. Bild 5.5 ergänzt die Auswertung unter Verwendung mittlerer Festigkeitswerte ($f_{ck} = f_{cm}$, $f_{cfk,L2}^f = f_{cfm,L2}^f$). Beide Darstellungen bilden in dunkelgrau die Ergebnisse der stahlfaserverstärkten Versuchskörper und in hellgrau der faserfreien Stahlbetonversuchskörper ab. Ergänzend sind jeweils die zugehörigen statistischen Kennwerte sowie eine lineare Regressionsgerade beider Verteilungen aufgeführt.

Eine aussagekräftige Auswertung des Bemessungsansatzes nach der DAfStb-Richtlinie [44] mit mittleren Materialkennwerten erfordert zunächst erweiterte Betrachtungen hinsichtlich des anzusetzenden mittleren, empirischen Vorfaktors $C_{Rm,c}$ innerhalb der Bestimmung des Betontrageanteils $V_{Rm,c}$. Der empirische Vorfaktor $C_{Rk,c}$ wurde bei der Festlegung des EC2+NA(D) [63, 64] auf Basis eines 5 %-Quantils von Versuchsauswertungen mit charakteristischen Materialkennwerten so definiert, dass das geforderte Sicherheitsniveau für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren in der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation eingehalten wird [43]. Grafisch kommt diese Anpassung einer Parallelverschiebung der Datenpunkte entlang der y-Achse und somit einer Skalierung gleich. Für den Mittelwert von $C_{Rm,c}$ ergibt sich in Abhängigkeit der verwendeten Datenbasis ein im Vergleich zu $C_{Rk,c}$ um 20 bis 40 % erhöhter Wert [123, 238, 280]. Während Heft 600 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton [43] einen mittleren Vorfaktor $C_{Rm,c}$ für querkraftbeanspruchte Bauteile enthält, sind für durchstanzbeanspruchte Platten lediglich die genannten Bandbreiten in der Literatur zu finden (z. B. [21, 280]). Im Rahmen dieser Auswertung wurde der Faktor $C_{Rm,c}$ für den gewählten Parameterbereich daher anhand der vorliegenden Versuchsdatenbasis faserfreier Stahlbetonplatten empirisch so bestimmt, dass der Mittelwert der Prognosefaktoren ξ_i aller vorliegenden faserfreien Versuche einen Wert von 1,0 annimmt, was in einem mittleren Vorfaktor $C_{Rm,c} = 0,21$ resultierte. Eine abweichende Zusammensetzung der Datenbasis kann hierbei zu einem abweichenden Wert für $C_{Rm,c}$ führen.

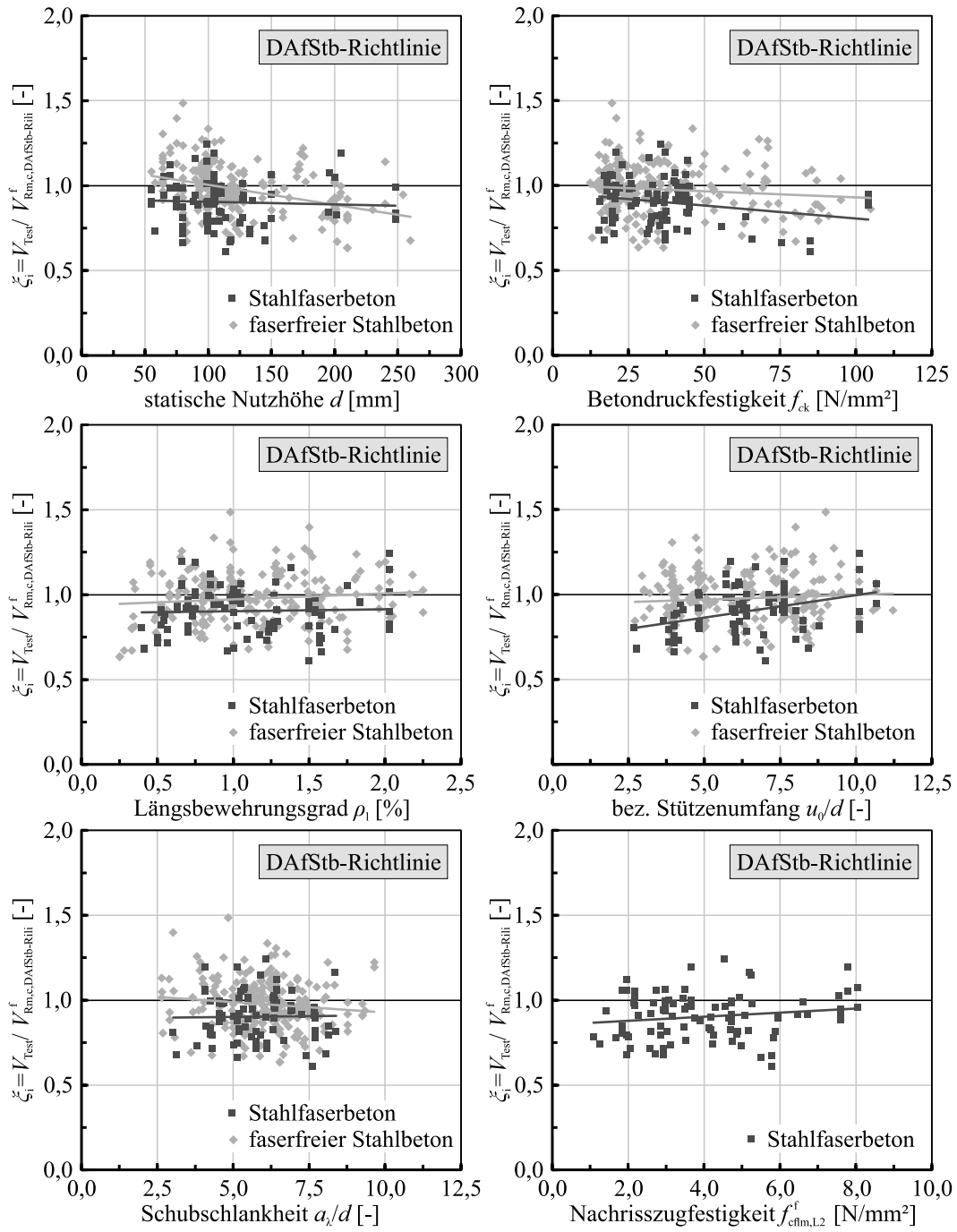
Der Ansatz zur Bestimmung der Durchstanztragfähigkeit faserfreier Stahlbetonplatten ohne Durchstanzbewehrung $V_{R,c}$ nach EC2+NA(D) [63, 64] erfasst im betrachteten Parameterbereich die Einflüsse aus der Betondruckfestigkeit f_{ck} , des Längsbewehrungsgrades ρ_l , der Schubslankheit a_λ/d sowie des bezogenen Stützenumfanges u_0/d sowohl mit charakteristischen wie auch mit mittleren Festigkeitswerten weitestgehend zutreffend und mit geringen Trendabhängigkeiten. Lediglich mit zunehmender statischer Nutzhöhe d ist eine abfallende Tendenz zu beobachten. Dieser ist auf die vorwiegend geprüften statischen Nutzhöhen $d \leq 200$ mm zurückzuführen, für die eine Begrenzung des Maßstabsfaktors k auf 2,0 vorgesehen ist. Hieraus resultiert eine künstliche Reduktion der rechnerischen Tragfähigkeiten, die bei kleinen statischen Nutzhöhen d zu erhöhten Prognosefaktoren ξ_i führt (vgl. auch [238]). Dies entspricht den Ergebnissen der Untersuchungen bzw. Auswertungen der Literatur von beispielsweise SIBURG [237], WALKNER [270] oder KUERES ET AL. [143]. Unter Annahme einer Standardnormalverteilung liegt bei Verwendung charakteristischer Festigkeitswerte für faserfreie Stahlbetonplatten ein Mittelwert von 1,19, bei einem Variationskoeffizient von 0,16 sowie ein 5-% Quantilwert von 0,88 vor. Durch Verwendung mittlerer Materialkennwerte ergeben sich größere Durchstanzwiderstände und der Mittelwert sowie der 5 %-Quantilwert reduziert sich bei einem Variationskoeffizienten von 0,15 auf 0,98 bzw. 0,74. Der Zielwert des 5 %-Quantilwertes bzw. des Mittelwertes von 1,0 wird daher für beide Auswertungen unterschritten.



EC2+NA(D)+DAfStb-Rili	Stahlbeton				Stahlfaserbeton			
	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Standardnormalverteilung	227	1,19	0,16	0,88	91	1,17	0,15	0,87
Log-Normalverteilung	227	1,17	0,16	0,90	91	1,16	0,16	0,89

— Linear Regression; $f_{ck} = f_{cm} - 4$ [N/mm²] / $f_{effm,L2}^f = 0,51 \cdot f_{effm,L2}^f$ [N/mm²]; $C_{Rk,c} = 0,18$

Bild 5.4: Vergleich der Versuchsbruchlasten V_{Test} mit den rechnerischen Durchstanzwiderständen V_R für Platten mit und ohne Stahlfaserbeton nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] mit EC2+NA(D) [63, 64] unter Verwendung charakteristischer Materialkennwerte



	Stahlbeton				Stahlfaserbeton			
	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Standardnormalverteilung	227	0,98	0,15	0,74	91	0,90	0,15	0,68
Log-Normalverteilung	227	0,97	0,15	0,76	91	0,89	0,15	0,70

— Linear Regression; $f_{\text{ck}} = f_{\text{cm}} [\text{N/mm}^2] / f_{\text{cfk,L2}}^f = f_{\text{cfm,L2}}^f [\text{N/mm}^2]$; $C_{\text{Rm,c}} = 0,21$

Bild 5.5: Vergleich der Versuchsbruchlasten V_{Test} mit den rechnerischen Durchstanzwiderständen V_{R} für Platten mit und ohne Stahlfaserbeton nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] mit EC2+NA(D) [63, 64] unter Verwendung mittlerer Materialkennwerte

Während für stahlfaserverstärkte Versuchskörper bei beiden Auswertungen die Einflüsse aus der Betondruckfestigkeit f_{ck} , des Längsbewehrungsgrades ρ_1 sowie der Schubslankheit a_γ/d mit zu den faserfreien Versuchskörpern ähnlichen Trendverläufen erfasst werden, liegen für die geometrischen Parameter statische Nutzhöhe d und bezogener Stützenumfang u_0/d deutlichere Abweichungen vor. Einflüsse der Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{flk,L2}^f$ werden hingegen weitestgehend trendfrei erfasst. Der bei faserfreien Versuchskörpern deutlich sichtbar abfallende Trend der Prognosefaktoren mit zunehmender statischer Nutzhöhe d ist bei den faserverstärkten Versuchen erkennbar schwächer ausgeprägt.

Die Ursache der abweichenden Trendabhängigkeiten ist in der Beschränkung der Durchstantragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten auf $1,4 \cdot V_{R,c}$ und damit der künstlichen Obergrenze des Fasertraganteils begründet. Insbesondere bei sehr leistungsfähigen Stahlfaserbetonen sowie großen Flächen des kritischen Rundschnitts ($u_1 \cdot d$) besitzt diese Obergrenze einen großen Einfluss und führt zu deutlich reduzierten Tragfähigkeiten bzw. erhöhten Prognosefaktoren. Bild 5.6 (links) bestätigt dies anhand einer ergänzenden Auswertung unter Vernachlässigung der Obergrenze $V_{Rd,max}$. Bei Verwendung charakteristischer Materialkennwerte zeigen sich mit zunehmender statischer Nutzhöhe d nahezu identische Tendenzen faserfreier und faserverstärkter Versuchskörper. Die nahezu trendfreie Abbildung des Einflusses der Nachrisszugfestigkeit in Bild 5.5 und Bild 5.6 geht bei Vernachlässigung von $V_{Rd,max}$ in einen abfallenden Trend über, was Bild 5.6 (rechts) veranschaulicht und zu erwarten war.

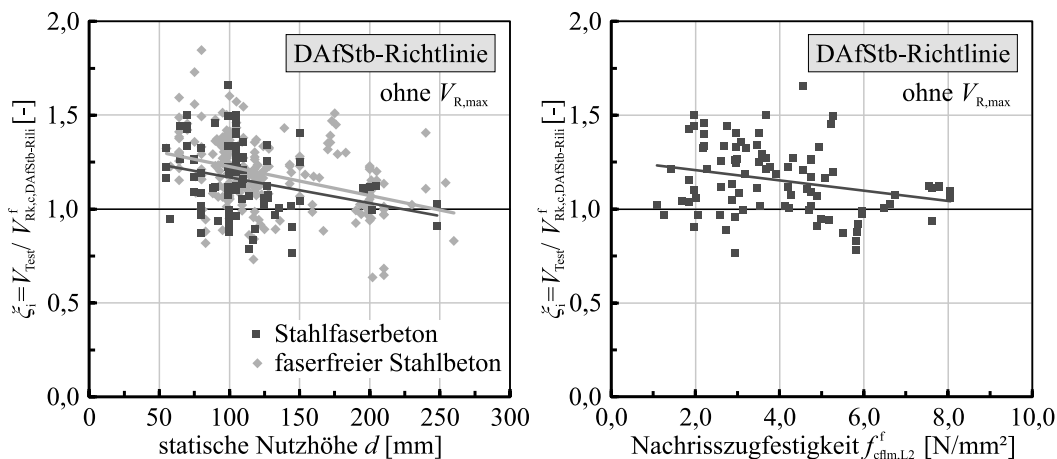


Bild 5.6: Vergleich der Versuchsbruchlasten V_{Test} mit den rechnerischen Durchstanzwiderständen V_R für Platten mit und ohne Stahlfaserbeton nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] mit EC2+NA(D) [63, 64] unter Verwendung charakteristischer Materialkennwerte und Vernachlässigung der Obergrenze $V_{Rd,max} = 1,4 \cdot V_{Rd,c}$

Die statistischen Kenngrößen auf Basis einer Normalverteilung bestätigen weitestgehend die beschriebenen optischen Erkenntnisse der Verteilung der Prognosefaktoren. Unter Ansatz charakteristischer Festigkeitswerte ergeben sich sowohl für den Mittelwert wie auch den Variationskoeffizient und das 5 %-Quantil der faserverstärkten Versuchskörper zu den faserfreien Stahlbetonversuchen vergleichbare Werte. Tendenziell ordnen sich hierbei die Ergebnisse der faserverstärkten Versuchskörper minimal unterhalb derer faserfreier Versuchskörper ein, was der geringfügig reduzierte Mittelwert unterstreicht. Dem empirischen Ansatz der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] kann daher ein zu faserfreien Platten ähnliches Sicherheitsniveau mit vergleichbaren Streubreiten und Mittelwerten bescheinigt werden. Der 5 %-Quantilwert unterschreitet sowohl für die faserfreien wie auch die faserverstärkten Versuchskörper den Grenzwert 1,0 um etwa 12 %, weshalb auch hier ähnliche Größenordnungen vorliegen. Bei mittleren Materialkennwerten führt die deutlich erhöhte Nachrisszugfestigkeit zu gesteigerten Fasertraganteilen, weshalb sich die Prognosefaktoren der faserverstärkten Versuchskörper deut-

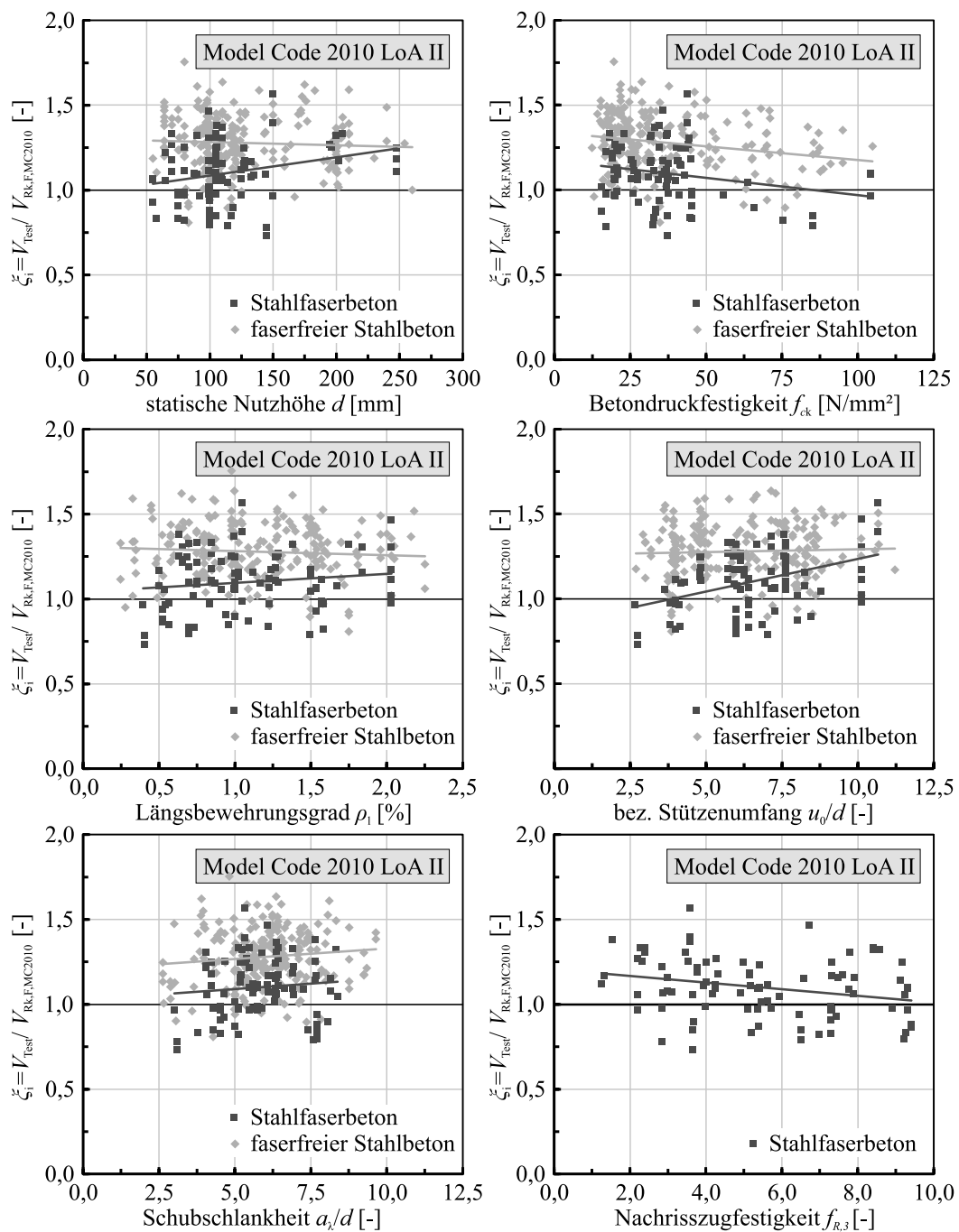
lich unterhalb derer faserfreier einordnen, was reduzierte statistische Kennwerte bestätigen. Mit einem Mittelwert von 0,90 liegen die faserverstärkten Versuchskörper etwa 8 % unterhalb des Wertes der faserfreien Versuchskörper. Für das 5 %-Quantil zeigt sich mit 0,68 ebenfalls ein gegenüber den faserfreien Versuchskörpern reduzierter Wert, wohingegen mit einem Variationskoeffizienten von 0,15 weitestgehend identische Streubreiten vorliegen. Diese merklichen Abweichungen zwischen faserfreien und faserverstärkten Versuchskörpern sind im Wesentlichen auf den erhöhten Fasertraganteil zurückzuführen und bestätigen die Kalibrierung des Fasertraganteils auf Basis charakteristischer Materialkennwerte. Dieses Ergebnis zeigt sich unabhängig von der Auswertung auf Basis einer Standardnormal- oder Log-Normalverteilung.

5.3.3 fib Model Code 2010

Analog zum Vorgehen der Auswertung nach der DAfStb-Richtlinie [44] wird auch die Prognosezuverlässigkeit des Ansatzes nach Model Code 2010 [88] betrachtet, wobei entsprechend den eingangs erwähnten Hintergründen die Auswertung mit mittleren Materialkennwerten im Vordergrund steht. Bild 5.7 enthält die Verteilung der auf Basis charakteristischer Materialkennwerte ($f_{ck} = f_{cm} - 4$, $f_{R,1} = 0,60 \cdot f_{R,1m}$, $f_{R,3} = 0,60 \cdot f_{R,3m}$) ermittelten Prognosefaktoren ξ_i in Abhängigkeit der für den Durchstanzwiderstand maßgebenden Einflussgrößen, wohingegen Bild 5.8 auf mittleren Materialfestigkeiten ($f_{ck} = f_{cm}$, $f_{R,1} = f_{R,1m}$, $f_{R,3} = f_{R,3m}$) beruht. Die Datenpunkte der faserfreien Versuchskörper sind in allen Diagrammen als hellgraue Rauten abgebildet und die der stahlfaserverstärkten als dunkelgraue Quadrate. Ergänzend sind die jeweiligen statistischen Kennwerte sowie lineare Regressionsgeraden enthalten.

Während die Bestimmung des Stahlfasertraganteils $V_{R,f}$ nach Model Code 2010 [88] rotationsunabhängig erfolgt (vgl. Kap. 3.5.3), wird der Anteil des Betonquerschnitts $V_{R,c}$ maßgebend durch die vorliegende Plattenrotation ψ bestimmt (vgl. Kap. 3.5.3). Model Code 2010 [88] bietet zur Abschätzung von ψ vier Approximationsstufen (LoA) mit zunehmender Genauigkeit, wobei nachfolgende Auswertung auf LoA II (vgl. Kap. 3.5.3) basiert. Die vorliegende Rissöffnung wird hierbei durch Berücksichtigung der Ausnutzung der Biegetragfähigkeit des Plattenquerschnitts in Form des Quotienten des im Stützstreifen der Breite b_s wirkenden Momentes m_S zum widerstehenden Moment m_R abgeschätzt. Die Ermittlung des einwirkenden Moments m_S setzt ein iteratives Vorgehen unter Verwendung des Ansatzes $m_S = V_{R,f}/8$ voraus, wodurch die zur rechnerischen Maximaltragfähigkeit zugehörige fiktive Plattenrotation einfließt. Die Berechnung des Biegewiderstandes m_R erfolgt auf Basis des Spannungsblocks unter Verwendung des Mittelwertes der einachsialen Betondruckfestigkeit $f_{1,c,cyl} = 0,95 \cdot f_{cm}$ (vgl. Anhang B.2). Für die Bestimmung der aufnehmbaren Schubspannung dient entsprechend der Bemessungsgleichung hingegen die Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$. Die wesentliche Bestimmungsgröße des rotationsunabhängigen Fasertraganteils $V_{R,f}$ beschreibt die Nachrisszugfestigkeit f_{Ftu} , deren Berechnung anhand des bilinearen Ansatzes nach Gleichung (2-23) für die maßgebende Rissöffnung $w_u = 1,5$ mm durch Interpolation der residuellen Nachrissbiegezugfestigkeiten $f_{R,1}$ und $f_{R,3}$ erfolgt.

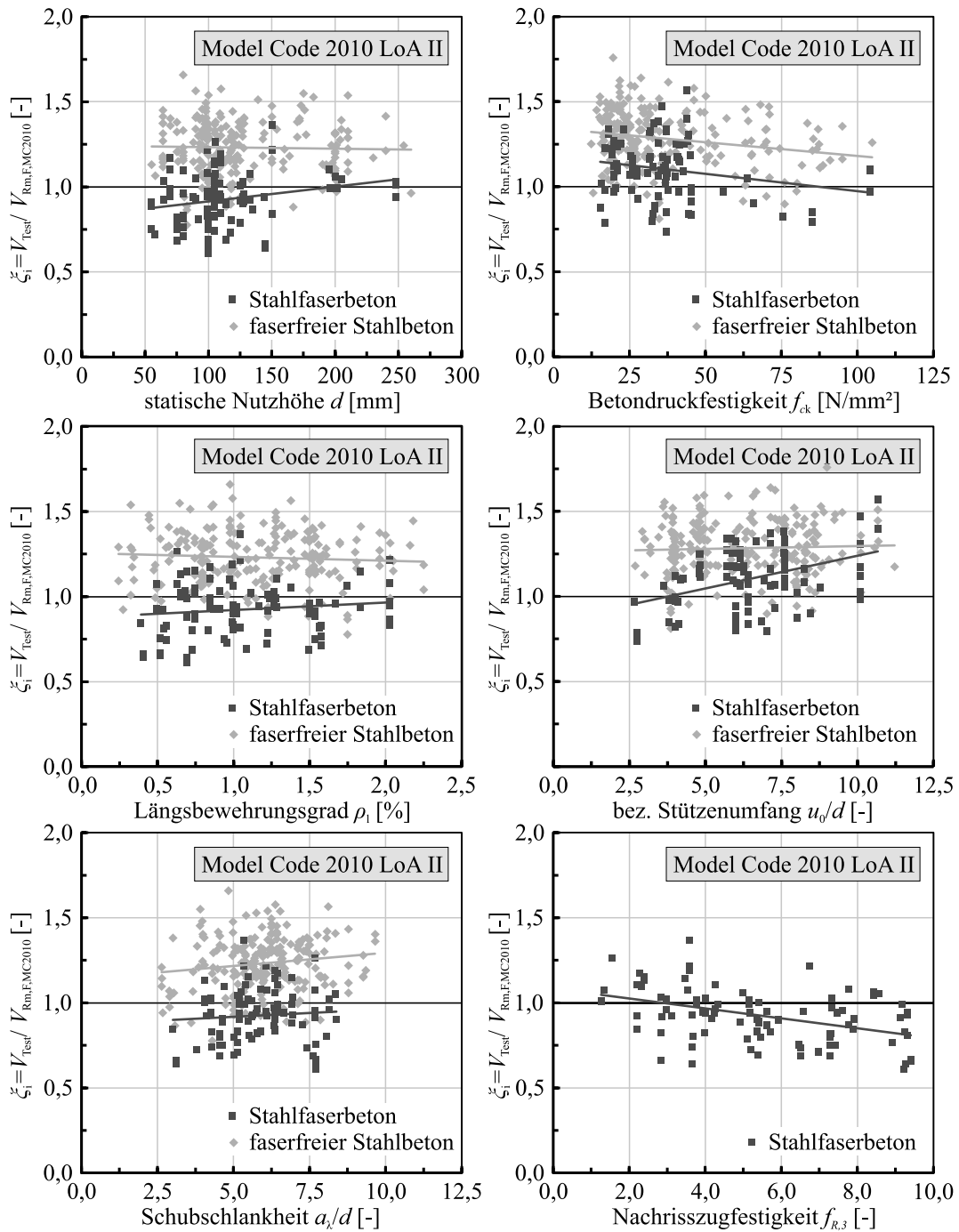
Die Auswertung der faserfreien Stahlbetonversuchskörper auf Basis mittlerer Materialkennwerte in Bild 5.8 bescheinigt dem Ansatz nach Model Code 2010 LoA II [88] analog zu den Untersuchungen von SIBURG [238] und WALKNER [270] eine weitestgehend zutreffende, trendfreie Erfassung aller betrachteten Einflüsse. Mit einem Mittelwert von 1,23, einem Variationskoeffizienten $V_x = 0,12$ sowie einem 5 %-Quantilwert von 0,98 liegt zudem unter Annahme einer Standardnormalverteilung ein hohes Sicherheitsniveau mit geringen Streubreiten vor. Aus der Verwendung verfeinerter Verfahren und somit höherer Approximationsstufen zur Abschätzung der vorliegenden Plattenrotation ist eine weitere Verbesserung der Prognosegenauigkeit des Betontraganteils $V_{R,c}$ mit einer Annäherung des Mittelwertes an 1,0 zu erwarten.



Model Code 2010 LoA II	Stahlbeton				Stahlfaserbeton			
	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Standardnormalverteilung	227	1,28	0,13	1,02	91	1,10	0,16	0,82
Log-Normalverteilung	227	1,27	0,13	1,03	91	1,09	0,16	0,84

— Linear Regression; $f_{ck} = f_{cm} - 4$ [N/mm²] / $f_{t,3,k} = 0,60 \cdot f_{t,3,m}$ [N/mm²]

Bild 5.7: Vergleich der Versuchsbruchlasten V_{Test} mit den rechnerischen Durchstanzwiderständen V_R für Platten mit und ohne Stahlfaserbeton nach Model Code 2010 [88] unter Verwendung charakteristischer Materialkennwerte



Model Code 2010 LoA II	Stahlbeton				Stahlfaserbeton			
	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Standardnormalverteilung	227	1,23	0,12	0,98	91	0,92	0,17	0,66
Log-Normalverteilung	227	1,22	0,13	0,99	91	0,91	0,18	0,68

— Linear Regression; $f_{ck} = f_{cm} [\text{N/mm}^2] / f_{R,1/3,k} = f_{R,1/3,m} [\text{N/mm}^2]$

Bild 5.8: Vergleich der Versuchsbruchlasten V_{Test} mit den rechnerischen Durchstanzwiderständen V_R für Platten mit und ohne Stahlfaserbeton nach Model Code 2010 [88] unter Verwendung mittlerer Materialkennwerte

Die stahlfaserverstärkten Versuchskörper zeigen hingegen bei Verwendung mittlerer Materialkennwerte deutlich reduzierte und trendabhängigere Prognosefaktoren ξ_i , was sich in einem reduzierten Mittelwert von 0,92 und einem 5 %-Quantilwert von 0,66 äußert. Der Variationskoeffizient von 0,17 verdeutlicht die im Vergleich etwas größere Streubreite, was optisch auch die Verteilung der Datenpunkte zeigt. Für die Einflussgrößen Betondruckfestigkeit f_{ck} , Längsbewehrungsgrad ρ_l sowie Schubschlankheit a_s/d liegen zu den faserfreien Versuchskörpern vergleichbare Tendenzen bei reduziertem Sicherheitsniveau vor. Mit zunehmender statischer Nutzhöhe d sowie bezogenem Stützenumfang u_0/d sind im Vergleich zu den faserfreien Versuchskörpern ein ansteigender Trend und somit zunehmende Prognosefaktoren zu beobachten. Eine Zunahme der Nachrisszugfestigkeit $f_{R,3}$ resultiert hingegen in einem abfallenden Trend bzw. einer Überschätzung der Durchstantragfähigkeit.

Die Verwendung charakteristischer Festigkeitswerte in Bild 5.7 zeigt lediglich einen untergeordneten Einfluss auf die Verteilung und Tendenzen der Ergebnisse faserfreier und faserverstärkter Versuchskörper, der sich als Anstieg und somit eine Vertikalverschiebung der Prognosefaktoren darstellt. Die Tragfähigkeit faserfreier Versuchskörper wird trotz der geringfügig reduzierten Betondruckfestigkeit f_{ck} weiterhin nahezu trendfrei und mit ähnlichen statistischen Kennwerten wiedergegeben. Dies äußert sich bei vergleichbarem Variationskoeffizient ($V_x = 0,13$) in einem lediglich um 4 % erhöhten Mittelwert von 1,28 sowie einem 5 %-Quantilwert von 1,02. Der für das 5 %-Quantil nach EC0+NA(D) [61, 62] einzuhaltende Zielwert von 1,0 wird somit erreicht. Aus der Begrenzung der Nachrisszugfestigkeit auf 60 % des Mittelwertes folgt eine 40%ige Reduktion des Fasertraganteils $V_{R,f}$, was zu einer deutlichen Reduktion der Gesamttragfähigkeit $V_{R,F}$ führt. Im Rahmen des rotationsabhängigen Bemessungsmodells entspricht dies eine verringerten Plattenrotation, was letztendlich einen Anstieg des Betontraganteils $V_{R,c}$ bewirkt. Es liegt daher ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen der reduzierten Fasertragwirkung und dem Gesamtwiderstand vor. Die optisch beobachtete Anhebung der Datenpunkte äußert sich auch in den statistischen Kenngrößen der faserverstärkten Versuchskörper auf Basis einer Standardnormalverteilung. Bei zu mittleren Materialkennwerten vergleichbarem Variationskoeffizienten von 0,16 ergibt sich aus der Verwendung charakteristischer Materialkennwerte ein um etwa 20 % erhöhter Mittelwert von 1,10 und ein 5 %-Quantilwert von 0,82. Im Vergleich zu den faserfreien Versuchskörpern entspricht dies einer Reduktion von 15 bis 20 %, wobei auch eine etwas größere Streubreite vorliegt.

Für die Ergebnisse der Auswertung nach Model Code 2010 [88] gilt, dass diese neben dem empirischen Ansatz zur Abschätzung der Nachrisszugfestigkeit insbesondere durch die Wahl der Approximationsstufe des Betontraganteils sowie der rechnerischen Ermittlung der Biegetragfähigkeit des Querschnitts m_{Rd} beeinflusst werden und damit nur bedingt allgemeingültig und übertragbar sind. Verfeinerte Verfahren zur Bestimmung der Plattenrotation und damit eine genauere Bestimmung des Betontraganteils $V_{R,c}$ lassen darüber hinaus verbesserte Prognosegenauigkeiten erwarten.

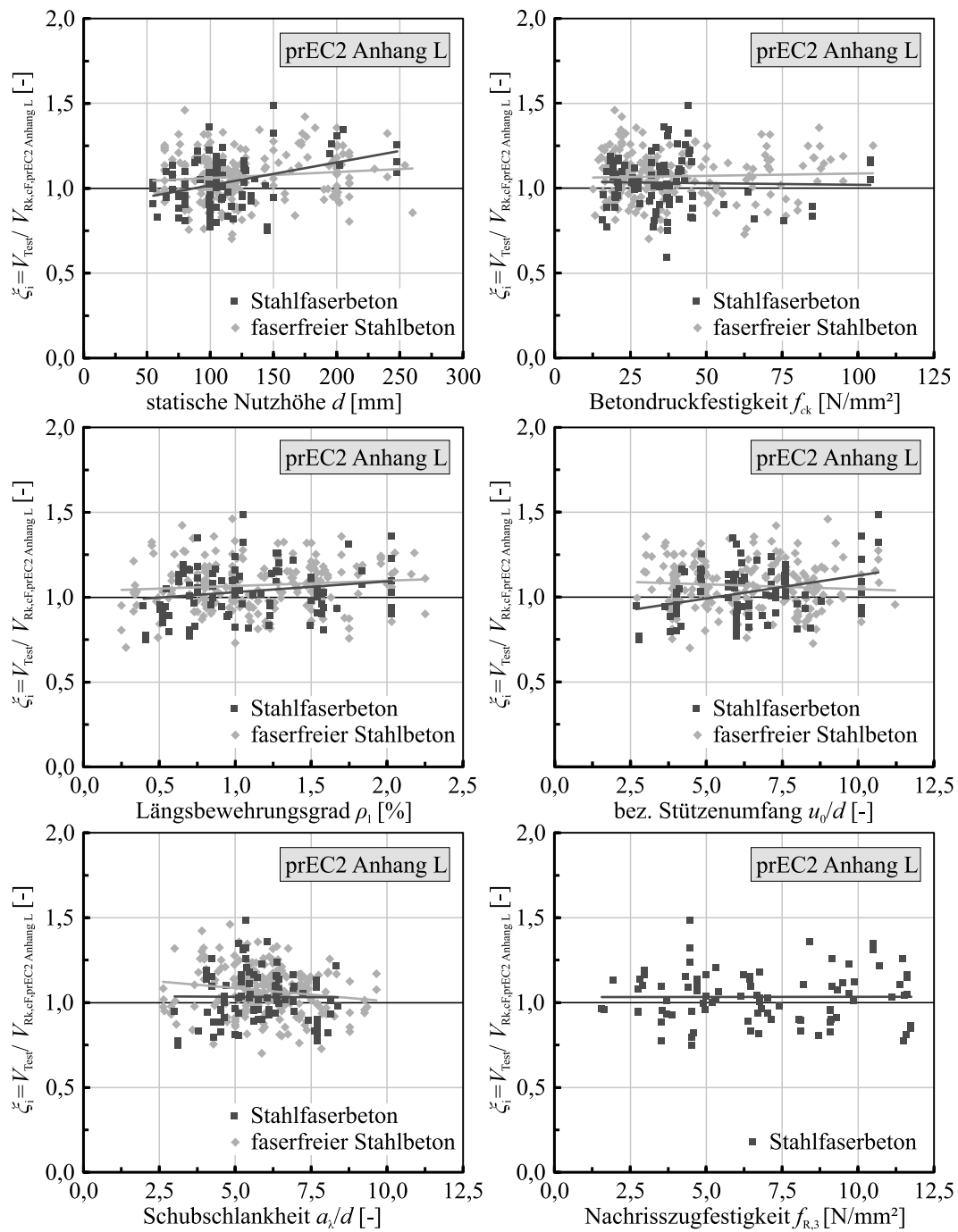
5.3.4 7. Entwurf der nächsten Generation des Eurocode 2 mit Anhang L

Die Verteilung der nach dem Ansatz der zukünftigen Generation des Eurocode 2 prEC2 Anhang L [34] ermittelten Prognosefaktoren ξ_i in Abhängigkeit der für die Durchstantragfähigkeit maßgebenden Einflussgrößen veranschaulicht Bild 5.9 bei Verwendung charakteristischer Materialkennwerte ($f_{ck} = f_{cm} - 4, f_{R,3} = 0,60 \cdot f_{R,3m}$) und Bild 5.10 auf Basis mittlerer Materialkennwerte ($f_{ck} = f_{cm}, f_{R,3} = f_{R,3m}$). Die hellgrauen Rauten beschreiben die Ergebnisse der faserfreien Stahlbetonplatten, wohingegen die dunkelgrauen Quadrate den Werten der faserverstärkten Versuchskörper entsprechen. In beiden Abbildungen sind ergänzend die rechnerisch bestimmten statistischen Kenngrößen sowie lineare Regressionsgeraden enthalten.

Bereits die Untersuchungen von SCHMIDT [226] bescheinigten eine gute und zutreffende Prognosegenauigkeit des neuen Bemessungsansatzes der zukünftigen Generation des Eurocode 2 prEC2 [34] für faserfreie Stahlbetonplatten ohne Durchstanzbewehrung. Die vorliegenden Untersuchungen bestätigen dies anhand Bild 5.9 und Bild 5.10 mit einer weitestgehend trendfreien Wiedergabe aller betrachteten Einflussparameter bei akzeptablen Streubreiten in Form eines Variationskoeffizienten von $V_x = 0,13$. Während sich bei mittleren Betondruckfestigkeiten f_{cm} ein sehr zutreffendes arithmetisches Mittel von 1,02 mit einem 5 %-Quantilwert von 0,81 ergibt, führt die Verwendung der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} zu einem etwa 5%igen Anstieg der Prognosefaktoren in Form eines Mittelwertes von 1,07 bei einem 5 %-Quantilwert von 0,85. Die statistischen Kenngrößen beider Auswertungen zeigen lediglich geringfügige Unterschiede, was den geringen Einfluss des Niveaus der Betondruckfestigkeit bestätigt. Der Mittelwert der Prognosefaktoren erreicht in beiden Fällen den Zielwert von 1,0, wohingegen das 5 %-Quantil diesen unterschreitet.

Bei der Bemessung von stahlfaserverstärkten Platten nach prEC2 Anhang L [34] zeigt das verwendete Niveau der Materialkennwerte aufgrund des rotationsbasierten Bemessungsmodells einen erhöhten Einfluss auf die Verteilung und Trendabhängigkeiten der Prognosefaktoren. Im Rahmen des additiven Ansatzes wird durch den Beiwert η_c die Interaktion des Beton- und Stahlfasertraganteils erfasst, wodurch indirekt die vorliegende Plattenrotation in die Bemessung einfließt. Ein erhöhter Fasertraganteil führt hierbei zu einem Anstieg der Gesamttragfähigkeit, was wiederum mit einer Zunahme der Plattenrotation korreliert. Entsprechend dem Grundgedanken des Bemessungsmodells entspricht dies einer Reduktion des Betontraganteils, woraus ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen Fasertraganteil und Gesamttragfähigkeit resultiert. Bei Verwendung charakteristischer Materialkennwerte ordnen sich die Prognosefaktoren nur leicht unterhalb derer faserfreier Versuchskörper ein, was ein Mittelwert von 1,04 sowie ein 5 %-Quantilwert von 0,79 bestätigt und in etwa eine 5%ige Reduktion beschreibt. Die Verwendung mittlerer Materialkennwerte führt auch bei diesem Ansatz zu reduzierten Prognosefaktoren und somit einer Verschiebung der Datenpunkte nach unten, was zu einem um etwa 15 % reduzierten Mittelwert von 0,88 und einem 5 %-Quantilwert von 0,66 führt. Im Vergleich zu den faserfreien Versuchskörpern entspricht dies in etwa einer 20%igen Verringerung der statistischen Kennwerte.

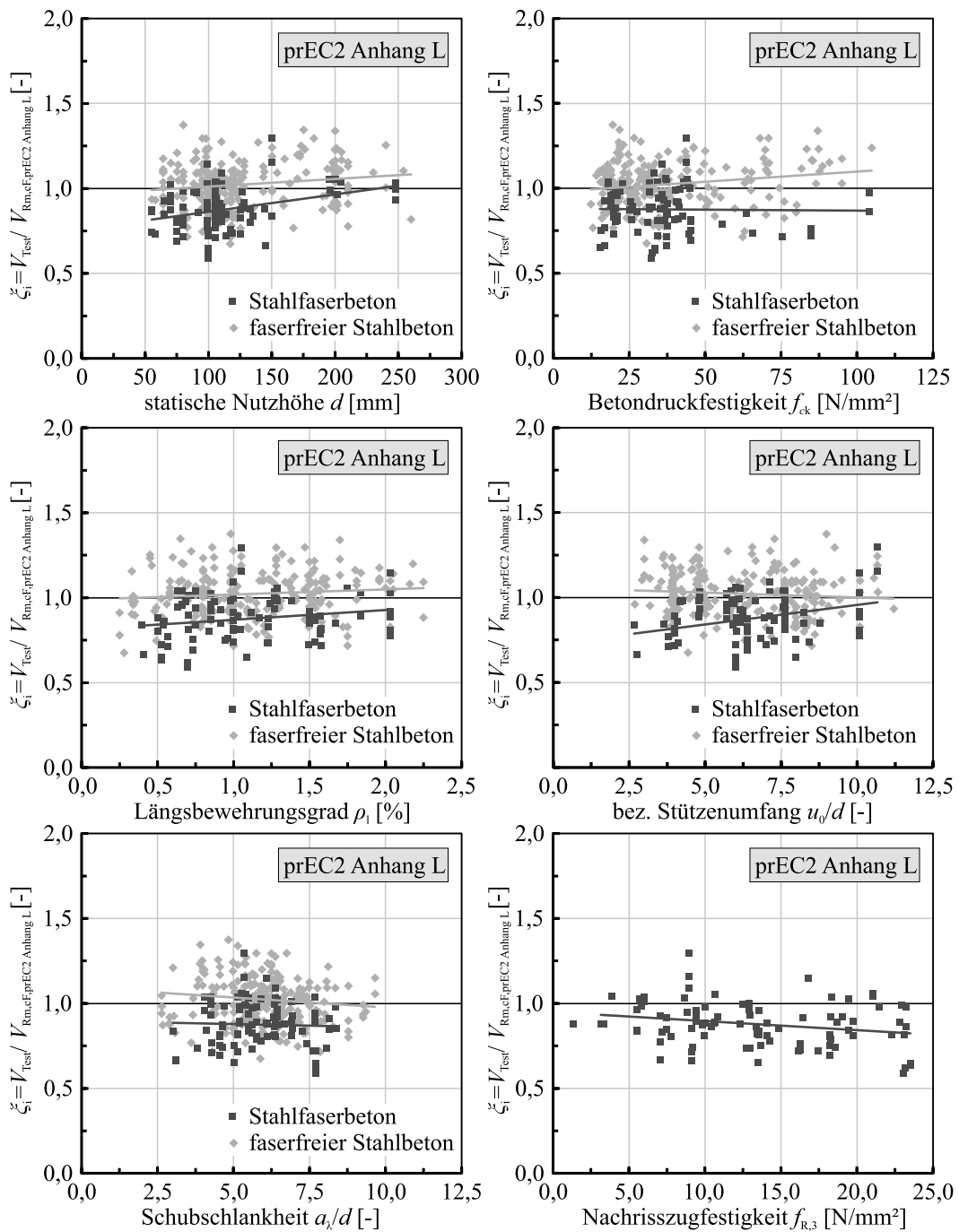
In beiden Darstellungen lässt sich unabhängig vom verwendeten Niveau der Materialkennwerte grundsätzlich eine zu Modell Code 2010 [88] ähnliche Entwicklung der Trendabhängigkeiten beobachten. Während die Eingangsgrößen Betondruckfestigkeit f_{ck} , Längsbewehrungsgrad ρ_l und Schubschlankheit a_s/d sehr zutreffend und mit einer zu faserfreien Versuchskörpern vergleichbaren Tendenz erfasst werden, liegen bei den geometrischen Faktoren statische Nutzhöhe d und bezogener Stützensumfang u_0/d deutlichere Trendabhängigkeiten und Abweichungen vor. Für f_{ck} und ρ_l zeigen die Ergebnisse der faserverstärkten Versuchskörper hierbei einen ansteigenden Trend und somit zunehmende Prognosefaktoren. Der Einfluss der Nachrisszugfestigkeit wird auf Basis charakteristischer Festigkeitswerte nahezu trendfrei wiedergegeben, wohingegen mit ansteigender mittlerer Nachrisszugfestigkeit ein abfallender Trend vorliegt. Trotz dieser vergleichbaren Trendabhängigkeiten bei Verwendung mittlerer und charakteristischer Materialkennwerte weisen insbesondere die Ergebnisse faserverstärkter Platten bei Verwendung mittlerer Materialkennwerte ein deutlich reduziertes Sicherheitsniveau auf. Diese Erkenntnisse legen eine unzutreffende Erfassung der Fasertragwirkung oder der Interaktion beider Traganteile nach prEC2 Anhang L [34] nahe.



prEC2 Anhang L (7. Entw.)	Stahlbeton				Stahlfaserbeton			
	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Standardnormalverteilung	227	1,07	0,13	0,85	91	1,04	0,14	0,79
Log-Normalverteilung	227	1,06	0,13	0,86	91	1,03	0,15	0,81

— Linear Regression; $f_{ck} = f_{cm} - 4 \text{ [N/mm}^2\text{]} / f_{R3,k} = 0,60 \cdot f_{R3,m} \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Bild 5.9: Vergleich der Versuchsbruchlasten V_{Test} mit den rechnerischen Durchstanzwiderständen V_R für Platten mit und ohne Stahlfaserbeton nach dem 7. Entwurf der nächsten Generation des Eurocode 2 prEC2 Anhang L [34] unter Verwendung charakteristischer Materialkennwerte



prEC2 Anhang L (7. Entw.)	Stahlbeton				Stahlfaserbeton			
	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Standardnormalverteilung	227	1,02	0,13	0,81	91	0,88	0,15	0,66
Log-Normalverteilung	227	1,01	0,13	0,82	91	0,87	0,15	0,68

— Linear Regression; $f_{ck} = f_{cm} [\text{N/mm}^2] / f_{R3,k} = f_{R3,m} [\text{N/mm}^2]$

Bild 5.10: Vergleich der Versuchsbruchlasten V_{Test} mit den rechnerischen Durchstanzwiderständen V_R für Platten mit und ohne Stahlfaserbeton nach dem 7. Entwurf der nächsten Generation des Eurocode 2 prEC2 Anhang L [34] unter Verwendung mittlerer Materialkennwerte

5.3.5 Einfluss des Ansatzes der Nachrisszugfestigkeit

Bedingt durch den empirischen Hintergrund der in Kapitel 2.4.4 vorgestellten Ansätze zur Abschätzung fehlender experimenteller Werte der Nachrissbiegezugfestigkeit sind die berechneten Festigkeitswerte mit gewissen Streuungen und somit Vorhersageungenauigkeiten behaftet. Da die Nachrisszugfestigkeit den Hauptkennwert zur Ermittlung des Fasertraganteils beschreibt, sind diese Vorhersageungenauigkeiten indirekt auch in den vorhergehenden Auswertungen enthalten und können daher die Ergebnisse verfälschen bzw. deren tatsächliche Prognosegenauigkeit beeinflussen.

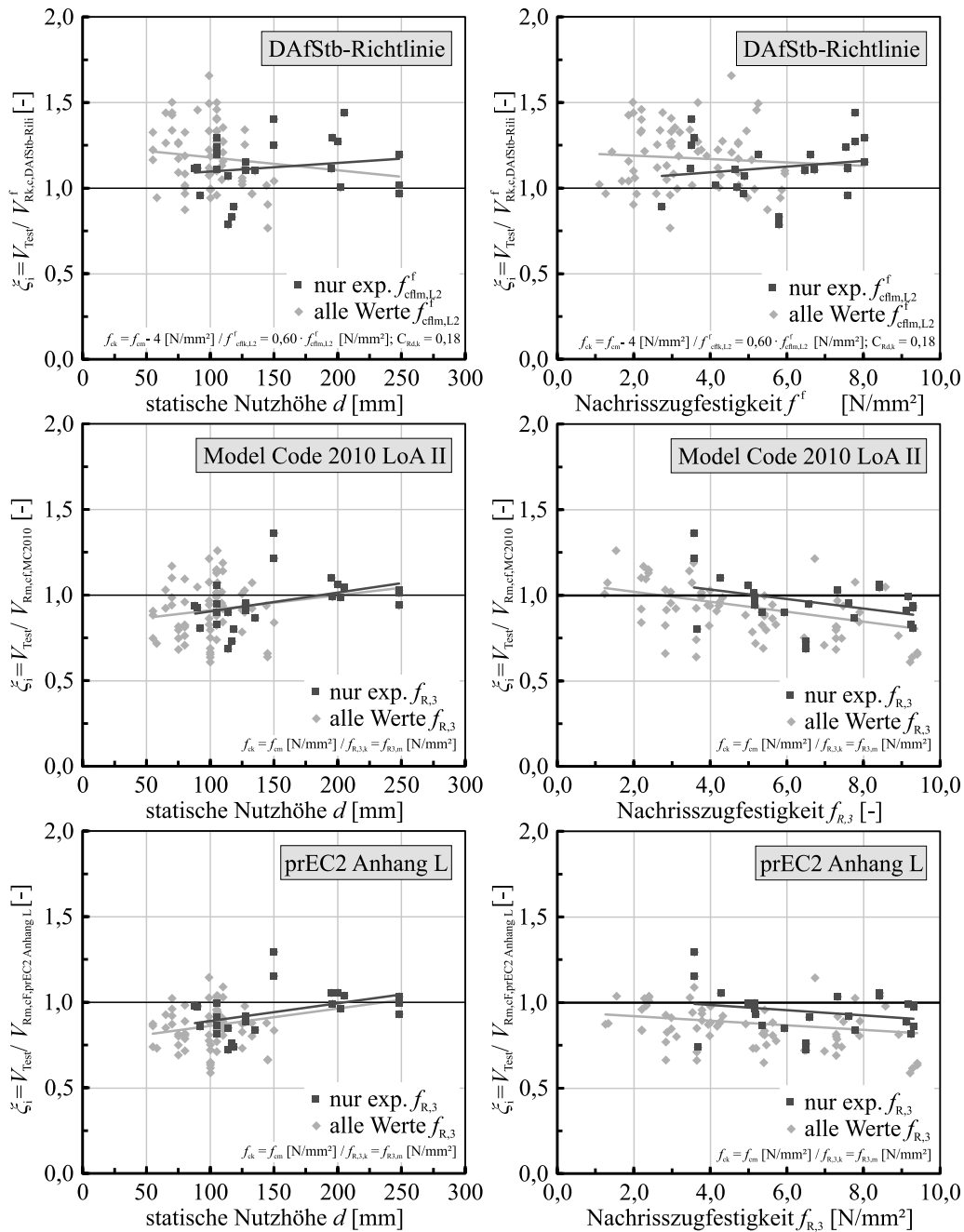


Bild 5.11: Vergleich der Prognosefaktoren ξ_i der gesamten SFRC-Datenbankauswertung mit den Ergebnissen der Versuchskörper mit vorliegender experimenteller Nachrisszugfestigkeit in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe d sowie der Nachrisszugfestigkeit $f_{\text{R,3}}$ der Ansätze nach DAfStb-Richtlinie [44], Model Code 2010 [88] sowie prEC2 Anhang L [34]

Um den vorliegenden Einfluss der abgeschätzten Werte der Nachrisszugfestigkeit und damit die Allgemeingültigkeit der aus den vorhergehenden Auswertungen gewonnenen Erkenntnisse abschätzen zu können, werden nachfolgend ausschließlich Versuchsdaten mit experimentell ermittelten und dokumentierten Nachrissbiegezugfestigkeiten $f_{\text{cnk,L2}}^f$ bzw. $f_{\text{R,3}}$ berücksichtigt. Für lediglich 24 der insgesamt 91 betrachteten stahlfaserverstärkten Versuchskörper liegen experimentell ermittelte Nachrisszugfestigkeiten vor. Eine Auswertung der Bemessungsansätze der drei betrachteten Regelwerke unter alleiniger Verwendung dieser 24 Versuchskörper zeigen die Diagramme in Bild 5.11, wobei die Versuchsdaten über die statische Nutzhöhe d sowie die Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{\text{cnk,L2}}^f$ bzw. $f_{\text{R,3}}$ aufgetragen sind. Neben den dunkelgrauen Datenpunkten dieser 24 Versuchskörper sind in Bild 5.11 in Form hellgrauer Quadrate ebenfalls die Ergebnisse der gesamten 91 stahlfaserverstärkten Versuchskörper der vorhergehenden Auswertungen zu Vergleichszwecken enthalten. Ergänzend zeigt Anhang B.5 die vollständige Auswertung hinsichtlich aller in den vorhergehenden Darstellungen verwendeten Einflussparameter für alle drei Regelwerke. Bei der Einstufung der Daten nach der DAfStb-Richtlinie [44] sollte berücksichtigt werden, dass die vorliegenden Angaben hinsichtlich der Nachrisszugfestigkeiten meist auf gekerbten 3-Punkt-Biegezugversuchen basieren, deren Ergebnisse nur näherungsweise auf Werte eines ungekerbten 4-Punkt-Biegezugversuchs entsprechend der DAfStb-Richtlinie [44] übertragen werden können. Dies kann zu geringfügigen Abweichungen in Bezug auf die tatsächlichen Ergebnisse führen.

Unter Berücksichtigung der sehr eingeschränkten Versuchsanzahl mit experimentell bestimmten Nachrisszugfestigkeiten lässt diese Gegenüberstellung für die Ansätze nach Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] insgesamt weitestgehend vergleichbare Trendabhängigkeiten beider Datenmengen erkennen. Dies gilt ebenfalls für die nicht in Bild 5.11 enthaltenen und in Anhang B.5 dargestellten Parameter mit Ausnahme der Schubslankheit a_s/d , welche tendenziell nach allen Ansätzen einen verstärkt abfallenden Trend mit zunehmenden Werten zeigt. Für die DAfStb-Richtlinie [44] zeigen sich etwas stärkere Abweichungen, was jedoch auf die große Anzahl von Versuchskörpern mit geringen Plattendicken und somit nach EC2+NA(D) [63, 64] künstlich begrenzten Betontraganteilen zurückzuführen ist. Auf Basis dieser Betrachtung lässt sich daher lediglich ein untergeordneter Einfluss des empirischen Ansatzes zur Ermittlung der Nachrisszugfestigkeit feststellen. Für die nachfolgende Bewertung und Weiterentwicklung der bestehenden Bemessungsansätze können die durchgeführten Auswertungen und daraus abgeleiteten Erkenntnisse folglich als geeignet betrachtet werden.

5.4 Bewertung und Vergleich der Ergebnisse der Datenbankauswertung

Tabelle 5-1 stellt die in den vorangegangenen Untersuchungen gewonnenen statistischen Kennwerte unter Annahme einer Normalverteilung für alle betrachteten, normativen Ansätze sowohl auf Grundlage mittlerer wie auch charakteristischer Materialkennwerte gegenüber. In schwarz ist jeweils das für die ursprüngliche Ableitung des entsprechenden Ansatzes zugrunde gelegte Niveau der Materialkennwerte gekennzeichnet. Ergänzend fasst Bild 5.12 die Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen aller drei Regelwerke in Form von $V_{\text{Test}} - V_{\text{R,calc}}$ - Diagrammen zusammen, wobei ebenfalls zwischen den Ergebnissen mit mittleren (dunkelgrau) und charakteristischen (hellgrau) Materialkennwerten unterschieden wird.

Ausgangsbasis für eine zutreffende Beschreibung der Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Flachdecken ist eine zutreffende Bestimmung des Betontraganteils einer äquivalenten Stahlbetonplatte ohne Durchstanzbewehrung. Bei Verwendung mittlerer Betondruckfestigkeiten f_{cm} ermöglicht der Ansatz nach prEC2 [34] mit einem Mittelwert von 1,02 sowie einem Variationskoeffizienten von 0,13 eine sehr zutreffende Erfassung des Betontraganteils und liefert innerhalb der betrachteten drei Regel-

werke für die vorliegende Datenbasis die beste Vorhersagegenauigkeit. Während die Ergebnisse nach EC2+NA(D) [63, 64] mit einem Mittelwert von 0,98 leicht unterhalb derer nach prEC2 [34] liegen, ergeben sich nach Model Code 2010 [88] konservativere Ergebnisse in Form eines Mittelwertes von 1,23. Bei Model Code 2010 [88] ist dies mutmaßlich auf die Verwendung des LoA II zurückzuführen, weshalb verfeinerte Methoden zur Bestimmung der Plattenrotation (LoA III oder LoA IV) eine zutreffendere Vorhersagegenauigkeit erwarten lassen. Bei Ansatz charakteristischer Festigkeitswerte weist Model Code 2010 [88] das höchste Sicherheitsniveau mit gleichzeitig den geringsten Streubreiten auf. Sowohl bei Verwendung mittlerer wie auch charakteristischer Festigkeitswerte liegen die Streubreiten in Form des Variationskoeffizienten bei allen drei Bemessungsmodellen auf einem sehr ähnlichen Niveau. Mit Ausnahme von EC2+NA(D) [63, 64] führt die Verwendung charakteristischer Betondruckfestigkeiten f_{ck} lediglich zu leicht erhöhten statistischen Kennwerten. Die größeren Unterschiede nach EC2+NA(D) [63, 64] sind auf die abweichende Definition des empirischen Vorfaktors $C_{R,c}$ zurückzuführen. Aufgrund der Kalibrierung dieses Ansatzes auf charakteristischem Niveau der Materialfestigkeiten war dieses Ergebnis grundsätzlich zu erwarten. Zusammenfassend lässt sich eine weitestgehende Korrelation dieser Beobachtungen mit den Auswertungen faserfreier Versuchskörper von beispielsweise SIBURG [238], WALKNER [270] oder SCHMIDT [226] dokumentieren.

Tabelle 5-1 Vergleich der statistischen Kennwerte der Prognosefaktoren ξ_i (Normalverteilung)

		Stahlbeton				Stahlfaserbeton			
		n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Mittelwerte ($f_{ck} = f_{cm}^*$ $f_{ctk} = f_{ctm}$)	DAfStb-Richtlinie mit EC2+NA(D)	227	0,98	0,15	0,74	91	0,90	0,15	0,68
	Model Code 2010	227	1,23	0,12	0,98	91	0,92	0,17	0,66
	prEC2 Anhang L	227	1,02	0,13	0,81	91	0,88	0,15	0,66
charakt. Werte ($f_{ck} = f_{cm} - 4 \cdot f_{ctk} = 0,51$ bzw. $0,60 \cdot f_{cm}$)	DAfStb-Richtlinie mit EC2+NA(D)	227	1,19	0,16	0,88	91	1,17	0,15	0,87
	Model Code 2010	227	1,28	0,13	1,02	91	1,10	0,16	0,82
	prEC2 Anhang L	227	1,07	0,13	0,85	91	1,04	0,14	0,79

Nach dieser kurzen Betrachtung der Prognosegenauigkeit der Durchstantragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Durchstanzbewehrung liegt der Fokus nachfolgend auf den stahlfaserverstärkten Versuchskörpern. Unter Verwendung mittlerer Materialkennwerte ($f_{cm}, f_{ctm,L2}, f_{R,1}, f_{R,3}$) weisen alle drei betrachteten Bemessungsmodelle sehr ähnliche statistische Kenngrößen der ermittelten Prognosefaktoren ξ_i auf. Aufgrund der sehr konservativen Bestimmung des Durchstanzwiderstandes einer Stahlbetonplatte und somit des Betontraganteils nach Model Code 2010 [88] LoA II verfälscht der zu den anderen Ansätzen vergleichbare Mittelwert das Gesamtbild, da dieser Ansatz zu deutlich abweichenden Betontraganteilen und somit unterschiedlichen Beträgen der Fasertraganteile führt. Insgesamt reduziert sich jedoch bei allen drei Ansätzen die Prognosegenauigkeit im Vergleich zu faserfreien Stahlbetonplatten merklich. Mit Ausnahme der DAfStb-Richtlinie [44] nimmt hierbei der Variationskoeffizient und somit die Streubreite zu, was aufgrund der überwiegend geringen geprüften Plattendicken sowie dem Einfluss der stark streuenden Größe Nachrisszugfestigkeit in gewisser Weise zu erwarten war. Die im Vergleich zu Stahlbetonplatten in etwa gleichbleibende Streubreite nach der DAfStb-Richtlinie [44] resultiert aus der künstlich eingeführten Obergrenze des Fasertraganteils.

Aus der Verwendung charakteristischer Materialfestigkeiten ($f_{ck}, f_{ctk,L2}, f_{R,1,k}, f_{R,3,k}$) und insbesondere einer auf die definierte Obergrenze des Serienmittelwertes reduzierten Nachrisszugfestigkeit ergeben

sich merklichere Unterschiede innerhalb der drei betrachteten Modelle. Der Ansatz nach der DAfStb-Richtlinie [44] weist mit einem Mittelwert von 1,17, einem Variationskoeffizienten von 0,15 sowie einem 5 %-Quantilwert von 0,87 die größte Übereinstimmung mit den Ergebnissen der faserverfreien Versuchskörper aller betrachteten Ansätze auf. Es lässt sich ein nahezu identisches Sicherheitsniveau bzw. eine vergleichbare Prognosegenauigkeit mit und ohne Stahlfaserwirkung bescheinigen. Dies deutet auf eine sehr zutreffende Abstimmung des Fasertraganteils auf den empirischen und konstant angenommenen Betontraganteil $V_{R,c}$ nach EC2+NA(D) [61, 63, 64] hin, was aufgrund der Kalibrierung auf Basis charakteristischer Materialkennwerte zu erwarten war. Die im Vergleich reduzierten statistischen Kennwerte nach Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] ergeben sich vorwiegend aus der erhöhten Obergrenze der Nachrisszugfestigkeit von $0,6 \cdot f_{R,3}$. Während nach prEC2 Anhang L [34] im Vergleich zu den faserverfreien Stahlbetonplatten nur leicht reduzierte statistische Kennwerte vorliegen, weist Model Code 2010 [88] erneut die deutlichsten Abweichungen zwischen faserverfreien und faserverstärkten Versuchskörpern auf. Allein aus den statistischen Kennwerten führt prEC2 Anhang L [34] daher zu einer vergleichbaren Prognosegenauigkeit faserverfreier und faserverstärkter Stahlbetonplatten ähnlich der DAfStb-Richtlinie [44], jedoch auf einem weniger konservativen Niveau.

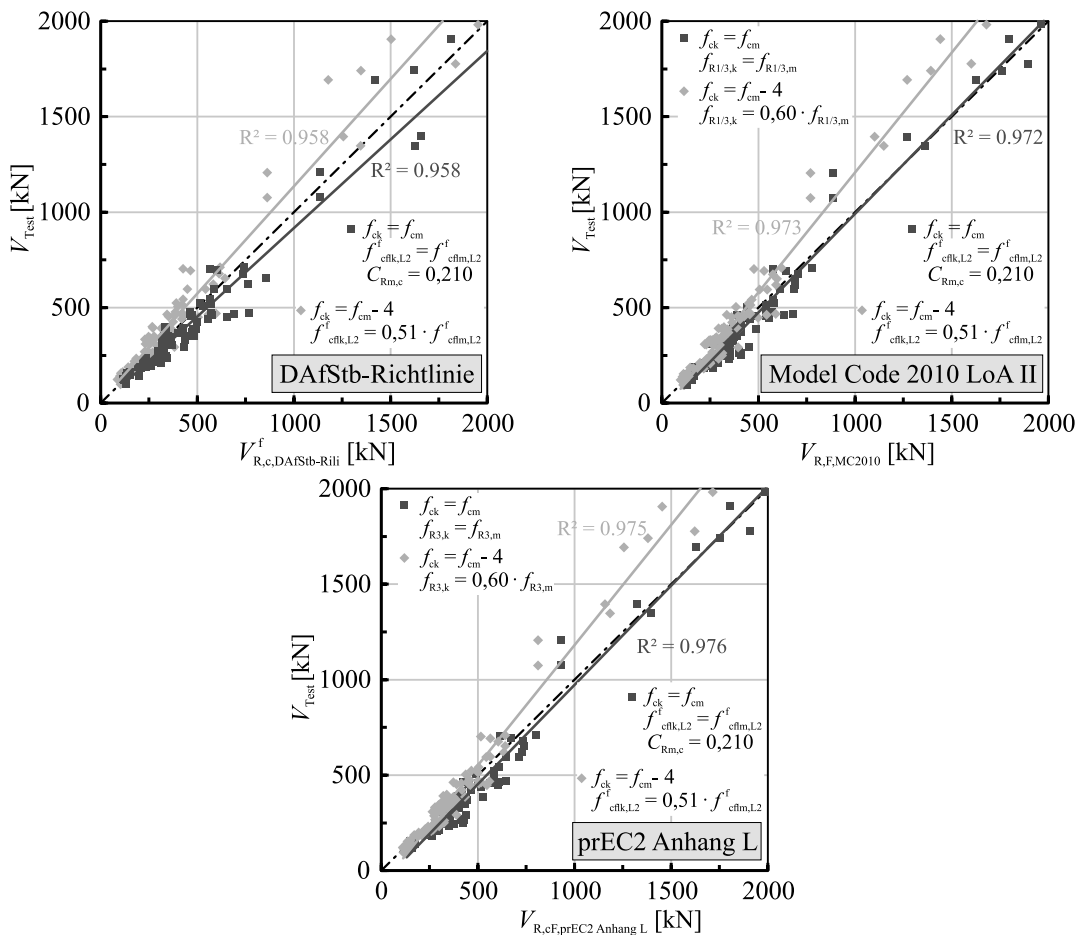


Bild 5.12: Gegenüberstellung der experimentellen V_{Test} und prognostizierten Durchstanztragfähigkeiten V_R auf Basis mittlerer und charakteristischer Materialkennwerte für die Ansätze nach der DAfStb-Richtlinie [44], Model Code 2010 [88] sowie prEC2 Anhang L [34]

Die aus den statistischen Kenngrößen gewonnenen Erkenntnisse spiegeln sich auch in der Gegenüberstellung der Ergebnisse der mittleren und charakteristischen Materialkennwerte in einem V_{Test}/V_{calc} -Diagramm in Bild 5.12 wider. Die Datenpunkte der Auswertungen mit mittleren Materialkennwerten (dunkel) liegen tendenziell unterhalb der strichpunktiierten Linie (Winkelhalbierende), wohingegen die

Ergebnisse unter Verwendung charakteristischer Materialkennwerte (hellgrau) tendenziell oberhalb dieser Linie angeordnet sind. Während nach der DAfStb-Richtlinie [44] für beide Auswertungen mit ansteigendem Durchstanzwiderstand zunehmende Abweichungen zwischen experimentellen und rechnerischen Traglasten zu erkennen sind, trifft dies für die anderen beiden Ansätze lediglich bei Verwendung charakteristischer Kennwerte zu. Bei Verwendung mittlerer Materialkennwerte nähern sich hingegen experimentelle und theoretische Widerstände mit ansteigenden Tragfähigkeiten deutlich an. Dies bestätigt die bereits zuvor diskutierte abweichende Prognosegenauigkeit unterschiedlicher Plattenstärken.

Wie aus den Ausführungen in Kapitel 3.5.2 ersichtlich wird, besitzt lediglich der Bemessungsansatz nach der DAfStb-Richtlinie [44] eine definierte Obergrenze des Durchstanzwiderstandes stahlfaserverstärkter Platten von $V_{R,max} = 1,4 \cdot V_{R,c}$. Die Einführung dieser Begrenzung beruht auf Datenbankauswertungen nach SIBURG [238], die einen zunehmenden Abfall der Prognosefaktoren mit ansteigendem Fasertraganteil verdeutlichen. Sofern der Betontraganteil $V_{R,c}$ als 100 % definiert wird, beschreibt diese Obergrenze einen maximal anrechenbaren Fasertraganteil von 40 % des Durchstanzwiderstandes einer äquivalenten Flachdecke ohne Faserzugabe ($0,4 \cdot V_{R,c}$). Auf den Gesamtwiderstand bezogen ($V_{R,c}/V_{R,c}^f$) entspricht dies einem maximal möglichen Fasertraganteil von 28,6 %. Für den additiven Ansatz der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] mit einem konstanten, verformungsunabhängigen Betontraganteil $V_{R,c}$ nach EC2 + NA(D) [63, 64] erscheint diese Obergrenze grundsätzlich als sinnvoll und plausibel. Im Widerspruch hierzu stehen jedoch die experimentellen Versuchsbeobachtungen, die mit zunehmendem Fasergehalt und ansteigender Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons häufig über diesen Grenzwert hinausgehende Tragfähigkeiten in Verbindung mit einem zunehmend duktileren Verhalten zeigen (vgl. Kapitel 4.3.1). Die beiden rotationsabhängigen Ansätze nach Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] mit veränderlichem Betontraganteil $V_{R,c}$ beinhalten keine derartige Obergrenze des Fasertraganteils $V_{R,f}$. Die aus einer Faserzugabe zunehmende Durchstanztragfähigkeit und Verformungsfähigkeit führt aufgrund des rotationsbasierten Zusammenhanges zu abnehmenden Betontraganteilen $V_{R,c}$, wodurch der ansteigenden Rissöffnung Rechnung getragen wird. Eine Obergrenze des Fasertraganteils erscheint daher als nicht zwingend erforderlich.

Nachfolgende Auswertung der drei Bemessungsansätze hinsichtlich der von SIBURG [238] beobachteten Entwicklung der Prognosefaktoren mit zunehmendem Fasertraganteil soll zeigen, inwiefern die beschriebenen theoretischen Überlegungen hinsichtlich der Erfordernis einer rechnerischen Obergrenze für den Stahlfasertraganteil zutreffen. Bild 5.13 zeigt vergleichend die auf die rechnerische Tragfähigkeit bezogenen Bruchlasten (Prognosefaktor ζ_i) aufgetragen über die auf den Gesamtwiderstand bezogenen Stahlfasertraganteile $V_{R,f}$ auf dem Niveau mittlerer (dunkelgrau) und charakteristischer (hellgrau) Materialkennwerte. Im Rahmen dieser Auswertung wurde für den Ansatz der DAfStb-Richtlinie [44] das Kriterium der Obergrenze ($1,4 \cdot V_{R,c}$) vernachlässigt. Lediglich der bei Erreichen der Maximaltragfähigkeit vorliegende Grenzwert von $V_{R,f}/V_{R,c}^f = 0,286$ wurde als gepunktete Linie ergänzt.

Bild 5.13 bestätigt für den Ansatz der DAfStb-Richtlinie [44] den von SIBURG [238] beobachteten starken Abfall der Prognosefaktoren mit zunehmendem Stahlfasertraganteil sowohl bei Verwendung mittlerer wie auch charakteristischer Materialkennwerte. Beide Auswertungen weisen nahezu identische Verteilungen auf, lediglich auf unterschiedlichem Niveau. Der maximale, rechnerische Fasertraganteil liegt bei dieser Auswertung bei etwa 55 % und damit deutlich über dem genannten Grenzwert von 28,6 %. Allgemein liegt ein nicht unwesentlicher Anteil der Datenpunkte rechts der gepunkteten Obergrenze von 0,286 und verdeutlicht, dass sowohl bei Verwendung mittlerer wie auch charakteristischer Festigkeitswerte bei etwa 70 bzw. 20 % der Versuchskörper dieses Grenzkriterium maßgebend wird. Nach Model Code 2010 [88] stellt sich ebenfalls für beide Auswertungen ein merklich abfallender Trend ein, der insgesamt etwas flacher verläuft und einen maximalen, rechnerischen Fasertraganteil von etwa

75 % vorweist. Die geringste Trendabhängigkeit zeigt die Auswertung nach prEC2 Anhang L [34]. Mit einem maximalen Fasertraganteil von etwa 75 % liegt bei Verwendung mittlerer Nachrisszugfestigkeiten ein nochmals flacher verlaufender, abfallender Trend vor. Die Reduktion des Fasertraganteils durch Verwendung charakteristischer Materialkennwerte führt hingegen zu einem weiteren Abflachen und somit nahezu horizontalen Verlauf der Regressionsgeraden. Der maximale Fasertraganteil liegt bei etwa 60 %. Beide rotationsabhängigen Ansätze erfassen direkt oder indirekt die mit zunehmender Plattenrotation ansteigende Rissöffnung und den hieraus abnehmenden Betontraganteil, was auch bei großen Fasertraganteilen eine zutreffendere Abschätzung des Betontraganteils ermöglicht. Die deutlich verringerten Abstände der Trendlinien der Ergebnisse bei Verwendung mittlerer und charakteristischer Materialkennwerte nach Model Code 2010 LoA II [88] und prEC2 Anhang L [34] veranschaulichen den aus dem rotationsabhängigen Ansatz resultierenden nichtlinearen Einfluss des Stahlfasertraganteils auf den Betontraganteil. Die verringerte Nachrisszugfestigkeit $f_{R,3}$ bewirkt einen reduzierten Fasertraganteil $V_{R,f}$ und damit einen reduzierten Gesamtwiderstand. Dies führt wiederum zu einer abnehmenden Plattenrotation und somit reduzierter Schubrissöffnung. Hieraus resultiert ein Anstieg des Betontraganteils $V_{R,c}$, wodurch in gewissen Bereichen der reduzierte Stahlfasertraganteil kompensiert werden kann. Für den Gesamtwiderstand beschreibt dies eine nichtlineare Abhängigkeit vom Fasertraganteil.

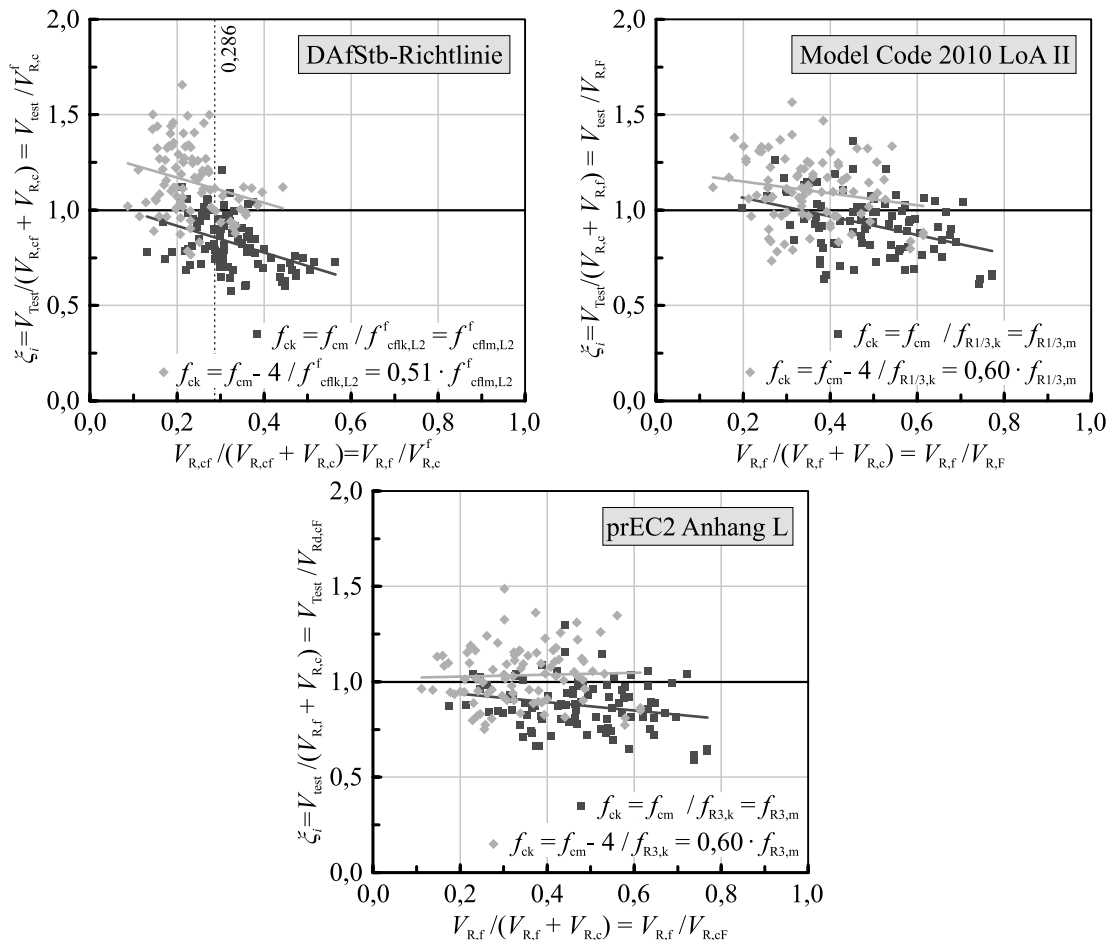


Bild 5.13: Entwicklung der berechneten Prognosefaktoren ξ_i in Abhängigkeit des bezogenen Fasertraganteils auf Basis mittlerer und charakteristischer Materialkennwerte für die Ansätze nach der DAfStb-Richtlinie [44], Model Code 2010 [88] sowie prEC2 Anhang L [34]

Abschließend veranschaulichen die Diagramme in Bild 5.14 die prozentuale Verteilung der Faser- und Betontraganteile innerhalb des rechnerischen Durchstanzwiderstandes aller drei Regelwerke für mittlere (links) und charakteristische (rechts) Materialkennwerte.

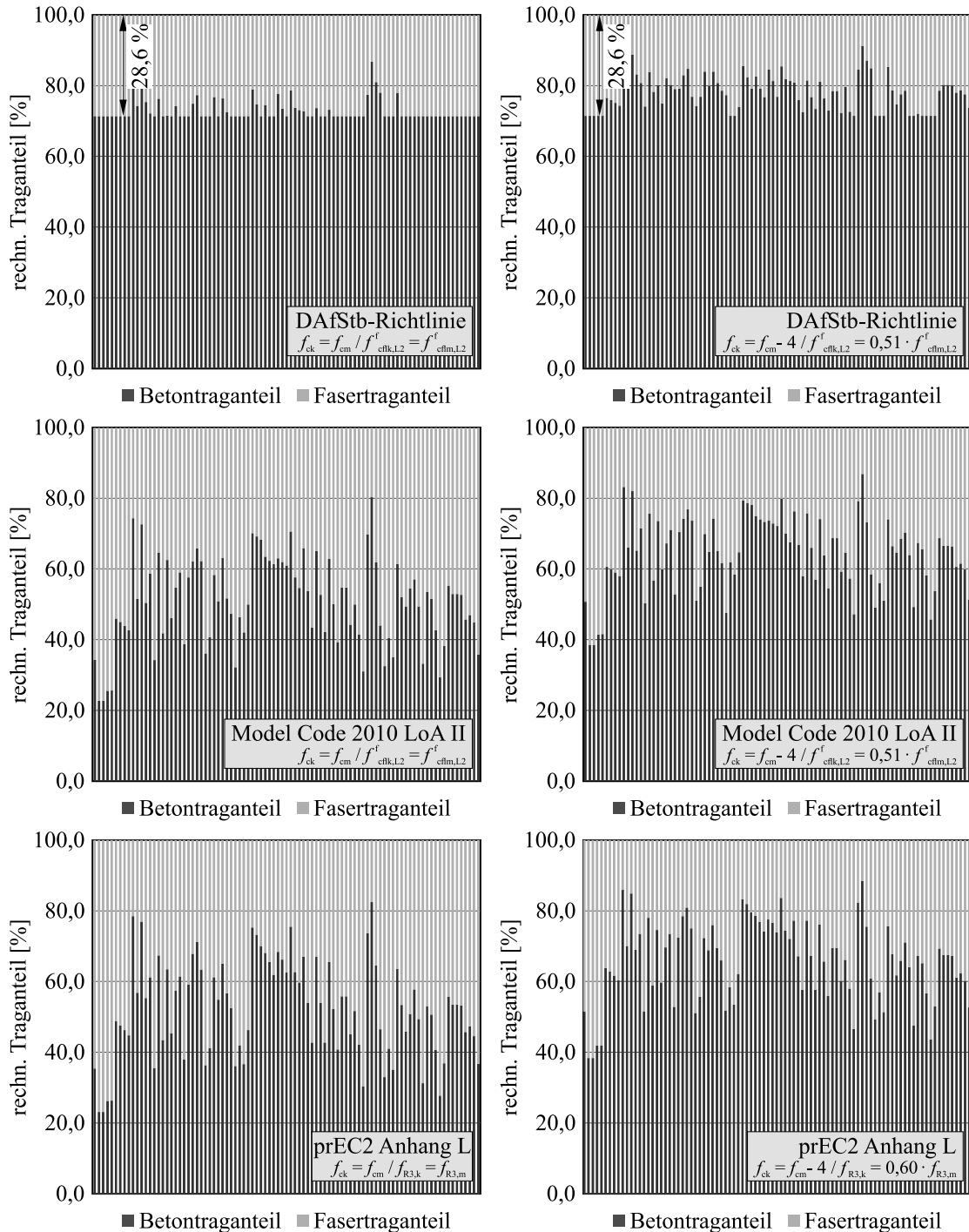


Bild 5.14: Prozentuale Verteilung der Beton- und Stahlfasertraganteile des rechnerischen Durchstanzwiderstandes für mittlere (links) und charakteristische (rechts) Materialkennwerte nach der DAfStb-Richtlinie [44], Model Code 2010 [88] sowie prEC2 Anhang L [34]

In beiden Diagrammen der DAfStb-Richtlinie [44] lässt sich der Einfluss der Begrenzung des Durchstanzwiderstandes auf $V_{R,max} = 1,4 \cdot V_{R,c}$ erkennen. Bei Verwendung mittlerer Materialkennwerte äußert

sich dieses Kriterium bei etwa 67 % der Versuchskörper als maßgebend, weshalb sich optisch im Diagramm eine nahezu horizontale Grenzlinie zwischen Beton- und Fasertraganteil ausbildet. Der verringerte Fasertraganteil $V_{R,cf}$ bei Ansatz charakteristischer Nachrisszugfestigkeiten reduziert den Einfluss von $V_{R,max}$ auf etwa 20 % der Versuchskörper, sodass die Betontraganteile tendenziell zunehmen. Bei einem Großteil der Versuchskörper wird daher die Obergrenze $V_{R,max}$ maßgebend und führt unabhängig von der Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons zu einer nahezu identischen Aufteilung zwischen Beton- und Stahlfasertraganteil entsprechend den im Regelwerk festgelegten Maximalwerten von 71,4 und 28,6 %. Dieses Ergebnis steht im Widerspruch zu den Versuchsbeobachtungen, die mit zunehmendem Fasergehalt bzw. Nachrisszugfestigkeit eine verbesserte Fähigkeit zum Vernähen der Rissufer ähnlich einer Durchstanzbewehrung zeigen. Dies legt kontinuierlich ansteigende Rissöffnungen und somit abnehmende Betontraganteile $V_{R,c}$ nahe. Trotz der festgestellten guten Prognosegenauigkeit dieses Ansatzes bestätigt dieser Zusammenhang dessen empirischen Charakter.

Durch die rotationsabhängige Bestimmung des Betontraganteils $V_{R,c}$ nach Model Code 2010 [88] sowie prEC2 [34] kann in den Darstellungen dieser beiden Regelwerke eine deutlichere Streuung der Betontraganteile $V_{R,c}$ mit Werten zwischen 20 und 85 % beobachtet werden. Insbesondere sehr leistungsfähige Stahlfaserbetone führen meist zu großen Rissöffnungen, was bei diesen rotationsabhängigen Ansätzen mit geringen Betontraganteilen und somit den experimentellen Versuchsbeobachtungen korreliert. Die reduzierten Nachrisszugfestigkeiten bei Verwendung charakteristischer Materialkennwerte bewirken abnehmende Durchstanzwiderstände, was gleichzeitig einer Reduktion der zugehörigen Plattenrotationen und einem Anstieg des Betontraganteils entspricht. Insgesamt zeigen Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] sehr ähnliche Verteilungen beider Traganteile, was infolge des gemeinsamen mechanischen Hintergrunds zu erwarten war.

In Verbindung mit den Erkenntnissen der vorhergehenden Datenbankauswertungen lässt sich daher folgern, dass die beiden verformungsabhängigen Bemessungsmodelle nach Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] eine realitätsnähere Erfassung des Beton- und Fasertraganteils ermöglichen. Zudem ist zu erwarten, dass bei korrekter Erfassung des Fasertraganteils und der Interaktion beider Traganteile kein abfallender Trend der bezogenen Versuchslasten mit ansteigendem Fasertraganteil auftritt und auf die Definition einer künstlichen Obergrenze des Durchstanzwiderstandes verzichtet werden kann.

5.5 Zusammenfassung und Folgerungen der Datenbankauswertung

Die im Rahmen dieser Arbeit erstellte und im vorhergehenden Abschnitt vorgestellte Datenbank zu stahlfaserverstärkten Durchstanzversuchen ohne Durchstanzbewehrung im Bereich von Innenstützen ermöglichte eine vergleichende Auswertung der Regelungen nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44], Model Code 2010 (LoA II) [88] sowie der neuen Generation des Eurocode 2 prEC2 Anhang L [34]. Ergänzend zu der Betrachtung faserverstärkter Versuchskörper wurden auch faserfreie Stahlbetonplatten von in der Literatur dokumentierten Datenbanken [124, 238] unter Berücksichtigung des betrachteten Parameterbereichs aufgenommen und in die Untersuchungen integriert. Auf Basis der Auswertungen der berechneten Prognosefaktoren $\xi_i = V_{Test,i}/V_{R,calc,i}$ lassen sich folgende, zusammenfassende Schlussfolgerungen treffen, die als Grundlage für die Weiterentwicklung und Verbesserung des Bemessungsansatzes nach prEC2 Anhang L [34] in Kapitel 6 dienen:

- Der Bemessungsansatz der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [43] in Verbindung mit dem Betontraganteil nach EC2+NA(D) [63, 64] erfasst die Versuchsbruchlasten unter Verwendung charakteristischer Materialkennwerte mit zu Stahlbetonplatten vergleichbaren Trendabhängigkei-

ten und Prognosegenauigkeiten. Hierdurch lässt sich auf eine weitestgehend trendfreie bzw. zutreffende Bestimmung des auf den empirischen Betontraganteil $V_{R,c}$ nach EC2+NA(D) [63, 64] abgestimmten Fasertraganteils $V_{R,cf}$ schließen. Die mit faserfreien Platten vergleichbare Prognosegenauigkeit wurde vor allem durch die Definition der empirisch festgelegten Obergrenze der Durchstantragfähigkeit faserverstärkter Platten von $1,4 \cdot V_{R,c}$ erzielt. Hierdurch resultiert unabhängig von der Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons ein maximaler Fasertraganteil von 28,6 % bzw. ein minimaler Betontraganteil von 71,4 % des Gesamtwiderstandes. Das experimentell beobachtete Tragverhalten (vgl. Kap. 4.3.1) wird hierdurch nur begrenzt und unzureichend wiedergegeben.

- Während der Ansatz nach Model Code 2010 LoA II [88] eine weitestgehend trendfreie Beschreibung der Durchstantragfähigkeit faserfreier Versuchskörper ermöglicht, ergeben sich für faserverstärkte Versuchskörper sowohl mit mittleren wie auch charakteristischen Materialkennwerten merkbare Trendabhängigkeiten. Dies deutet auf eine Ungenauigkeit bei der rotationsunabhängigen Ermittlung des Fasertraganteils bzw. der Erfassung der Interaktion zwischen Beton- und Fasertraganteil hin. Die Prognosefaktoren ordnen sich zudem deutlich unterhalb derer faserfreier Versuchskörper an, was auf eine Überschätzung des Fasertraganteils hinweist. Obwohl die Kalibrierung des Ansatzes nach Model Code 2010 [88] grundsätzlich auf dem Niveau mittlerer Materialkennwerte erfolgte, führt die Auswertung mit charakteristischen Materialfestigkeiten und somit einem reduzierten Stahlfasertraganteil zu verbesserten Ergebnissen. Dies bekräftigt den Eindruck einer Überschätzung des Fasertraganteils $V_{R,f}$. Zu beachten ist, dass die Verwendung verfeinerter Methoden zur Bestimmung des Betontraganteils $V_{R,c}$ höhere Prognosegenauigkeiten erwarten lässt und die dargestellten Ergebnisse auch vom Ansatz zur Bestimmung der Biegetragfähigkeit des Stützstreifens m_R beeinflusst werden.
- Nach dem 7. Entwurf des prEC2 Anhang L [34] ergeben sich bei Verwendung charakteristischer Materialfestigkeiten für faserfreie und faserverstärkte Versuchskörper vergleichbare Trendabhängigkeiten bei reduziertem Sicherheitsniveau, was dem Erscheinungsbild der Ergebnisse der DAfStb-Richtlinie [44] gleicht. Lediglich mit zunehmender Plattendicke ist ein deutlich ansteigender Trend der faserverstärkten Versuchskörper zu erkennen, was sich eventuell in einer unzureichenden Erfassung des Rotationsverhaltens bzw. der Interaktion beider Traganteile begründet. Bei Verwendung mittlerer Materialfestigkeiten führen die erhöhten Fasertraganteile zu reduzierten Prognosefaktoren, die deutlich unterhalb derer faserfreier Stahlbetonversuchskörper liegen und somit ein deutlich geringeres Sicherheitsniveau aufweisen. Dies lässt auch bei dem Ansatz nach prEC2 Anhang L [34] auf eine Überschätzung des Fasertraganteils schließen.
- Die rotationsabhängige Bestimmung des Betontraganteils $V_{R,c}$ nach Model Code 2010 [88] und prEC2 [34] führt zu einer realistischeren Bestimmung des Betontraganteils, was bei sehr leistungsfähigen Stahlfaserbetonen zu Abminderungen des Betontraganteils von bis zu 80 % führt. Hierdurch wird der mit ansteigender Durchstantragfähigkeit beobachteten Verformungszunahme und der damit einhergehenden Zunahme der Schubrissbreite Rechnung getragen und eine zutreffendere Erfassung der Interaktion beider Traganteile ermöglicht. Die Definition einer Obergrenze des Fasertraganteils ähnlich zur DAfStb-Richtlinie [44] erscheint daher bei korrekter Erfassung des Rotationsverhaltens sowie der Fasertragwirkung als nicht erforderlich.
- Grundsätzlich erscheint ein additiver Ansatz zur Erfassung der Fasertragwirkung als geeignet. Jedoch setzt dies eine geeignete Beschreibung der gegenseitigen Interaktion des Beton- und Stahlfasertraganteils voraus.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass die bisherigen für Deutschland gültigen Regelungen der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] bei Verwendung charakteristischer Materialkennwerte und derzeit praxisüblicher Leistungsklassen von Stahlfaserbetonen eine sehr zutreffende Erfassung des Durchstanzwiderstandes faserverstärkter Platten mit zu fasergefreiten Versuchskörpern ähnlichen Trendabhängigkeiten und Prognoseniveau ermöglicht. Erzielt wurde diese zutreffende Bestimmung durch eine künstliche Begrenzung des Durchstanzwiderstandes auf $1,4 \cdot V_{R,c}$. Das neue, rotationsabhängige Bemessungskonzept nach prEC2 Anhang L [34] liefert grundsätzlich für fasergefreie und faserverstärkte Stahlbetonplatten vergleichbare Trendabhängigkeiten. Bei Verwendung mittlerer Materialkennwerte liegen die ermittelten Durchstanzwiderstände jedoch teilweise deutlich auf der unsicheren Seite und weisen daher ein reduziertes Sicherheitsniveau im Vergleich zu fasergefreien Versuchskörpern auf. Obwohl die Ableitung des Betontraganteils $V_{R,c}$ grundsätzlich auf Grundlage mittlerer Materialkennwerte erfolgte und bei fasergefreien Stahlbetonplatten eine sehr zutreffende Prognose der Durchstanzwiderstände mit einem Mittelwert nahe 1,0 ermöglicht, kann bei faserverstärkten Versuchskörpern erst durch Verwendung charakteristischer Festigkeitswerte ein Mittelwert nahe 1,0 erzielt werden. Unter Berücksichtigung der stark streuenden Nachrisszugfestigkeit sollten daher Anpassungen an der Bestimmung des Fasertraganteils vorgenommen werden, sodass auch hier bei mittleren Materialkennwerten ein höheres Sicherheitsniveau ohne wesentliche Trendabhängigkeiten erzielt wird. Durch den Ansatz charakteristischer Festigkeitswerte kann anschließend den erhöhten materialbedingten Streuungen von Stahlfaserbetonen ausreichend Rechnung getragen werden. In Kapitel 6 wird daher ein optimierter Ansatz zur zutreffenden Beschreibung des Fasertraganteils entwickelt und auf Grundlage der vorliegenden Datenbasis diskutiert.

Analog zur Versuchsnachrechnung fasergefreier Stahlbetonplatten von SCHMIDT [226] sowie der eigenen Arbeit, zeigt die Auswertung der Ergebnisse faserverstärkter Stahlbetonplatten nach prEC2 Anhang L [34] einen 5 %-Quantilwert deutlich unterhalb 1,0, was dem sehr strengen Kriterium nach DIN EN 1990 [62] nicht gerecht wird. Auch eine Versuchsnachrechnung auf Basis der DAfStb-Richtlinie [43] verdeutlicht, dass das in Deutschland derzeit bauaufsichtlich eingeführte Regelwerk dieses Grenzkriterium nicht erfüllen kann. Eine Unterschreitung ist daher nicht zwingend ein Indiz für ein nicht ausreichendes Sicherheitsniveau. Für das weitere Vorgehen wird die Empfehlung von SCHMIDT [226] aufgegriffen, eine abschließende Bewertung und Festlegung des Sicherheitsniveaus auf Grundlage probabilistischer Untersuchungen mit verfeinerter Bestimmung der Zuverlässigkeit und der Versagenswahrscheinlichkeit sowie der Bewertung des angestrebten Zuverlässigkeitsindex vorzunehmen. Im Rahmen der nachfolgenden Weiterentwicklung der bestehenden Bemessungsansätze wird daher unter Annahme mittlerer Materialfestigkeiten eine möglichst trendfreie Prognose der Durchstanztragfähigkeiten bei einem Mittelwert nahe 1,0 und zu den fasergefreien Versuchskörpern vergleichbarer Streuung angestrebt.

Kapitel 6

Entwicklung eines praxisgerechten Bemessungsmodells

6.1 Allgemeines

Die Zugabe von Stahlfasern zu Beton erweist sich sowohl in den eigenen wie auch in den zahlreichen in der Literatur dokumentierten experimentellen Untersuchungen als eine adäquate und effektive Möglichkeit zur Verbesserung des Durchstanstragverhaltens von Stahlbetonplatten ohne Durchstanzbewehrung. Die Stahlfasern überbrücken die auftretenden Schubrisse und gewährleisten auch nach eingetretener Rissbildung eine Zugkraftübertragung über die gegenüberliegenden Rissufer hinweg, was eine kontrollierte Rissöffnung gewährleistet. Neben einer gesteigerten Durchstanstragfähigkeit begünstigt dies ein verbessertes Verformungsverhalten und einen duktileren Versagensmodus. Die im kritischen Schubriss wirksame, von der Rissöffnung abhängige Nachrisszugfestigkeit ergänzt die von faserfreien Stahlbetonplatten bekannten und in Kapitel 3.2 erläuterten Traganteile des Durchstanwiderstandes ohne Durchstanzbewehrung - Dübelwirkung der Längsbewehrung, Kornverzahnung der Rissufer, Schubkraftübertragung der Betondruckzone, Zugspannungsübertragung der Betonmatrix (vgl. Bild 3.4). Mit Ausnahme des verbesserten Zugtragverhaltens von Beton beeinflusst eine Faserzugabe diese Traganteile weitestgehend indirekt aufgrund des veränderten Riss- bzw. Verformungsverhaltens bei Erreichen der Höchstlast. In Anlehnung an eine konventionelle Durchstanzbewehrung lässt sich das aus der Fasertragwirkung resultierende Nachrisszugtragverhalten daher als eine zusätzliche Kraftkomponente im kritischen Schubriss betrachten und rechnerisch beschreiben. Für die Ableitung eines mechanisch basierten Modells für stahlfaserverstärkte Stahlbetonplatten liegt daher die Verwendung eines additiven Ansatzes nahe, dessen Basis der Durchstanwiderstand einer faserfreien Stahlbetonplatte $V_{R,c}$ bildet.

In den vergangenen Jahren wurde mehrfach gezeigt, dass bei faserfreien Stahlbetonplatten der Durchstanwiderstand $V_{R,c}$ mit zunehmender Plattenverformung und damit ansteigender Rissöffnung kontinuierlich abnimmt [23, 109, 145, 181]. Dies liegt beispielsweise in der abnehmenden Wirkung der Kornverzahnung sowie dem Ausfall der Zugspannungsübertragung der Betonmatrix ab Rissöffnungsweiten von 0,15 bis 0,25 mm begründet. Demgegenüber erfordert die Aktivierung der Stahlfaserwirkung durch Formverbund und Reibung ein Mindestmaß an Rissöffnung (vgl. Kap. 2.3), weshalb die Wirksamkeit der Fasern erst ab gewissen Rissöffnungsweiten eintritt. Mit einem Ausfall der Fasertragwirkung ist entsprechend dem Verhalten von Stahlfaserbetonen im Biegezugversuch (vgl. Kapitel 2) erst bei sehr großen Rissöffnungsweiten zu rechnen, die deutlich oberhalb von in Durchstanversuchen üblicherweise beobachteten Schubrissöffnungen liegen. Trotz dieser gegenläufigen Entwicklung beider Traganteile

teile findet eine Überlagerung der verschiedenen Traganteile statt, die in Abhängigkeit der Nachrisszugfestigkeit die experimentell beobachtete Traglaststeigerung bewirkt. Eine rechnerische Beschreibung des Durchstanzwiderstandes auf Basis eines additiven Bemessungsansatzes bedingt daher die Berücksichtigung der gegenseitigen Interaktion beider Traganteile.

Kinematisch basierte Bemessungsansätze, wie beispielsweise von MAYA ET AL. [166] oder KUERES ET AL. [146] (vgl. Kap. 3.4.3), erfassen diesen Zusammenhang anhand einer verformungs- bzw. rotationsabhängigen Beschreibung des Beton- und Fasertraganteils. Die Integration einer analytischen Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung (z. B. nach VOO / FOSTER [268]) liefert hierbei den Fasertraganteil in Abhängigkeit der belastungsbedingten Schubrissöffnung. Dieses Vorgehen erlaubt eine sehr zutreffende Vorhersage des Durchstanzwiderstandes faserverstärkter Platten [146, 166] (vgl. Kap. 3.4.3). Nachteilig zeigt sich der rechenintensive Charakter derartiger Modelle, weshalb diese nur bedingt für die tägliche Ingenieurpraxis geeignet sind. Zudem schreiben im europäischen Raum gültige Regelwerke (z. B. [34, 44, 88]) auf Grund der zahlreichen und teils unwägbar die Nachrisszugfestigkeit beeinflussenden Faktoren sowie zur Gewährleistung einer ausreichenden Qualitätssicherung anstelle einer analytischen Beschreibung in der Regel eine experimentelle Bestimmung des Nachrisszugtragverhaltens mittels Biegezugversuchen vor (vgl. Kap. 2.5).

Ziel dieser Arbeit ist es, auf Grundlage von Erkenntnissen bestehender, in der Literatur dokumentierter Bemessungsmodelle (vgl. Kap. 3.4 und 5) sowie den in Kapitel 4 vorgestellten experimentellen Untersuchungen ein mechanisch basiertes, praxisorientiertes Bemessungsmodell zur Beschreibung des Durchstanztragverhaltens stahlfaserverstärkter Platten ohne Durchstanzbewehrung zur Verfügung zu stellen. Im Vordergrund steht die Praxistauglichkeit und Anwenderfreundlichkeit des gewählten Ansatzes, weshalb die Anforderung hinsichtlich eines einheitlichen Bemessungsmodells für faserfreie und stahlfaserverstärkte Platten auf Basis des Bemessungs- und Sicherheitskonzeptes der zukünftigen Generation des Eurocode 2 einschließlich Anhang L [34] besteht. Der von faserfreien Stahlbetonplatten bekannte Traganteil des reinen Betonquerschnitts $V_{R,c}$ soll nahezu unverändert von prEC2 [34] übernommen und lediglich durch Interaktionsbeiwerte auf das Verhalten faserverstärkter Platten angepasst werden. Mit Anhang L bietet prEC2 [34] bereits einen Ansatz zur Bestimmung der Durchstanztragfähigkeit, der für das nachfolgend dargestellte Modell als Grundlage dient und weiterentwickelt wird. Aufgrund der begrenzten Datenmenge an faserverstärkten Stahlbetonplatten mit Durchstanzbewehrung beschränken sich nachfolgende Darstellungen ausschließlich auf Platten ohne Durchstanzbewehrung.

6.2 Modellvorstellung zum Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Platten

Das dieser Arbeit zu Grunde liegende Modell betrachtet auf Basis der kinematischen Zusammenhänge nach KINNUNEN & NYLANDER [138, 139] den Bereich des Decke-Stütze-Knotens einer Platte als kegelförmigen Bruchkörper, den der kritische Schubriss von der umgebenden Platte löst (vgl. Bild 6.1 (a)). Mit zunehmender Belastung zeigen Durchstanzversuche auf der gezogenen Plattenoberseite typischerweise eine ausgeprägte Radialrissbildung, die auch bei stahlfaserverstärkten Versuchskörpern in den experimentellen Untersuchungen zu beobachten ist (vgl. Kap. 4.3.1). Diese unterteilt den umgebenden Plattenbereich in Starrkörpersegmente, die mit zunehmender Belastung um einen im Bereich des Stützenanschnitts liegenden Punkt (vgl. Bild 6.1 (a)) rotieren. Aus dieser Rotation resultiert eine stetige Öffnung des kritischen Schubrisses mit entlang der Rissachse näherungsweise linear veränderlicher Rissöffnungsweite und einem auf Höhe der Biegezugbewehrung angenommenen Maximalwert w_{max} . Zur Visualisierung dieses Zusammenhanges veranschaulicht Bild 6.1 (a) das der

Modellvorstellung zu Grunde liegende schematisierte Schubrissbild im Trennschnitt, während Bild 6.1 (b) den zugehörigen idealisierten Spannungszustand im kritischen Schubriss darstellt.

Ausgehend von einem tangentialen Biegeriss auf der gezogenen Plattenoberseite entwickelt sich mit ansteigender Belastung der kritische Schubriss im Platteninneren (vgl. Kap. 3.2 bzw. [109, 145, 181, 214, 238]) mit leicht gekrümmtem Verlauf in Richtung Betondruckzone (Bild 6.1 (a)). Mit Erreichen und anschließendem Durchdringen der Betondruckzone tritt das Durchstanversagen ein. Angelehnt an zahlreiche in der Literatur dokumentierte Bemessungsmodelle (vgl. z. B. [9, 40, 146, 166, 260] bzw. Kap. 3.4) sowie den eigenen Versuchserkenntnissen lässt sich der tatsächliche, gekrümmte Rissverlauf rechnerisch als trilinearer Verlauf idealisieren (Bild 6.1 (b)). Dieser beginnt an der gezogenen Plattenoberseite und entwickelt sich zunächst senkrecht bis zum Kreuzungspunkt mit der oberen Biegezugbewehrungslage. Anschließend verläuft der nun unter dem Winkel θ gegen die Horizontale geneigte Riss in Richtung Betondruckzone bis zu dessen Schnittpunkt mit der Spannungsnulllinie, die sich im Abstand x vom unteren gedrückten Plattenrand einstellt. Die Betondruckzone wird abschließend von einem senkrechten Riss bis zur Plattenunterseite durchtrennt.

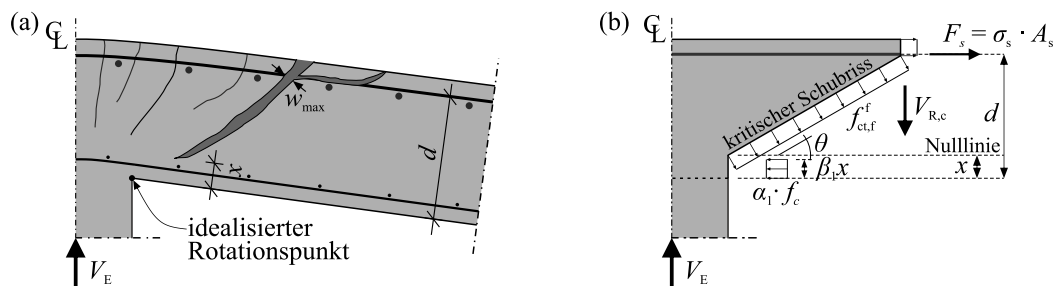


Bild 6.1: Schubrissbildung im Trennschnitt (a) sowie Spannungsverteilung im kritischen Schubriss und in der Betondruckzone (b) für das gewählte Bemessungsmodell

Entlang des kritischen Schubrisses wirken der einwirkenden Querkraft V_E die von faserfreien Stahlbetonplatten bekannten Traganteile (vgl. Kap. 3.2) entgegen, die in Bild 6.1 (b) vereinfacht als Betontraganteil $V_{R,c}$ zusammengefasst sind. Bei stahlfaserverstärkten Stahlbetonplatten beteiligt sich entlang des kritischen Schubrisses ergänzend die Nachrisszugfestigkeit $f_{ct,f}^f$ als zusätzliche Traglastkomponente. Die Größe dieses Traganteils wird neben der Faserorientierung und -verteilung und somit der den Riss kreuzenden Faseranzahl insbesondere durch die vorliegende Rissöffnungsweite beeinflusst. Entsprechend den vorhergehenden Modellvorstellungen sowie den Untersuchungen von MUTTONI [181] und KUERES [145] dominiert das Verformungsverhalten schlanker Platten im Wesentlichen die Plattenrotation, weshalb Schubverformungen weitestgehend vernachlässigbar sind. Entlang der Rissachse ist daher von einer näherungsweise linear veränderlichen Rissöffnung auszugehen. Die experimentelle Bestimmung der Nachrisszugfestigkeit basiert nach EN 14651 [57] auf einem gekerbten 3-Punkt-Biegezugversuch (vgl. Kap. 2.4.3), wobei die Entwicklung des eintretenden vertikalen Biegerisses ebenfalls aus der Bauteilrotation resultiert. Somit liegt auch hier eine näherungsweise linear ansteigende Rissöffnung entlang der Risslänge vor. Die theoretische Ableitung der Nachrisszugfestigkeit aus Biegezugversuchen idealisiert die über die Risslänge veränderliche Spannungsverteilung durch einen konstanten Spannungsblock. Das vergleichbare Rissverhalten legt daher den Ansatz der im Biegezugversuch ermittelten Nachrisszugfestigkeit f_R als konstanten Spannungsblock auch für schubbeanspruchte Bauteile nahe. Für stahlfaserverstärkte Balken unter Schubbeanspruchung wurde dieses Vorgehen bereits mehrfach wie beispielsweise von SHOAI B / LUBELL / BINDIGANAVILE [233] gewählt und dessen Eignung anhand von Versuchsnachrechnungen bestätigt [233].

Im Hinblick auf den geplanten Anhang L des prEC2 [34] ist es für einen einheitlichen und praxisgerechten Bemessungsansatz zielführend, als Ausgangsbasis den Durchstanzwiderstand einer faserfreien Stahlbetonplatte $V_{R,c}$ nach prEC2 [34] unverändert zu übernehmen und durch einen die Fasertragwirkung umfassend beschreibenden Anteil $V_{R,F}$ additiv zu ergänzen. Anhang L des 7. Entwurfs von prEC2 [34] enthält mit Gleichung (3-61) bereits einen derartigen additiven Zusammenhang, der grundsätzlich die Voraussetzungen eines konsistenten Bemessungsmodells faserfreier und faserverstärkter Stahlbetonplatten erfüllt. Datenbankauswertungen in Kapitel 5.3 zeigten jedoch eine nicht zufriedenstellende Prognosegenauigkeit dieses Ansatzes. Nachfolgend wird daher auf Grundlage von Gleichung (3-61) ein modifizierter Bemessungsansatz auf Basis von Gleichung (6-1) entwickelt. Neben den additiven Anteilen des Beton- ($V_{R,c}$) und Fasertraganteils ($V_{R,F}$) berücksichtigt Gleichung (6-1) die gegenseitige Interaktion beider Traganteile anhand der Beiwerte η_c und η_F . Im Gegensatz zu Gleichung (3-61) gilt es anhand des Beiwertes η_c ergänzend den Einfluss des aus der Faserzugabe veränderten Rissverhaltens auf den Betontraganteil $V_{R,c}$ zu beschreiben.

$$V_{R,cF} = \eta_c \cdot V_{R,c} + \eta_F \cdot V_{R,F} \quad (6-1)$$

mit:

$V_{R,c}$ Durchstanzwiderstand einer faserfreien Stahlbetonplatte ohne Durchstanzbewehrung („Betontraganteil“)

$V_{R,F}$ Vertikalanteil der Fasertragwirkung infolge der im Riss wirksamen Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons („Fasertraganteil“)

η_c, η_F Interaktionsbeiwerte des Beton- („c“) bzw. Fasertraganteils („F“)

Im Rahmen der Entwicklung der zukünftigen Generation des Eurocode 2 [34] wurde der Betontraganteil $V_{R,c}$ ausgehend von den Ansätzen der CSCT [181] anhand von für faserfreie Stahlbetonplatten gültige Idealisierungen und Vereinfachungen abgeleitet. Nachfolgend gilt es zunächst, die Hintergründe und getroffenen Annahmen hinsichtlich des Einflusses einer Faserzugabe zu überprüfen und gegebenenfalls Anpassungen bei der Definition von η_c vorzunehmen. Im Anschluss ist eine das stahlfaserbetonspezifische Verhalten berücksichtigende Formulierung des Fasertraganteils $V_{R,F}$ abzuleiten, die insbesondere Einflüsse aus der Platten- bzw. Rissgeometrie sowie der Faserorientierung und -verteilung erfasst.

6.3 Bestimmung bzw. Validierung des Betontraganteils

6.3.1 Allgemeines

Der Ansatz zur Bestimmung des Betontraganteils $V_{R,c}$ der zukünftigen Generation des Eurocode 2 [34] basiert auf der mechanisch begründeten Theorie des kritischen Schubrisses nach MUTTONI (CSCT, [181], Bild 6.2), die gemäß den ausführlichen Hintergrunderläuterungen in Kapitel 3.4.3.5 auf einem kinematischen Versagenskriterium beruht. Um das der CSCT zu Grunde liegende iterative Vorgehen für ein praxisgerechtes Bemessungsverfahren zu vermeiden, wurden deren Zusammenhänge durch für Stahlbetonplatten geltende Vereinfachungen bzw. Idealisierungen zu geschlossenen Bemessungsgleichungen überführt (vgl. z. B. [35, 185, 242]). Neben einer konstanten Schubrissneigung von 45° umfassen diese insbesondere eine näherungsweise Abschätzung der Plattenrotation unter Berücksichtigung der Biegetragfähigkeit eines Stahlbetonquerschnitts. Die Gültigkeit dieses Ansatzes beziehungsweise dessen zutreffende Prognose des Durchstanzwiderstandes für faserfreie Stahlbetonplatten konnte bereits mehrfach gezeigt und bestätigt werden (vgl. z. B. [35, 226]). Ziel dieses Kapitels

ist es, die getroffenen Annahmen hinsichtlich der Wirkung einer Faserzugabe zu überprüfen und diese gegebenenfalls durch Definition bzw. Modifikation des Interaktionsbeiwerts η_c zu erfassen.

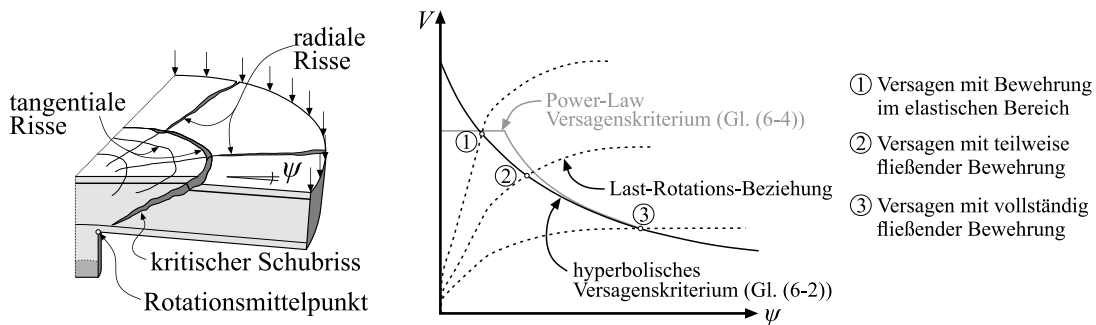


Bild 6.2: Zusammenhang zwischen Durchstanzwiderstand bzw. Versagenskriterium und Plattenrotation bei unterschiedlicher Beanspruchung der Biegezugbewehrung entsprechend der Theorie des kritischen Schubrisses (CSCT), entnommen und modifiziert aus [181, 185, 226]

6.3.2 Rotationsverhalten stahlfaserverstärkter Platten

6.3.2.1 Hintergründe zum rotationsbasierten Bemessungsansatz nach prEC2

Entsprechend den ausführlichen Darstellungen in Kapitel 3.4.3.5 basiert der Grundgedanke der CSCT [181] auf den experimentellen wie auch theoretischen Beobachtungen einer abnehmenden Schubkraftübertragung bei zunehmender Schubrissöffnung (vgl. Bild 6.2). Die Schubrissöffnung steht nach den Untersuchungen von MUTTONI / SCHWARTZ [179] in unmittelbarem Zusammenhang mit der statischen Nutzhöhe d sowie der Plattenrotation ψ . Diese Zusammenhänge führten zu dem in Gleichung (6-2) dargestellten hyperbolischen Versagenskriterium, welches die zu einem gegebenen Verformungszustand ψ gehörende Durchstanztragfähigkeit $V_{R,c}$ definiert (vgl. auch Kap. 3.4.3 bzw. Gl. (3-30)).

$$V_{R,c}(\psi) = \frac{0,75}{1 + 15 \cdot \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \cdot b_{0,5} \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \quad (6-2)$$

- mit:
- $\psi \cdot d$ rechnerische Rissbreite des kritischen Schubrisses
 - $d_{g0} = 16 \text{ mm}$ Bezugswert des Größtkorndurchmessers
 - d_g Größtkorndurchmesser
 - $b_{0,5}$ kritischer Rundschnitt im Abstand $0,5d$ von der Stütze

Der Schnittpunkt von Gleichung (6-2) mit der Last-Rotations-Beziehung einer Platte, welche den zu einer Laststufe gehörenden Verformungszustand definiert, liefert schließlich den maßgebenden Durchstanzwiderstand $V_{R,c}$ (vgl. Bild 6.2). Die Last-Rotations-Beziehung eines Querschnitts wird beispielsweise von der Rissbildung, dem Spannungszustand der Biegezugbewehrung sowie der Zugversteifung des Betons („Tension Stiffening“) beeinflusst, weshalb diese einen hochgradig nichtlinearen Charakter besitzt. Die mathematische Beschreibung gestaltet sich daher meist rechenintensiv und basiert häufig auf nichtlinearen Verfahren wie beispielsweise einer Integration der Momenten-Krümmungs-Beziehung. Grundsätzlich stehen nach MUTTONI [181] auch vereinfachte Verfahren unterschiedlichster Genauigkeit nach Gleichung (6-3) zur Verfügung (vgl. Kap. 3.5.3), wobei der Vorfaktor k_m verschiedene Genauigkeitsstufen ermöglicht. Für die Ableitung dieses Zusammenhanges wurden neben der Vernach-

lässigung der Zugversteifung des Betons sowie der Idealisierung des Last-Rotations-Verlaufs auf Basis einer Parabel des Exponenten 2/3 ein Fließen der Bewehrung in einem Bereich des 0,75-fachen Abstandes des Momentennullpunktes von der Plattenmitte vorausgesetzt.

$$\psi_{D2} = k_m \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{V_E}{V_{flex}} \right)^{3/2} \quad (6-3)$$

mit: k_m Vorfaktor der Approximationsstufe (LoA III $k_m = 1,2$)
 $r_s = 0,22 \cdot L$ Abstand des Momentennullpunktes zum Lagermittelpunkt
 f_y bzw. E_s Materialeigenschaften der Biegezugbewehrung
 V_E Einwirkende Querkraft
 V_{flex} zur Biegetragfähigkeit der Platte führende Querkraft

Verfeinerte Auswertungen der Rissbildung von Platten reduzierter Schubschlankheit von SIMÕES ET AL. [240, 241] verdeutlichen, dass mit abnehmender Schubschlankheit eine verschmierte Rissbildung um die Betondruckzone eintritt und zunehmend translatorische Verformungen (Schubverformungen) begünstigt. Dieser zusätzliche Verformungsanteil bewirkt einen über die Querschnittshöhe gleichmäßiger verteilten Schubspannungsverlauf, der eine zusätzliche Reduktion der Tragfähigkeit bewirkt. MUTTONI ET AL. modifizierten daher in [185, 242] das ursprüngliche hyperbolische Versagenskriterium, was zu der als „Power-Law-Kriterium“ bezeichneten Gleichung (6-4) führte.

$$V_{R,c}(\psi) = 0,55 \cdot b_{0,5} \cdot d_v \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(\frac{d_{dg}}{25 \cdot \psi \cdot d} \right)^{2/3} \leq 0,60 \cdot d_v \cdot b_{0,5} \cdot \sqrt{f_c} \quad (6-4)$$

mit: d_{dg} Faktor zur Berücksichtigung des Größtkorndurchmessers bzw. der Rauheit der Rissoberfläche

Ergänzend wurde in diesem Zuge Gleichung (6-3) zur Berücksichtigung der Schubschlankheit r_s/d im Ansatz zur Abschätzung der Plattenrotation modifiziert, woraus Gleichung (6-5) resultierte.

$$\psi_{D3} = k_m \cdot \sqrt{8 \cdot \frac{r_s}{d}} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{V_E}{V_{flex}} \right)^{3/2} \quad (6-5)$$

Insbesondere das iterative Vorgehen zur Bestimmung des Schnittpunktes beider Zusammenhänge ist für die tägliche Bemessungspraxis nur bedingt geeignet: Bei der Entwicklung des prEC2 [34] wurde dieser Zusammenhang daher durch Einsetzen von Gleichung (6-5) in das „Power-Law-Kriterium“ (Gl. (6-4)) in einen geschlossenen Ansatz überführt [35, 185]. Die resultierende Gleichung (6-6) beinhaltet neben den für ein Durchstanzversagen bekannten geometrischen und materiellen Parametern anstelle der Plattenrotation ψ die der Biegetragfähigkeit entsprechende Kraft V_{flex} .

$$V_{R,c} = \sqrt{0,55 \cdot b_{0,5} \cdot d_v \cdot \sqrt{f_c} \cdot V_{flex}} \cdot \left(\frac{d_{dg}}{85 \cdot \sqrt{d_v \cdot r_s}} \cdot \frac{E_s}{f_y} \right)^{1/3} \leq 0,60 \cdot d_v \cdot b_{0,5} \cdot \sqrt{f_c} \quad (6-6)$$

Auf Basis der Bruchlinientheorie (vgl. Kap. 5.1) bestimmt sich V_{flex} als Produkt der plastischen Momententragfähigkeit des Querschnitts $m_{pl,R}$ (vgl. Anhang B.2) sowie des Systembeiwertes a entsprechend Gleichung (6-7). Auf Grundlage einer Regressionsanalyse konnte dieser Zusammenhang durch MUTTONI ET AL. [180, 185] weiter idealisiert und auf eine rein multiplikative Basis vereinfacht werden.

$$V_{\text{flex}} = a \cdot m_{\text{pl,R}} = a \cdot d^2 \cdot \rho \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_y}{2 \cdot f_c}\right) \approx a \cdot 0,75 \cdot d^2 \cdot \rho^{0,9} \cdot f_y^{0,9} \cdot f_c^{0,1} \quad (6-7)$$

Der Ersatz von V_{flex} in Gleichung (6-6) durch den Zusammenhang nach Gleichung (6-7) sowie ein weiteres Zusammenfassen, Runden von Exponenten sowie der Annahme $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$ führt zur Ausgangsbasis des im 7. Entwurf des prEC2 [34] enthaltenen, geschlossenen Bemessungsansatzes auf Mittelwertniveau, was Gleichung (6-8) ausdrückt.

$$V_{\text{R,c}} = \sqrt{4 \cdot a \cdot \frac{d}{b_0} \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_c \cdot \frac{d_{\text{dg}}}{\sqrt{d \cdot r_s}}\right)^{1/3} \cdot d \cdot b_{0,5}} \leq 0,60 \cdot d \cdot b_{0,5} \cdot \sqrt{f_c} \quad (6-8)$$

Die Verwendung charakteristischer Festigkeitswerte, des Teilsicherheitsbeiwerts für Schubbeanspruchung γ_v , eines infolge Exzentrizitäten reduzierten kritischen Rundschnitts $b_{0,5}/\beta_e$ sowie eines Maximalwertes für r_s von $8d$ führt letztendlich zu der in prEC2 [34] enthaltenen Bemessungsgleichung einer faserfreien Stahlbetonplatte nach Gleichung (3-62) (Kap. 3.5.4). Während die Plattenrotation ψ in dem ursprünglichen Versagenskriterium der CSCT (Gl. (6-2)) einen direkten Eingangsparameter beschreibt, wird die Rotationsabhängigkeit in der Bemessungsgleichung nach prEC2 [34] nicht mehr explizit ersichtlich. Aufgrund der dargestellten Vereinfachungen und Zusammenhänge ist diese jedoch weiterhin implizit enthalten und wird insbesondere auf Basis der Biegetragfähigkeit eines faserfreien Stahlbetonquerschnitts abgeschätzt bzw. beschrieben.

Die Anwendbarkeit dieses Ansatzes auf stahlfaserverstärkte Platten setzt voraus, dass eine Faserzugabe lediglich einen untergeordneten Einfluss auf die Zugversteifung des Betons sowie die Biegetragfähigkeit $m_{\text{pl,R}}$ und somit das Momenten-Krümmungs-Verhalten der Platte besitzt. Nachfolgend wird das Last-Rotations-Verhalten der in Kapitel 4 vorgestellten Versuchskörper ohne Durchstanzbewehrung ausgewertet und mit den theoretischen Rotationsverläufen nach Gleichung (6-3) bzw. (6-5) gegenübergestellt. Für eine allgemeingültigere Aussage werden ergänzend zu den Versuchskörpern aus Kapitel 4 Ergebnisse von in der Literatur dokumentierten Untersuchungen in diese Betrachtungen einbezogen, deren Kurvenverläufe Anhang C.1 beinhaltet. Aufgrund der zu erwartenden Mehrfachrissebildung und des hieraus abweichenden bzw. veränderten Rotationsverhaltens bei Versuchskörpern mit Durchstanzbewehrung (vgl. [226]) sowie der geringen vorliegenden Versuchsanzahl stahlfaserverstärkter Platten mit Durchstanzbewehrung wird auf vertiefende Auswertungen verzichtet.

6.3.2.2 Auswertung der experimentell aufgezeichneten Plattenrotation

Für die Bestimmung des Rotationsverhaltens eines Versuchskörpers bietet sich neben einer direkten messtechnischen Erfassung mittels Inklinometern [109, 110] auch eine rechnerische Ermittlung auf Basis der Messwerte von horizontal [100] am Plattenrand oder vertikal [145, 226] an der Plattenunterseite angeordneten Wegsensoren (LVTD) an. Infolge verschiedenster Störeinflüsse sind all diese Verfahren jedoch mehr oder weniger mit Unwägbarkeiten behaftet [145, 226]. Neben ungewollten Schiefstellungen, die beispielsweise aus unplanmäßigen Exzentrizitäten im Versuchsaufbau oder der Versuchskörperherstellung resultieren, beeinträchtigen häufig Betonabplatzungen der gedrückten Plattenunterseite das Messergebnis (vgl. Bild 6.3 (b)). Während Schiefstellungen meist rechnerisch anhand vertikaler Verformungsmesswerte korrigiert werden können (vgl. beispielsweise Vorgehen in Anhang A.3), bewirken Betonabplatzungen in der Regel einen gänzlichen Ausfall der jeweiligen Messstelle. Die Kombination der vertikalen Verformungsmessung mit Messwerten der Plattenrotation erlaubt zudem eine Aufteilung in Bezug auf einen rotatorischen und translatorischen Verformungsanteil (vgl. Bild 6.3

(c)). Dies ist insbesondere bei abnehmender Schlankheit von Platten sowie bei Fundamenten von besonderer Bedeutung [145, 226, 239].

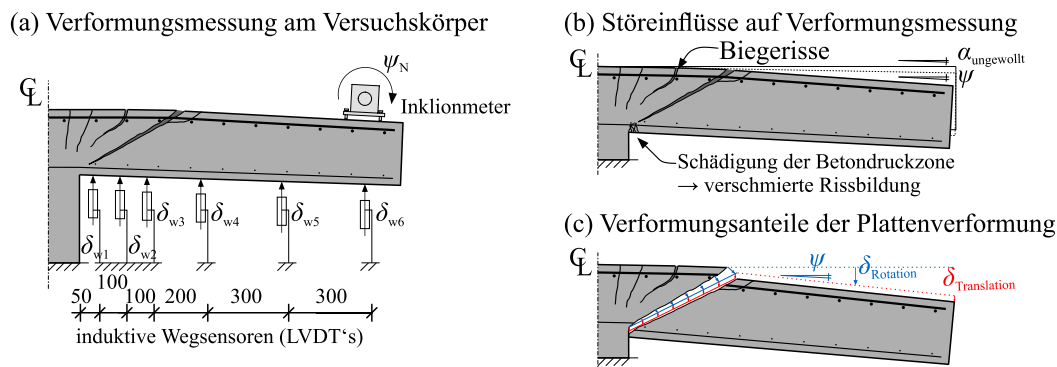


Bild 6.3: Anordnung der Verformungsmessung am Versuchskörper (a), mögliche Störeinflüsse auf die Verformungsmessung (b) sowie Aufteilung der Gesamtverformung in einen translatorischen und rotatorischen Anteil (c)

Im Rahmen des in Kapitel 4 beschriebenen Versuchsprogramms basierte die Aufzeichnung der Plattenverformungen auf entlang der beiden Hauptachsen senkrecht zur Plattenunterseite ausgerichteten Wegsensoren sowie durch vier auf der Plattenoberseite angeordneten Inklinometern (vgl. Kap. 4.2.3 bzw. Bild 6.3). Zum messtechnischen Ausgleich ungewollter Schiefstellungen erfolgte die Anordnung der Inklinometer an gegenüberliegenden Plattenrändern. Da es sich bei den vorliegenden Versuchskörpern um schlanke Platten handelt und stützennahe Verformungsmessungen teilweise fehlerhaft sind, beschränkt sich nachfolgende Auswertung auf den rotatorischen Verformungsanteil. Grundlage bilden die Messwerte der Nord-Süd-Richtung (Bild 4.18), wobei Bild 6.3 den zugehörigen Messaufbau zeigt.

Wird für das idealisierte Plattensegment von einer Starrkörperrotation außerhalb des Stanzkegels um einen Drehpunkt im Bereich des Stützenanschnitts ausgegangen, so ist aus den Verformungsmesswerten entlang des Plattenradius bei gleicher Laststufe ein konstanter Wert der Plattenrotation zu erwarten. Dies gilt unabhängig vom Ort der Verformungsmessung. Der ermittelte Rotationswert sollte zudem den Messwerten der am Plattenrand angeordneten Inklinometer entsprechen. Zur Überprüfung dieses Sachverhaltes wird unter Anwendung der Kleinwinkelnäherung aus verschiedenen Verformungsmessstellen die vorliegende Plattenrotation ($\psi \approx \Delta w / \Delta L$) abgeleitet und den Ergebnissen der Inklinometermessung gegenübergestellt. Bild 6.4 zeigt einen Vergleich der ermittelten Rotationsverläufe exemplarisch für die Versuchskörper M0-25-1.23, M2-25-1.23 und M3-25-1.23 mit variierender Plattendicke und Fasergehalt. Für diese Auswertung wurde die Differenz der Messstellen 1 und 2 sowie 2 und 6 (vgl. Bild 4.18 bzw. Bild 6.3) zu Grunde gelegt.

Weitestgehend unabhängig vom verwendeten Stahlfasergehalt V_f , sowie der Plattendicke h zeigen alle drei Diagramme sowohl für die Inklinometermessung wie auch für die Auswertung der beiden Verformungsmessungen eine sehr gute Übereinstimmung der Rotationsverläufe. In Verbindung mit den Rissbildern der Trennschnitte in Bild 4.22 deutet der aus allen Messstellen gewonnene einheitliche Rotationsverlauf darauf hin, dass selbst bei hohen Stahlfasergehalten keine mehrfache Schubrissbildung vorliegt. Der hohe Fasergehalt bewirkt eine Lokalisierung der gesamten Verformung in einem Riss, weshalb der verbaute Biegezugbewehrungsgrad das Rotationsverhalten der Platte maßgeblich definiert [201]. Die allgemein sehr ähnlichen Kurvenverläufe legen eine einheitliche Lage des Rotationsmittelpunkts im Bereich des Stützenanschnitts nahe. Nachfolgende Auswertungen basieren daher auf der

Rotationsmessung mittels Inklinometer, sofern fehlerfreie Versuchsdaten vorliegen. Für alle weiteren Fälle dient ersatzweise die aus der vertikalen Plattenverformung abgeleitete Plattenrotation.

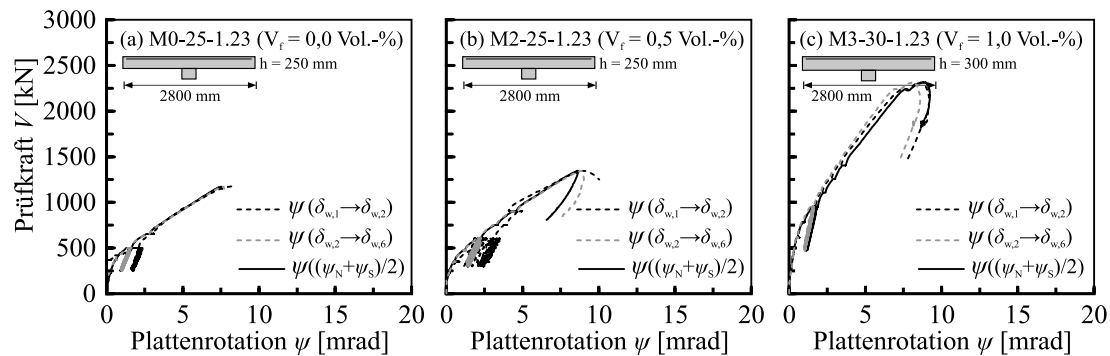


Bild 6.4: Vergleich der auf Basis von Inklinometer- und Verformungsmessungen ermittelten bzw. berechneten Plattenrotationen ψ der Versuchskörper M0-25-1.23, M2-25-1.23 sowie M3-30-1.23 ohne Durchstanzbewehrung

Bild 6.5 stellt die ermittelten Last-Rotations-Verläufe der Versuchskörper ohne Durchstanzbewehrung und mit konstantem Längsbewehrungsgrad ($\rho_l = 1,23\%$) gegenüber. Um vergleichend das Rotationsverhalten dünner Platten zu betrachten, sind die aus vertikalen Verformungsmessungen abgeleiteten Kurvenverläufe von drei Versuchskörpern mit 160 mm Plattendicke und variierendem Fasergehalt ($V_f = 0,0 / 1,0 / 1,5$ Vol.-%) der Untersuchungen von GOUVEIA ET AL. [100] mitabgebildet. Hierdurch decken die Diagramme einen praxisüblichen Plattendickenbereich h zwischen 160 mm und 300 mm ab.

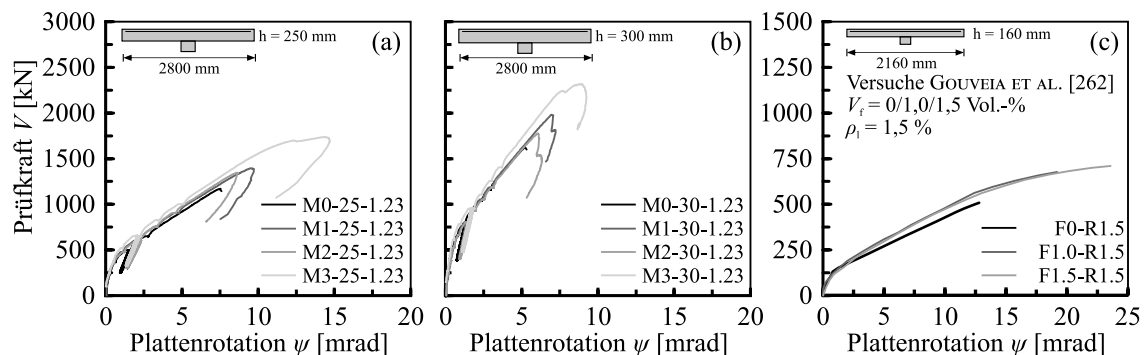


Bild 6.5: Vergleich der Last-Rotations-Kurven der verschiedenen stahlfaserverstärkten Versuchskörper bei Variation des Stahlfasergehaltes V_f und der Plattendicke h (Versuchskörper aus Kapitel 4.3.1 (a) und (b) sowie der Versuchskörper von GOUVEIA ET AL. aus [100] (c))

Bis zum Erreichen der Höchstlast weisen die Versuchskörper in Bild 6.5 a) und b) zu den in Kapitel 4.3.1.2 dargestellten Last-Verformungs-Kurven (vgl. Bild 4.21) vergleichbare Verläufe auf. Sowohl vor als auch nach der Erstrissbildung verlaufen alle Kurven weitestgehend parallel, lediglich bei Fasergehalten über 1,0 Vol.-% ist eine leichte Zunahme der Steifigkeit nach Erstrissbildung zu beobachten. Dieses Verhalten bestätigen auch die Ergebnisse der Untersuchungen von GOUVEIA ET AL. [100] in Bild 6.5 (c). Nach Überschreiten der Höchstlast zeigen die Last-Rotations-Verläufe der Versuchskörper aus Kapitel 4 einen spröderen Lastabfall als die Last-Verformungs-Kurven. Da letztere die Gesamtverformung im Bereich der Stütze bestehend aus translatorischen und rotatorischen Verformungsanteilen beschreiben, lässt dies mit Erreichen der Höchstlast einen überproportionalen Anstieg der translatorischen Verformungsanteile erwarten. Ein ähnliches Verhalten zeigten verfeinerte Verformungsauswertungen

an faserfreien Stahlbetonplatten in [145, 226]. Die rissüberbrückende Wirkung des Stahlfaserbetons bekräftigt diesen Effekt, da nach fortgeschrittener Schubrissöffnung ein schlagartiges Öffnen des Schubrisses verhindert wird. Stattdessen wird der Stanzkegel ähnlich bei Vorhandensein einer Durchstanzbewehrung im Wesentlichen mittels einer vertikalen Translation langsam aus der Platte herausgedrückt, was zu dem sehr duktilen Nachbruchverhalten führt. In der Theorie wirken dieser Verformung lediglich die Dübelwirkung der Biegezugbewehrung und die den Riss kreuzenden Stahlfasern entgegen, was aufgrund der reduzierten Steifigkeiten zu überproportional zunehmenden Verschiebungen des Bruchkegels führt. Das äußere Plattensegment erfährt in diesem Lastbereich lediglich eine geringe Rotationsveränderung, weshalb die vertikalen Verschiebungen hinter denen des Bruchkegels zurückbleiben. Bestätigt wird dieses Verhalten durch die bei Erreichen der Höchstlast stark zunehmenden Messwerte der Stützeindringung (vgl. Anhang A.4). Mit Variation des Fasertyps zeigte sich bei den Versuchskörpern mit dem Fasertyp Dramix 4D (Serie M1) in Kapitel 4.3.1 im Vergleich zu den Versuchskörpern mit Dramix 5D (Serie M2) ein spröderes Nachbruchverhalten, dessen Hintergrund ebenfalls in den zunehmenden Schubverformungen vermutet wird. Aufgrund der reduzierten Verankerungseigenschaften des Fasertyps Dramix 4D (M1) kommt es bei Erreichen gewisser Rissöffnungswerte zu einem frühzeitigeren Faserauszug. Während die Faser Dramix 5D in diesem Bereich große Dehnungen erfährt und somit Verformungen ermöglicht, tritt bei der Faser Dramix 4D der Faserauszug ein und führt zu geringeren Bruchkegelverschiebungen, bis letztendlich das schlagartige Versagen eintritt. Fehlerhafte bzw. fehlende Verformungswerte am Stützenanschnitt erlauben jedoch an dieser Stelle keine nähere Quantifizierung der exakten Aufteilung in rotatorische und translatorische Verformungsanteile.

Zusammenfassend lassen diese Diagramme unter Annahme vergleichbarer Materialkennwerte einen leichten Einfluss der Faserzugabe bzw. des Fasergehaltes auf das Last-Rotations-Verhalten erkennen. Insbesondere bei Fasergehalten über 1,0 Vol.-% (Versuchsserie M3 sowie Versuche von GOUVEIA ET AL. [100]), was oberhalb derzeit praxistypischer Fasergehalte liegt (vgl. Kap. 2.2.1), bewirkt die Faserzugabe eine geringfügige Versteifung und somit eine Zunahme der Neigung des Kurvenverlaufs. Sofern weitestgehend identische Versuchskörper in Bezug auf Biegezugbewehrungsgrad, Betondruckfestigkeit und Stahlfaserzugabe vorliegen, führt eine reduzierte Plattendicke zu einer Zunahme der maximalen Plattenrotation. Dieses trifft sowohl auf faserfreie wie auch auf faserverstärkte Versuchskörper zu, was neben den eigenen Untersuchungen auch die Auswertungen von SCHMIDT [226] bestätigen.

6.3.2.3 Vergleich theoretisch und experimentell ermittelter Plattenrotationen

Die Bestimmung des Betontrageanteils $V_{R,c}$ nach Gleichung (3-62) bzw. (6-8) basiert auf der Abschätzung der Plattenrotation nach Gleichung (6-5) (ψ_{D3}). Bevor der Fokus auf stahlfaserverstärkten Platten liegt, wird zunächst die Eignung von Gleichung (6-5) (ψ_{D3}) bzw. dessen Ursprungsgleichung (6-3) (ψ_{D2}) zur rechnerischen Beschreibung des Last-Rotationsverhaltens faserfreier Stahlbetonplatten überprüft. Hierzu zeigt Bild 6.6 eine Gegenüberstellung der experimentell und rechnerisch ermittelten Last-Rotations-Verläufe der Referenzversuchskörper M0-25-1.23 und M0-30-1.23. Ergänzend ist der Quotient aus theoretischer zur mittleren experimentellen Rotation ($\psi_{\text{Test,Mittelwert}} = (\psi_{\text{Test,NS}} + \psi_{\text{Test,W0}})/2$) in Form einer schwarz gepunkteten Linie als Anhaltswert für die Prognosegenauigkeit abgebildet.

Wie zu erwarten, liefert die modifizierte Gleichung (6-5) (ψ_{D3}) bei Schlankheiten r_s/d kleiner 8 zunehmend größere Plattenrotationen als die Ursprungsgleichung (6-3) (ψ_{D2}). Die Vernachlässigung der Zugversteifung des Betons führt im Anfangsbereich bei beiden Gleichungen zu einer deutlichen Überschätzung der Plattenrotation und somit Werten von $\psi_{\text{calc}}/\psi_{\text{Test,Mittelwert}}$ von bis zu 7,5. Mit fortschreitender Belastung und insbesondere nach Übergang in den gerissenen Zustand II nähern sich die experimentellen und theoretischen Verläufe deutlich an und der Einfluss der vernachlässigten Zugversteifung verschwindet. Während Gleichung (6-3) (ψ_{D2}) eine etwas zu steile Neigung im gerissenen Zustand lie-

fert, erfasst Gleichung (6-5) (ψ_{D3}) die Gradienten des experimentellen Kurvenverlaufs ψ_{Test} zutreffender und gibt den Last-Rotations-Verlauf qualitativ etwas besser wieder. Bei Erreichen der Höchstlast überschätzt jedoch Gleichung (6-5) (ψ_{D3}) die mittleren experimentellen Werte um etwa 16 % bzw. 26 %.

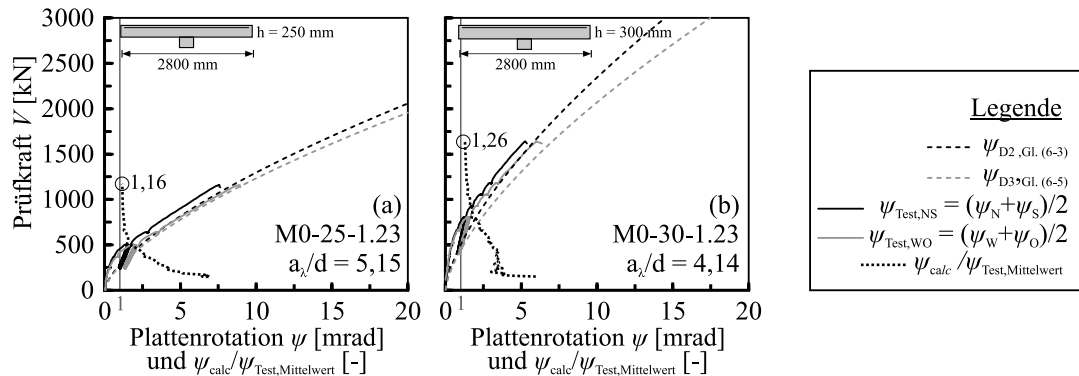


Bild 6.6: Gegenüberstellung der beiden Ansätze (Gl. (6-3) und (6-5)) zur rechnerischen Ermittlung der Plattenrotation ψ_{D2} und ψ_{D3} mit den experimentellen Kurvenverläufen der faserfreien Referenzversuchskörper ohne Durchstanzbewehrung

Anhang C.1 beinhaltet die Auswertung von zehn weiteren in der Literatur dokumentierten faserfreien Versuchskörpern (aus [37, 100, 101, 106, 251]), die ebenfalls eine sehr zutreffende Übereinstimmung der experimentellen und theoretischen Plattenrotationen bestätigen. Da es sich im Wesentlichen um Versuchskörper mit sehr dünnen Plattendicken und Werten r_s/d nahe 8 handelt, ist erwartungsgemäß der Unterschied zwischen Gleichung (6-3) (ψ_{D2}) und (6-5) (ψ_{D3}) sehr gering. Teilweise ergeben sich nach Gleichung (6-3) (ψ_{D2}) sogar geringfügig größere Rotationswerte als nach Gleichung (6-5) (ψ_{D3}). All diese Vergleiche belegen eine zutreffende Beschreibung des Verhaltens faserfreier Strahlbetonplatten durch Gleichung (6-5) (ψ_{D3}) und bestätigen somit deren Eignung zur Überführung der CSCT in eine geschlossene Bemessungsgleichung des Betontraganteils $V_{R,c}$.

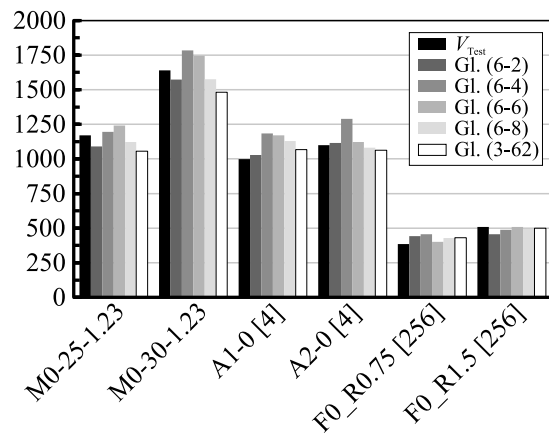
Die aufgezeichneten Plattenrotationen bei Erreichen der Höchstlast (vgl. Tabelle 4-2) ermöglichen ergänzend zur Gegenüberstellung der Rotationsverläufe einen Vergleich der aus den verschiedenen Ansätzen (Gl. (6-2), (6-4), (6-6), (6-8), (3-62)) resultierenden rechnerischen Durchstanzwiderstände faserfreier Stahlbetonplatten ohne Durchstanzbewehrung, was Tabelle 6-1 veranschaulicht. Neben den beiden Versuchskörpern dieser Arbeit werden jeweils zwei Versuchskörper von SCHMIDT [226] (A1-0, A2-0) und GOUVEIA ET AL. [100] (F0_R0.75, F0_R1.5) in die Auswertung mit einbezogen, deren Last-Rotations-Verläufe Anhang C.1 beinhaltet. Tabelle 6-1 fasst die wesentlichen geometrischen und materiellen Kenngrößen und die experimentellen Tragfähigkeiten V_{Test} dieser Versuchskörper zusammen.

Unter Verwendung der experimentell bestimmten Plattenrotation $\psi_{\text{Test,Mittelwert}}$ bei Höchstlast ermöglicht die ursprüngliche Gleichung der CSCT (Gl. (6-2)) eine insgesamt sehr zutreffende Prognose des Durchstanzwiderstandes aller sechs Versuchskörper ($V_{\text{Test}}/V_{\text{calc}}, \mu_x = 1,01, V_x = 0,085$), obwohl bei den Versuchen dieser Arbeit tendenziell eine leichte Unterschätzung der Tragfähigkeit besteht. Das modifizierte Versagenskriterium nach Gleichung (6-4) liefert etwas größere Durchstanzwiderstände, was für $V_{\text{Test}}/V_{\text{calc}}$ zu einem verringerten Mittelwert μ_x von etwa 0,91 ($V_x = 0,090$) führt. Aus den getroffenen Idealisierungen zur Überführung in eine geschlossene Bemessungsgleichung ergeben sich nach Gleichung (6-8) leicht reduzierte Tragfähigkeiten, wodurch erneut ein sehr guter Mittelwert von 0,98 ($V_x = 0,074$) resultiert. Der Vergleich der experimentellen und theoretischen Plattenrotationen in Bild 6.6 belegte für die Versuchskörper dieser Arbeit eine Überschätzung der Plattenrotation ψ nach Gleichung (6-5) (ψ_{D3}), was nach der Theorie der CSCT zu reduzierten Durchstanzwiderständen führt. Dies äußert

sich in den Ergebnissen der Gleichungen (6-2), (6-8) und (3-62), die eine leichte Unterschätzung der Widerstände aufweisen und in ähnlichen Größenordnungen liegen. Zu beachten ist, dass die dargestellten Ergebnisse maßgeblich durch die Kenngrößen der statischen Nutzhöhe d sowie der Betondruckfestigkeit f_{cm} beeinflusst werden, welche experimentell bestimmte und somit mit gewissen Streuungen behaftete Größen beschreiben. Insbesondere bei dünnen Platten lassen derartige Streuungen einen erhöhten Einfluss erwarten. Zudem erlaubt die geringe Versuchsanzahl keine umfängliche Bewertung der Ansätze, was jedoch bereits mehrfach in der Literatur erfolgte (z. B. [35, 181]). Insgesamt liegt nur eine geringe Abweichung bei den Ergebnissen aller Gleichungen vor, weshalb für alle sechs Versuchskörper eine zutreffende Erfassung des Betontrageanteils $V_{R,c}$ bestätigt werden kann.

Tabelle 6-1 Gegenüberstellung der experimentellen und rechnerischen Durchstanzwiderstände $V_{R,c}$ faserverfreier Stahlbetonplatten ermittelt nach den Gleichungen (6-2), (6-4), (6-6), (6-8) sowie (3-62) für die Versuchskörper aus Kapitel 4.3.1 sowie der Literatur aus [100, 226]

Versuch	d_m [mm]	ρ_l [%]	$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	V_{Test} [kN]
M0-25-1.23	204	1,23	47,8	1170
M0-30-1.23	254	1,24	48,2	169
A1-0 [226]	224	1,4	30,3	998
A2-0 [226]	225	1,4	34,9	1100
F0_R0.75 [100]	136	0,75	54,5	385
F0_R1.5 [100]	128	1,5	54,9	508



d_m : mittlere statische Nutzhöhe; ρ_l : Biegezugbewehrungsgrad; $f_{cm,cyl}$: mittlere Zylinderdruckfestigkeit; V_{Test} : Versagens-/Höchstlast

Im Weiteren gilt es zu überprüfen, inwieweit Gleichung (6-5) (ψ_{D3}) näherungsweise auch bei stahlfaserverstärkten Platten zutreffende Ergebnisse liefert. Hierzu zeigt Bild 6.7 eine Gegenüberstellung der aus den Ergebnissen der stahlfaserverstärkten Versuchskörper dieser Arbeit abgeleiteten experimentellen und theoretischen Last-Rotations-Verläufe nach den Gleichungen (6-3) (ψ_{D2}) und (6-5) (ψ_{D3}). Wesentliche Eingangsgröße in beiden Gleichungen beschreibt die der Biegetragfähigkeit entsprechende Prüfkraft $V_{flex} = a \cdot m_{pl}$. Bei gleichbleibender Geometrie ($a = konst.$) wird V_{flex} gemäß der Bruchlinientheorie ausschließlich durch die Biegetragfähigkeit $m_{pl,R}$ der Platte definiert, die sowohl mit als auch ohne Berücksichtigung der Fasertragwirkung ermittelt werden kann (vgl. Anhang B.2). Um den hieraus resultierenden Einfluss auf das Rotationsverhalten zu erfassen, erfolgt die Auswertung beider Gleichungen sowohl ohne (gepunktete Linie, V_{flex}) als auch mit (gestrichelte Linie, V_{flex}^f) Berücksichtigung der Fasertragwirkung. Das ergänzend dargestellte Verhältnis der theoretischen zur mittleren experimentellen Plattenrotation ($\psi_{Test,Mittelwert} = (\psi_{Test,NS} + \psi_{Test,WO})/2$) liefert auch an dieser Stelle einen Anhaltswert für die Prognosegenauigkeit, wobei die Ergebnisse von Gleichung (6-5) (ψ_{D3}) ohne Berücksichtigung der Fasertragwirkung ($\psi_{D3,Gl.(6-5)}(V_{flex})$) als Bezugswert dienen.

Die Darstellungen der faserverstärkten Versuchskörper in Bild 6.7 bestätigen die an den faserverfreien Versuchskörpern gewonnenen Erkenntnisse, dass für die gewählte Versuchskörpergeometrie nach Gleichung (6-5) (ψ_{D3}) größere Plattenrotationen resultieren als nach Gleichung (6-3) (ψ_{D2}). Neben einer gesteigerten Biegetragfähigkeit verbessert eine Faserzugabe die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen („Zugversteifung“) [78, 121], weshalb eine Vernachlässigung dieses Effekts in beiden Gleichungen auch an dieser Stelle zu einer merklichen Überschätzung der Plattenrotation im Anfangsbereich bis zur Erstrissbildung führt.

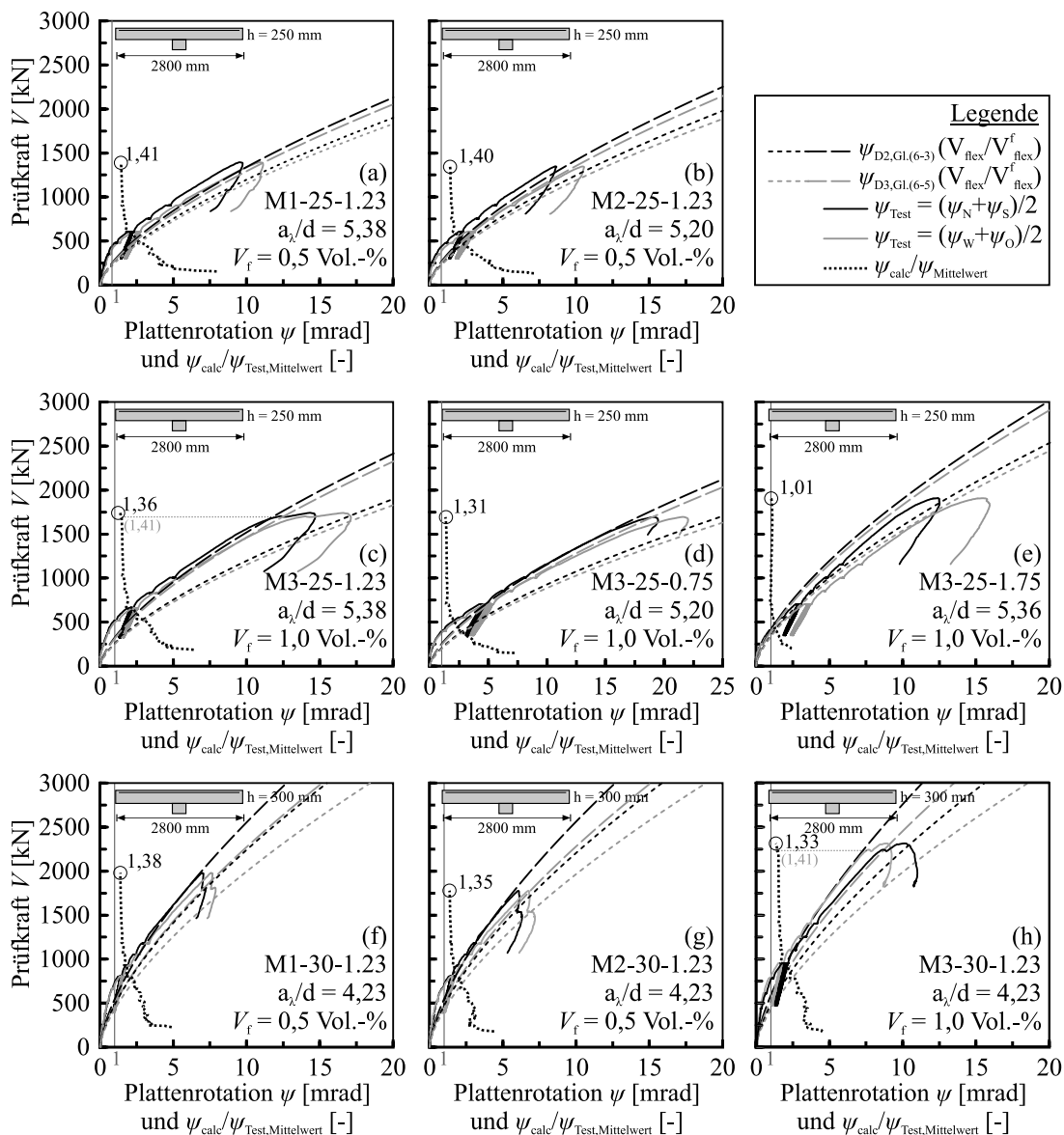


Bild 6.7: Gegenüberstellung der beiden Ansätze (Gl. (6-3) und (6-5)) zur rechnerischen Ermittlung der Plattenrotation ψ_{D2} und ψ_{D3} mit den experimentellen Kurvenverläufen der faserverstärkten Versuchskörper ohne Durchstanzbewehrung

Nach Überschreiten der Erstrisslast nähern sich die theoretischen Verläufe erneut den experimentellen Werten an, was den reduzierten Einfluss der Zugversteifung bei Erreichen der Höchstlast bestätigt. Insbesondere mit Gleichung (6-5) (ψ_{D3}) wird unter Berücksichtigung der Faserwirkung die Neigung im gerissenen Zustand sowie der gesamte Kurvenverlauf qualitativ sehr zutreffend wiedergegeben. Dementsprechend ergibt sich unter Vernachlässigung der Fasertragwirkung und damit einer reduzierten Momententragwirkung eine im Vergleich zu den fasernfreien Versuchskörpern zunehmende Überschätzung der Plattenrotation von etwa 31 bis 40 %. Lediglich bei Versuchskörper M3-25-1.75 beschreibt Gleichung (6-5) (ψ_{D3}) unter Vernachlässigung der Fasertragwirkung sehr zutreffend die experimentelle Plattenrotation mit Erreichen der Höchstlast, was vermutlich auf den reduzierten Einfluss der Faserzugabe bei hohen Biegezugbewehrungsgraden zurückzuführen ist [201]. Der qualitative Verlauf und insbesondere die Steifigkeiten werden jedoch auch bei diesem Versuchskörper tendenziell mit Berücksichtigung der Fasertragwirkung zutreffender erfasst. Bei den Versuchskörpern M3-25-1.23 und

M3-30-1.23 flacht der Rotationsverlauf kurz vor Erreichen der Höchstlast merklich ab, was eine Folge der sehr hohen Betonstahldehnungen darstellt. Die Überschätzung der Plattenrotation reduziert sich aus diesem Grund im Bereich der Höchstlast, liegt jedoch vor dem deutlichen Abflachen des Kurvenverlaufs in der Größenordnung der übrigen Versuchskörper. Zusammenfassend lässt sich auch für die im Rahmen dieser Arbeit geprüften stahlfaserverstärkten Platten eine sehr zutreffende Abschätzung der Plattenrotation bzw. dessen Verlaufs mittels Gleichung (6-5) (ψ_{D3}) bestätigen, sofern die aus der Faserzugabe erhöhte Biegetragfähigkeit Berücksichtigung findet.

Um die Allgemeingültigkeit dieser Erkenntnisse zu überprüfen, ist im Anhang C.1 die Auswertung von weiteren 23 stahlfaserverstärkten Versuchskörpern aus verschiedenen Quellen der Literatur [37, 100, 101, 106, 251] zusammengefasst. Im Vordergrund steht das reine Rotationsverhalten der Versuchskörper, weshalb keine Ausgrenzung abweichender Versagensmodi erfolgte und auch Versuche mit einer Versagenslast nahe der Biegetragfähigkeit enthalten sind. Die Versuchskörper wurden aus der in Kapitel 3.3 und 5.3 vorgestellten Datenbank entnommen, weshalb vorwiegend geringe Plattendicken und tendenziell große Schubslankheiten betrachtet werden. Gleichung (6-3) (ψ_{D2}) und Gleichung (6-5) (ψ_{D3}) führen daher zu sehr ähnlichen Plattenrotationen, was sich in nahezu deckungsgleichen Verläufen widerspiegelt. Mit zunehmendem Fasergehalt V_f äußert sich ein ansteigender Einfluss auf das Rotations- bzw. insbesondere das Steifigkeitsverhalten. Während Versuchskörper mit 0,3 Vol.-% und 0,5 Vol.-% Faserzugabe nur vereinzelt ein geringfügig erhöhtes Steifigkeitsverhalten erahnen lassen, wird dieses bei Fasergehalten über 0,5 Vol.-% weitestgehend bei allen Versuchskörpern ersichtlich. Insbesondere bei den geringen Fasergehalten deutet dies auf eine erhöhte Streuung der Fasertragwirkung, was vermeintlich in dem größeren Einfluss geringer Plattendicken auf die Faserorientierung und -verteilung begründet ist. Mit zunehmendem Biegezugbewehrungsgrad (vgl. z. B. [37, 100, 101, 251]) bei ansonsten identischer Versuchskörperausführung äußert sich analog zu den Versuchskörpern aus Kapitel 4 die Tendenz eines abnehmenden Fasereinflusses auf das Biegetrag- bzw. Rotationsverhalten und deckt sich daher mit den Untersuchungen zum Biegetragverhalten von PFYL [201].

Gleichung (6-5) (ψ_{D3}) ermöglicht somit auch bei diesen Versuchskörpern eine sehr zutreffende Beschreibung des Rotationsverlaufs einschließlich des Steifigkeitsverhaltens, sofern in der Ermittlung der Biegetragfähigkeit die Faserwirkung Berücksichtigung findet. Mit Erreichen der Höchstlast zeigt der Großteil dieser Versuchskörper ein sehr weiches Verhalten mit großen Verformungen, was vermutlich auf ein hohes Dehnungsniveau der Biegezugbewehrung zurückzuführen ist. Für die rechnerische Beschreibung des Last-Rotations-Verhaltens bedeutet dies, dass bei Erreichen einer gewissen Laststufe der experimentelle Verlauf abflacht und von dem rechnerischen Verlauf nach Gleichung (6-5) (ψ_{D3}) zunehmend abweicht. Gleichung (6-5) (ψ_{D3}) unterschätzt hierdurch die vorliegende Plattenrotation bei Erreichen der Höchstlast. Bei Vernachlässigung der Fasertragwirkung in V_{flex} wird diese hingegen sehr zutreffend erfasst, auch wenn hierbei Abweichungen des vorhergehenden Kurvenverlaufs bzw. dessen Neigung bestehen. Diese Tatsache deutet auf einen reduzierten Fasereinfluss bei hoher Biegebeanspruchung, sofern sehr hohe Betonstahldehnungen und damit große Rissöffnungen vorliegen. Zusammenfassend bestätigt die Auswertung der in der Literatur dokumentierten Versuchskörper den Einfluss der Stahlfasern auf das Last-Rotations-Verhalten, welches prinzipiell mit Gleichung (6-5) (ψ_{D3}) unter Berücksichtigung der Fasertragwirkung zutreffend idealisiert werden kann. Infolge der großen Verformungszunahme bei Erreichen der Höchstlast wird die Plattenrotation jedoch deutlich unterschätzt und eine Vernachlässigung der Fasertragwirkung liefert in diesem Bereich zutreffendere Ergebnisse.

Die in prEC2 [34] implementierte Gleichung (3-62) (bzw. auch Gleichung (6-8)) wurde auf Grundlage des Rotationsverhaltens einer fasernfreien Stahlbetonplatte abgeleitet, weshalb der Einfluss einer Faserzugabe vernachlässigt wird. Die mit Gleichung (6-5) (ψ_{D3}) beobachtete Überschätzung der Plattenrotation und somit der Schubrissöffnung der faserverstärkten Versuchskörper dieser Arbeit bei Vernachlässigung

sigung der Fasertragwirkung lässt daher einen zu geringen rechnerischen Betontraganteil $V_{R,c}$ erwarten. Im Gegensatz hierzu erfasst Gleichung (6-5) (ψ_{D3}) unter Vernachlässigung der Fasertragwirkung die Plattenrotation der in der Literatur dokumentierten, dünneren Versuchskörper bei Erreichen der Höchstlast zutreffender, weshalb eine bessere Abschätzung des Betontraganteils zu erwarten ist. Diese unterschiedliche Erfassung des Betontraganteils beschreibt einen Anhaltswert in Bezug auf die in Kapitel 5.3.4 beobachtete Trendabhängigkeit der Ergebnisse mit zunehmender Plattendicke nach prEC2 Anhang L [34]. Für die Weiterentwicklung des Bemessungsmodells gilt es, diesen Effekt im Rahmen eines modifizierten Betontraganteils zu erfassen. Aufgrund der gegenseitigen Interaktion des Beton- und Fasertraganteils erfolgt eine nähere Auswertung des Betontraganteils der stahlfaserverstärkten Versuchskörper im Anschluss an die Ableitung und Validierung des Stahlfasertraganteils.

6.3.3 Rechnerische Erfassung der Faserwirksamkeit auf das Rotationsverhalten

Sowohl die in Kapitel 4.3.1 dargestellten Last-Verformungskurven wie auch die vorhergehenden Auswertungen der Last-Rotations-Verläufe bestätigen, dass eine Faserzugabe neben einem verbesserten Tragwiderstand auch zu einem gesteigerten Verformungsvermögen und damit einer Fortführung des Last-Rotations-Verlaufs und somit ansteigenden Plattenrotationen führt. Auf Querschnittsebene bewirkt eine Faserzugabe eine gesteigerte Biegemomenten Tragfähigkeit, sodass nach Gleichung (6-5) ein etwas steiferes Rotationsverhalten und damit eine Reduktion der Plattenrotation bei gleicher Laststufe resultiert, was die Auswertung der Last-Rotations-Verläufe der Untersuchungen dieser Arbeit bestätigen. Eine zutreffende Beschreibung des in stahlfaserverstärkten Platten wirksamen Betontraganteils $V_{R,c}^f$ bedarf daher der Berücksichtigung beider Effekte, was durch Modifikation des Betontraganteils $V_{R,c}$ nach prEC2 [34] mittels der Interaktionsbeiwerte $\eta_{c,\psi}$ und $\eta_{c,B}$ nach Gleichung (6-9) erfolgt. Der in Anhang L [34] enthaltene Faktor η_c wird somit durch das Produkt dieser beiden Faktoren ausgedrückt.

$$V_{R,c}^f = \eta_c \cdot V_{R,c} = \eta_{c,\psi} \cdot \eta_{c,B} \cdot V_{R,c} \quad (6-9)$$

mit:

$\eta_{c,\psi}$ Beiwert zur Berücksichtigung der aus der Fasertragwirkung gesteigerten Plattenrotation [-]

$\eta_{c,B}$ Beiwert zur Berücksichtigung der aus der Faserzugabe verbesserten Biegetragfähigkeit [-]

$V_{R,c}$ Durchstanzwiderstand einer äquivalenten Stahlbetonplatte nach prEC2 [34] [kN] (Betontraganteil)

6.3.3.1 Berücksichtigung des gesteigerten Verformungsverhaltens ($\eta_{c,\psi}$)

Die Zugabe von Stahlfasern bewirkt im Vergleich zu einer faserfreien, äquivalenten Stahlbetonplatte eine Fortführung des Last-Rotations-Verlaufs. Dies führt zu einer zunehmenden Rissöffnung und somit einer reduzierten Tragfähigkeit des reinen Stahlbetonquerschnitts, was dem Verhalten einer Platte mit Durchstanzbewehrung gleicht. Für den Interaktionsbeiwert $\eta_{c,\psi}$ wird daher der Zusammenhang einer durchstanzbewehrten Platte ($\eta_c = V_{R,c}/V_E$) nach prEC2 [34] unverändert übernommen. Bereits in Anhang L des prEC2 [34] ist dessen Verwendung auch für stahlfaserverstärkte Platten angedacht. Der Hintergrund dieses Zusammenhanges wird nachfolgend dargestellt.

$\eta_{c,\psi} = \eta_c = V_{R,c}/V_E$ beschreibt einen rein rotationsbasierten, mechanisch begründeten Faktor auf Basis des Ausnutzungsgrades des Durchstanzwiderstandes einer äquivalenten, faserfreien Stahlbetonplatte $V_{R,c}$

durch die einwirkende Querkraft V_E . Bild 6.8 veranschaulicht grafisch die Interaktion des Beton- und Fasertraganteils (vgl. Kap. 3.5.4) anhand der über die bezogene Rissöffnungsweite ($w \approx \psi \cdot d$) aufgetragenen bezogenen Bruchlasten stahlfaserverstärkter Stahlbetonplatten. Neben dem Versagenskriterium faserfreier Stahlbetonplatten nach MUTTONI (Gl. (6-2) oder (6-4) bzw. [181]) ist das für stahlfaserverstärkte Platten empirisch abgeleitete Bruchkriterium nach MORAES NETO [172, 173] (Gl. (3-38), vgl. Kap. 3.4.3) sowie eine potentielle Regressionskurve basierend auf der eigenen Datenbankauswertung als schwarze, gepunktete Linie dargestellt. Der Bereich zwischen den Kurvenverläufen des Versagenskriteriums nach MUTTONI und des Bruchkriteriums nach MORAES NETO beschreibt die Stahlfaserwirkung $V_{R,F}$, was den additiven Charakter dieses Zusammenhanges ausdrückt.

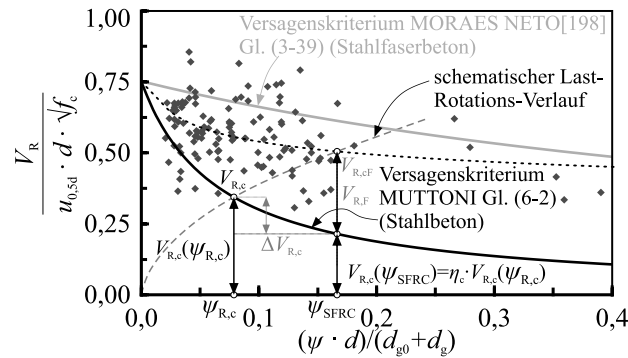


Bild 6.8: Versagenskriterium und Last-Rotations-Verlauf als Funktion der bezogenen Rissbreite gegenübergestellt mit den bezogenen Bruchlasten der vorgestellten Datenbank

Eine faserfreie Stahlbetonplatte erreicht seinen Durchstanzwiderstand $V_{R,c}$ bei der Rissöffnung $\psi_{R,c}$, was in Bild 6.8 die Lage des Schnittpunktes des Versagenskriteriums nach MUTTONI mit dem Last-Rotations-Verlauf beschreibt. Werden dem Beton bei ansonsten identischer Plattenausführung Stahlfasern beigegeben, lässt sich der Durchstanzwiderstand durch Fortführung des Last-Rotations-Verlaufs bis $V_{R,cF}$ mit der zugehörigen Plattenrotation ψ_{SFRC} steigern. Infolge der größeren Plattenrotation ψ_{SFRC} und der damit verbundenen ansteigenden Rissöffnung verringert sich entsprechend Gleichung (6-2) der Betontraganteil um den Anteil $\Delta V_{R,c}$ auf den Wert $V_{R,c}(\psi_{SFRC})$. Durch Beschreibung des in einer faserverstärkten Platte wirksamen Betontraganteils $V_{R,c}(\psi_{SFRC})$ als $\eta_{c,\psi}$ -faches des Widerstandes einer äquivalenten, faserfreien Stahlbetonplatte $V_{R,c}(\psi_{R,c})$ nach Gleichung (6-10), lässt sich dieser Zusammenhang in ein konsistentes Bemessungsmodell überführen.

$$V_{R,c}(\psi_{SFRC}) = \eta_{c,\psi} \cdot V_{R,c}(\psi_{R,c}) \quad (6-10)$$

Der Interaktionsbeiwert $\eta_{c,\psi}$ kann rechnerisch anhand des Versagenskriteriums nach Gleichung (6-4) durch Bestimmung der beiden Rotationen $\psi_{R,c}$ und ψ_{SFRC} zu Gleichung (6-11) ausgedrückt werden.

$$\eta_{c,\psi} = \frac{V_{R,c}(\psi_{SFRC})}{V_{R,c}(\psi_{R,c})} = \frac{0,55 \cdot b_{0,5} \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(\frac{d_{dg}}{25 \cdot \psi_{SFRC} \cdot d} \right)^{2/3}}{0,55 \cdot b_{0,5} \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(\frac{d_{dg}}{25 \cdot \psi_{R,c} \cdot d} \right)^{2/3}} = \left(\frac{\psi_{R,c}}{\psi_{SFRC}} \right)^{2/3} \quad (6-11)$$

Eine Bemessung nach prEC2 [34] sieht keine explizite Bestimmung der Plattenrotationen $\psi_{R,c}$ und ψ_{SFRC} vor, weshalb dieser Zusammenhang anhand der Last-Rotations-Beziehung (Gl. (6-5)) auf ein Verhältnis bekannter Werte in Form der Durchstanzwiderstände mit und ohne Faserwirkung nach Gl. (6-12) zu überführen ist.

In Gleichung (6-1) hängt der Betrag der Durchstantragfähigkeit einer stahlfaserverstärkten Platte $V_{R,cF}$ maßgeblich von η_c bzw. $\eta_{c,\psi}$ ab, weshalb die Ermittlung von $\eta_{c,\psi}$ grundsätzlich ein iteratives Vorgehen bedarf. In der täglichen Bemessungspraxis von Platten steht der zu einem gegebenen Verformungszustand gehörende Durchstanwiderstand im Vordergrund und nicht zwingend der Grenzwert der maximal möglichen Durchstantragfähigkeit mit zugehöriger Plattenverformung wie bei einer Versuchsnachrechnung (vgl. Bild 6.8).

$$\eta_{c,\psi} = \left(\frac{k_m \cdot \sqrt{8 \cdot \frac{r_s}{d}} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{V_{R,c}}{V_{flex}} \right)^{3/2}}{k_m \cdot \sqrt{8 \cdot \frac{r_s}{d}} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{V_{R,cF}}{V_{flex}} \right)^{3/2}} \right)^{2/3} = \frac{V_{R,c}}{V_{R,cF}} \quad (6-12)$$

Der tatsächlich vorliegende Verformungszustand lässt sich mit der einwirkenden Querkraft V_E verknüpfen, weshalb in Gleichung (6-12) der Durchstanwiderstand $V_{R,cF}$ mit der einwirkenden Querkraft V_E gleichzusetzen ist, was zu dem geschlossenen Zusammenhang nach Gleichung (6-13) führt. Sofern das Last-Rotations-Verhalten der Platte zutreffend erfasst wird, besteht die Gültigkeit von Gleichung (6-13) daher unabhängig vom Vorhandensein von Stahlfasern und / oder einer Durchstanbewehrung, da lediglich die rechnerische Fortführung des Last-Rotations-Verlaufs entlang des idealisierten Kurvenverlaufs beschrieben wird. Eine alternative Möglichkeit zur Ableitung von $\eta_{c,\psi}$ ist im Background-Dokument zu prEC2 [35] zu finden.

$$\eta_{c,\psi} = \eta_{c,prEC2} = \frac{V_{R,c}}{V_E} \quad (6-13)$$

6.3.3.2 Berücksichtigung des Einflusses einer gesteigerten Biegetragfähigkeit ($\eta_{c,t}$)

Die vorhergehende Gegenüberstellung der experimentellen und theoretischen Plattenrotationen veranschaulichte, dass eine aus der Faserzugabe gesteigerte Momententragfähigkeit zu einer Reduktion der Plattenrotation bei gleicher Laststufe führt. Dies korreliert mit einer reduzierten Schubrissbreite und somit einem erhöhter Betontrageanteil $V_{R,c}$. Gleichung (6-14) setzt die nach Gleichung (6-5) ermittelten theoretischen Plattenrotationen einer faserverstärkten ($\psi_{D3,SFRC}$) und einer äquivalenten faserfreien ($\psi_{D3,NC}$) Platte ins Verhältnis. Bei ansonsten identischer Versuchskörperausbildung zeigt sich hierbei allein die gesteigerte Biegetragfähigkeit m_{pl} als maßgebend für die verringerte Plattenrotation.

$$\frac{\psi_{D3,SFRC}}{\psi_{D3,NC}} = \frac{k_m \cdot \sqrt{8 \cdot \frac{r_s}{d}} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot (V_E/V_{flex}^f)^{3/2}}{k_m \cdot \sqrt{8 \cdot \frac{r_s}{d}} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot (V_E/V_{flex})^{3/2}} = \left(\frac{V_{flex}}{V_{flex}^f} \right)^{3/2} = \left(\frac{m_{pl,NC}}{m_{pl,SFRC}} \right)^{3/2} \quad (6-14)$$

Entsprechend der Herleitung des Ansatzes von $V_{R,c}$ nach prEC2 [34] (vgl. [35, 185, 242]) lässt sich dieser Zusammenhang in der Bemessung durch Ersetzen von V_{flex} mit der gesteigerten Biegetragfähigkeit V_{flex}^f in Gleichung (6-6) erfassen, was Gleichung (6-15) verdeutlicht.

$$V_{R,c}^f = \sqrt{0,55 \cdot b_{0,5} \cdot d_v \cdot \sqrt{f_c} \cdot V_{flex}^f} \cdot \left(\frac{d_{dg}}{85 \cdot \sqrt{d_v \cdot r_s}} \cdot \frac{E_s}{f_y} \right)^{1/3} \leq 0,60 \cdot d_v \cdot b_{0,5} \cdot \sqrt{f_c} \quad (6-15)$$

Für ein einheitliches Bemessungsmodell faserfreier und faserverstärkter Platten ist es daher vorteilhaft, den Betontrageanteil $V_{R,c}^f$ nach Gleichung (6-15) als Vielfaches dessen einer faserfreien Stahlbetonplatte

$V_{R,c}$ auszudrücken. Dies bedarf der Beschreibung der Biegetragfähigkeit V_{flex}^f einer faserverstärkten Platte auf der Basis von V_{flex} einer äquivalenten faserfreien Stahlbetonplatte, was nach Gleichung (6-16) die Einführung des Beiwertes α_B erlaubt. Während α_B für eine faserfreie Stahlbetonplatte ($V_f = 0$) den Grenzwert von 1,0 annimmt, liegt mit zunehmender Nachrisszugfestigkeit und damit ansteigender Biegetragfähigkeit ein Wert α_B größer 1,0 vor.

$$V_{flex}^f = \alpha_B \cdot V_{flex} \quad \text{bzw.} \quad m_{pl,SFRC} = \alpha_B \cdot m_{pl,NC} \quad (6-16)$$

$$V_{R,c}^f = \sqrt{0,55 \cdot b_{0,5} \cdot d_v \cdot \sqrt{f_c} \cdot \alpha_B \cdot V_{flex} \cdot \left(\frac{d_{dg}}{85 \cdot \sqrt{d_v \cdot r_s}} \cdot \frac{E_s}{f_y} \right)^{1/3}} \leq 0,60 \cdot d_v \cdot b_{0,5} \cdot \sqrt{f_c} \quad (6-17)$$

$$V_{R,c}^f = \alpha_B^{0,5} \cdot V_{R,c} \leq 0,60 \cdot d_v \cdot b_{0,5} \cdot \sqrt{f_c}$$

Durch Ersetzen von V_{flex}^f in Gleichung (6-15) mit Gleichung (6-16) resultiert mit Gleichung (6-17) eine Beschreibung von $V_{R,c}^f$ als Vielfaches des Betontraganteils einer äquivalenten faserfreien Stahlbetonplatte $V_{R,c}$. Der Vorfaktor $\alpha_B^{0,5}$ drückt hierbei einen allgemeingültigen Faktor aus, der unmittelbar auf die dem prEC2 [34] zu Grunde liegenden Ansätzen des Betontraganteils $V_{R,c}$ nach Gleichung (6-8) und (3-62) übertragen werden kann und den Vorfaktor $\eta_{c,B}$ aus Gleichung (6-9) entspricht (Gl. (6-18)).

$$\eta_{c,B} = \alpha_B^{0,5} \quad (6-18)$$

Unter Berücksichtigung der Zusammenhänge der Bruchlinientheorie lässt sich α_B bei ansonsten identischer Plattengeometrie ($a = \text{konst.}$) auf das Verhältnis der plastischen Momententragfähigkeiten der jeweiligen Plattenquerschnitte $m_{pl,NC}$ und $m_{pl,SFRC}$ zurückführen. Wird ein Zugversagen der Biegezugbewehrung vorausgesetzt, berechnet sich die plastische Biegetragfähigkeit eines stahlfaserverstärkten Querschnitts $m_{pl,SFRC}$ unter Verwendung des Spannungsblocks nach EC2+NA(D) [63, 64] (bzw. prEC2 [34]) sowie der plastischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Nachrisszugtragverhaltens nach prEC2 Anhang L [34] (SDL 1, vgl. Kap. 2.5.4) nach Gleichung (6-19) (Herleitung siehe Anhang B.2).

$$m_{pl,SFRC} = \rho_1 \cdot d_s^2 \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{\lambda}{2} \cdot \frac{\rho_1 \cdot f_y + f_{Ftu} \cdot h/d}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{1cm} + f_{Ftu}} \right) + \frac{h^2 \cdot f_{Ftu}}{2} \cdot \left(1 - \frac{\rho_1 \cdot f_y \cdot d/h + f_{Ftu}}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{1cm} + f_{Ftu}} \right) \cdot \left(1 + \frac{\rho_1 \cdot f_y \cdot d/h + f_{Ftu}}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{1cm} + f_{Ftu}} \cdot (1 - \lambda) \right) \quad (6-19)$$

$$m_{pl,SFRC} = m_{pl,p} + m_{pl,F} = \alpha_B \cdot m_{pl,NC}$$

Dieser additive Zusammenhang ermöglicht eine Unterscheidung hinsichtlich des Traganteils der Biegezugbewehrung $m_{pl,p}$ (1. Term) sowie der Stahlfasern $m_{pl,F}$ (2. Term). Der Klammerausdruck des ersten Anteils beschreibt den bezogenen inneren Hebelarm der Biegezugbewehrung, wobei die Anteile der Nachrisszugfestigkeit f_{Ftu} den Einfluss der Faserzugabe auf die Betondruckzonenhöhe x erfassen. Den wesentlichen Beitrag der Stahlfasern zur Biegetragfähigkeit berücksichtigt der zweite Term $m_{pl,F}$. Während der erste Klammerausdruck die auf die Plattendicke h bezogene Zugzonenhöhe definiert, kennzeichnet der zweite Ausdruck den bezogenen inneren Hebelarm der Resultierenden der Stahlfaserzugkraft. Da es sich um einen additiven Anteil handelt und zudem die Nachrisszugfestigkeit f_{Ftu} in beiden Anteilen additiv einfließt, ist eine unmittelbare Ableitung eines geschlossenen, praxisgerechten, multiplikativen Vorfaktors α_B nur bedingt möglich. Stattdessen bietet es sich zur Vereinfachung an, den Einfluss der Nachrisszugfestigkeit auf die Betondruckzonenhöhe zu vernachlässigen und den Momenten-

anteil der Biegezugbewehrung $m_{pl,p}$ mit der plastischen Momententragfähigkeit einer äquivalenten Stahlbetonplatte $m_{pl,NC}$ gleichzusetzen. Diese Idealisierung beschränkt den Einfluss der Faserzugabe ausschließlich auf den zweiten additiven Anteil $m_{pl,F}$. Da es sich nun um zwei unabhängige Traganteile handelt, lässt sich der zweite Term durch einen äquivalenten Biegezugbewehrungsgrad $\rho_{1,equ}^f$ ausdrücken. Die plastische Momententragfähigkeit $m_{pl,SFRC}$ des stahlfaserverstärkten Querschnitts folgt anschließend aus dem vereinfachten, für faserfreie Stahlbetonquerschnitte abgeleiteten Ansatz nach MUTTONI (Gl. (6-7)) unter Verwendung des Gesamtlängsbewehrungsgrades $\rho_{1,F} = \rho_1 + \rho_{1,equ}^f$ zu Gleichung (6-20). Eine umfassende Herleitung dieses Zusammenhanges ist in Anhang B.2 zu finden.

$$m_{pl,SFRC} = 0,75 \cdot d^2 \cdot \rho_{1,F}^{0,9} \cdot f_y^{0,9} \cdot f_c^{0,1} = 0,75 \cdot d^2 \cdot \left(\rho_1 + \rho_{1,equ}^f\right)^{0,9} \cdot f_y^{0,9} \cdot f_c^{0,1}$$

$$m_{pl,SFRC} = \left(\frac{\rho_1 + \rho_{1,equ}^f}{\rho_1}\right)^{0,9} \cdot 0,75 \cdot d^2 \cdot \rho_1^{0,9} \cdot f_y^{0,9} \cdot f_c^{0,1} \quad (6-20)$$

Durch Ausklammern des tatsächlichen Biegezugbewehrungsgrades ρ_1 einschließlich dessen Exponenten resultiert der faserbedingte Erhöhungsfaktor α_B zu Gleichung (6-21).

$$\alpha_B = \left(\frac{\rho_1 + \rho_{1,equ}^f}{\rho_1}\right)^{0,9} \quad (6-21)$$

Werden praxisübliche geometrische Größenordnungen für die auf die statische Nutzhöhe bezogene Plattendicke h/d , den Biegezugbewehrungsgrad ρ_1 sowie die materiellen Kenngrößen f_y und f_{1cm} vorausgesetzt, lässt sich der äquivalente, faserbedingte Längsbewehrungsgrad $\rho_{1,equ}^f$ zu Gleichung (6-22) vereinfachen. Anhang B.2 zeigt eine Herleitung und Validierung dieses Zusammenhanges.

$$\rho_{1,equ}^f = 0,00125 \cdot f_{Ftu}^{10/9} \quad (6-22)$$

Für den Interaktionsbeiwert $\eta_{c,B}$ resultiert schließlich aus der Zusammenführung der Gleichungen (6-18), (6-21) sowie (6-22) der Zusammenhang nach Gleichung (6-23). Als Eingangswerte dienen lediglich der tatsächlich verbaute Biegezugbewehrungsgrad ρ_1 und die Nachrisszugfestigkeit f_{Ftu} , die beide bereits bei der Bemessung einer Platte vorliegen. Für eine reine Stahlbetonplatte ($V_f = f_{Ftu} = 0$) nimmt $\eta_{c,B}$ den unteren Grenzwert von 1,0 an, was ein konsistentes Modell mit nahtlosem Übergang zu faserfreien Platten gewährleistet.

$$\eta_{c,B} = \alpha_B^{0,5} = \left(\frac{\rho_1 + 0,00125 \cdot f_{Ftu}^{10/9}}{\rho_1}\right)^{0,45} \quad (6-23)$$

Mit Erreichen der Höchstlast wurde bei den Versuchskörpern mit geringen Plattendicken sehr große Verformungen und damit Plattenrotation beobachtet, was einen stark streuenden und teils reduzierten Einfluss der Stahlfasern erwarten lässt. Aus diesem Grund wird auf der sicheren Seite liegend empfohlen, Gleichung (6-23) lediglich bei Plattenstärken größer 150 mm anzuwenden.

6.4 Bestimmung des Fasertraganteils

Gemäß der in Bild 6.1 schematisch dargestellten Modellvorstellung berechnet sich der Fasertraganteil $V_{R,F}$ allgemein aus der Integration des vertikalen Anteils der im kritischen Schubriss über die Rissufer

hinweg übertragbaren Zugspannungen σ_{tf} gemäß Gleichung (6-24). Wie in Kapitel 3.4 dargestellt, gründen zahlreiche der in der Literatur dokumentierten, sehr zutreffenden Bemessungsmodelle (vgl. Kap. 3.4), wie beispielsweise die kinematischen Modelle von MUTTONI / RUIZ [166, 182], MAYA ET AL. [166] oder KUERES ET AL. [146] auf dieser Gleichung.

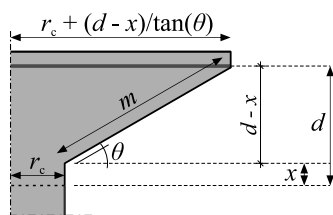
$$V_{R,F} = \int \sigma_{tf} dA_p \cdot \cos \theta \quad (6-24)$$

Hierbei erfolgt die Beschreibung des Nachrisszugtragverhaltens häufig anhand analytischer Beziehungen in Form von Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehungen (z. B. Gl. (3-35) nach VOO / FOSTER [268]). Für die tägliche Ingenieurpraxis stellt dies ein vergleichsweise rechenintensives Vorgehen dar, welches zudem nicht den normativen Anforderungen des Sicherheitskonzeptes des prEC2 Anhang L [34] entspricht. Aufgrund einer Vielzahl der die Nachrisszugfestigkeit von Stahlfaserbetonen beeinflussenden Parameter fordern die gängigsten Regelwerke meist eine experimentelle Bestimmung der Nachrisszugfestigkeit auf Basis von Biegezugversuchen. Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit sieht Anhang L des prEC2 [34] die im gekerbten 3-Punkt-Biegezugversuch bei einer Rissöffnung $CMOD_3$ von 2,5 mm ermittelte Nachrisszugfestigkeit $f_{FTU} = 0,37 \cdot f_{R,3}$ vor, die als konstanter Spannungsblock in der Fläche des kritischen Schubrisses angenommen werden darf (vgl. Kap. 2.5.4 und 3.5.4). Aufgrund der Tatsache, dass die auf Basis der in Tabelle 4-2 dokumentierten Plattenrotationen bei Erreichen der Höchstlast näherungsweise berechneten Rissöffnungen ($w = \psi \cdot d$) in der Größenordnung von $CMOD_3$ liegen und die Rissöffnung sowohl im Durchstanzversuch wie auch im gekerbten 3-Punkt-Biegezugversuch durch die Bauteilrotation initiiert wird (vgl. Kap. 6.2), wird im Rahmen des nachfolgenden Modells die experimentell ermittelte Nachrisszugfestigkeit f_{FTU} nach prEC2 Anhang L [34] zu Grunde gelegt. Dies ermöglicht die Ableitung eines geschlossenen Zusammenhanges.

Für eine zutreffende Beschreibung des Stahlfasertraganteils auf Basis von f_{FTU} gilt es, sowohl die tatsächliche Geometrie des Bruchkegels wie auch die Überführung der im Biegezugversuch ermittelten Nachrisszugfestigkeit auf die im kritischen Schubriss vorherrschende Beanspruchungssituation zutreffend zu erfassen. Nachfolgend wird dies durch eine verfeinerte Bestimmung des in Gleichung (6-1) enthaltenen Interaktionsbeiwerts η_F realisiert, indem dieser durch drei multiplikativen Einzelfaktoren $\eta_{F,A}$ (Bruchfläche), $\eta_{F,\theta}$ und $\eta_{F,h}$ (Faserorientierung und -verteilung) definiert wird ($\eta_F = \eta_{F,A} \cdot \eta_{F,\theta} \cdot \eta_{F,h}$).

6.4.1 Definition der maßgebenden Bruchfläche ($\eta_{F,A}$)

Wie für Durchstanzversuche üblich, äußert sich in den Trennschnitten der Versuchskörper (vgl. Bild 4.22) ein kegelstumpfförmiger Bruchkörper analog der schematischen Darstellung in Bild 6.10 (a). Die Oberfläche dieses Bruchkörpers A_{Kegel} lässt sich mathematisch als Mantelfläche eines idealisierten Kegelstumpfes beschreiben (vgl. Bild 6.9) und dient als Bezugsfläche der wirksamen Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons und somit der Fläche A_p in Gleichung (6-24).



$$\begin{aligned} r_u &= r_c \\ r_o &= r_c + (d-x)/\tan(\theta) \\ m &= [(d-x)^2 \cdot (1+1/\tan^2\alpha)]^{0,5} \end{aligned}$$

Mantelfläche Kegelstumpf:
 $A_{Kegel} = (r_u + r_o) \cdot m \cdot \pi$
 $A_{Kegel} = (2r_c + (d-x)/\tan(\theta)) \cdot (d-x) \cdot [(1+1/\tan^2\theta)]^{0,5} \cdot \pi$
 Fläche kritischer Rundschnitt:
 $A_{0,5d} = (2r_c + d) \cdot d \cdot \pi$

Bild 6.9: Mathematische Beschreibung der wirksamen Bruchfläche A_{Kegel} sowie der Fläche des kritischen Rundschnitts $A_{0,5d}$ für die Bestimmung des Fasertraganteils $V_{R,f}$

Das Bemessungsmodell des Durchstanzwiderstandes faserfreier Stahlbetonplatten nach prEC2 [34] basiert trotz dessen mechanischen Hintergrundes auf einem künstlich definierten Rundschnitt im Abstand $0,5d$ vom Stützenanschnitt ((3-32)). Die Schnittfläche dieses Rundschnittes $A_{0,5d} = b_{0,5} \cdot d$ (vgl. Bild 6.10 (a)) entspricht der in die horizontale projizierten Mantelfläche eines Kegelstumpfes bei einer Schubrissneigung von 45° . Eine Integration über diese Fläche liefert den Vertikalanteil der Spannungsergebnenden. Eine Schubrissneigung von 45° dient ebenfalls als Grundlage des Fasertraganteils nach MAYA ET AL. [166]. Die Trennschnitte der eigenen sowie von in der Literatur dokumentierten Untersuchungen an stahlfaserverstärkten Stahlbetonplatten lassen teilweise deutlich geringere Schubrissneigungen im Bereich von 30 bis 35° erkennen (vgl. Tabelle 4-2, Anhang C.2). Zahlreiche in der Literatur verfügbare Bemessungsmodelle gehen ebenfalls von reduzierten Neigungswinkeln des Schubrisses aus. So verwenden beispielsweise ALEXANDER / SIMMONDS [9] eine Neigung von 30° , JU ET AL. oder NARAYANAN / DARWISH von 35° [136, 191] oder KUERES / POLAK / HEGGER [146] von $37,5^\circ$.

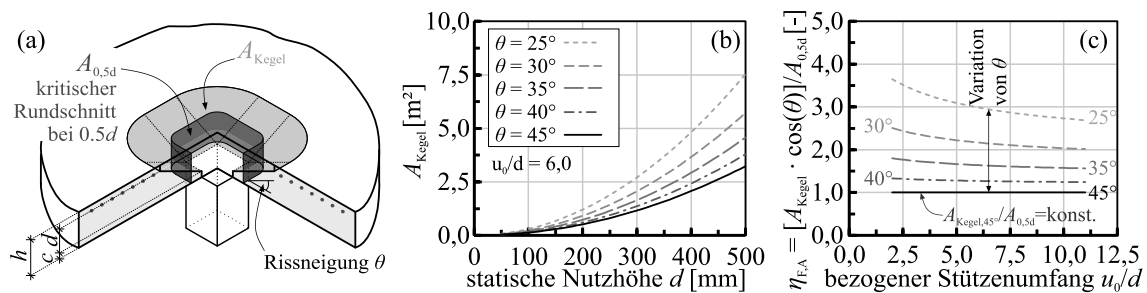


Bild 6.10: Definition, Parameterstudie und Vergleich der Oberfläche des Bruchkegels (A_{Kegel}) mit dem normativ festgelegten kritischen Rundschnitt im Abstand $0,5d$ vom Stützenanschnitt ($A_{0,5d}$)

Den zunehmenden Einfluss des zu Grunde gelegten Rissneigungswinkels θ auf die tatsächliche Bruchfläche A_{Kegel} bei ansteigender statischer Nutzhöhe d veranschaulicht Bild 6.10 (b). Eine zutreffende Bestimmung der Fasertragwirkung im Rahmen eines einheitlichen und konsistenten Bemessungsmodells auf Basis des prEC2 [34] setzt daher eine künstliche Kalibrierung des Fasertraganteils auf die tatsächliche Rissfläche A_{Kegel} voraus, was durch den Beiwert $\eta_{F,A}$ unter Berücksichtigung des Vertikalanteils ($\cos(\theta)$) der Zugspannungsergebnenden nach Gleichung (6-25) erfolgt.

$$\eta_{F,A} = (A_{\text{Kegel}} \cdot \cos(\theta)) / A_{0,5d} \quad (6-25)$$

Der in Bild 6.1 (b) dargestellte, idealisierte Spannungsverlauf entlang des kritischen Schubrisses verdeutlicht, dass für den vertikalen Lastabtrag lediglich die im geneigten Teil des idealisierten kritischen Schubrisses wirkende Nachrisszugfestigkeit einen Beitrag liefert. Dieser Bereich beschreibt den für die Bestimmung der Rissoberfläche A_{Kegel} maßgebenden Anteil der Bruchkegeloberfläche, der sich über eine Höhe der statischen Nutzhöhe d abzüglich der Betondruckzonenhöhe x erstreckt (Bereich m in Bild 6.9). Mathematisch gelten hierfür die Zusammenhänge aus Bild 6.9.

Während die statische Nutzhöhe d aus der konstruktiven Ausbildung der Platte bekannt ist, definiert der vorliegende Belastungszustand die Höhe der Betondruckzone x . Für stahlfaserverstärkte Rechteckquerschnitte resultiert x aus dem Gleichgewicht der inneren Kräfte nach Gleichung (6-26), deren Herleitung Anhang B.2 enthält. Neben den geometrischen und materiellen Eigenschaften - statische Nutzhöhe d , Plattendicke h , Biegezugbewehrungsgrad ρ_1 und Nachrisszugfestigkeit f_{Ftu} - beschreibt die belastungs- bzw. dehnungsabhängige Stahlspannung der Biegebewehrung σ_s eine wesentliche Eingangsgröße.

$$x = \frac{\rho_1 \cdot d \cdot \sigma_s + f_{\text{Ftu}} \cdot h}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{1\text{cm}} + f_{\text{Ftu}}} \quad (6-26)$$

Entscheidendes Kriterium für die Bestimmung von σ_s ist die auf Höhe der Bewehrung vorliegende Rissöffnung w bzw. Betonstahldehnung ε_s (vgl. Bild 6.11). Anhand der kinematischen Zusammenhänge im Bereich des Bruchkegels lässt sich ε_s auf Basis der Critical Shear Crack Theory [181] sowie den Untersuchungen von GUIDOTTI [111] und KUERES [146] bestimmen, deren Annahmen Bild 6.11 zusammenfasst. Die gesamte Plattenrotation resultiert in der Modellvorstellung aus der durch eine Vielzahl von Biegerissen innerhalb des kritischen Schubrisses hervorgerufenen Rissöffnung bzw. Verformung. Die tatsächliche Anzahl der eintretenden Biegerisse n_{cr} definiert der näherungsweise als konstant anzunehmende maximale Rissabstand bei abgeschlossener Rissbildung $s_{r,max}$, weshalb idealisiert eine gleichmäßige Aufteilung der gesamten Plattenrotation ψ auf alle Biegerisse ($\vartheta_{cr} = \psi/n_{cr}$) als zulässig erscheint [111].

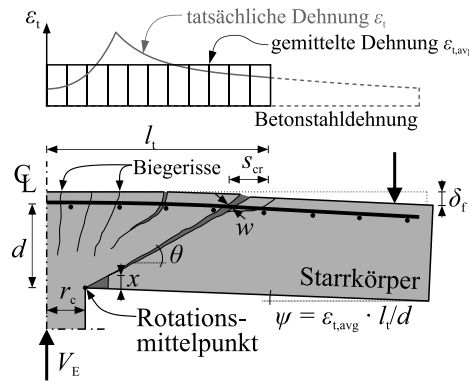


Bild 6.11: Idealisierte Dehnungsverteilung der Biegezugbewehrung im Bereich des Bruchkegels, entnommen und modifiziert aus [111, 181]

Nach GUIDOTTI [111] führt dies zu einer annähernd konstanten Plattenkrümmung innerhalb des Radius l_t und somit des Bereichs des Bruchkegels, die eine gleichmäßig verteilte Betonstahldehnung $\varepsilon_{t,avg}$ bewirkt. Aus dieser gemittelten Betonstahldehnung $\varepsilon_{t,avg}$ folgt, dass die exakte Rissanzahl n_{cr} für die weitere Berechnung ohne Bedeutung ist und vernachlässigt werden kann. Die nach MUTTONI / SCHWARTZ [179] berechnete maximale Rissöffnung auf Höhe der Biegezugbewehrung $w_{max} = \psi \cdot d$ kann daher über den Radius l_t als verschmiert angenommen werden. Unter Berücksichtigung des Elastizitätsmoduls der Biegezugbewehrung E_s folgt hieraus die mittlere Betonstahlspannung $\sigma_{s,avg}$ nach Gleichung (6-27) [111, 145]. Für faserfreie Stahlbetonplatten lässt sich der maximale Rissabstand bei abgeschlossener Rissbildung $s_{r,max}$ nach GUIDOTTI [111] abschätzen. Eine Faserzugabe verringert grundsätzlich den maximalen Rissabstand $s_{r,max}$, was rechnerisch beispielsweise nach [44] berücksichtigt werden kann. Aufgrund des im vorliegenden Zusammenhang geringen Einflusses von $s_{r,max}$ wird an dieser Stelle auf weiterführende bzw. vertiefende Betrachtungen verzichtet.

$$\sigma_{s,avg} = \varepsilon_{t,avg} \cdot E_s = \frac{\psi \cdot d}{l_t} \cdot E_s \quad (6-27)$$

mit: $l_t = r_c + \cot(\theta) \cdot d + s_{r,max}$

$$s_{r,max} = \frac{\sigma \cdot h}{40 \cdot \rho_1 \cdot d} \text{ nach GUIDOTTI [111]}$$

Der Faktor $\eta_{F,A}$ folgt in allgemeiner Form zu Gleichung (6-28). Bild 6.10 (c) veranschaulicht die Entwicklung von $\eta_{F,A}$ in Abhängigkeit des bezogenen Stützenumfangs u_0/d bei Rissneigungswinkeln zwischen 25° bis 45° , wobei der Einfluss der Betondruckzonenhöhe x vernachlässigt wird. Entsprechend den vorhergehenden Erläuterungen resultiert für $\theta = 45^\circ$ ein konstanter Faktor von 1,0, was der Annahme des prEC2 [34] entspricht. Mit abnehmender Rissneigung nimmt deren Einfluss und somit die Ab-

weichungen von $A_{0,5d}$ überproportional zu, jedoch konvergiert $\eta_{F,A}$ mit zunehmendem u_0/d näherungsweise gegen einen konstanten Wert.

$$\eta_{F,A} = (A_{\text{Kegel}} \cdot \cos(\theta)) / A_{0,5d}$$

$$\eta_{F,A} = \frac{(2r_c + (d - x) / \tan(\theta)) \cdot (d - c) \cdot \sqrt{1 + 1 / \tan(\theta)^2}}{(2r_c + d) \cdot d} \cdot \cos(\theta) \quad (6-28)$$

Bei der Anwendung von $\eta_{F,A}$ ist zu beachten, dass mit Ausnahme von Versuchsnachrechnungen mit dokumentierten Trennschnitten die Schubrissneigung θ zum Zeitpunkt der Bemessung eine unbekannte Größe beschreibt. Ein praxisgerechter Ansatz bedarf daher einer von θ unabhängigen Definition von $\eta_{F,A}$, was im weiteren Verlauf in Kapitel 6.6 vorgenommen wird.

6.4.2 Definition des im Riss wirksamen Nachrisszugtragverhaltens σ_{tr}

Anstelle der Verwendung einer realitätsnahen Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung $\sigma_{tr}(w)$ im kritischen Schubriss ist es für ein praxisgerechtes Bemessungsmodell zielführender, die Nachrisszugfestigkeit $f_{ct,f}^f$ als konstanten Spannungsbereich entsprechend dem plastischen Modell SDL 1 (vgl. Bild 2.24) nach prEC2 Anhang L [34] anzusetzen. Hierbei wird $f_{ct,f}^f = f_{Ftu}$ im Rahmen der Bemessung aus dem an 3-Punkt-Biegezugversuchen nach EN 14651 [57] beobachteten Nachrisszugtragverhalten abgeleitet. Eine zutreffende Bauteilbemessung setzt jedoch voraus, die an Biegebalken mit 150 mm Querschnittshöhe ermittelte Fasertragwirkung auf die in einer Platte vorliegende Beanspruchungssituation zu überführen, was nachfolgend durch die beiden Interaktionsbeiwerte $\eta_{F,\theta}$ und $\eta_{F,h}$ realisiert wird.

Entscheidendes Kriterium für die Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons ist die den kritischen Schubriss kreuzende Faseranzahl, wobei neben der Faserverteilung auch die Faserorientierung von Bedeutung ist. Ohne äußere Störeinflüsse ist theoretisch von einer ideal-dreidimensionalen und zufälligen Faserverteilung auszugehen. Nach heutigem Stand der Technik richten sich Stahlfasern in plattenartigen Bauteilen in Abhängigkeit des Strömungsprofils und der Konsistenz des Betons orthogonal zur Fließrichtung aus, während im Bereich der Schalkanten eine Ausrichtung in Fließrichtung erfolgt [20, 113] (vgl. Kap. 2.2.3). Dies bewirkt ein anisotropes Tragverhalten, weshalb die im Versuch erzielte Nachrissbiegezugfestigkeit maßgeblich von der Faserausrichtung im Probekörper abhängt, was in der Vergangenheit bereits zahlreiche Untersuchungen zum Einfluss der Betonage- bzw. Beanspruchungsrichtung bestätigten (z. B. [20, 108, 113, 153, 244]). Im Regelfall werden in derartigen Untersuchungen Biegebalken mit einer Beanspruchung parallel und senkrecht zur Betonagerichtung geprüft, woraus Anhaltspunkte beider Grenzfälle resultieren. Die Fasertragwirkung im kritischen Schubriss der Platte definiert sich jedoch nicht zwingend aus diesen beiden Grenzfällen, sondern vielmehr durch die Faserorientierung in Bezug auf die tatsächliche Beanspruchungsrichtung und somit senkrecht zum kritischen Schubriss. Fehlende abgesicherte Daten oder Formulierungen erlauben jedoch keine verlässliche Beschreibung dieses Zwischenbereichs, weshalb vereinfacht auf einen von ROSENBUSCH [221] für die Bemessung von stahlfaserverstärkten Balken verwendeten Ansatz zurückgegriffen wird. Dieser sieht eine lineare Interpolation zwischen der wirksamen Nachrisszugfestigkeit senkrecht und parallel zur Betonagerichtung (f_{\perp}^f und f_{\parallel}^f) anhand des Faserorientierungsbeiwertes $\eta_{F,\theta}$ nach Gleichung (6-29) vor, wobei für das Verhältnis der beiden Grenzfälle $f_{\parallel}^f / f_{\perp}^f$ ein Bereich von 0,36 bis 0,43 vorgeschlagen wird [221]. Der Faserorientierungsbeiwert $\eta_{F,\theta}$ nach Gleichung (6-29) definiert daher das Verhältnis der wirksamen Nachrisszugfestigkeit im Schubriss $\eta_{\theta, \text{aktuell}}$ zu der des theoretischen Schnittes senkrecht zur Betonagerichtung η_{\perp} . Für den Idealfall einer vollständig parallel zueinander in Zugspannungsrichtung orientierten Faserausrichtung ($\theta = 90^\circ, f_{\perp}^f$) nimmt $\eta_{F,\theta}$ einen Maximalwert von 1,0 an.

$$\eta_{F,\theta} = (1 - \eta_{0,II}) / 90 \cdot \theta + \eta_{0,II} \quad (6-29)$$

mit:

$\eta_{0,II}$ experimentell ermittelter Faserorientierungsbeiwert für die Wirksamkeit parallel zur Betonagerichtung (Schnitt senkrecht zur Betonagerichtung)

Neben der Beanspruchungsrichtung gilt es, den Einfluss der Bauteilhöhe auf die Faserausrichtung und Faserverteilung zu erfassen („Wall-Effekt“). Mit zunehmender Plattendicke nimmt die Wirkung der unteren Schalkante auf die Faserorientierung und somit Nachrisszugfestigkeit ab, was entsprechend Kapitel 2.2.3 empirisch abgeleitete Exponentialansätze z. B. nach LIN [153], ERDEM [82] oder MICHELS ET AL. [170] beschreiben. Die Eignung dieser Ansätze bestätigt ein Vergleich mit in der Literatur dokumentierten Versuchsdaten in Bild 2.7. Während LIN [153] und ERDEM [82] vorwiegend Balken unterschiedlicher Höhe zur Ableitung des Höhenbeiwertes verwendeten, basieren die Untersuchungen von MICHELS ET AL. [170] auf Durchstanzversuchskörpern mit Plattendicken von 200 mm bis 400 mm. Im Gegensatz zu den Versuchskörpern aus Kapitel 4 untersuchte MICHELS ET AL. jedoch rein mit gewellten Stahlfasern bewehrte Platten, sodass ein möglicher Einfluss der Biegezugbewehrung auf die Faserorientierung nicht erfasst werden kann. Da in den Versuchskörpern von LIN [153] endverankerte Stahldrahtfasern mit zu den eigenen Untersuchungen ähnlicher Geometrie verwendet wurden und dieser Ansatz bereits bei den querkraftbeanspruchten Balken nach ROSENBUSCH [221] zutreffende Ergebnisse lieferte, wird dieser auch für das vorliegende Modell verwendet (Gl. (6-30)).

$$\eta_f = 0,382 \cdot e^{-0,0033 \cdot h} + 0,37 \quad h \text{ [mm] (Plattendicke)} \quad (6-30)$$

mit:

h Plattendicke [mm]

Für die Anwendung von η_f verweist ROSENBUSCH in [221] auf die experimentelle Ermittlung der Nachrisszugfestigkeit an Balken mit einer Höhe von 150 mm, sodass die Messwerte den zugehörigen Wert von η_f implizit enthalten. Die Überführung experimenteller Nachrisszugfestigkeit auf das tatsächliche Bauteilverhalten bedarf daher einer Skalierung von η_f auf den Bezugswert $\eta_{f,150} = 0,382 \cdot e^{-0,0033 \cdot 150} + 0,37 = 0,603$, sodass der Höhenbeiwert $\eta_{F,h}$ entsprechend Gleichung (6-31) resultiert.

$$\eta_{F,h} = \eta_f / \eta_{f,150} = 0,63 \cdot (1 + e^{-h/300}) \quad (6-31)$$

6.4.3 Zusammenfassung und Vergleich mit experimentellen Versuchsergebnissen

Zusammenfassend lässt sich der Fasertraganteil $V_{R,F}$ als geschlossener Ansatz entsprechend Gleichung (6-32) ausdrücken, der eine modifizierte bzw. weiterentwickelte Version des Fasertraganteils des 7. Entwurfs des prEC2 Anhang L [34] aus Gleichung (3-61) beschreibt. In Anlehnung an prEC2 Anhang L [34] dient als Ausgangsbasis die Fläche des kritischen Rundschnitts im Abstand $0,5d$ vom Stützenanschnitt, die durch den Faktor $\eta_{F,A}$ auf die tatsächliche Bruchkegelfläche skaliert wird. Des Weiteren wird der Rechenwert der Nachrisszugfestigkeit $f_{Ftu} = 0,37 \cdot f_{R,3}$ (Gl. (2-27)) übernommen und durch die Faktoren $\eta_{F,\theta}$ und $\eta_{F,h}$ auf die in der Platte vorliegende Beanspruchungssituation überführt. Das Produkt der drei Faktoren $\eta_{F,A}$, $\eta_{F,\theta}$ und $\eta_{F,h}$ drückt den in Gleichung (3-61) enthaltenen Interaktionsbeiwert η_F aus.

$$V_{R,F} = \eta_{F,A} \cdot \eta_{F,\theta} \cdot \eta_{F,h} \cdot f_{Ftu} \cdot b_{0,5d} \cdot d = \eta_F \cdot f_{Ftu} \cdot b_{0,5d} \cdot d \quad (6-32)$$

mit:

Geometrischer Korrekturbeiwert [-],

$$\eta_{F,A} = \frac{(2r_c + (d - x) / \tan(\theta)) \cdot (d - x) \cdot \sqrt{1 + 1 / \tan(\theta)^2}}{(2r_c + d) \cdot d} \cdot \cos(\theta)$$

Beiwert zur Berücksichtigung der Beanspruchungsrichtung [-],

$$\eta_{F,\theta} = (1 - \eta_{0,II}) / 90 \cdot \theta + \eta_{0,II}$$

Beiwert zur Berücksichtigung der Bauteilhöhe [-],

$$\eta_{F,h} = 0,63 \cdot (1 + e^{-h/300})$$

Bevor die Kombination des modifizierten Betontraganteils $V_{R,c}^f$ nach Gleichung (6-9) mit dem vorgeschlagenen Fasertraganteil $V_{R,F}$ (Gl. (6-32)) zur Versuchsnachrechnung der eigenen und in der Literatur dokumentierten Versuchskörper verwendet wird, soll zunächst die Prognosequalität von Gleichung (6-32) überprüft werden. In Kapitel 6.3.2 konnten in der Versuchsnachrechnung faserfreier Stahlbetonplatten sehr zutreffende Ergebnisse mit dem hyperbolischen Versagenskriterium (Gl. (6-2)) sowie dem „Power-Law-Kriterium“ (Gl. (6-4)) erzielt werden, weshalb diese Ursprungsgleichungen des prEC2 [34] zur Bestimmung von $V_{R,c}$ dienen. Aus der messtechnischen Aufzeichnung ist die experimentelle Plattenrotation bei Erreichen der Höchstlast bekannt, sodass diese direkt in beide Versagenskriterien einfließen kann und keine weitere Korrektur des Betontraganteils auf Basis des Interaktionsbeiwertes η_c erfordert. Dies erlaubt eine weitestgehend von Idealisierungen bzw. Vereinfachungen des Betontraganteils $V_{R,c}$ unabhängigen Bewertung von $V_{R,F}$.

Tabelle 6-2 Zusammenstellung der wesentlichen materiellen und geometrischen Kenngrößen sowie Versuchslasten der verwendeten stahlfaserverstärkten Versuchskörper der Literatur

Versuch	Quelle	V_f [Vol.-%]	d_m [mm]	$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,l}$ [mm]	$f_{y,m}$ [N/mm ²]	ρ_l [%]	V_{Test} [kN]
F0.5_R1.0	[101]	0,50	118,5	69,7	3,67	12	530	1,00	447,3
F0.75_R1.5		0,75	114,0	67,6	5,93	16	529	1,50	619,2
F1.0_R0.75	[100]	1,00	135	46,7	7,77	12	534	0,75	594,6
F1.0_R1.5		1,00	128	44,8	7,61	16	529	1,50	674,2
F1.5_R1.5		1,50	128	45,5	9,12	16	529	1,50	708,2
F09-03	[36, 37]	0,30	117	85	6,50	13	585	0,96	461
F09-06		0,60	117	83	10,5	13	585	0,96	556
F14-03		0,30	114	85	6,50	16	575	1,49	466
F14-06		0,60	114	83	10,5	16	575	1,49	587

V_f : volumenbezogener Stahlfasergehalt; d_m : mittlere statische Nutzhöhe; $f_{cm,cyl}$: mittlere Zylinderdruckfestigkeit; $f_{R,3}$: mittlere Nachrissbiegezugfestigkeit bei $CMOD_3 = 2,5$ mm nach EN 14651 [57]; $\sigma_{s,l}$: Stabdurchmesser Biegezugbewehrung; $f_{y,m}$: mittlere Fließgrenze der Biegezugbewehrung; ρ_l : Biegezugbewehrungsgrad; V_{Test} : experimentelle Versagenslast/ Höchstlast im Versuch

Bild 6.12 zeigt die Gegenüberstellung der experimentellen V_{Test} (vgl. Tabelle 4-2) zu den rechnerischen Durchstantragfähigkeiten V_{calc} (Gl. (6-32)) der im Rahmen dieser Arbeit geprüften Versuchskörper (schwarze Dreiecke). Um eine größere Bandbreite an Versuchskörpern zu berücksichtigen sowie eine Unabhängigkeit von dem eigenen Versuchsaufbau zu erzielen, sind ergänzend die Ergebnisse von fünf Versuchskörpern der Untersuchungen von GOUVEIA ET AL. [100, 101] (dunkelgraue Kreise) sowie vier aus den Untersuchungen von CHANTHABOUALA ET AL. [36, 37] (hellgraue Rauten) enthalten, für welche sowohl dokumentierte Trennschnitte als auch experimentell ermittelte Nachrisszugfestigkeiten nach EN 14651 [57] vorliegen. Die zugehörigen, wesentlichen geometrischen und materiellen Kenngrößen sowie experimentellen Durchstantragfähigkeiten V_{Test} dieser Versuchskörper beinhaltet zusammenfassend Tabelle 6-2. Angemerkt sei, dass die Versuchskörper von CHANTHABOUALA ET AL. [36, 37] in Bezug

auf den dokumentierten Fasergehalt vergleichsweise hohe Werte der Nachrisszugfestigkeit aufweisen (vgl. Kap. 5.2). Aufgrund der stark begrenzten Versuchsanzahl mit dokumentierten Trennschnitten wurden diese Versuchskörper dennoch für die nachfolgende Auswertung herangezogen. Jedoch wird ein eventuell zu groß ermittelter Fasertraganteil bei der Wertung der entsprechenden Ergebnisse berücksichtigt. Die Ermittlung der Rissneigung erfolgt für diese Versuchskörper analog zu den eigenen Untersuchungen optisch auf Basis dokumentierter bzw. digitalisierter Trennschnitte, deren Darstellungen Anhang C.2 beinhaltet. Während dem linken Diagramm (a) in Bild 6.12 der Betontraganteil $V_{R,c}$ nach dem hyperbolischen Versagenskriterium (Gl. (6-2)) zu Grunde liegt, basiert das rechte Diagramm (b) auf dem „Power-Law-Versagenskriterium“ nach Gleichung (6-4).

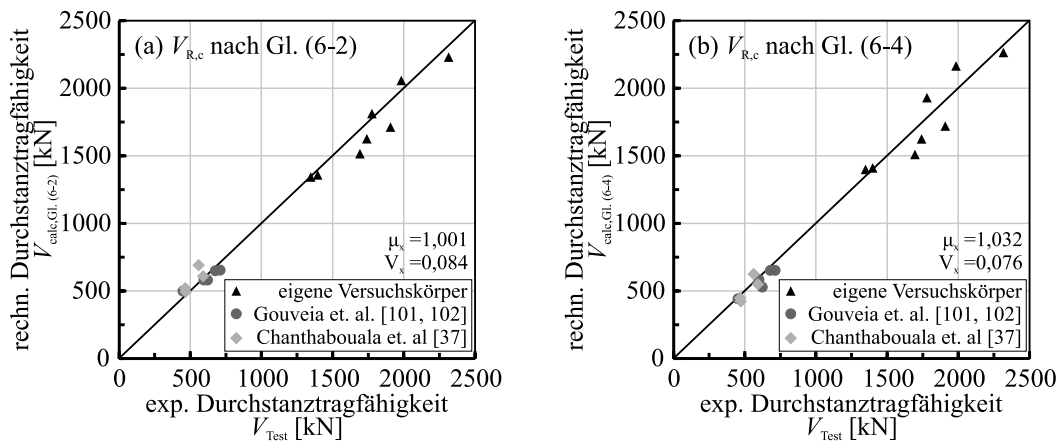


Bild 6.12: Vergleich der experimentellen V_{Test} und rechnerischen Durchstanzttragfähigkeiten V_{calc} der acht stahlfaserverstärkten Versuchskörper ohne Durchstanztbewehrung dieser Arbeit sowie neun Versuchskörpern aus [36, 37, 100, 101] (vgl. Tabelle 6-2)

Unter Annahme einer zutreffenden Bestimmung des Betontraganteils $V_{R,c}$ beider Ansätze belegt die Gegenüberstellung der experimentellen V_{Test} und theoretischen V_{calc} Durchstanzttragfähigkeiten in Bild 6.12 über alle Plattendicken eine sehr zutreffende Abschätzung des Fasertraganteils $V_{R,F}$. Unabhängig von der zu Grunde gelegten Definition des Betontraganteils zeigt sich eine gute Übereinstimmung der experimentellen und rechnerischen Durchstanzttragfähigkeiten mit geringen Streubreiten. Das „Power-Law-Kriterium“ nach Gleichung (6-4) ermöglicht insbesondere bei den der Literatur entnommenen Versuchskörpern mit geringen Plattendicken geringfügig verbesserte Ergebnisse mit reduzierten Streubreiten. Jedoch ergeben sich insgesamt etwas konservativere Durchstanzttragfähigkeiten als bei Verwendung des hyperbolischen Versagenskriteriums (Gl. (6-2)). Die erkennbaren Streuungen lassen sich neben material- und versuchsbedingten Streuungen auch auf Streuungen des Betontraganteils $V_{R,c}$ sowie die optische Ermittlung der Schubrissneigung zurückführen. In diesem Zusammenhang sind bei den der Literatur entnommenen Versuchskörpern tendenziell geringere Streubreiten als bei den eigenen Versuchskörpern mit praxisüblichen Plattendicken zu beobachten, wobei die Streuungen insgesamt in einem versuchstypischen Bereich liegen. Insbesondere bei der Bewertung der Streuung sollte die im Rahmen dieser Auswertung erfasste, geringe Versuchsanzahl bedacht werden.

Abschließend stellt Bild 6.13 die aus der Kombination von Gleichung (6-32) mit Gleichung (6-2) bzw. (6-4) resultierenden Beton- und Stahlfasertraganteile gegenüber. Mit zunehmendem Fasergehalt bzw. Nachrisszugfestigkeit zeigt sich ein Anstieg des Fasertraganteils, der in einem Bereich von etwa 25 bis 70 % liegt. Der Betontraganteil $V_{R,c}$ verringert sich entsprechend mit zunehmender Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons, was infolge der in Kapitel 6.3 beobachteten deutlich gesteigerten Plattenrotation bei hohen Stahlfasergehalten (vgl. Bild 6.5) und der damit verbundenen zunehmenden Rissöffnung zu

erwarten war. Insbesondere bei geringen Längsbewehrungsgraden und dem damit verbundenen weichen Plattentragverhalten äußert sich dieser Effekt verstärkt, was teilweise auch durch die hohe Ausnutzung der Biegetragfähigkeit dieser Versuchskörper bekräftigt wird. Anhand dieser Auswertung lässt sich das Erfordernis einer rechnerischen Berücksichtigung der Interaktion von Beton- und Stahlfasertragwirkung bei stahlfaserverstärkten Stahlbetonplatten bestätigen.

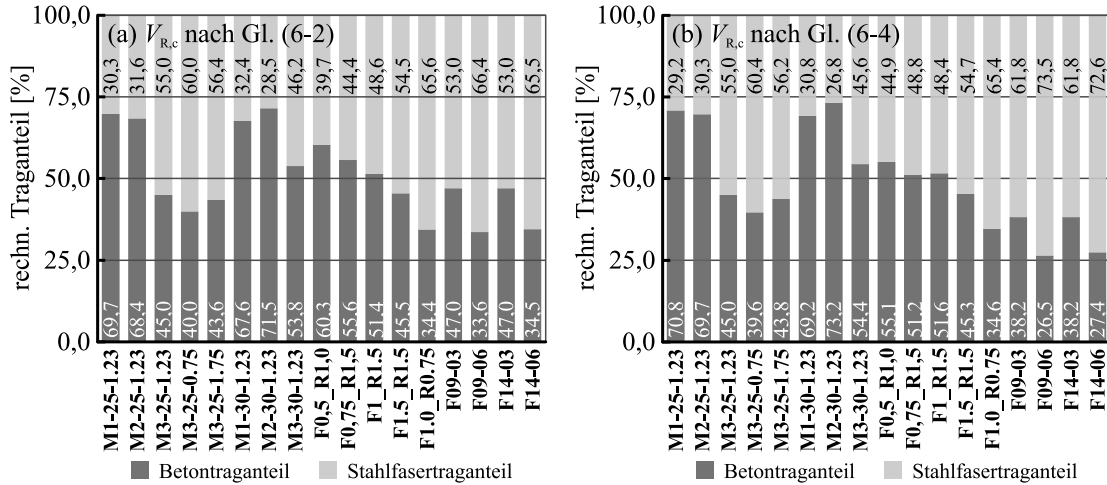


Bild 6.13: Prozentuale Verteilung der Beton- und Stahlfasertraganteile der rechnerischen Durchstanztragfähigkeit $V_{R,c}$ der acht stahlfaserverstärkten Versuchskörper ohne Durchstanzbewehrung aus Kapitel 4.3.1 sowie der neun Versuchskörper aus [36, 37, 100, 101] (Tabelle 6-2)

6.5 Validierung des entwickelten Bemessungsmodells

In den vorhergehenden Kapiteln 6.3 und 6.4 wurde auf Grundlage des Bemessungsmodells und insbesondere des Betontraganteils $V_{R,c}$ einer Stahlbetonplatte nach prEC2 [34] ein für stahlfaserverstärkte Platten modifiziertes Bemessungsmodell abgeleitet. Dieses beschreibt die additive Kombination des modifizierten Betontraganteils $V_{R,c}^f$ nach Gleichungen (6-9) und des weiterentwickelten Fasertraganteils $V_{R,F}$ nach Gleichung (6-32) in Gleichung (6-33). Der Modifikationsbeiwert $\eta_{c,B}$ ist in diesem Zusammenhang lediglich bei Plattendicken $h \geq 150$ mm zu verwenden.

$$V_{R,cF} = \eta_{c,\psi} \cdot \eta_{c,B} \cdot V_{R,c} + \eta_{F,A} \cdot \eta_{F,\theta} \cdot \eta_{F,h} \cdot f_{Ftu} \cdot b_{0,5d} \cdot d \quad (6-33)$$

mit:

$\eta_{c,\psi}$ Beiwert zur Berücksichtigung der gesteigerten Plattenrotation [-],

$$\eta_{c,\psi} = V_{R,c} / V_E$$

$\eta_{c,B}$ Beiwert zur Berücksichtigung der faserbedingt gesteigerten Biegetragfähigkeit [-],

$$\eta_{c,B} = \sqrt{\alpha_B} = \left(\frac{\rho_1 + 0,00125 \cdot f_{Ftu}^{10/9}}{\rho_1} \right)^{0,45} \quad \text{für } h \geq 150 \text{ mm, ansonsten } \eta_{c,B} = 1,0$$

Geometrischer Korrekturbeiwert [-],

$$\eta_{F,A} = \frac{(2r_c + (d - c) / \tan(\theta)) \cdot (d - x) \cdot \sqrt{1 + 1 / \tan(\theta)^2}}{(2r_c + d) \cdot d} \cdot \cos(\theta)$$

Beiwert zur Berücksichtigung der Beanspruchungsrichtung [-],

$$\eta_{F,\theta} = (1 - \eta_{0,II}) / 90 \cdot \theta + \eta_{0,II}$$

$\eta_{F,h}$ Beiwert zur Berücksichtigung der Bauteilhöhe [-]

$$\eta_{F,h} = 0,63 \cdot (1 + e^{-h/300})$$

Einen Vergleich der auf Basis von Gleichung (6-33) ermittelten rechnerischen Durchstanstragfähigkeiten mit den experimentellen Werten der in 4.3.1 sowie in Tabelle 6-2 enthaltenen faserverstärkten Versuchskörper zeigt Bild 6.14 (links). Ergänzend ist rechts die prozentuale Aufteilung der zugehörigen rechnerischen Beton- und Fasertraganteile dargestellt.

Bild 6.14 (links) veranschaulicht, dass für die Versuchskörper dieser Arbeit eine geringfügige Unterschätzung der Traganteile vorliegt, wohingegen die Tragfähigkeiten der Versuchskörper nach GOUVEIA ET AL. [100, 101] sehr zutreffend erfasst und die nach CHANTHABOUALA ET AL. [36, 37] etwas überschätzt werden. Letztgenannte Überschätzung ist vermutlich in den sehr hohen Werten der Nachrisszugfestigkeit begründet. Insgesamt lässt sich jedoch über alle Plattendickenbereiche und Tragfähigkeiten eine sehr zutreffende Prognose der Durchstanstragfähigkeit für das vorgestellte Modell bescheinigen, was der geringfügig unter 1,0 liegende Mittelwert von 0,97 bestätigt. Im Vergleich zu den Auswertungen auf Basis des hyperbolischen (Gl. (6-2)) bzw. Power-Law-Versagenskriteriums (Gl. (6-4)) in Bild 6.12 zeigen sich innerhalb jeder der drei betrachteten Versuchsserien reduzierte Streubreiten. Der erhöhte Variationskoeffizient $V_x = 0,118$ liegt daher in den Streuungen zwischen den verschiedenen Versuchsserien begründet. Die rechnerischen Beton- und Stahlfasertraganteile weisen insgesamt zu der vorhergehenden Auswertung in Bild 6.13 vergleichbare Verteilungen auf, sodass für dieses modifizierte Modell von einer realitätsnahen Ermittlung beider Traganteile auszugehen ist. Der eingeführte Faktor $\eta_{c,B}$ lässt somit eine zutreffende Erhöhung des Betontraganteils erwarten. Fasertraganteile von bis zu 66 % verdeutlichen den nicht zu verachtenden Beitrag der Stahlfasern zur Lastabtragung.

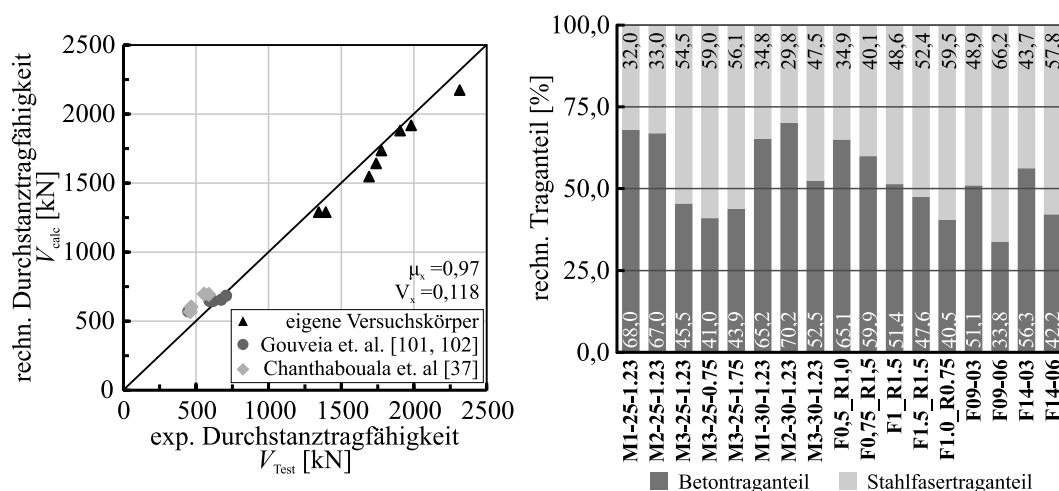


Bild 6.14: Gegenüberstellung der experimentellen V_{Test} und rechnerischen Durchstanstragfähigkeiten V_{calc} auf Grundlage des vorgeschlagenen Bemessungsmodells (links) und prozentuale Verteilung der Beton- und Stahlfasertraganteile des rechnerischen Durchstanwiderstandes (rechts) für die acht stahlfaserverstärkten Versuchskörper ohne Durchstanbewehrung aus Kapitel 4.3.1 sowie die neun Versuchskörper aus [36, 37, 100, 101] (vgl. Tabelle 6-2)

6.6 Überführung in einen praxisgerechten Bemessungsansatz

Während im Rahmen einer Versuchsrechnung in der Regel alle erforderlichen Eingangswerte zur Bestimmung der Faktoren $\eta_{c,i}$ und $\eta_{F,i}$ aus Gleichung (6-33) bekannt sind, trifft dies für eine Bauteilbemessung nur für die Faktoren $\eta_{c,i}$ zu. Geometrische Eingangswerte wie die statische Nutzhöhe d , die Plattendicke h , der Stützenradius r_c oder der Biegezugbewehrungsgrad ρ_1 sowie die materielle Kenngröße Nachrisszugfestigkeit $f_{R,3}$ werden im Rahmen der Bemessungsaufgabe festgelegt und sind daher als bekannt anzunehmen. Die Betondruckzonenhöhe x lässt sich aus der Biegebeanspruchung infolge

der einwirkenden Querkraft abschätzen, während die sich einstellende Schubrissneigung θ eine von zahlreichen, teils unwägbaren Faktoren beeinflusste und daher stark streuende Größe beschreibt. Für einen praxisgerechten Bemessungsansatz gilt es, durch Vereinfachungen und Idealisierungen von der Schubrissneigung unabhängige Faktoren $\eta_{F,i}$ zu definieren.

Hierzu ist es zielführend, aus den gewonnenen Erkenntnissen eine idealisierte, mittlere Schubrissneigung abzuschätzen. Mit ansteigendem Längsbewehrungsgrad konnte sowohl bei faserverfreien wie auch bei faserverstärkten Platten eine Abnahme der Schubrissneigung beobachtet werden (vgl. Kap. 4.3.1 oder [110]). Bei Zugabe von Stahlfasern führt das gesteigerte Zugtragverhalten des Querschnitts sowohl in Versuchen dieser Arbeit wie auch in denen der Literatur (z. B. [101]) zu einem Anstieg der Rissneigung. Während sich bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen mittlere Rissneigungen von etwa 30° einstellten, zeigten die der Literatur entnommenen Versuchskörper eine mittlere Rissneigung von etwa 33° (vgl. Anhang C.2). In der Literatur dokumentierte Bemessungsmodelle basieren auf Rissneigungswinkeln zwischen 30° und 45° [9, 136, 146, 166] (vgl. Kap. 3.4 bzw. 6.4.1). Größere Werte führen rechnerisch zu reduzierten Rissflächen und somit zu abnehmenden Fasertraganteilen $V_{R,F}$. Für das weitere Vorgehen wird daher auf der sicheren Seite liegend eine idealisierte, mittlere Rissneigung von $35,0^\circ$ festgelegt.

Im Rahmen der Entwicklung der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] wurden ausgehend von den Untersuchungen von ROSENBUSCH [221] an stahlfaserverstärkten Balken die Beiwerte $\eta_{F,\theta}$ und $\eta_{F,h}$ zu einem pauschalen Faserorientierungsbeiwert für schubbeanspruchte Bauteile κ_F^f von 0,5 zusammengefasst. Auch im Anhang L des 7. Entwurfs des prEC2 [34] ist allgemein ein Faserorientierungsbeiwert κ_0 von 0,5 vorgesehen, der jedoch für schubbeanspruchte Bauteile zu 1,0 festgelegt wurde (vgl. Kap. 2.5.4). BLANCO ET AL. leiteten in [20] aus experimentellen und numerischen Untersuchungen für rein stahlfaserbewehrte Platten einen Faktor K nach Model Code 2010 [88] von 2,0 bis 2,3 ab, dessen Kehrwert einen Orientierungsbeiwert von 0,44 bis 0,50 beschreibt. Für die im Rahmen dieser Versuchsnachrechnung betrachteten 17 Versuchskörper konnte eine Schubrissneigung in einem Bereich von etwa 26 bis $37,5^\circ$ beobachtet werden, was nach Gleichung (6-29) einem Beiwert $\eta_{F,\theta}$ zwischen 0,57 und 0,65 entspricht. Die geprüften Plattendicken liegen in einem Bereich von 150 bis 300 mm, woraus nach Gleichung (6-31) ein Höhenbeiwert $\eta_{F,h}$ in der Größenordnung von 1,00 bis 0,86 resultiert. Mögliche Kombinationen aus $\eta_{F,\theta}$ und $\eta_{F,h}$ nehmen daher Werte zwischen 0,49 bis 0,65 ein. Die den Regelwerken entnommenen Faserorientierungsbeiwerte κ_F^f bzw. κ_0 sowie die von BLANCO ET AL. [20] vorgeschlagenen Werte liegen daher an der unteren Grenze dieses Bereichs, was bei den Werten der Regelwerke infolge der größeren Bauteilhöhen der betrachteten Balken und der damit verbundenen geringeren Beiwerte $\eta_{F,h}$ zu erwarten war. Für einen vereinfachten Ansatz liegt es daher nahe, anstelle der analytischen Faktoren $\eta_{F,\theta}$ und $\eta_{F,h}$ den pauschalen, Faserorientierungsbeiwert $\kappa_F^f = \kappa_0 = 0,5$ nach der DAfStb-Richtlinie [44] bzw. prEC2 Anhang L [34] zu übernehmen.

Der geometrische Faktor $\eta_{F,A}$ zur Berücksichtigung der tatsächlichen Bruchfläche (Gl. (6-28)) wird im Wesentlichen durch die Schubrissneigung θ sowie die Betondruckzonenhöhe x definiert. Durch Beschreibung des Stützenradius r_c in Form des bezogenen Stützenumfangs u_0/d lässt sich $\eta_{F,A}$ als eine von der statischen Nutzhöhe d unabhängige Größe entsprechend Gleichung (6-34) vereinfachen.

$$\eta_{F,A} = \frac{\left(\frac{u_0/d}{\pi} + (1 - x/d) / \tan(\theta)\right) \cdot (1 - x/d) \cdot \sqrt{1 + 1/\tan(\theta)^2}}{\frac{u_0/d}{\pi} + 1} \cdot \cos(\theta) \quad (6-34)$$

Parameterstudien zu Gleichung (6-34) verdeutlichen, dass sowohl der bezogene Stützenumfang u_0/d in einem praxisüblichen Bereich von 3 bis 10 sowie übliche bezogene Druckzonenhöhen x/d in der Größen-

ordnung zwischen 0,2 und 0,3 lediglich einen untergeordneten Einfluss auf $\eta_{F,A}$ besitzen. Durch Verwendung mittlerer, baupraktisch üblicher Werte für den bezogenen Stützenumfang u_0/d von 6,0 sowie der bezogenen Druckzonenhöhe x/d von 0,25 in Verbindung mit der festgelegten Schubrissneigung θ von 35° resultiert nach Gleichung (6-35) ein idealisierter Faktor $\eta_{F,A}$ von 1,10.

$$\eta_{F,A} = \frac{\left(\frac{6}{\pi} + \frac{1 - 0,25}{\tan(35,0^\circ)}\right) \cdot (1 - 0,25) \cdot \sqrt{1 + 1/\tan(35,0^\circ)^2}}{\frac{6}{\pi} + 1} \cdot \cos 35,0^\circ = 1,10 \quad (6-35)$$

Die Überlagerung des pauschalen Faserorientierungsbeiwertes $\kappa_F^f = \kappa_0 = 0,5$ nach [44] bzw. [34] mit dem abgeleiteten geometrischen Anpassungsfaktor $\eta_{F,A}$ führt schließlich zu einem einheitlichen, pauschalen Interaktionsbeiwert η_F von 0,55 (vgl. Gl. (6-36)).

$$\eta_F = \eta_{F,A} \cdot \eta_{F,\theta} \cdot \eta_{F,h} = \kappa_F^f \cdot \eta_{F,A} = 0,5 \cdot 1,10 = 0,55 \quad (6-36)$$

Zusammenfassend lässt sich somit der vorgeschlagene und idealisierte Bemessungsansatz mit den zugehörigen Interaktionsfaktoren entsprechend Gleichung (6-37) darstellen.

$$V_{R,cF} = \eta_{c,w} \cdot \eta_{c,B} \cdot V_{R,c} + \eta_F \cdot f_{Ftu} \cdot b_{0,5d} \cdot d \quad (6-37)$$

mit:

$\eta_{c,i}$ Interaktionsbeiwert des Betontraganteils

$$\eta_{c,B} = \begin{cases} 1,0 & \text{für } d \leq 150 \text{ mm} \\ \left(\frac{\rho_1 + 0,00125 \cdot f_{Ftu}^{10/9}}{\rho_1}\right)^{0,45} & \text{für } d \geq 150 \text{ mm} \end{cases}$$

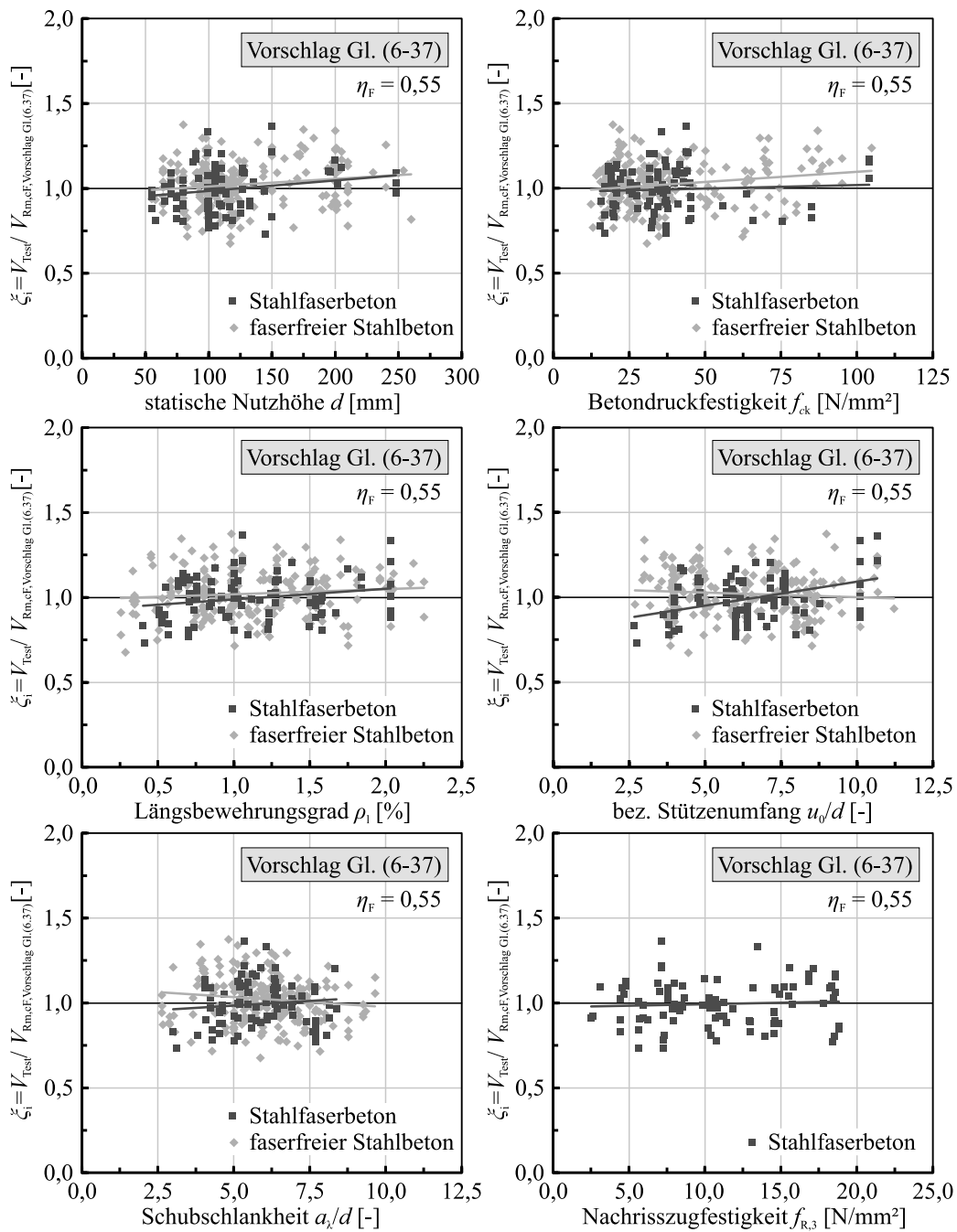
$$\eta_{c,w} = \tau_{Rd,c} / \tau_{Ed} = V_{Rd,c} / V_{Ed}$$

η_F Interaktionsbeiwert der Stahlfasertragwirkung

$$\eta_F = 0,55$$

Bild 6.15 und Bild 6.16 beinhalten eine Gegenüberstellung der auf Basis von Gleichung (6-37) ermittelten theoretischen Durchstanztragfähigkeiten mit den experimentellen Werten der Datenbank aus Kapitel 5.2 in Form der Prognosefaktoren $\zeta_i = V_{Test}/V_{calc}$. Sowohl bei Verwendung mittlerer (Bild 6.15) wie auch charakteristischer Materialkennwerte (Bild 6.16) zeigt sich eine weitestgehend trendfreie Wiedergabe aller betrachteten Einflussparameter. Lediglich der bezogene Stützenumfang u_0/d lässt eine Trendabhängigkeit erkennen, die jedoch auf die wenigen Versuchskörper mit im Verhältnis zur üblichen Baupraxis sehr großen und kleinen Werten u_0/d zurückzuführen und damit wenig aussagekräftig ist. In einem üblichen Bereich von $4 \leq u_0/d \leq 8$ liegt eine weitestgehend trendfreie Wiedergabe vor. Die in Kapitel 5.3.4 beobachtete Trendabhängigkeit mit zunehmender statischer Nutzhöhe d konnte durch Modifikation des Betontraganteils anhand des Faktors $\eta_{c,B}$ weitestgehend kompensiert werden.

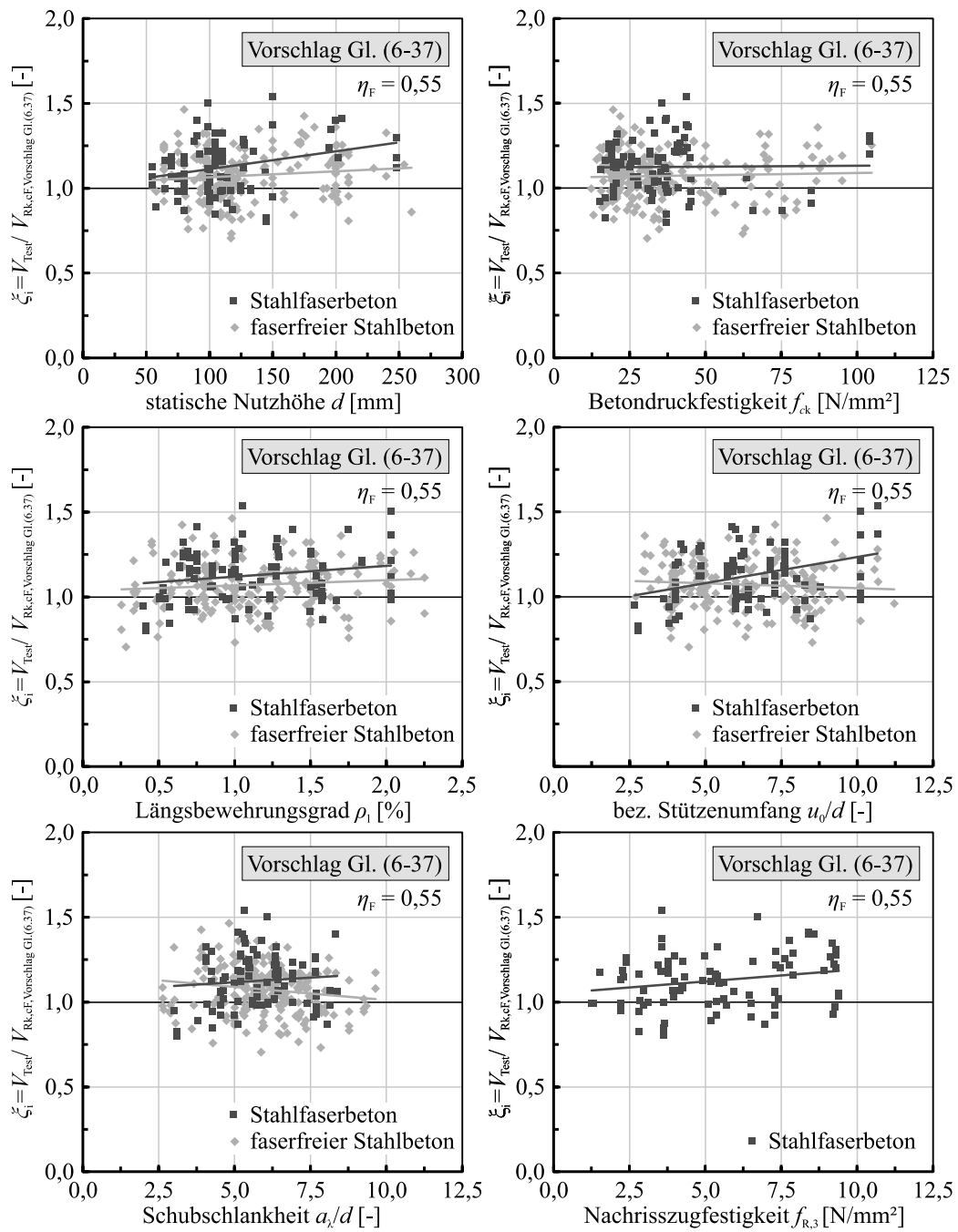
Diesen optisch gewonnenen guten Eindruck bestätigt auch die statistische Auswertung der jeweiligen Prognosefaktoren. Für beide Niveaus der Materialkennwerte zeigen sich zu den faserfreien Versuchskörpern nahezu identische statistische Kennwerte. Dies belegt eine zu den Ergebnissen der faserfreien Stahlbetonplatten vergleichbare Prognosegenauigkeit und somit zutreffende Erfassung des Fasertraganteils sowie der Interaktion beider Traganteile. Während der Mittelwert der Prognosefaktoren bei Verwendung mittlerer Materialkennwerte mit 0,99 den Zielwert 1,0 näherungsweise erreicht, liegt das 5 %-Quantil bei Verwendung charakteristischer Materialkennwerte deutlich unterhalb des Zielwertes nach EC0 + NA(D) [61, 62] von 1,0.



Vorschlag Gl. (6-37)	Stahlbeton				Stahlfaserbeton			
	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Standardnormalverteilung	227	1,02	0,13	0,81	91	0,99	0,13	0,78
Log-Normalverteilung	227	1,01	0,13	0,82	91	0,99	0,13	0,79

— Linear Regression; $f_{ck} = f_{cm}$ [N/mm²] / $f_{R3,k} = f_{R3,m}$ [N/mm²]

Bild 6.15: Vergleich der Versuchsbruchlasten V_{Test} mit den rechnerischen Durchstanzwiderständen V_R für Platten mit und ohne Stahlfaserbeton unter Verwendung des vorgeschlagenen Bemessungsmodells nach Gl. (6-37) und mittleren Materialkennwerten



Vorschlag Gl. (6-37)	Stahlbeton				Stahlfaserbeton			
	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Standardnormalverteilung	227	1,07	0,13	0,85	91	1,12	0,14	0,87
Log-Normalverteilung	227	1,06	0,13	0,86	91	1,11	0,14	0,89

— Linear Regression; $f_{ck} = f_{cm} - 4$ [N/mm²] / $f_{R,3,k} = 0,60 \cdot f_{R3,m}$ [N/mm²]

Bild 6.16: Vergleich der Versuchsbruchlasten V_{Test} mit den rechnerischen Durchstanzwiderständen V_R für Platten mit und ohne Stahlfaserbeton unter Verwendung des vorgeschlagenen Bemessungsmodells nach Gl. (6-37) und charakteristischen Materialkennwerten

Da jedoch die Ergebnisse der faserfreien Stahlbetonplatten einen geringfügig kleineren Wert von 0,85 vorweisen liegt es nahe, dass diese Unterschreitung im Wesentlichen auf die Grundgleichung des Betontraganteils $V_{R,c}$ zurückzuführen ist. Es kann daher von einer zutreffenden Prognose des Fasertraganteils ausgegangen werden.

Bild 6.17 veranschaulicht die Entwicklung der Prognosefaktoren ζ_i mit zunehmendem bezogenen Stahlfasertraganteil $V_{R,f}$. Der in Bild 5.13 für den 7. Entwurf des prEC2 Anhang L [34] bei Verwendung mittlerer Materialkennwerte beobachtete abfallende Trend mit zunehmendem Fasertraganteil wird durch die getroffenen Modifikationen weitestgehend neutralisiert. Bei Verwendung charakteristischer Materialkennwerte liegt sogar ein ansteigender Trend vor, was tendenziell konservative Ergebnisse beschreibt. Auf eine künstliche Obergrenze des Durchstanzwiderstandes $V_{R,max}$ zur Gewährleistung eines ausreichenden Sicherheitsniveaus, wie diese in der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] enthalten ist, kann daher verzichtet werden.

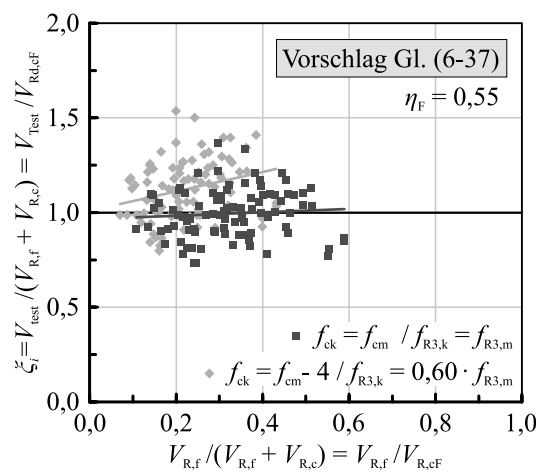


Bild 6.17: Entwicklung der berechneten Prognosefaktoren ζ_i in Abhängigkeit des bezogenen Fasertraganteils auf Basis mittlerer und charakteristischer Materialkennwerte für das vorgeschlagene Bemessungsmodell nach Gl. (6-37)

Für eine Bewertung der Allgemeingültigkeit dieses Ansatzes und somit der Unabhängigkeit von dem gewählten bzw. verwendeten Ansatz zur Abschätzung fehlender Nachrisszugfestigkeiten, zeigt Bild 6.18 einen Vergleich der Prognosefaktoren ζ_i aller stahlfaserverstärkten Versuchsdaten (91 Versuchskörper) mit denen mit bekannter, experimentell bestimmter Nachrisszugfestigkeit (24 Versuchskörper) in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe d sowie der Nachrisszugfestigkeit $f_{R,3}$. Die Auswertung beruht auf mittleren Materialkennwerten. Weitere Auswertungen mit Angabe der jeweils zugehörigen statistischen Kennwerte können Anhang C.3 entnommen werden. Sowohl bei mittleren wie auch bei charakteristischen (vgl. Anhang C.3) Festigkeitswerten zeigt sich insgesamt ein zu den in Bild 6.15 und Bild 6.16 enthaltenen Auswertungen vergleichbares Bild. Tendenziell resultieren für die Versuchskörper mit experimentell bestimmter Nachrisszugfestigkeit etwas konservativere Ergebnisse, weshalb sich die Datenpunkte im Mittel im oberen Bereich der Gesamtdatenbasis ansiedeln. Die in Anhang C.3 enthaltenen statistischen Kennwerte bestätigen dieses Bild der tendenziell konservativen Ergebnisse bei bekannter Nachrisszugfestigkeit. Ergänzend zu diesen Betrachtungen ist in Anhang C.4 eine weitere Auswertung von Gleichung (6-27) enthalten, die auf einem abweichenden Ansatz zur Abschätzung fehlender experimenteller Nachrisszugfestigkeiten basiert. Hierbei zeigen sich geringfügig kleinere Prognosefaktoren als in der vorhergehenden Auswertung, jedoch kann in der Gesamtheit auch für diesen Ansatz zur Abschätzung fehlender Werte der Nachrisszugfestigkeit eine sehr zutreffende Wiedergabe der experimentellen Durchstanztragfähigkeiten bestätigt werden. Unabhängig vom verwendeten Ansatz zur

Abschätzung der Nachrisszugfestigkeit lässt sich daher für das entwickelte Modell eine sehr zutreffende Abschätzung der Durchstanzwiderstände bescheinigen.

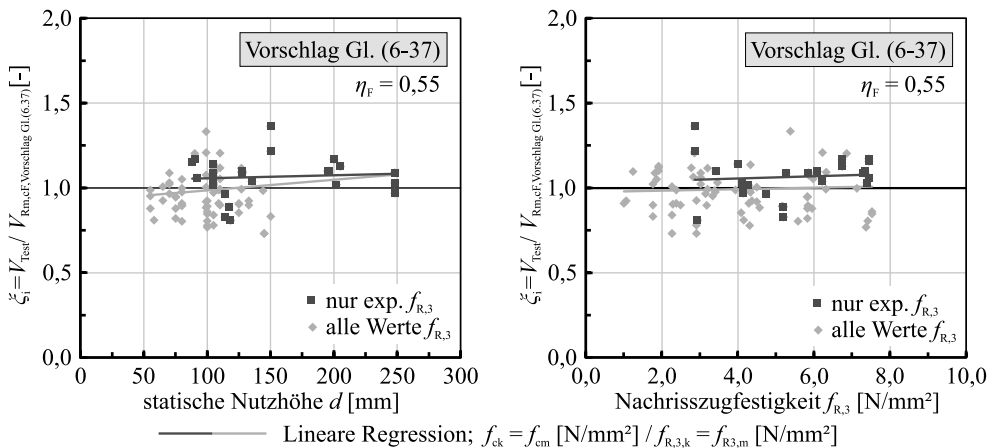


Bild 6.18: Vergleich der Prognosefaktoren ξ_i der gesamten SFRC-Datenbankauswertung mit den Ergebnissen der Versuchskörper mit vorliegender experimenteller Nachrisszugfestigkeit $f_{R,3}$ in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe d sowie der Nachrisszugfestigkeit $f_{R,3}$ für das vorgeschlagene Bemessungsmodell unter Verwendung mittlerer Materialkennwerte

Eine Auswertung der resultierenden Beton- und Fasertraganteile veranschaulicht Bild 6.19. Im Vergleich zu den vorhergehenden in Bild 6.13 und Bild 6.14 dargestellten Auswertungen ergeben sich tendenziell ähnliche Aufteilungen beider Traganteile. Jedoch liegen etwas höhere Beton- und entsprechend reduzierte Stahlfasertraganteile vor.

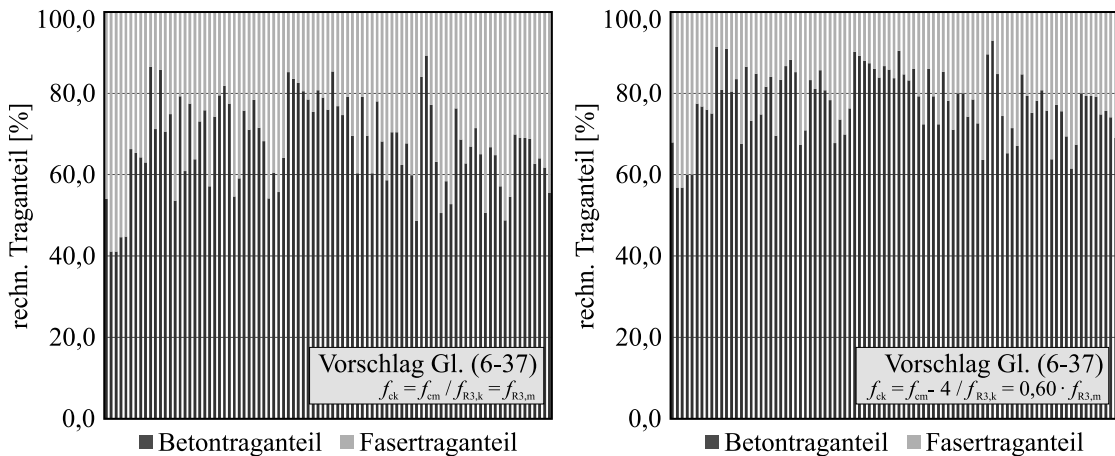


Bild 6.19: Traganteile des rechnerischen Durchstanzwiderstandes V_R für mittlere (links) und charakteristische (rechts) Festigkeitswerte des vorgeschlagenen Bemessungsmodells nach Gl. (6-37) aller vorliegenden Versuchskörper

Zusammenfassend zeigt Bild 6.20 eine Gegenüberstellung der experimentellen und rechnerischen Durchstanzwiderstände nach dem 7. Entwurf des prEC2 Anhang L [34] (Gl. (3-61)) sowie nach dem genauen (Gl.(6-33)) und idealisierten (Gl. (6-37)), vorgeschlagenen Ansatz dieser Arbeit für die acht stahlfaserverstärkten Versuchskörper ohne Durchstanzbewehrung aus Kapitel 4 sowie die neun in Tabelle 6-2 enthaltenen Versuchskörper aus [36, 37, 100, 101]. Während die Ergebnisse der Versuchskörper mit praxisüblichen Plattendicken bereits mit der Ursprungsgleichung des 7. Entwurfs des prEC2

Anhang L [34] weitestgehend zutreffend nachvollzogen werden konnten (vgl. Kap. 4.3.1.7), wurden die Durchstanzwiderstände bei geringen Plattendicken wie beispielsweise der Versuchskörper von GOUVEIA ET AL. [100, 101] oder CHANTHABOUALA ET AL. [37] überschätzt (vgl. Kap. 5.3.4). Mit dem entwickelten und idealisierten Modell der Gleichungen (6-33) und (6-37) werden trotz des deutlich reduzierten Fasertraganteils die Traglasten der Versuchskörper aus Kapitel 4.3.1 weiterhin sehr zutreffend und mit vergleichbarer Genauigkeit wiedergegeben, was auf den hinsichtlich der Fasertragwirkung modifizierten Interaktionsbeiwert η_c zurückzuführen ist. Beide abgeleiteten Ansätze erlauben zudem die Tragfähigkeiten der dünneren Versuchskörper der Literatur ebenfalls sehr zutreffend abzubilden, weshalb über alle Plattendickenbereiche eine sehr gute Prognosegenauigkeit vorliegt. Optisch zeigt sich der Vorteil des neuen Ansatzes daher vor allem bei geringeren Plattenstärken. Jedoch wird bei näherer Auswertung der resultierenden Beton- und Fasertraganteile auch bei den dickeren Plattenstärken der Einfluss auf die Verteilung der Beton- und Fasertraganteile ersichtlich.

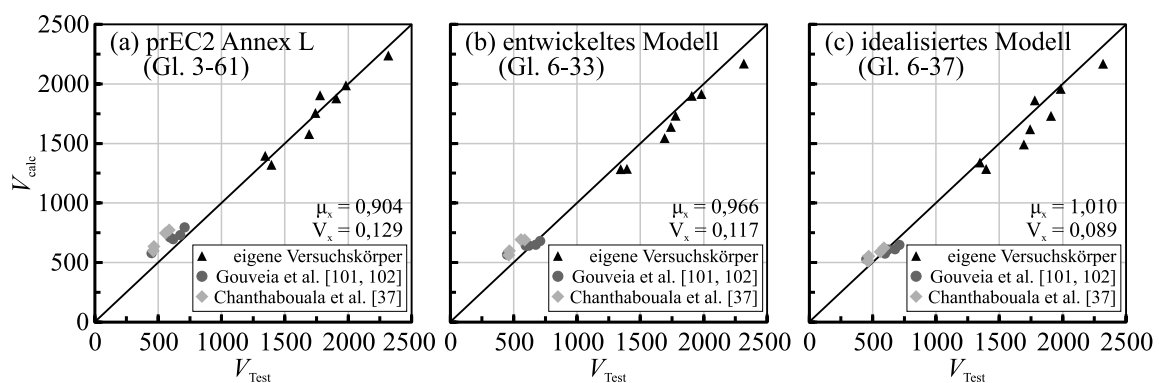


Bild 6.20: Vergleich der experimentellen V_{Test} und rechnerischen Durchstanzwiderstände V_{calc} nach dem (a) original Ansatz des 7. Entwurfs des prEC2 Anhang L [34], Gleichung (3-61), (b) des entwickelten Modells aus Gleichung (6-33), Kapitel 6.5 sowie (c) des idealisierten Modells aus Gleichung (6-37), Kapitel 6.6

Das Ziel dieser Arbeit besteht in einer zutreffenden und auf den Betontraganteil nach prEC2 [34] abgestimmten Erfassung der Fasertragwirkung und nicht in der Weiterentwicklung oder Verbesserung des Ansatzes für den Betontraganteil $V_{R,c}$. Somit gilt es, möglichst zu den Ergebnissen faserfreier Stahlbetonplatten vergleichbare Verläufe und Verteilungen zu erhalten, was die Darstellungen der Validierung des vorgeschlagenen Ansatzes bestätigen und veranschaulichen. Für eine abschließende Bewertung des Sicherheitsniveaus wird an dieser Stelle erneut auf den Bedarf an weiterführenden probabilistischen Untersuchungen mit verfeinerter Bestimmung der Zuverlässigkeit und der Versagenswahrscheinlichkeit verwiesen.

Kapitel 7

Vorschlag eines Bemessungsmodells

7.1 Allgemeines

Auf Grundlage der in Kapitel 4 bis Kapitel 6 durchgeführten experimentellen und theoretischen Untersuchungen wird nachfolgend ein Bemessungsansatz zur Bestimmung des Durchstanzwiderstandes stahlfaserverstärkter Stahlbetonplatten als Weiterentwicklung für den 7. Entwurf der zukünftigen Generation des Eurocode 2 prEC2 [34] unterbreitet. Der Ansatz beschränkt sich auf nicht vorgespannte, kombinationsbewehrte Stahlfaserbetonplatten. Vertiefte Untersuchungen zu den Einflüssen einer exzentrischen Beanspruchung z. B. bei Rand- oder Eckstützen liegen derzeit für stahlfaserverstärkte Platten nicht vor (vgl. Kap. 3.3), jedoch wird aufgrund der zu erwartenden, vergleichbaren Zusammenhänge zu Stahlbetonplatten das Vorgehen nach prEC2 [34] übernommen. Mangels ausreichender Daten und experimenteller Erkenntnisse werden ausschließlich Platten ohne Durchstanzbewehrung behandelt. Eine zusätzliche Anrechnung eines Stahltraganteils einer ergänzenden Durchstanzbewehrung ist denkbar, bedarf jedoch weiterführender experimenteller und theoretischer Untersuchungen.

Für die Ausführung punktgestützter Stahlfaserbetonplatten ohne Biegezugbewehrung erweist sich in der Regel auch bei überkritischem Fasergehalt – im Bereich derzeit üblicher Nachrisszugfestigkeiten – die Biegetragfähigkeit der Platte als maßgebend. Die in diesen Plattenquerschnitten aktivierbare Zugtragfähigkeit ist meist nicht ausreichend, das für die Ausbildung eines Durchstanzkegels erforderliche Zugband zu aktivieren und somit die Fachwerktragwirkung zu gewährleisten, weshalb als Versagen ein Biegebruch eintritt. Eine Plattenbemessung in Form des Nachweises ausreichender Biegetragfähigkeit kann in diesem Fall auf Grundlage der Bruchlinientheorie erfolgen. (z. B. [170])

Als Ausgangsbasis für das entwickelte Ingenieur- bzw. Bemessungsmodell faserverstärkter Stahlbetonplatten diene die dem Bemessungskonzept des Durchstanzwiderstandes einer Stahlbetonplatte der zukünftigen Generation des Eurocode 2 prEC2 [34] zu Grunde liegenden Critical Shear Crack Theory nach MUTTONI [181, 185]. Für die Erfassung der Fasertragwirkung wurde die im kritischen Schubriss vom Stahlbetonquerschnitt übertragbare Schubspannung um einen zusätzlichen Fasertraganteil in Form der Nachrisszugfestigkeit ergänzt. Neben einer geometrischen Anpassung galt es, Ansätze zur Übertragung der experimentell bestimmten Nachrisszugfestigkeit auf die Beanspruchungssituation im Plattenbauteil einzubeziehen, die größtenteils auf Untersuchungen von ROSENBUSCH [221] beruhen. Aufgrund der begrenzten Datenmenge an stahlfaserverstärkten Platten mit praxisüblichen Plattendicken ($h \geq 150$ mm) sowie den stark streuenden Ergebnissen von in der Literatur dokumentierten Untersuchungen wird das bei den in Kapitel 4 vorgestellten Untersuchungen beobachtete, infolge der Faserzugabe leicht

gesteigerte Steifigkeitsverhalten im Last-Rotations-Verlauf nachfolgend vernachlässigt. Rechnerisch bedeutet dies, dass der Interaktionsbeiwert $\eta_{c,B}$ nach Gleichung (6-23) einheitlich zu 1,0 angenommen wird, was eine ausreichende Qualitätssicherung in der Bauausführung sicherstellt.

Die Bestimmung der Bemessungswerte der Materialeigenschaften des Betonstabstahls sowie der Betondruckfestigkeit des normal- bis hochfesten Faserbetons ($f_{cm} \leq 108 \text{ N/mm}^2$) erfolgt gemäß den Regelungen der zukünftigen Generation des Eurocode 2 prEC2 [34]. Der Bemessungswert der Nachrisszugfestigkeit ergibt sich für normal- und hochfeste Stahlfaserbetone nach Anhang L des prEC2 [34], der auf einer experimentellen Bestimmung des Nachrisszugtragverhaltens an gekerbten 3-Punkt-Biegezugversuchen nach EN 14651 [57] beruht. Der Faserorientierungsbeiwert κ_0 ist im 7. Entwurf des prEC2 Anhang L [34] für schubbeanspruchte Platten zu 1,0 definiert, was auch in nachfolgendem Ansatz Eingang findet. Es sei darauf hingewiesen, dass es aufgrund von in der Literatur dokumentierten Ergebnissen grundsätzlich zweckmäßiger erscheint, κ_0 analog zum Vorgehen der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] zu 0,5 festzulegen. Eine derartige Änderung bedürfte in nachfolgendem Vorschlag lediglich einer Division des Interaktionsbeiwertes η_F durch den gewählten Faserorientierungsbeiwert κ_0 . Für die verwendete Nachrisszugfestigkeit wäre an dieser Stelle alternativ auch eine Bestimmung auf Basis der bisher in Deutschland gültigen DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] denkbar, die jedoch auf den experimentellen Ergebnissen eines ungekerbten 4-Punkt-Biegezugversuchs beruht und daher geringfügig abweichende Festigkeitswerte liefert und einer Umrechnung bedarf.

7.2 Bemessungsgleichungen

Im Rahmen des Durchstanznachweises stahlfaserverstärkter Stahlbetonplatten gilt es nachzuweisen, dass die im kritischen Rundschnitt einwirkende Querkraft V_{Ed} bzw. einwirkende Schubspannung τ_{Ed} kleiner oder gleich dem Durchstanzwiderstand $V_{Rd,cF}$ bzw. $\tau_{Rd,cF}$ ist.

$$V_{Ed} = \frac{\tau_{Ed} \cdot b_{0,5} \cdot d_v}{\beta_e} \leq \tau_{Rd,cF} \cdot b_0 \cdot d_v = V_{Rd,cF} \quad (7-1)$$

mit:

$b_{0,5}$ Umfang des kritischen Rundschnitts bei $0,5d$ vom Stützenrand

d_v Für Schubbeanspruchung wirksame statische Nutzhöhe, gemessen ab Oberkante des lasteinleitenden Bauteils

β_e Beiwert zur Berücksichtigung von Spannungsspitzen infolge exzentrischer Lasteinleitung

Der Bemessungswert des aufnehmbaren Durchstanzwiderstandes $V_{Rd,cF}$ ermittelt sich additiv aus dem Anteil des Stahlbetonquerschnitts $V_{Rd,c}$ unter Berücksichtigung der Mindestdurchstanztragfähigkeit $V_{Rd,c,min}$ sowie der Stahlfaserwirkung $V_{Rd,F}$. Die gegenseitige Interaktion beider Traganteile beschreiben die Beiwerte η_c und η_F .

$$V_{Rd,cF} = \max \begin{cases} \eta_c \cdot V_{Rd,c} + \eta_F \cdot V_{Rd,F} = (\eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_F \cdot f_{Ftud}) \cdot d_v \cdot b_0 \\ \eta_c \cdot V_{Rd,c,min} + \eta_F \cdot V_{Rd,F} = (\eta_c \cdot \tau_{Rd,c,min} + \eta_F \cdot f_{Ftud}) \cdot d_v \cdot b_0 \end{cases} \quad (7-2)$$

mit:

η_c Interaktionsbeiwert des Betontraganteils ($\eta_{c,B}$ aus Gl. (6-23) auf sicherer Seite vernachlässigt), $\eta_c = \tau_{Rd,c} / \tau_{Ed} = V_{Rd,c} / V_{Ed}$

η_F Interaktionsbeiwert der Stahlfasertragwirkung, $\eta_F = 0,55$

Der Bemessungswert $\tau_{Rd,c}$ des vom Stahlbetonquerschnitt aufnehmbaren Durchstanzwiderstandes ergibt sich unverändert nach prEC2 [34] zu Gleichung (7-3).

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_v} \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{1/3} \leq \frac{0,6}{\gamma_v} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (7-3)$$

mit:

k_{pb} Faktor zur Berücksichtigung der Größe des Lasteinleitungsbereichs

$$k_{pb} = 1,0 \leq 3,6 \sqrt{1 - b_0 / b_{0,5}} \leq 2,5$$

ρ_1 mittlerer Biegezugbewehrungsgrad der Bewehrungslagen in x- und y-Richtung über eine Plattenbreite entsprechend der Stützenabmessung c zuzüglich einer Breite von jeweils $3d$ zu beiden Seiten der Stütze.

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1,x} \cdot \rho_{1,y}}$$

d_{dg} Faktor zur Berücksichtigung des Größtkorndurchmessers bzw. der Rauheit der Rissoberfläche

$$d_{dg} = 16 + D_{lower} \leq 40 \quad f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$$

$$d_{dg} = 16 + D_{lower} \left(\frac{60}{f_{ck}} \right)^4 \leq 40 \quad f_{ck} > 60 \text{ N/mm}^2$$

mit D_{lower} nach prEC2 [34]

Für den Bemessungswert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit f_{Ftud} gilt die aus prEC2 Anhang L [34] unverändert übernommene Gleichung (7-4), wobei der für Nachweise der Biegetragfähigkeit ange-dachte Erhöhungsfaktor κ_G auch bei Schubbeanspruchung angenommen wird.

$$f_{Ftud} = \kappa_G \cdot \kappa_0 \cdot 0,37 \cdot f_{R,3k} / \gamma_{SF} \quad (7-4)$$

mit:

κ_G Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Bauteilgröße auf den Variationskoeffizienten

$$\kappa_G = 1,0 + A_{ct} \cdot 0,5 \leq 1,5$$

mit A_{ct} gezogene Fläche des zum Versagen führenden Querschnitts ($A_{ct} = b_{0,5} \cdot d$)

κ_0 Faserorientierungsbeiwert, bei Schubbeanspruchung gilt $\kappa_0 = 1,0$

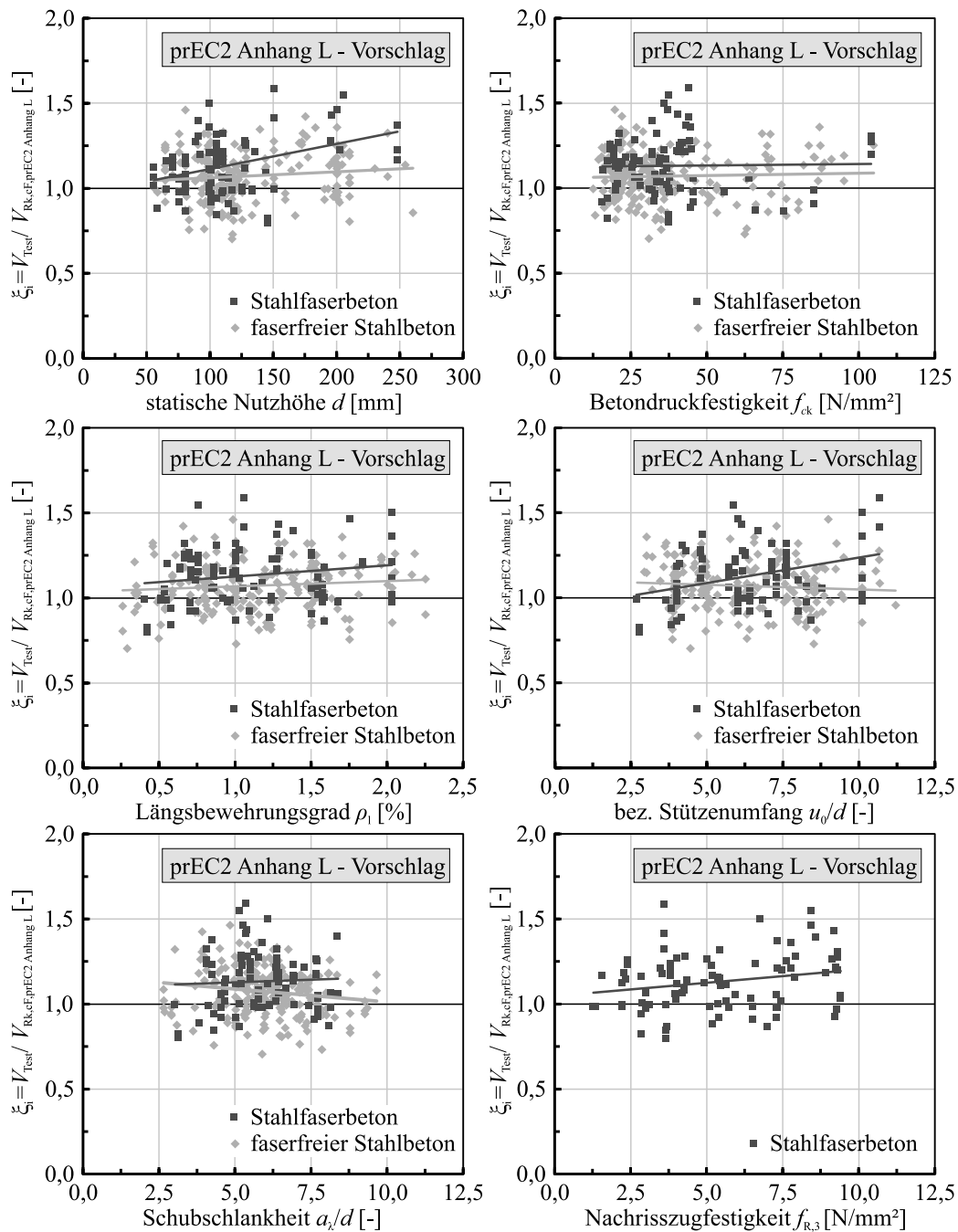
γ_{SF} Teilsicherheitsbeiwert der Stahlfaserwirkung, $\gamma_{SF} = 1,5$

Wirken im Querschnitt Längszugspannungen, ist bei der Bestimmung des Durchstanzwiderstandes in-folge der zu erwartenden großen Rissöffnungen auf den Ansatz der Faserwirkung zu verzichten.

7.3 Vergleich mit experimentellen Ergebnissen der Durchstanzdatenbank

In Anlehnung an die Auswertungen aus Kapitel 5.3 zeigen Bild 7.1 und Bild 7.2 abschließend eine Gegenüberstellung der experimentellen und theoretischen Durchstanzwiderstände auf Grundlage des vorgeschlagenen, modifizierten Bemessungsansatzes für prEC2 Anhang L [34]. Während Bild 7.1 auf charakteristischen Materialkennwerten beruht, liegen Bild 7.2 mittlere Festigkeitswerte zu Grunde. Beide Darstellungen belegen die sehr gute Übereinstimmung der experimentellen und theoretischen Durchstanzwiderstände unabhängig vom verwendeten Niveau der Materialkennwerte. Infolge des reduzierten Faktors $\eta_F = 0,55$ weisen die statistischen Kennwerte für beide Niveaus der Materialfestigkeiten

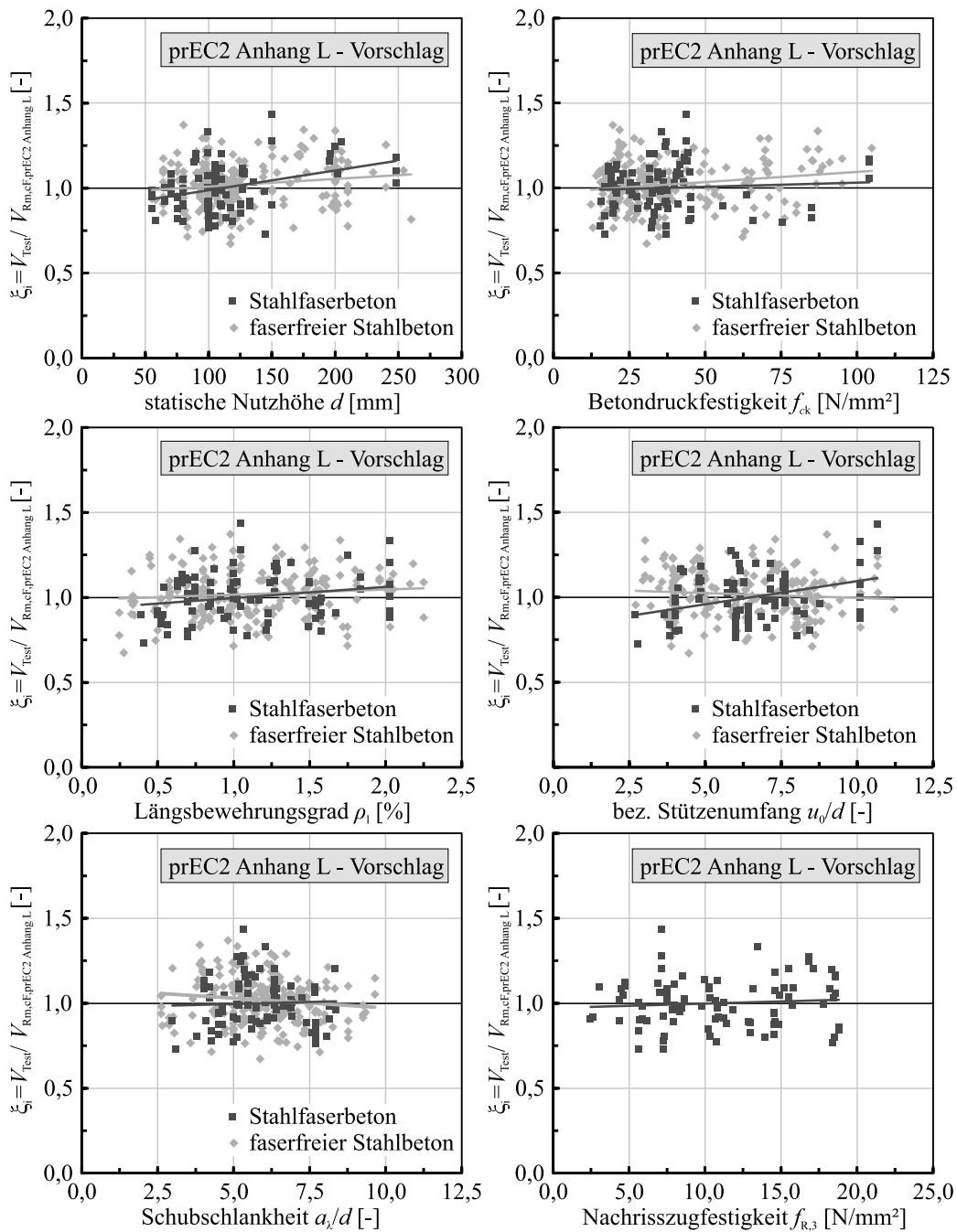
zu den Ergebnissen faserfreier Stahlbetonplatten vergleichbare Werte auf, sodass von einer vergleichbaren Prognosegenauigkeit auszugehen ist.



prEC2 Anhang L - Vorschlag	Stahlbeton				Stahlfaserbeton			
	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Standardnormalverteilung	227	1,07	0,13	0,85	91	1,13	0,15	0,86
Log-Normalverteilung	227	1,06	0,13	0,86	91	1,12	0,15	0,88

— Linear Regression; $f_{ck} = f_{cm} - 4 \text{ [N/mm}^2\text{]} / f_{R,3,k} = 0,60 \cdot f_{R,3,m} \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Bild 7.1: Vergleich der Versuchsbruchlasten mit den rechnerischen Durchstanzwiderständen für Platten mit und ohne Stahlfaserbeton nach dem vorgeschlagenen Ansatz für die Weiterentwicklung des prEC2 Anhang L [34] unter Verwendung charakteristischer Festigkeitswerte



prEC2 Anhang L - Vorschlag	Stahlbeton				Stahlfaserbeton			
	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Standardnormalverteilung	227	1,02	0,13	0,81	91	1,00	0,14	0,77
Log-Normalverteilung	227	1,01	0,13	0,82	91	0,99	0,14	0,79

— Linear Regression; $f_{ck} = f_{cm}$ [N/mm²] / $f_{R3,k} = f_{R3,m}$ [N/mm²]

Bild 7.2: Vergleich der Versuchsbruchlasten mit den rechnerischen Durchstanzwiderständen für Platten mit und ohne Stahlfaserbeton nach dem vorgeschlagenen Ansatz für die Weiterentwicklung des prEC2 Anhang L [34] unter Verwendung mittlerer Festigkeitswerte

Analog zu den Auswertungen in Kapitel 5.3 besteht weiterhin ein ansteigender Trend mit zunehmender statischer Nutzhöhe d , der auf die Vernachlässigung des in Kapitel 6 beobachteten Einflusses der Faserzugabe auf das Rotationsverhalten der Platte und somit den Einfluss von $\eta_{c,B}$ auf den sich einstellenden Betontraganteil $V_{R,c}$ ($\eta_{c,B} = 1,0$) zurückzuführen ist. Aufgrund der geringen Datenbasis in Verbindung mit stark streuenden Ergebnissen im Hinblick auf diesen Effekt ist es zur Gewährleistung eines ausreichenden Sicherheitsniveaus und aus Gründen der Qualitätssicherung bei der Bauausführung zielführend, diesen Einfluss und somit den Faktor $\eta_{c,B}$ auf der sicheren Seite bis zum Vorliegen weiterer, bestätigender Erkenntnisse zu vernachlässigen. Für Plattendicken $h \geq 150$ mm ist daher von einer tendenziell konservativen Abschätzung des Durchstanzwiderstandes auszugehen.

Bei Verwendung mittlerer Materialkennwerte belegt Bild 7.3 für das vorgeschlagene Bemessungsmodell eine nahezu trendfreie Ermittlung des Durchstanzwiderstandes $V_{R,cF}$ mit zunehmendem Fasertraganteil $V_{R,f}$. Auf Basis charakteristischer Kennwerte äußert sich ein ansteigender Trend, der aus der Obergrenze der Nachrisszugfestigkeit von 60 % des Serienmittelwertes resultiert. Diese beeinflusst insbesondere die Prognosefaktoren bei hohen Fasertraganteilen und führt so zu diesem ansteigenden Trend. Für das vorgeschlagene Modell besteht daher kein Bedarf hinsichtlich eines weiteren, empirischen Sicherheitselements in Form einer Obergrenze der Durchstanztragfähigkeit $V_{R,max}$ bzw. der Begrenzung der Fasertragwirkung, wie diese in der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] enthalten ist.

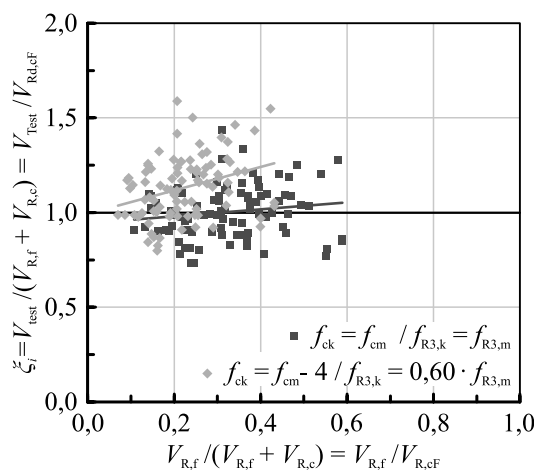


Bild 7.3: Entwicklung der berechneten Prognosefaktoren ξ_i in Abhängigkeit des bezogenen Fasertraganteils auf Basis mittlerer und charakteristischer Materialkennwerte nach dem vorgeschlagenen Ansatz für die Weiterentwicklung des prEC2 Anhang L [34]

Kapitel 8

Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Im modernen Bauwesen findet Stahlfaserbeton zunehmend auch bei tragenden Bauteilen Anwendung. Die seit mehr als 50 Jahren andauernde Erforschung und Erprobung dieses mit Stahlfasern verstärkten Betons bzw. Stahlbetons mündete im vergangenen Jahrzehnt in bauaufsichtlich eingeführten Regelwerken zur Bemessung, Klassifizierung und Bauausführung von Stahlfaserbeton (z. B. [44]). Der Schritt der geplanten Integration von Bemessungsregeln für Bauteile aus Stahlfaserbeton in die 2. Generation des Eurocode 2 [34] beschreibt den nächsten Meilenstein in der Etablierung dieses für viele Ingenieure „neuen“ Baustoffs in der täglichen Baupraxis, da hierdurch erstmals ein einheitliches und konsistentes Regelwerk zur Bemessung von Stahlbeton-, Spannbeton- und Stahlfaserbetonbauteilen vorliegt. Durch die aus der rissüberbrückenden und rissbreitenbegrenzenden Wirkung der Stahlfasern resultierenden Vorteile in Verbindung mit der rechnerisch nutzbaren Nachrisszugfestigkeit ist die Anwendung von Stahlfaserbeton bei flächigen Bauteilen wie Industriefußböden sowie im konventionellen und maschinellen Tunnelbau bereits heute gängige Praxis [79, 230]. Bei schubbeanspruchten Bauteilen wie Balken (z. B. [90, 120, 233]) oder punktgestützten Platten (z. B. [37, 98, 133, 253]) zeigen in der Literatur dokumentierte Untersuchungen an stahlfaserverstärkten Bauteilen zudem dessen Potential als adäquater Ersatz herkömmlicher Schubbewehrung.

Das Durchstantragverhalten von mit Stahlfasern bewehrten bzw. verstärkten Beton- und Stahlbetonplatten ohne Durchstanzbewehrung steht seit den frühen 70-er Jahren kontinuierlich im Fokus unterschiedlichster internationaler Forschungsvorhaben (vgl. [260]). Während sich in Faserbetonplatten ohne zusätzliche Biegezugbewehrung die Biegetragfähigkeit der Platte als maßgebend zeigt und kein Durchstanzversagen eintritt (vgl. z. B. [169]), bestätigen Untersuchungen an stahlfaserverstärkten Stahlbetonplatten den positiven Einfluss einer Faserzugabe auf die Rissbildung, das Verformungsverhalten und die Durchstanztragfähigkeit (vgl. z. B. [37, 98, 133, 253]). Untersuchungen an durchstanzbewehrten, stahlfaserverstärkten Stahlbetonplatten liegen nur in einem sehr begrenzten Umfang vor (z. B. [15, 178, 253, 283]). Die Versuchskörper dieser Untersuchungen zeigten entweder ein Biegeversagen oder verwendeten für den europäischen Raum untypische Durchstanzbewehrungsformen, sodass keine quantifizierbare Wertung der Wirksamkeit einer derartigen Kombination möglich ist. Mehrfach mündeten die durchgeführten experimentellen Untersuchungen in der Ableitung von theoretischen Bemessungsmodellen und -gleichungen, wobei nahezu ausschließlich Platten ohne Durchstanzbewehrung Betrachtung fanden.

Eine umfassende, strukturierte Zusammenfassung, Gegenüberstellung und systematische Auswertung der bislang bekannten theoretischen und experimentellen Untersuchungen fehlt hingegen. Zudem wurden meist aus versuchstechnischen Gründen Versuchskörper mit sehr geringen Plattendicken ($h \leq 150$ mm) geprüft, die einen Einfluss der Schalkanten auf die Faserwirksamkeit erwarten lassen. Auch Erkenntnisse zur Wirksamkeit moderner Stahldrahtfasergenerationen sowie zu konventioneller Durchstanzbewehrung in stahlfaserverstärkten Platten fehlen nahezu gänzlich. Dennoch enthalten aktuelle sowie zukünftige Regelwerke wie die DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44], der Model Code 2010 [88] oder die zukünftige Generation des Eurocode 2 prEC2 Anhang L [34] Bemessungsgleichungen zur Anrechnung der Fasertragwirkung im Rahmen der Nachweisführung ausreichender Durchstanztragfähigkeit.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit galt es, die Eignung der bestehenden Bemessungsmodelle für praxisübliche Plattendicken und moderne Stahlfasergenerationen zu überprüfen bzw. zu bewerten und auf Basis des Nachweiskonzeptes des prEC2 Anhang L [34] ein konsistentes und allgemeingültiges Bemessungsmodell für faserverstärkte Stahlbetonplatten ohne Durchstanzbewehrung abzuleiten. Durch ergänzende Tastversuche sollten erste Erkenntnisse zur Wirksamkeit zusätzlich angeordneter Durchstanzbewehrung in stahlfaserverstärkten Stahlbetonplatten geschaffen werden.

Grundlegende Voraussetzung für eine zutreffende Beschreibung der Faserwirksamkeit im Bereich des Decke-Stütze-Knotens bildet die Kenntnis über die materialspezifischen Besonderheiten im Trag- und Verformungsverhalten von Stahlfaserbeton unter Druck-, Zug- und Biegezugbeanspruchung. Hierbei erweist sich insbesondere die rissüberbrückende Wirkung der Stahlfasern und die bei Zugbeanspruchung rechnerisch ansetzbare Nachrisszugfestigkeit als entscheidende Eigenschaft, was zusammenfassend Kapitel 2 darstellt.

Eine zielgerichtete Weiterentwicklung bestehender Bemessungsmodelle setzt das Verständnis über das Trag- und Verformungsverhalten stahlfaserverstärkter Platten im Bereich des Decke-Stütze-Knotens voraus, weshalb Kapitel 3 einen Überblick über den Stand der Technik der nationalen und internationalen Literatur gibt. Zunächst wurden vorliegende experimentelle Untersuchungen und Erkenntnisse dargestellt und Lücken der bestehenden Datenbasis herausgearbeitet. Die Untersuchungen verdeutlichten, dass die von faserfreien Stahlbetonplatten bekannten Traganteile und -mechanismen weitestgehend unverändert bestehen und im Wesentlichen durch die im kritischen Schubriss wirksame Nachrisszugfestigkeit ergänzt werden. Im Weiteren wurden in der Fachliteratur vorliegende Ansätze zur rechnerischen Beschreibung der Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten zusammengetragen und kritisch hinterfragt. Der Großteil dieser Ansätze beschreibt empirische, auf Basis von Regressionsanalysen abgeleitete Zusammenhänge, die nur eine beschränkte Allgemeingültigkeit besitzen und mechanisch meist nicht konsistent sind. Insbesondere in den vergangenen Jahren wurden mehrfach auf kinematischen Versagenskriterien basierende Ansätze abgeleitet, die auch bei stahlfaserverstärkten Stahlbetonplatten eine sehr zutreffende Erfassung der experimentellen Tragfähigkeiten und deren Traganteile gewährleisten. Jedoch erfordern diese Ansätze einen sehr hohen Rechenaufwand, weshalb nur eine bedingte Eignung für die tägliche Ingenieurpraxis besteht. Zur Bewertung vorliegender Regelwerke werden die Durchstanzbemessung nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44], Model Code 2010 [88] und Anhang L des 7. Entwurfs der zukünftigen Generation des Eurocode 2 prEC2 [34] vorgestellt sowie deren Unterschiede erörtert. Ein Vergleich ermöglicht die Darstellung der jeweiligen Vor- und Nachteile und schafft schließlich die Grundlage für eine zielgerichtete Weiterentwicklung.

Zur Analyse des Durchstanztragverhaltens stahlfaserverstärkter Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung mit praxisüblicher Plattendicke wurden im Rahmen eines Forschungsvorhabens der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“ sowie der „Stiftung Bayerisches Baugewerbe“ eigene Durchstanzversuche an

stahlfaserverstärkten Flachdeckenausschnitten durchgeführt. Neben praxisüblichen Abmessungen stand die Variation des Fasergehalts und die Verwendung moderner Stahldrahtfasergenerationen im Vordergrund. Hierbei zeigte sich, dass die Faserzugabe bei allen Versuchskörpern eine Traglaststeigerung in Verbindung mit einer Verformungszunahme und einem sehr duktilen Nachbruchtragverhalten bewirkt. Des Weiteren trat eine feinere Rissbildung auf der gezogenen Plattenoberseite sowie bei hohen Stahlfasergehalten ein leicht erhöhtes Steifigkeitsverhalten im gerissenen Zustand II auf. Die Steifigkeit des ungerissenen Querschnitts sowie die Erstrissbildung bzw. der Übergang in den Zustand II blieben hingegen von einer Faserzugabe weitestgehend unberührt. Aus dem Einsatz hochfester Stahldrahtfasern konnte im Rahmen dieser Versuche keine erhöhten Tragfähigkeiten beobachtet werden, obwohl das verbesserte Verankerungsverhalten dieser Fasertypen einen duktileren Nachbruchbereich ohne spröden Lastabfall ermöglichten. Die Variation der Plattendicke in praxisüblichen Bereichen zeigte keinen nennenswerten Einfluss auf den Fasertraganteil, sodass von keinem Maßstabsfaktor auszugehen ist. Im Fokus ergänzender Tastversuche standen das Trag- und Verformungsverhalten bei zusätzlicher Anordnung von Durchstanzbewehrung. Diese Versuchskörper zeigten ein zur Faserwirkung bei Versuchskörpern ohne Durchstanzbewehrung vergleichbares Verhalten mit Tragfähigkeiten oberhalb der von durchstanzbewehrten Stahlbetonplatten bekannten Maximaltragfähigkeit $V_{R,max}$, was das Potential dieser Kombination verdeutlicht. Aus der Variation des Durchstanzbewehrungsgrades zeigte sich ein Einfluss auf die Schubrissneigung, woraus unterschiedliche Stahlfasertraganteile in Abhängigkeit des Durchstanzbewehrungsgrades zu erwarten sind. Eine vollständige Überlagerung des aus Versuchskörpern ohne Durchstanzbewehrung bekannten Fasertraganteils mit dem wirksamen Betontraganteil sowie dem Stahltraganteil einer Durchstanzbewehrung erscheint daher nicht zielführend. Eine quantifizierbare Aussage bedarf an dieser Stelle jedoch weiterführender Untersuchungen.

Unter Berücksichtigung der Ergebnisse der eigenen Untersuchungen wurden in Kapitel 5 zur Überprüfung der Bemessungsmodelle bestehender Regelwerke vorliegende Datenbanken mit stahlfaserverstärkten Durchstanzversuchen zusammengetragen, überprüft und erweitert. Durch Definition praxisrelevanter Parameterkonfigurationen fand eine Reduktion der in etwa 500 gesichteten Versuchskörper auf 132 geeignete Datensätze statt, deren Umfang hinsichtlich baupraktischer Anwendungsbereiche durch Häufigkeitsverteilungen vor und nach der Sortierung überprüft und dargestellt wurde. Eine Gegenüberstellung der theoretischen Durchstanztragfähigkeiten nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44], Model Code 2010 [88] sowie prEC2 Anhang L [34] mit den experimentellen Werten der Datenbank ermöglichte eine Einschätzung und Bewertung der Prognosegenauigkeit des jeweiligen Ansatzes und die grafische Ausarbeitung von über- oder unterschätzenden Einflussgrößen. Da die Fasertragwirkung bei allen drei Modellen additiv auf Basis des jeweiligen Betontraganteils $V_{R,c}$ Berücksichtigung findet, basierte diese Bewertung auf Grundlage eines Vergleichs mit den Ergebnissen und statistischen Kennwerten entsprechender Auswertungen einer Datenbank zu faserfreien Stahlbetonplatten. Trotz des empirischen Charakters der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] konnte eine zu faserfreien Stahlbetonplatten vergleichbare Prognosegenauigkeit bestätigt werden, die vorwiegend aus der künstlichen Obergrenze der Durchstanztragfähigkeit $V_{R,max}$ resultiert. Model Code 2010 [88] und prEC2 Anhang L [34] erfassen das tatsächliche Verhalten und die jeweiligen Traganteile infolge ihres rotationsabhängigen Ansatzes zutreffender, jedoch bedarf insbesondere prEC2 Anhang L [34] Modifikationen in der Beschreibung der Fasertragwirkung und der Interaktion des Beton- und Stahlfasertraganteils hinsichtlich einer sicheren Prognose des Durchstanzwiderstandes. Insgesamt lässt sich eine grundsätzliche Eignung eines additiven Ansatzes zur Beschreibung der Fasertragwirkung innerhalb des Durchstanzwiderstandes bestätigen, jedoch ist eine zutreffende Berücksichtigung der Interaktion zwischen Beton- und Stahlfasertragwirkung erforderlich.

Auf Grundlage der vorangegangenen Untersuchungen wurde in Kapitel 6 das auf der mechanisch begründeten Theorie des kritischen Schubrisses [181] beruhende Bemessungsmodell des prEC2 Anhang L [34] in Bezug auf eine zutreffende Beschreibung des stahlfaserbetonspezifischen Verhaltens einschließlich der Interaktion des Beton- und Stahlfasertraganteils weiterentwickelt. Die Basis bildete die erstellte Datenbank, die ein akzeptables Spektrum praxisüblicher Konfigurationen umfasst und somit keinerlei Einschränkungen oder Sonderregelungen bedarf. Durch das entwickelte und vorgeschlagene Modell liegt ein einheitlicher und konsistenter Ansatz für faserfreie und faserverstärkte Platten vor, sodass ein nahtloser Übergang zu faserfreien Bauteilen gewährleistet ist. Über alle Parameterbereiche zeigt das vorgeschlagene Modell eine gute bis sehr gute Übereinstimmung mit den an den eigenen und der Literatur entnommenen Versuchskörpern ermittelten Durchstanztragfähigkeiten. In Bezug auf faserfreie Stahlbetonplatten konnte eine vergleichbare Prognosegenauigkeit und damit ein ähnliches Sicherheitsniveau bestätigt werden. Durch eine zutreffende Beschreibung des Stahlfasertraganteils konnten die Versuchsbeobachtungen eines sehr duktilen Nachbruchverhaltens bestätigt werden, dass auch bei hohen Nachrisszugfestigkeiten keine künstliche Obergrenze des Fasertraganteils erforderlich ist.

Abschließend wurde in Kapitel 7 ein Vorschlag zur Fortschreibung des in Anhang L des 7. Entwurfs der zukünftigen Generation des Eurocode 2 [34] enthaltenen Bemessungsansatzes unterbreitet, welcher das Sicherheitskonzept und Anforderungen der Qualitätssicherung berücksichtigt. Das vorgeschlagene additive Bemessungsmodell bietet eine einfache und klare Erfassung der wichtigsten Einflussparameter der Fasertragwirkung, was zu einer sicheren und robusten Bemessung stahlfaserverstärkter Platten beiträgt. Zudem werden alle Anforderungen hinsichtlich eines konsistenten und einheitlichen Bemessungsmodells faserfreier und faserverstärkter Bauteile gewährleistet.

8.2 Ausblick

Die im Rahmen dieser Arbeit an stahlfaserverstärkten Flachdeckenausschnitten mit und ohne Durchstanzbewehrung durchgeführten Untersuchungen belegen, dass die Verwendung von Stahlfaserbeton im Bereich des Decke-Stütze-Knotens neben einem verbesserten Verformungsverhalten insbesondere eine Steigerung der Durchstanztragfähigkeit ermöglicht. Die durchstanzbewehrten Platten der Tastversuche zeigten Höchstlasten, die über der von faserfreien Stahlbetonplatten bekannten Maximaltragfähigkeit $V_{R,max}$ liegen, was das Potential dieser Bauweise bestätigt. Während das Tragverhalten von stahlfaserverstärkten Platten ohne Durchstanzbewehrung weitestgehend untersucht und geklärt erscheint, sollten sich weiterführende Untersuchungen insbesondere mit der Verwendung von Stahlfaserbeton bei durchstanzbewehrten Platten und den hieraus resultierenden Traganteilen sowie deren gegenseitigen Interaktion beschäftigen. Weltweit liegt für diese Kombination unter Berücksichtigung der Versuchskörper dieser Arbeit allerdings nur eine sehr begrenzte Versuchsanzahl vor.

Die Untersuchungen an stahlfaserverstärkten Versuchskörpern ohne Durchstanzbewehrung belegen, dass die Traganteile des Betonquerschnitts und der Stahlfasern nicht unmittelbar überlagert werden dürfen. Die Auswertungen der durchstanzbewehrten Tastversuche lassen ein ähnliches Bild vermuten, weshalb das vorgeschlagene Modell hinsichtlich den Traganteilen einer Durchstanzbewehrung auf Basis eines verformungsabhängigen Ansatzes zu erweitern ist. Dies bedarf weiterführender experimenteller und numerischer Untersuchungen, die beispielsweise unter Einsatz moderner Messtechnik, wie z. B. faseroptischer Sensoren, eine verbesserte Quantifizierung der einzelnen Traganteile ermöglichen. Ein Augenmerk sollte hierbei auf der Verankerungsqualität der Durchstanzbewehrung in Bezug auf die aus der Faserzugabe resultierende, veränderte Rissbildung liegen. Untersuchungen an Stahlbetonplatten mit

Durchstanzbewehrung belegen mehrfach Unterschiede in der Verankerungsqualität verschiedener Durchstanzbewehrungssysteme (z. B. [18, 23, 74, 125, 154, 226]), welche in ähnlicher Weise auch die eigenen stahlfaserverstärkten Tastversuche erkennen lassen. Durch zukünftige Untersuchungen sollte überprüft werden, inwieweit die vorliegenden Ergebnisse auch auf faserverstärkte Platten übertragbar sind und inwiefern sich eine Faserzugabe auf das Auszugs- bzw. Verankerungsverhalten der Durchstanzbewehrungselemente auswirkt.

Eine abschließende Quantifizierung und rechnerische Beschreibung der maximalen Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Platten bei Verwendung von Durchstanzbewehrung unter Berücksichtigung versuchstypischer, materieller und geometrischer Streuungen bedarf ergänzender Versuche auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit. Der bügelbewehrte Versuchskörper M3-25-1.75-B10 versagte durch einen Schubriss zwischen Stützenanschnitt und erster Bügelreihe. Für die Bewertung der tatsächlichen Maximaltragfähigkeit bügelbewehrter Platten erscheinen daher Untersuchungen mit Variation des radialen Abstandes der ersten Bügelschenkelreihe vom Stützenanschnitt als sinnvoll und zielführend.

Die Tastversuche mit reduziertem Durchstanzbewehrungsgrad zeigten eine Mehrfachrissbildung bei abnehmender Rissneigung. Durch Untersuchungen mit variierendem Durchstanzbewehrungsgrad sollte daher der Bereich unterhalb der Maximaltragfähigkeit näher betrachtet werden, da in diesem Bereich eventuell eine verbesserte Aktivierung der Stahlfasern und somit eine Abhängigkeit des Stahlfasertrageanteils vom Durchstanzbewehrungsgrad zu erwarten ist.

Die durchgeführten Tastversuche beruhen auf einem geometrischen Längsbewehrungsgrad von 1,75 %, was für praxisübliche Stahlbetonplatten einem oberen Grenzwert entspricht und aufgrund des steiferen Rotationsverhaltens vermutlich eine reduzierte Faserwirksamkeit erwarten lässt [201]. In zukünftigen Untersuchungen sollte daher, trotz der bekannten Problematik eines Biegeversagens, eine Variation des Längsbewehrungsgrades bei reduzierten Werten angestrebt werden.

Abschließend gilt es, die baupraktische Ausführung von Flachdecken einfließen zu lassen, die im üblichen Hoch- und Ingenieurbau häufig auf der Verwendung von Halbfertigteilelementen beruht. Für einen wirtschaftlichen und praxisrelevanten Einsatz von Stahlfaserbeton mit und ohne Durchstanzbewehrung sollte daher das Tragverhalten bei Verwendung von Halbfertigteildeckenelementen aus faserfreiem Stahlbeton in Verbindung mit einer stahlfaserverstärkten Ortbetonergänzung näher betrachtet werden.

Das vorgestellte Bemessungsmodell erzielte für stahlfaserverstärkte Stahlbetonplatten ohne Durchstanzbewehrung eine sehr zutreffende Übereinstimmung in der Versuchsnachrechnung. Für eine abschließende Bewertung des Sicherheitsniveaus und die Definition von Teilsicherheitsbeiwerten sind jedoch weiterführende, vertiefende probabilistische Untersuchungen mit verfeinerter Bestimmung der Zuverlässigkeit und der Versagenswahrscheinlichkeit sowie des angestrebten Zuverlässigkeitsindex erforderlich und wünschenswert. Zudem ist die Erweiterung des vorgestellten Modells um den Stahltraganteil einer Durchstanzbewehrung denkbar und möglich.

Literaturverzeichnis

- [1] ABDEL-RAHMAN, A. M.; HASSAN, N. Z.; SOLIMAN, A. M.: *Punching shear behavior of reinforced concrete slabs using steel fibers in the mix*. HBRC Journal, 14(3), S. 272–281, 2018, doi: 10.1016/j.hbrj.2016.11.001.
- [2] ACI Committee 318: *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-14)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, 2019, doi: 10.14359/51716937.
- [3] ACI-ASCE Committee 326: *Shear and Diagonal Tension*. ACI Journal Proceedings, 59(2), S. 353–395, 1962, doi: 10.14359/7920.
- [4] AFONSO, C. L. M.: *Lajes fungiformes. Contribuições para a compreensão do seu comportamento*. Dissertation, Universidade do Porto, Porto, 2010.
- [5] AHMED, R. H.; ABDEL-HAMEED, G. D.; FARAHAT, A. M.: *Behavior of hybrid high-strength fiber reinforced concrete slab-column connections under the effect of high temperature*. HBRC Journal, 12(1), S. 54–62, 2016, doi: 10.1016/j.hbrj.2016.01.007.
- [6] ALEXANDER, S. B.; SIMMONDS, S. H.: *Ultimate Strength of Slab-Column Connections*. ACI Structural Journal, 84(3), S. 255–261, 1987, doi: 10.14359/2518.
- [7] ALEXANDER, S. D. B.: *Bond model for strength of slab-column joints*. Dissertation, University of Alberta, Alberta, 1990.
- [8] ALEXANDER, S. D. B.; SIMMONDS, S. H.: *Bond Model for Concentric Punching Shear*. ACI Structural Journal, 89(3), S. 325–334, 1992, doi: 10.14359/3246.
- [9] ALEXANDER, S. D. B.; SIMMONDS, S. H.: *Punching Shear Tests of Concrete Slab-Column Joints Containing Fiber Reinforcement*. ACI Structural Journal, 89(4), S. 425–432, 1992, doi: 10.14359/3027.
- [10] AL-QURAIISHI, H. A. A.: *Punching Shear Behavior of UHPC Flat Slabs*. Dissertation, Universität Kassel, Kassel, 2014.
- [11] ALVES, V.; OLIVEIRA, L.; SANTOS, A.; TRAUTWEIN, L.: *Experimental Evaluation of the Load Carrying Capacity of SFRC Flat Slabs Varying the Rectangularity Index of Columns*. KSCE Journal of Civil Engineering, 25(2), S. 574–585, 2021, doi: 10.1007/s12205-021-0456-4.
- [12] ALWAN, J. M.; NAAMAN, A. E.; GUERRERO, P.: *Effect of mechanical clamping on the pull-out response of hooked steel fibers embedded in cementitious matrices*. Concrete Science and Engineering, 1(1), S. 15–25, 1999.
- [13] ANDRÄ, H.-P.: *Zum Tragverhalten des Auflagerbereichs von Flachdecken*. Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 1983.
- [14] ASTM: *Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete (Using Centrally Loaded Round Panel)*. American Society for Testing and Materials (ASTM), ASTM C 1550, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2020, doi: 10.1520/C1550-20.
- [15] AZEVEDO, A.: *Resistência e ductilidade das ligações laje-pilar em lajes-cogumelo de concreto de alta resistência armado com fibras de aço e armadura transversal de pinos*. Dissertation, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

- [16] BARROS, J. A.; MORAES NETO, B. N.; MELO, G. S.; FRAZÃO, C. M.: *Assessment of the effectiveness of steel fibre reinforcement for the punching resistance of flat slabs by experimental research and design approach*. Composites Part B: Engineering, 78(9), S. 8–25, 2015, doi: 10.1016/j.compositesb.2015.03.050.
- [17] BAŽANT, Z. P.; CAO, Z.: *Size Effect in Punching Shear Failure of Slabs*. Structural Concrete, 84(1), S. 44–53, 1987, doi: 10.14359/2785.
- [18] BEUTEL, R. R. K.: *Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken im Bereich von Innenstützen*. Dissertation, RWTH Aachen, Aachen, 2002.
- [19] *Building Types Online*, Walter de Gruyter GmbH, Birkhäuser Verlag, 2017. [Online]. Verfügbar unter: <https://buildingtypesonline.com>, Zugriff am: 20. September 2017.
- [20] BLANCO, A.; PUJADAS, P.; LA FUENTE, A.; CAVALARO, S.; AGUADO, A.: *Assessment of the fibre orientation factor in SFRC slabs*. Composites Part B: Engineering, 68(1), S. 343–354, 2015, doi: 10.1016/j.compositesb.2014.09.001.
- [21] BOCKLENBERG, L.: *Durchstanzen dicker Platten mit symmetrisch reduzierten Experimenten*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 2020.
- [22] BONZEL, J.: *Zur Gestaltsabhängigkeit der Betondruckfestigkeit*. Beton- und Stahlbetonbau, 54(9), S. 223–248, 1959.
- [23] BRANTSCHEN, F.: *Influence of bond and anchorage conditions of the shear reinforcement on the punching strength of RC slabs*. Dissertation, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2016.
- [24] BREITENBÜCHER, R.; SONG, F.: *Experimentelle Untersuchungen zum Auszugsverhalten von Stahlfasern in höherfesten Betonen*. Beton- und Stahlbetonbau, 109(1), S. 43–52, 2014, doi: 10.1002/best.201300049.
- [25] BREITENBÜCHER, R.; RAHM, H.: *Zerstörungsfreie Bestimmung des Stahlfasergehalts und der Stahlfaserorientierung im Frisch- und Festbeton*. Beton, -(3), S. 88–93, 2009.
- [26] BRESLER, B.; PISTER, K. S.: *Strength of Concrete Under Combined Stresses*. ACI Journal Proceedings, 55(9), S. 321–345, 1958, doi: 10.14359/11358.
- [27] *Brite-Euram: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete*, Brite-Euram BRPR-CT98-0813, Mrz. 2002.
- [28] BROMS, C. E.: *Concrete flat slabs and footings – Design method for punching and detailing for ductility*. Dissertation, Royal Institute of Technology, KTH Stockholm, Stockholm, 2005.
- [29] BSI: *BS 8110-1:1985 Structural use of concrete: Part 1: Code of practice for design and construction*. British Standards Institution, London, 1985.
- [30] BSI: *BS 8110-1:1997 Structural use of concrete: Part 1: Code of practice for design and construction*. British Standards Institution, London, 1997.
- [31] CANTONE, R.; RUIZ, M. F.; BUJNAK, J.; MUTTONI, A.: *Enhancing Punching Strength and Deformation Capacity of Flat Slabs*. ACI Structural Journal, 116(5), S. 261–274, 2019, doi: 10.14359/51716842.
- [32] CARATELLI, A.; IMPERATORE, S.; MEDA, A.; RINALDI, Z.: *Punching shear behavior of lightweight fiber reinforced concrete slabs*. Composites Part B: Engineering, 99(8), S. 257–265, 2016, doi: 10.1016/j.compositesb.2016.06.045.
- [33] *EN 1992-1-1:2004: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN European Committee for Standardization, 2004.
- [34] *prEN 1992-1-1-D7 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules - Rules for buildings, bridges and civil engineering structures*, CEN European Committee for Standardization, Draft D7 vom Nov. 2020.
- [35] CEN/TC 250/SC 2: *PT-SC2-T1 D3BG - Background documents to prEN 1992-1-1*, 2. Juli 2018.
- [36] CHANTHABOUALA, K.: *Punching Shear Strength of High Strength Concrete and Steel Fibre Reinforced Concrete Slabs*. Dissertation, Nanyang Technological University, Singapur, 2017.
- [37] CHANTHABOUALA, K.; TENG, S.; CHANDRA, J.; TAN, K.-H.; OSTERTAG, C. P.: *Punching Tests of Double-Hooked-End Fiber Reinforced Concrete Slabs*. ACI Structural Journal, 115(6), S. 1777–1790, 2018, doi: 10.14359/51706891.
- [38] CHENG, M.-Y.; PARRA-MONTESINOS, G. J.: *Punching shear strength and deformation capacity of fiber reinforced concrete slab-column connections under earthquake-type loading*, Report No. UMCEE 09-01, University of Michigan, 2009.

- [39] CHENG, M.-Y.; PARRA-MONTESINOS, G. J.: *Evaluation of Steel Fiber Reinforcement for Punching Shear Resistance in Slab-Column Connections - Part II: Lateral Displacement Reversals*. ACI Structural Journal, 107(1), S. 110–118, 2010.
- [40] CHOI, K.-K.; REDA TAHA, M. M.; PARK, H.-G.; MAJI, A. K.: *Punching shear strength of interior concrete slab-column connections reinforced with steel fibers*. Cement and Concrete Composites, 29(5), S. 409–420, 2007, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2006.12.003.
- [41] CRISWELL, M. E.; HAWKINS, N. W.: *Shear Strength of Slabs: Basic Principle and Their Relation to Current Methods of Analysis*, ACI Special Publication, SP 42-29, S. 641–676, 1974.
- [42] DAfStb: *DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton - Ergänzungen und Änderungen zu DIN 1045, Teil 1 bis 3 und DIN EN 206-1*. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau (DAfStb), Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [43] DAfStb: *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 600, Beuth Verlag, Berlin, 2012.
- [44] DAfStb: *DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton - Ergänzungen und Änderungen zu DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA, DIN EN 206-1 in Verbindung mit DIN 1045-2 und DIN EN 13670 in Verbindung mit DIN 1045-3, Teil 1 bis 3*. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau (DAfStb), Beuth Verlag, Berlin, 2012.
- [45] DAfStb: *Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie "Stahlfaserbeton"*. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau (DAfStb), Heft 614, Beuth Verlag, Berlin, 2015.
- [46] DBV: *DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton*. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2001.
- [47] DE HANAI, J. B.; HOLANDA, K. M. A.: *Similarities between punching and shear strength of steel fiber reinforced concrete (SFRC) slabs and beams*. IBRACON Structures and Materials Journal, 1(1), S. 1–16, 2008.
- [48] DEHN, F.; FISCHER, O.; ORGASS, M.: *Polypropylenfaserbeton (PP-Faserbeton)*. In: Beton-Kalender 2016: Schwerpunkte: Spannbeton, Spezialbetone, K. Bergmeister, F. Fingerloos und J.-D. Wörner. (Hrsg.), S. 473–489, Ernst & Sohn, Berlin, 2015, doi: 10.1002/9783433606803.ch8.
- [49] DEHN, F.; MÜLLER, H. S.; WIENS, U.: *Beton*. In: Beton-Kalender 2020: Schwerpunkte: Wasserbau, Konstruktion und Bemessung, K. Bergmeister, F. Fingerloos und J.-D. Wörner. (Hrsg.), S. 1–174, Ernst & Sohn, Berlin, 2020, doi: 10.1002/9783433609903.ch1.
- [50] DESTREE, X.; MANDL, J.: *Steel fibre only reinforced concrete in free suspended elevated slabs: Case studies, design assisted by testing route, comparison to the latest SFRC standard documents*. In: Tailor made concrete structures: New Solutions for our Society, J. C. Walraven und D. Stoelhorst. (Hrsg.), S. 437–443, CRC Press, Boca Raton, Florida, 2008.
- [51] DI PRISCO, M.; FELICETTI, R.: *Some results on punching shear in plain and fibre-reinforced micro-concrete slabs*. Magazine of Concrete Research, 49(180), S. 201–219, 1997, doi: 10.1680/mac.1997.49.180.201.
- [52] DI PRISCO, M.; COLOMBO, M.; DOZIO, D.: *Fibre-reinforced concrete in fib Model Code 2010: principles, models and test validation*. Structural Concrete, 14(4), S. 342–361, 2013, doi: 10.1002/suco.201300021.
- [53] DIAZ, A. J.: *Seismic Resistance of Fiber-Reinforced Slab-Column Connections*. Master's Thesis, William Marsh Rice University, Houston, Texas, USA, 1991.
- [54] *DIN 1045:1988-07 Beton und Stahlbetonbau - Bemessung und Ausführung*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Jul. 1988.
- [55] *DIN 1048-5:1991-06 Prüfverfahren für Beton: Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Jun. 1991.
- [56] *DIN EN 10204:2005-01, Metallische Erzeugnisse - Arten von Prüfbescheinigungen; Deutsche Fassung EN 10204:2004*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Jan. 2005, doi: 10.31030/9427568.
- [57] *DIN EN 14651:2007-12, Prüfverfahren für Beton mit metallischen Fasern - Bestimmung der Biegezugfestigkeit (Proportionalitätsgrenze, residuelle Biegezugfestigkeit); Deutsche Fassung EN 14651:2005+A1:2007*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Dez. 2007, doi: 10.31030/1386060.
- [58] *DIN 1045-1:2008-08 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Aug. 2008.

- [59] DIN 488-1:2009-08, *Betonstahl - Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Aug. 2009, doi: 10.31030/1520610.
- [60] DIN EN 12390-6: 2010-09, *Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-6:2009*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Sep. 2010, doi: 10.31030/1709271.
- [61] DIN EN 1990/NA:2010-12, *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Dez. 2010, doi: 10.31030/1707463.
- [62] DIN EN 1990:2010-12, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Dez. 2010, doi: 10.31030/1723955.
- [63] DIN EN 1992-1-1:2011-01, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Jan. 2011, doi: 10.31030/1723945.
- [64] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Apr. 2013, doi: 10.31030/1946465.
- [65] DIN EN 12390-13:2014-06, *Prüfung von Festbeton - Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul); Deutsche Fassung EN 12390-13:2013*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin, Jun. 2014, doi: 10.31030/2017410.
- [66] DIN EN 206:2017-01, *Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013+A1:2016*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Jan. 2017, doi: 10.31030/2584715.
- [67] DIN EN ISO 15630-1:2019-05, *Stahl für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton - Prüfverfahren - Teil 1: Bewehrungsstäbe, Walzdraht und Draht (ISO 15630-1:2019); Deutsche Fassung EN ISO 15630-1:2019*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Mai. 2019, doi: 10.31030/2885797.
- [68] DIN EN 12350-5:2019-09, *Prüfung von Frischbeton - Teil 5: Ausbreitmaß; Deutsche Fassung EN 12350-5:2019*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Sep. 2019, doi: 10.31030/3045714.
- [69] DIN EN 12350-6:2019-09, *Prüfung von Frischbeton - Teil 6: Frischbetonrohddichte; Deutsche Fassung EN 12350-6:2019*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Sep. 2019, doi: 10.31030/3045731.
- [70] DIN EN 12350-7:2019-09, *Prüfung von Frischbeton - Teil 7: Luftgehalt - Druckverfahren; Deutsche Fassung EN 12350-7:2019*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Sep. 2019, doi: 10.31030/3045732.
- [71] DIN EN 12390-3:2019-10, *Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2019*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Okt. 2019, doi: 10.31030/3045735.
- [72] EDGINGTON, J.; HANNANT, D. J.: *Steel fibre reinforced concrete. The effect on fibre orientation of compaction by vibration*. *Materials and Structures*, 5(25), S. 41–44, 1972, doi: 10.1007/BF02479076.
- [73] EINPAUL, J.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A.: *Influence of moment redistribution and compressive membrane action on punching strength of flat slabs*. *Engineering Structures*, 86(5), S. 43–57, 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.12.032.
- [74] EINPAUL, J.; BRANTSCHEN, F.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A.: *Performance of Punching Shear Reinforcement under Gravity Loading: Influence of Type and Detailing*. *ACI Structural Journal*, 113(4), S. 827–838, 2016, doi: 10.14359/51688630.
- [75] EINPAUL, J.: *Punching strength of continuous flat slabs*. Dissertation, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2016.
- [76] EINPAUL, J.; BUJNAK, J.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A.: *Study on Influence of Column Size and Slab Slenderness on Punching Strength*. *ACI Structural Journal*, 113(1), S. 135–145, 2016, doi: 10.14359/51687945.

- [77] ELSTNER, R. C.; HOGNESTAD, E.: *Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs*. ACI Journal Proceedings, 53(7), S. 29–58, 1956, doi: 10.14359/11501.
- [78] EMPELMANN, M.; HENKE, V.: *Tension-Stiffening bei Zugstäben mit "Kombibewehrung"* Beton- und Stahlbetonbau, 103(12), S. 792–799, 2008, doi: 10.1002/best.200800648.
- [79] EMPELMANN, M.; TEUTSCH, M.; WICHERS, M.: *Baukonstruktionen aus Faserbeton*. In: Beton-Kalender 2011: Schwerpunkte: Kraftwerke, Faserbeton, K. Bergmeister, F. Fingerloos und J. D. Wörner. (Hrsg.), S. 89–139, Ernst Wilhelm & Sohn, Berlin, 2010, doi: 10.1002/9783433601013.ch11.
- [80] EMPELMANN, M.; OETTEL, V.; CRAMER, J.: *Berechnung der Rissbreite von mit Stahlfasern und Betonstahl bewehrten Betonbauteilen*. Beton- und Stahlbetonbau, 115(2), S. 136–145, 2020, doi: 10.1002/best.201900065.
- [81] *EOTA TR 060: Increase of punching shear resistance of flat slabs or footings and ground slabs - double headed studs - Calculation Methods*, EOTA European Organisation for Technical Assessment, Nov. 2017.
- [82] ERDEM, E.: *Probabilistisch basierte Auslegung stahlfasermodifizierter Betonbauteile auf experimenteller Grundlage*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 2002.
- [83] Euro-International Committee for Concrete: *CEB-FIP model code 1990: Design code*, Telford, London, 1993.
- [84] *Specication for sprayed concrete.*, European Federation of National Associations Representing for Concrete (EFNARC), United Kingdom, 1996.
- [85] FACCIN, E.; FACCONI, L.; MINELLI, F.; PLIZZARI, G.: *Predicting the Residual Flexural Strength of Concrete Reinforced with Hooked-End Steel Fibers: New Empirical Equations*. In: Fibre Reinforced Concrete: Improvements and Innovations II. BEFIB 2021, P. Serna, A. Llano-Torre, J. R. Martí-Vargas und J. Navarro-Gregori. (Hrsg.), Bd. 36, S. 456–468, RILEM Bookseries, 1. Aufl, Springer, Cham, 2022, doi: 10.1007/978-3-030-83719-8_40.
- [86] FALKNER, H.; TEUTSCH, M.; ROSENBUSCH, J.: *Stahlfaserbeton- und stahlfaserverstärkte Stahlbetonbauteile*. Beton- und Stahlbetonbau, 97(8), S. 409–414, 2002, doi: 10.1002/best.200201860.
- [87] FALKNER, H.; TEUTSCH, M.: *Untersuchung des Biegetragverhaltens von Stahlfaserbetonbalken unter Variation der Faserart*. iBMB-Forschungsbericht, Eigenverlag Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, 19993.
- [88] *fib Model Code for Concrete Structures 2010*, Fédération internationale du béton (CEB-FIB), Ernst und Sohn, Berlin, 2013.
- [89] FEIX, J.: *Kritische Analyse und Darstellung der Bemessung für Biegung mit Längskraft, Querkraft und Torsion nach Eurocode 2 Teil 1*. Dissertation, Technische Universität München, München, 1993.
- [90] *Shear and punching shear in RC and FRC elements: Proceedings of a workshop held on 15 - 16 October 2010, in Salò, Lake Garda, Italy*. S. Foster, F. Minelli, G. Plizzari und V. Sigrist. (Hrsg.), Bulletin 57, Fédération internationale du béton (fib), Lausanne, 2010.
- [91] FÜRST, A.; MARTI, P.: *Robert Maillart's Design Approach for Flat Slabs*. Journal of Structural Engineering, 123(8), S. 1102–1110, 1997, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:8(1102).
- [92] GASPARINI, D. A.: *Contributions of C. A. P. Turner to Development of Reinforced Concrete Flat Slabs 1905–1909*. Journal of Structural Engineering, 128(10), S. 1243–1252, 2002, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:10(1243).
- [93] GEHLER, W.: *Würfel Festigkeit und Säulenfestigkeit als Grundlage der Betonprüfung*. Beton und Eisen, 26(7), S. 141–142, 1927.
- [94] GÖDDE, L.: *Numerische Simulation und Bemessung von Flächentragwerken aus Stahlfaserbeton sowie stahlfaserverstärktem Stahl- und Spannbeton*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 2013.
- [95] GÖDDE, L.; HEEK, P.; MARK, P.; STRACK, M.: *Stahlfaserbeton*. In: Stahlbetonbau: Beispiele aus: Bemessung, Konstruktion, Planung, Ausführung, J. Hegger und P. Mark. (Hrsg.), Kapitel C: 1-64, Bauwerk, Beuth Verlag, Berlin, 2017.
- [96] GOMES, R. B.: *Punching resistance of reinforced concrete flat slabs with shear reinforcement*. Dissertation, University of Westminster, London, UK, 1991.
- [97] GOSSLA, U.: *Flachdecken aus Stahlfaserbeton*. Beton- und Stahlbetonbau, 101(2), S. 94–102, 2006, doi: 10.1002/best.200500461.

- [98] GOUVEIA, N. D.; FERNANDES, N. A.; FARIA, D. M.; RAMOS, A. M.; LÚCIO, V. J.: *SFRC flat slabs punching behaviour – Experimental research*. Composites Part B: Engineering, 63(7), S. 161–171, 2014.
- [99] GOUVEIA, N. D.: *Comportamento ao punçamento de lajes fungiformes em brfsujeitas a ações monotónicas e cíclicas*. Dissertation, Universidade Nova de Lisboa, Lissabon, 2017.
- [100] GOUVEIA, N. D.; LAPI, M.; ORLANDO, M.; FARIA, D. M. V.; RAMOS, A. M. P.: *Experimental and theoretical evaluation of punching strength of steel fiber reinforced concrete slabs*. Structural Concrete, 19(1), S. 217–229, 2018.
- [101] GOUVEIA, N. D.; FARIA, D. M. V.; RAMOS, A. P.: *Assessment of SFRC flat slab punching behaviour – part I: monotonic vertical loading*. Magazine of Concrete Research, 71(11), S. 587–598, 2019, doi: 10.1680/jmacr.17.00343.
- [102] GOUVEIA, N. D.; FARIA, D. M. V.; RAMOS, A. P.: *Assessment of SFRC flat slab punching behaviour – part II: reversed horizontal cyclic loading*. Magazine of Concrete Research, 71(1), S. 26–42, 2019.
- [103] GRAF, O.: *Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonplatten unter konzentrierter Last nahe einem Auflager*. Deuter Ausschuss für Eisenbeton, Heft 73, Berlin, 1933.
- [104] GRASSER, E.; PRATSCH, G.: *Bemessung für Biegung mit Längskraft, Querkraft und Torsion nach DIN 1045 und EC 2*. In: Beton-Kalender 1992, J. Eibl. (Hrsg.), Ernst & Sohn, Berlin, 1992.
- [105] GREINER, S.: *Zum Tragverhalten von dünnen Bauteilen aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton*. Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2006.
- [106] GRIMALDI, A.; MEDA, A.; RINALDI, Z.: *Experimental behaviour of fibre reinforced concrete bridge decks subjected to punching shear*. Composites Part B: Engineering, 45(1), S. 811–820, 2013.
- [107] GRÜBL, P.; WEIGLER, H.; KARL, S.: *Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften*. 2. Aufl., Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- [108] GRÜNEWALD, S.: *Performance-based design of self-compacting of self-compacting fibre reinforced concrete*. Dissertation, Technische Universität Delft, Delft, 2004.
- [109] GUANDALINI, S.: *Poinçonnement symétrique des dalles en béton armé*. Dissertation, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2005.
- [110] GUANDALINI, S.; BURDET, O. L.; MUTTONI, A.: *Punching Tests of Slabs with Low Reinforcement Ratios*. ACI Structural Journal, 106(1), S. 87–95, 2009, doi: 10.14359/56287.
- [111] GUIDOTTI, R.: *Poinçonnement des planchers-dalles avec colonnes superposées fortement sollicitées*. Dissertation, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2010.
- [112] HADL, P.; GRÖGER, J.; TUE, N. V.: *Experimentelle Untersuchungen zur Streuung im Zugtragverhalten von Stahlfaserbeton*. Bautechnik, 92(6), S. 385–393, 2015, doi: 10.1002/bate.201500008.
- [113] HADL, P.: *Zum besseren Verständnis der Streuung des Zugtragverhaltens von stahlfaserbewehrtem Normalbeton und Ultra-Hochleistungsbeton*. Dissertation, Technische Universität Graz, Graz, 2017.
- [114] HALLGREN, M.: *Punching Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete*. Dissertation, Royal Institute of Technology, KTH Stockholm, Stockholm, 1996.
- [115] HANNANT, D. J.: *Fibre cements and fibre concretes*, John Wiley & Sons, Ltd, Hoboken, 1978.
- [116] HARAJLI, M. H.; MAALOUF, D.; KHATIB, H.: *Effect of fibers on the punching shear strength of slab-column connections*. Cement and Concrete Composites, 17(2), S. 161–170, 1995, doi: 10.1016/0958-9465(94)00031-S.
- [117] HASSANZADEH, G.; SUNDQUIST, H.: *Influence of Steel Fibre Reinforcement on Punching Shear Capacity of Column Supported Slabs*. In: Workshop - The Design of Steel Fibre Reinforced Concrete Structures, Stockholm, Schweden, S. 123–135, 12. Juni 2001.
- [118] HÄUSLER, F. S.: *Zum maximalen Durchstanzwiderstand von Flachdecken mit und ohne Vorspannung*. Dissertation, RWTH Aachen, Aachen, 2009.
- [119] HEDEBRATT, J.; SILFWERBRAND, J.: *Full-scale test of a pile supported steel fibre concrete slab*. Materials and Structures, 47(4), S. 647–666, 2014, doi: 10.1617/s11527-013-0086-5.
- [120] HECK, P.; LOOK, K.; MINELLI, F.; MARK, P.; PLIZZARI, G.: *Datenbank für querkraftbeanspruchte Stahlfaserbetonbauteile*. Beton- und Stahlbetonbau, 112(3), S. 144–154, 2017, doi: 10.1002/best.201600075.
- [121] HECK, P.: *Modellbildung und numerische Analysen zur Ermüdung von Stahlfaserbeton*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 2017.

- [122] HEGGER, J.; HÄUSLER, F.; RICKER, M.: *Zur maximalen Durchstanstragfähigkeit von Flachdecken*. Beton- und Stahlbetonbau, 102(11), S. 770–777, 2007, doi: 10.1002/best.200700584.
- [123] HEGGER, J.; HÄUSLER, F.; RICKER, M.: *Zur Durchstanzbemessung von Flachdecken nach Eurocode 2*. Beton- und Stahlbetonbau, 103(2), S. 93–102, 2008, doi: 10.1002/best.200700596.
- [124] HEGGER, J.; SIBURG, C.: *Aktualisierung der Datenbanken zum Durchstanzen punktgestützter Platten aus Stahlbeton und Spannbeton ohne und mit Durchstanzbewehrung: Abschlussbericht*. Fraunhofer IRB-Verlag, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 2015.
- [125] HEGGER, J.; SHERIF, A. G.; KUERES, D.; SIBURG, C.: *Efficiency of Various Punching Shear Reinforcement Systems for Flat Slabs*. ACI Structural Journal, 114(3), 2017, doi: 10.14359/51689434.
- [126] HELM, M.: *Stahlfaserbetone in der Praxis: Herstellung, Verarbeitung, Überwachung*. 1. Aufl., Verlag Bau+Technik, Wuppertal, 2014.
- [127] HIGASHIYAMA, H.; OTA, A.; MIZUKOSHI, M.: *Design Equation for Punching Shear Capacity of SFRC Slabs*. International Journal of Concrete Structures and Materials, 5(1), S. 35–42, 2011, doi: 10.4334/IJCSM.2011.5.1.035.
- [128] 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, 6(6), S. 773–781, 1976, doi: 10.1016/0008-8846(76)90007-7.
- [129] HILLERBORG, A.: *Analysis of fracture by means of the fictitious crack model, particularly for fibre reinforced concrete*. International journal of cement composites, 4(2), S. 177–184, 1980.
- [130] HIRASAWA, M.; ITO, K.; TAKAGI, K.: *Punching Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Slabs*. In: Proceedings of the 37th Annual Conference of the JSCE, V-124, S. 247–248, 1982.
- [131] HOLANDA, K. M. A.: *Análise dos mecanismos resistentes e das similaridades de efeitos da adição de Fibras de aço na resistência e na ductilidade à punção de lajes-cogumelo e ao cisalhamento de vigas de concreto*. Dissertation, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- [132] HOLSCHMACHER, K.; DEHN, F.; MÜLLER, T.; LOBISCH, F.: *Grundlagen des Faserbetons*. In: Beton-Kalender 2017: Schwerpunkte: Spannbeton, Spezialbetone, K. Bergmeister, F. Fingerloos und J.-D. Wörner. (Hrsg.), S. 382–472, Ernst & Sohn, Berlin, 2016, doi: 10.1002/9783433606803.ch7.
- [133] HUGHES, B. P.; XIAO, Y.: *Flat slabs with fibre or link reinforcement at slab-column connections*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings, 110(3), S. 308–321, 1995, doi: 10.1680/istbu.1995.27875.
- [134] ITO, K.; HIRASAWA, I.; AICHI, I.: *Punching shear strength of steel fiber reinforced concrete slabs*. Transactions of the Japan Concrete Institute, -(3), S. 267–272, 1981.
- [135] *JSCE Guidline for Concrete No. 15: Standard specifications for concrete structures - 2007 "Design"*, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan.
- [136] JU, H.; CHEON, N.-R.; LEE, D. H.; OH, J.-Y.; HWANG, J.-H.; KIM, K. S.: *Consideration on punching shear strength of steel-fiber-reinforced concrete slabs*. Advances in Mechanical Engineering, 7(5), 1-12, 2015, doi: 10.1177/1687814015584251.
- [137] KANSTAD, T.: *Background document to prEN1992-1-1 D4 Rev 6 Annex L - Steel Fibre Reinforced Concrete (SFRC)*, 15. Juni 2020, (Dokument zur Normungsarbeit).
- [138] KINNUNEN, S.; NYLANDER, H. S. E.: *Punching of concrete slabs without shear reinforcement*, Transaction of the Royal Institute of Technology Stockholm No. 158, 1960.
- [139] KINNUNEN, S.; NYLANDER, H. S. E.: *Punching of concrete slabs with two-way reinforcement*, Transaction of the Royal Institute of Technology Stockholm No. 198, 1963.
- [140] KOOIMAN, A. G.: *Modelling Steel Fibre Reinforced Concrete for Structural Design*. Dissertation, Technische Universität Delft, Delft, 2000.
- [141] KUBAT, B.: *Durchstanverhalten von vorgespannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton*. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, 1996.
- [142] KUERES, D.; RICKER, M.; HÄUSLER, F.; HEGGER, J.: *Durchstanstragverhalten von Einzelfundamenten mit einer neuartigen Durchstanzbewehrung*. Beton- und Stahlbetonbau, 111(6), S. 355–365, 2016, doi: 10.1002/best.201500071.

- [143] KUERES, D.; SIBURG, C.; HERBRAND, M.; CLAßEN, M.; HEGGER, J.: *Einheitliches Bemessungsmodell gegen Durchstanzen in Flachdecken und Fundamenten*. Beton- und Stahlbetonbau, 111(1), S. 9–19, 2016, doi: 10.1002/best.201500056.
- [144] KUERES, D.; RICKER, M.; CLASSEN, M.; HEGGER, J.: *Fracture kinematics of reinforced concrete slabs failing in punching*. Engineering Structures, 171, S. 269–279, 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.05.012.
- [145] KUERES, D.: *Two-parameter kinematic theory for punching shear in reinforced concrete slabs*. Dissertation, RWTH Aachen, Aachen, 2018.
- [146] KUERES, D.; POLAK, M. A.; HEGGER, J.: *Two-parameter kinematic theory for punching shear in steel fiber reinforced concrete slabs*. Engineering Structures, 205, S. 1–11, 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.110086.
- [147] LAMOUREAUX, R. J.: *The experimental investigation of fibrous concrete in full scale flat plate - column junctions subjected to cyclic loading*, A report presented to Structural Engineering Department at the University of Illinois, USA, 1973, (unveröffentlicht bzw. nicht vorliegend).
- [148] LANDLER, J.; FISCHER, O.: *Steigerung der Durchstanstragfähigkeit und Duktilität durch die Zugabe moderner Hochleistungsstahlfasern*. Beton- und Stahlbetonbau, 114(9), S. 663–673, 2019, doi: 10.1002/best.201900025.
- [149] LANDLER, J.; FISCHER, O.: *Datenbank zum Durchstanzen stahlfaserverstärkter Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung*. Beton- und Stahlbetonbau, 116(Sonderheft Stahlfaserbeton S1), S. 59–69, 2021, doi: 10.1002/best.202100006.
- [150] LANDLER, J.; FISCHER, O.: *Durchstanstragverhalten stahlfaserverstärkter Flachdecken mit Durchstanzbewehrung*. Beton- und Stahlbetonbau, 116(5), 2021, doi: 10.1002/best.202000102.
- [151] LANGE, J.: *Mess- und Auswertungstechnik zur Riss- und Faserdetektion bei Betonbauteile*. Dissertation, RWT Aachen, Aachen, 2009.
- [152] LEE, D. H.; HWANG, J.-H.; JU, H.; KIM, K. S.; KUCHMA, D. A.: *Nonlinear finite element analysis of steel fiber-reinforced concrete members using direct tension force transfer model*. Finite Elements in Analysis and Design, 50, S. 266–286, 2012, doi: 10.1016/j.finel.2011.10.004.
- [153] LIN, Y.: *Tragverhalten von Stahlfaserbeton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau (DAfStb), Heft 494, Beuth Verlag, Berlin, 1999.
- [154] LIPS, S.; FERNANDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A.: *Experimental Investigation on Punching Strength and Deformation Capacity of Shear-Reinforced Slabs*. ACI Structural Journal, 109(6), S. 889–900, 2012, doi: 10.14359/51684132.
- [155] LOOK, K.; HEEK, P.; MARK, P.: *Stahlfaserbetonbauteile praxisgerecht berechnen, bemessen und optimieren*. Beton- und Stahlbetonbau, 114(5), S. 296–306, 2019, doi: 10.1002/best.201800097.
- [156] LOOK, K.; OETTEL, V.; HEEK, P.; EMPELMANN, M.; MARK, P.: *Bemessen mit Stahlfaserbeton*. In: Beton-Kalender 2021: Schwerpunkte: Fertigteile; Integrale Bauwerke, K. Bergmeister, F. Fingerloos und J.-D. Wörner. (Hrsg.), S. 797–874, Ernst & Sohn, Berlin, 2021.
- [157] LOOK, K.; LANDLER, J.; MARK, P.; FISCHER, O.: *Fasermengen und Leistungsklasse*. Beton- und Stahlbetonbau, 116(Sonderheft Stahlfaserbeton S1), S. 13–23, 2021, doi: 10.1002/best.202100004.
- [158] LOOK, K.; HEEK, P.; MARK, P.: *Towards Rebar Substitution by Fibres – Tailored Supercritical Fibre Contents*. In: Fibre Reinforced Concrete: Improvements and Innovations. BEFIB 2020, P. Serna, A. Llano-Torre, J. R. Marti-Vargas und J. Navarro-Gregori. (Hrsg.), Bd. 30, S. 908–919, RILEM Bookseries, 1. Aufl, Springer, Cham, 2021, doi: 10.1007/978-3-030-58482-5_80.
- [159] M.-Y. Cheng; Gustavo J. Parra-Montesinos: *Evaluation of Steel Fiber Reinforcement for Punching Shear Resistance in Slab-Column Connections-Part I: Monotonically Increased Load*. ACI Structural Journal, 107(1), S. 101–109, 2010.
- [160] MAIDL, B.: *Stahlfaserbeton*, Ernst & Sohn, Berlin, 1991.
- [161] MAILLART, R.: *Zur Entwicklung der unterzuglosen Decke in der Schweiz und in Amerika*. Schweizerische Bauzeitung, 87(21), S. 263–265, 1926.
- [162] MAILLART, R.: *Aktuelle Fragen des Eisenbetonbaus*. Schweizerische Bauzeitung, 111(1), S. 1–5, 1938.
- [163] MARČIUKAITIS, G.; ŠALNA, R.: *Calculation of Punching Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Flat Slabs*. Procedia Engineering, 172, S. 1110–1114, 2017, doi: 10.1016/j.proeng.2017.02.182.

- [164] MARK, P.; SCHNÜTGEN, B.: *Grenzen elastischen Materialverhaltens von Beton*. Beton- und Stahlbetonbau, 96(5), S. 373–378, 2001, doi: 10.1002/best.200100400.
- [165] MARK, P.: *Zweiachsig durch Biegung und Querkräfte beanspruchte Stahlbetonträger*. Habilitation, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 2006.
- [166] MAYA, L. F.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A.; FOSTER, S. J.: *Punching shear strength of steel fibre reinforced concrete slabs*. Engineering Structures, 40(7), S. 83–94, 2012, doi: 10.1016/j.engstruct.2012.02.009.
- [167] MCHARG, P. J.; COOK, W. D.; MITCHELL, D.; YOON, Y.-S.: *Benefits of Concentrated Slab Reinforcement and Steel Fibers on Performance of Slab-Column Connections*. ACI Structural Journal, 97(2), S. 225–235, 2000.
- [168] MEREEN, H.; QARANI, O.: *Punching Shear Strength of Fibrous Concrete Slabs*. Zanco Magazine(Special volume for the papers of the abolished journal of Education College, University of Salahaddin-Erbil), S. 101–111, 1999.
- [169] MICHELS, J.; MAAS, S.; ZÜRBE, A.; WALDMANN, D.: *Tragverhalten von Flachdecken aus Stahlfaserbeton im negativen Momentenbereich und Bemessungsmodell für das Gesamtsystem*. Beton- und Stahlbetonbau, 105(8), S. 496–508, 2010, doi: 10.1002/best.201000022.
- [170] MICHELS, J.; WALDMANN, D.; MAAS, S.; ZÜRBE, A.: *Steel fibers as only reinforcement for flat slab construction – Experimental investigation and design*. Construction and Building Materials, 26(1), S. 145–155, 2012, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.06.004.
- [171] MOE, J.: *Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings Under Concentrated Loads*. Bulletin D47, Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, Skokie, Illinois, USA, 1961.
- [172] MORAES NETO, B. N.; BARROS, J. A.; MELO, G. S.: *A model for the prediction of the punching resistance of steel fibre reinforced concrete slabs centrally loaded*. Construction and Building Materials, 46, S. 211–223, 2013, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.04.034.
- [173] MORAES NETO, B. N.: *Comportamento à punção de lajes lisas em concreto reforçado com fibras de aço sob carregamento simétrico*. Dissertation, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.
- [174] MORAES NETO, B. N.; BARROS, J. A. O.; MELO, G. S. S. A.: *Model to Simulate the Contribution of Fiber Reinforcement for the Punching Resistance of RC Slabs*. Journal of Materials in Civil Engineering, 26(7), S. 1–10, 2013, doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000913.
- [175] MOREILLON, L.: *Shear strength of structural elements in high performance fibre reinforced concrete (HPFRC)*. Dissertation, Université Paris-Est Créteil, 2013.
- [176] MÜLLER, C.: *Last-Verformungsverhalten zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder mit Kreisquerschnitt*. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, 2016.
- [177] MÜLLERS, I.: *Zur Robustheit im Hochbau - Stützensausfall als Gefährdungsbild für Stahlbetontragwerke*. Dissertation, ETH Zürich, Zürich, 2007.
- [178] MUSSE, T. H.; LIBERATI, E. A. P.; TRAUTWEIN, L. M.; GOMES, R. B.; GUIMARÃES, G. N.: *Punching shear in concrete reinforced flat slabs with steel fibers and shear reinforcement*. IBRACON Structures and Materials Journal, 11(5), S. 1110–1121, 2018, doi: 10.1590/s1983-41952018000500011.
- [179] MUTTONI, A.; SCHWARTZ, J.: *Behaviour of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement*. Proceedings of IABSE Colloquium 1991, IABSE Colloquium Stuttgart, 62, S. 703–770, 1991.
- [180] MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.: *The Critical Shear Crack Theory for punching design: from a mechanical model to closed-form design expressions*. ACI/fib Bulletin 81, S. 237–252, 2007.
- [181] MUTTONI, A.: *Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement*. ACI Structural Journal, 105(4), S. 440–450, 2008, doi: 10.14359/19858.
- [182] MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.: *MC2010: The Critical Shear Crack Theory as a mechanical model for punching shear design and its application to code provisions*. In: Shear and punching shear in RC and FRC elements: Proceedings of a workshop held on 15 - 16 October 2010, in Salò, Lake Garda, Italy, S. Foster, F. Minelli, G. Plizzari und V. Sigrist. (Hrsg.), S. 31–59, Bulletin 57, Fédération internationale du béton (fib), Lausanne, 2010.
- [183] MUTTONI, A.; RUIZ, M. F.: *The levels-of-approximation approach in MC 2010: application to punching shear provisions*. Structural Concrete, 13(1), S. 32–41, 2012, doi: 10.1002/suco.201100032.

- [184] MUTTONI, A.; RUIZ, M. F.; BENTZ, E.; FOSTER, S.; SIGRIST, V.: *Background to fib Model Code 2010 shear provisions - part II: punching shear*. Structural Concrete, 14(3), S. 204–214, 2013, doi: 10.1002/suco.201200064.
- [185] MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; SIMÕES, J. T.: *The theoretical principles of the critical shear crack theory for punching shear failures and derivation of consistent closed-form design expressions*. Structural Concrete, 19(1), S. 174–190, 2018, doi: 10.1002/suco.201700088.
- [186] NAAMAN, A. E.: *Fiber Reinforcement for Concrete*. Concrete International, 7(3), S. 21–25, 1985.
- [187] NAAMAN, A. E.: *Fasern mit verbesserter Haftung*. Beton- und Stahlbetonbau, 95(4), S. 232–238, 2000, doi: 10.1002/best.200000400.
- [188] NAAMAN, A. E.: *Evaluation of steel fibers for applications in structural concrete*. In: RILEM proceedings, Sixth RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC): Varenna, Italy, 20 - 22 September 2004, M. Di Prisco, R. Felicetti und G. A. Plizzari. (Hrsg.), Bd. 39, S. 389–400, RILEM Publications, Bagnaux, 2004.
- [189] NAAMAN, A. E.; LIKHITRUANGSILP, V.; PARRA-MONTESINOS, G.: *Punching Shear Response of High-Performance Fiber-Reinforced Cementitious Composite Slabs*. ACI Structural Journal, 104(2), S. 170–179, 2007, doi: 10.14359/18529.
- [190] NÁDAI, A.: *Die elastischen Platten: Die Grundlagen und Verfahren zur Berechnung ihrer Formänderungen und Spannungen, sowie die Anwendungen der Theorie der ebenen zweidimensionalen elastischen Systeme auf praktische Aufgaben*, Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, 1925, doi: 10.1007/978-3-642-99170-7.
- [191] NARAYANAN, R.; DARWISH, I. Y. S.: *Punching shear tests on steel-fibre-reinforced micro-concrete slabs*. Magazine of Concrete Research, 39(138), S. 42–50, 1987, doi: 10.1680/macr.1987.39.138.42.
- [192] NARAYANAN, R.; DARWISH, I. Y. S.: *Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement*. ACI Structural Journal, 84(3), S. 216–227, 1987, doi: 10.14359/2654.
- [193] NEGELE, A.: *Durchstanzverhalten von Flachdecken mit neuer Schubbewehrung und Drucklagern aus UHPC*. Beton- und Stahlbetonbau, 100(S2), S. 153–156, 2005, doi: 10.1002/best.200590261.
- [194] NGUYEN-MINH, L.; ROVNÁK, M.; TRAN-QUOC, T.: *Punching Shear Capacity of Interior SFRC Slab-Column Connections*. Journal of Structural Engineering, 138(5), S. 613–624, 2012, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000497.
- [195] NÖLTING, D.: *Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton - Tragverhalten, Berechnung, Bemessung*. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, 1984.
- [196] OETTEL, V.; SCHULZ, M.; LANWER, J.-P.: *Empirischer Ansatz zur Bestimmung der Nachrissbiegezugfestigkeit*. Beton- und Stahlbetonbau, 116(Sonderheft Stahlfaserbeton S1), S. 24-35, 2021, doi: 10.1002/best.202100002.
- [197] OETTEL, V.; SCHULZ, M.; HAIST, M.: *Empirical approach for the residual flexural tensile strength of steel fiber-reinforced concrete based on notched three-point bending tests*. Structural Concrete, S. 1–12, 2022, doi: 10.1002/suco.202100565.
- [198] OETTEL, V. V.: *Torsionstragverhalten von stahlfaserbewehrten Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbalken*. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, 2016.
- [199] OZDEN, S.; ERSOY, U.; OZTURAN, T.: *Punching shear tests of normal- and high-strength concrete flat plates*. Canadian Journal of Civil Engineering, 33(11), S. 1389–1400, 2006, doi: 10.1139/106-089.
- [200] PATEL, S. J.: *Effectiveness of steel fibres as shear reinforcement in concrete slabs*. Master's Thesis, Clarkson College of Technology, New York, USA, 1970, (unveröffentlicht bzw. nicht vorliegend).
- [201] PFYL, T.: *Tragverhalten von Stahlfaserbeton*. Dissertation, ETH Zürich, Zürich, 2003.
- [202] PLATE, E. J.: *Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure*, Ernst & Sohn, Berlin, 1993.
- [203] PLÜCKELMANN, S.; BREITENBÜCHER, R.; SMARSLIK, M.; MARK, P.: *Aufnehmbare Teilflächenspannung von hochfestem Stahlfaserbeton*. Beton- und Stahlbetonbau, 114(9), S. 653–662, 2019, doi: 10.1002/best.201900015.
- [204] PRALONG, J.; BRÄNDLI, W.; THÜRLIMANN, B.: *Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten*, Birkhäuser Verlag, Basel, 1979, doi: 10.1007/978-3-0348-5310-1.

- [205] PRICE, W. H.: *Factors Influencing Concrete Strength*. ACI Journal Proceedings, 47(2), S. 417–432, 1951, doi: 10.14359/12003.
- [206] RAGAB, K. S.: *Study Punching Shear Of Steel Fiber Reinforced Self Compacting Concrete Slabs By Nonlinear Analysis*. International Journal of Civil and Environmental Engineering, 7(9), S. 624–635, 2013, doi: 10.5281/ZENODO.1087586.
- [207] RANDL, N.; RICKER, M.; HÄUSLER, F.; STEINBERGER, S.: *Erhöhung des Durchstanzwiderstands von Flachdecken durch Verbundeinbauteile aus UHPC*. Beton- und Stahlbetonbau, 110(12), S. 811–821, 2015, doi: 10.1002/best.201500041.
- [208] RANKIN, G.; LONG, A. E.: *Predicting the punching strength of conventional slab-column specimens*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 82(2), S. 327–346, 1987, doi: 10.1680/iicep.1987.382.
- [209] REIMANN, H.: *Zur Bemessung von dünnen Plattendecken auf Stützen ohne Kopf gegen Durchstanzen*. Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 1963.
- [210] REINECK, K.-H. *et al.*: *Punching of structural concrete slabs*, Fédération internationale du béton (fib), Bulletin 12, 2001, doi: 10.35789/fib.BULL.0012.
- [211] REINECK, K.-H.; KUCHMA, D. A.; SIM, K. S.; MARX, S.: *Shear Database for Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement*. ACI Structural Journal, 100(2), S. 240–249, 2003.
- [212] REINECK, K.-H.; KUCHMA, D. A.; FITIK, B.: *Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und ohne BügelStahlbetonplatten*. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau (DAfStb), Heft 597, Beuth Verlag, Berlin, 2012.
- [213] REINECK, K.-H.; DUNKELBERG, D.: *ACI-DAfStb databases 2015 with shear tests for evaluating relationships for the shear design of structural concrete members without and with stirrups*. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau (DAfStb), Heft 617, Beuth Verlag, Berlin, 2017.
- [214] RICKER, M.: *Zur Zuverlässigkeit der Bemessung gegen Durchstanzen von Einzelfundamenten*. Dissertation, RWTH Aachen, Aachen, 2009.
- [215] RICKER, M.; SIBURG, C.: *Vergleich der Durchstanzbemessung nach Model Code 2010 und Eurocode 2*. Beton- und Stahlbetonbau, 109(11), S. 771–782, 2014, doi: 10.1002/best.201400068.
- [216] RICKER, M.; FEIRI, T.; NILLE-HAUF, K.; ADAM, V.; HEGGER, J.: *Enhanced reliability assessment of punching shear resistance models for flat slabs without shear reinforcement*. Engineering Structures, 226, S. 111319, 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.111319.
- [217] RILEM TC 162-TDF: *Test and design methods for steel fibre reinforced concrete - Uni-axial tension test for steel fibre reinforced concrete*. Materials and Structures, 34(1), S. 3–6, 2001.
- [218] RILEM TC 162-TDF: *Test and design methods for steel fibre reinforced concrete sigma-epsilon-design method*. Materials and Structures, 36(262), S. 560–567, 2003, doi: 10.1617/14007.
- [219] ROOS, F.: *Ein Beitrag zur Bemessung von Beton mit Zuschlag aus rezyklierter Gesteinskörnung nach DIN 1045-1*. Dissertation, Technische Universität München, München, 2002.
- [220] ROOS, W.: *Zur Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons in scheibenförmigen Bauteilen bei gleichzeitig wirkender Querkraftbelastung*. Dissertation, Technische Universität München, München, 1995.
- [221] ROSEBUSCH, J.: *Zur Querkrafttragfähigkeit von Balken aus stahlfaserverstärktem Stahlbeton*. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, 2003.
- [222] RUIZ, M. F.; MUTTONI, A.: *Applications of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement*. ACI Structural Journal, 106(4), S. 485–494, 2009, doi: 10.14359/56614.
- [223] SCHICKERT, G.: *Formfaktoren der Betondruckfestigkeit*. Die Bautechnik, 58(2), S. 52–57, 1981.
- [224] SCHMID, M. D.: *Der Brückenbaupionier und seine Decken. Robert Maillarts frühe Industriebauten in Wädenswil*. Jahrbuch der Stadt Wädenswil, S. 85–98, 2018.
- [225] SCHMIDT, P.; KUERES, D.; CLABEN, M.; HEGGER, J.: *Durchstanztragverhalten von Flachdecken mit variierenden Durchstanzbewehrungsgraden*. Beton- und Stahlbetonbau, 115(1), S. 13–25, 2020, doi: 10.1002/best.201900031.
- [226] SCHMIDT, P.: *Punching in Shear-reinforced Flat Slabs and Column Bases*. Dissertation, RWTH Aachen, Aachen, 2020.
- [227] SCHOENING, J.; HUDE, F.; HEGGER, J.: *Hochfeste Bewehrung S 670 in biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen*. Beton- und Stahlbetonbau, 110(3), S. 210–219, 2015, doi: 10.1002/best.201400059.

- [228] SCHÖNLIN, K.: *Ermittlung der Orientierung, Menge und Verteilung der Fasern in faserbewehrtem Beton*. Beton- und Stahlbetonbau, 83(6), S. 168–171, 1988, doi: 10.1002/best.198800280.
- [229] SCHORN, H.: *Faserbetone für Tragwerke*, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2010.
- [230] SCHULZ, M.; OETTEL, V.: *Verwendung von stahlfaserverstärktem Stahlbeton bei Bodenplatten für automatisierte Hochregallager*. Beton- und Stahlbetonbau, 116(S1), S. 70–76, 2021, doi: 10.1002/best.202100008.
- [231] SERMET, F.; OZDEMIR, A.: *Investigation of Punching Behaviour of Steel and Polypropylene Fibre Reinforced Concrete Slabs under Normal Load*. Procedia Engineering, 161, S. 458–465, 2016, doi: 10.1016/j.proeng.2016.08.590.
- [232] SHAABAN, A. M.; GESUND, H.: *Punching Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Flat Plates*. ACI Structural Journal, 91(4), S. 406–414, 1994, doi: 10.14359/4145.
- [233] SHOAIB, A.; LUBELL, A. S.; BINDIGANAVILE, V. S.: *Shear in Steel Fiber Reinforced Concrete Members without Stirrups*. Structural Engineering Report No. 294, 2012.
- [234] SHOUKRY, M. E.; TARABIA, A. M.; YASSIN, A. M.: *Punching shear strength of ultra-high-performance fibre concrete slab–column connections*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings, S. 1–13, 2021, doi: 10.1680/jstbu.19.00201.
- [235] SIBURG, C.; HÄUSLER, F.; HEGGER, J.: *Durchstanzen von Flachdecken nach NA(D) zu Eurocode 2*. Bauingenieur, 87(5), S. 216–225, 2012.
- [236] SIBURG, C.; RICKER, M.: *Zur Durchstanzbemessung von Einzelfundamenten*. Beton- und Stahlbetonbau, 108(9), S. 641–653, 2013, doi: 10.1002/best.201300039.
- [237] SIBURG, C.; HEGGER, J.; FURCHE, J.; BAUERMEISTER, U.: *Durchstanzbewehrung für Elementdecken nach Eurocode 2*. Beton- und Stahlbetonbau, 109(3), S. 170–181, 2014, doi: 10.1002/best.201300075.
- [238] SIBURG, C.: *Zur einheitlichen Bemessung gegen Durchstanzen in Flachdecken und Fundamenten*, RWTH Aachen, Aachen, 2014.
- [239] SIMÕES, J.: *The mechanics of punching in reinforced concrete slabs and footings without shear reinforcement*. Dissertation, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2018.
- [240] SIMÕES, J. T.; BUJNAK, J.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A.: *Punching shear tests on compact footings with uniform soil pressure*. Structural Concrete, 17(4), S. 603–617, 2016, doi: 10.1002/suco.201500175.
- [241] SIMÕES, J. T.; FARIA, D. M.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A.: *Strength of reinforced concrete footings without transverse reinforcement according to limit analysis*. Engineering Structures, 112, S. 146–161, 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.01.010.
- [242] SIMÕES, J. T.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A.: *Validation of the Critical Shear Crack Theory for punching of slabs without transverse reinforcement by means of a refined mechanical model*. Structural Concrete, 19(1), S. 191–216, 2018, doi: 10.1002/suco.201700280.
- [243] SLOWIK, V.: *Bruchmechanische Charakterisierung von Stahlfaserbeton*. In: Faserbeton - Innovationen im Bauwesen: Beiträge aus Praxis und Wissenschaft, G. König, K. Holschemacher und F. Dehn. (Hrsg.), S. 107–120, Bauwerk Verlag, Berlin, 2002.
- [244] SOROUSHIAN, P.; LEE, C.-D.: *Distribution and Orientation of Fibers in Steel Fiber Reinforced Concrete*. ACI Materials Journal, 87(5), S. 433–439, 1990, doi: 10.14359/1803.
- [245] SOROUSHIAN, P.; BAYASI, Z.: *Fiber Type Effects on the Performance of Steel Fiber Reinforced Concrete*. ACI Materials Journal, 88(2), S. 129–134, 1991, doi: 10.14359/1883.
- [246] SPIEGL, M.; WALKNER, R.; FEIX, J.: *Durchstanzertüchtigung mittels Betonschrauben – Wirkung des Systems unter statischer und zyklischer Belastung*. In: Beiträge zur 5. DAfStb-Jahrestagung mit 58. Forschungskolloquium: 20./21. September 2017, Technische Universität Kaiserslautern, W. Breit et al. (Hrsg.), S. 93–105, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. (DAfStb), Berlin, 2017.
- [247] SPIEGL, M.; WALKNER, R.; FEIX, J.: *Concrete screws as a post-installed punching reinforcement under static and cyclic loads*. Proceedings: 12th fib International PhD Symposium in Civil Engineering - Czech Technical University in Prague, S. 915–922, 2018.
- [248] STALLER, A.: *Analytische und numerische Untersuchungen des Durchstanztragverhaltens punktgestützter Stahlbetonplatten*. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau (DAfStb), Heft 515, Beuth Verlag, Berlin, 2001, doi: 10.2366/44530630.

- [249] STANISLAV, A.; DE LA FUENTE, A.; MENA, F.: *Pile supported self-compacting fibre reinforced concrete flat slabs*. CPI - Concrete Plant International, -(3), S. 36–45, 2019.
- [250] STRACK, M.: *Modellbildung zum rissbreitenabhängigen Tragverhalten von Stahlfaserbeton unter Biegebeanspruchung*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 2007.
- [251] SUTER, R.; MOREILLON, L.: *Punching shear strength of high performance fiber reinforced concrete slabs*. In: Proceedings 3rd fib International Congress in Washington DC, USA, 2010.
- [252] SUURONEN, J.-P.; KALLONEN, A.; EIK, M.; PUTTONEN, J.; SERIMAA, R.; HERRMANN, H.: *Analysis of short fibres orientation in steel fibre-reinforced concrete (SFRC) by X-ray tomography*. Journal of Materials Science, 48(3), S. 1358–1367, 2013, doi: 10.1007/s10853-012-6882-4.
- [253] SWAMY, R. N.; ALI, S. A. R.: *Punching Shear Behavior of Reinforced Slab-Column Connections Made with Steel Fiber Concrete*. ACI Journal, 79(5), S. 392–406, 1982.
- [254] TAN, K. H.; VENKATESHWARAN, A.: *Punching Shear in Steel Fiber-Reinforced Concrete Slabs with or without Traditional Reinforcement*. ACI Structural Journal, 116(3), S. 107–118, 2019, doi: 10.14359/51713291.
- [255] TEGOS, J. A.; TSONOS, A. G.: *Punching Strength Decay Of Slab-Column Connections Under Seismic Loading*. In: Eleventh world conference on earthquake engineering: Acapulco, Mexico June 23-28, A. E. D. I. Sismica. (Hrsg.), Paper No. 654, Elsevier Science Ltd., 1996.
- [256] TEIXEIRA, M. D.; BARROS, J. A.; CUNHA, V. M.; MORAES-NETO, B. N.; VENTURA-GOUVEIA, A.: *Numerical simulation of the punching shear behaviour of self-compacting fibre reinforced flat slabs*. Construction and Building Materials, 74, S. 25–36, 2015, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.10.003.
- [257] TEUTSCH, M.: *Querkraft- und Durchstantragfähigkeit von Stahlfaserbetonbauteilen*, Untersuchungsbericht im Auftrag des VdS, iBMB der TU Braunschweig, 2008.
- [258] TEUTSCH, M.; WIENS, U.; ALFES, C.: *Erläuterungen zur DAFStb-Richtlinie Stahlfaserbeton*. In: Beton-Kalender 2011: Schwerpunkte: Kraftwerke, Faserbeton, K. Bergmeister, F. Fingerloos und J. D. Wörner. (Hrsg.), S. 141–175, Ernst Wilhelm & Sohn, Berlin, 2010, doi: 10.1002/9783433601013.ch12.
- [259] *Technical Report 34: Concrete industrial ground floors - A guide to design and construction*, The Concrete Society, 2013.
- [260] THEODORAKOPOULOS, D. D.: *Punching shear strength of steel fibre reinforced lightweight concrete slabs*. Dissertation, University of Sheffield, UK, Sheffield, 1980.
- [261] THEODORAKOPOULOS, D. D.; SWAMY, N.: *Contribution of Steel Fibers to the Strength Characteristics of Lightweight Concrete Slab-Column Connections Failing in Punching Shear*. ACI Structural Journal, 90(4), S. 342–355, 1993, doi: 10.14359/3957.
- [262] THEODORAKOPOULOS, D. D.; SWAMY, R. N.: *Ultimate punching shear strength analysis of slab-column connections*. Cement and Concrete Composites, 24(6), S. 509–521, 2002, doi: 10.1016/S0958-9465(01)00067-1.
- [263] THOMÉE, B.: *Physikalisch nichtlineare Berechnung von Stahlfaserbetonkonstruktionen*. Dissertation, Technische Universität München, München, 2005.
- [264] VAN DEN BOS, A. A.; HOFMEYER, H.: *Experiments investigating Concrete Floor Punching using Specific Reinforcement*. HERON, 50(2), S. 93–108, 2005.
- [265] VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P.: *The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*. ACI Journal, Proceedings, 83(2), S. 219–231, 1986, doi: 10.14359/10416.
- [266] VENKATESHWARAN, A.; TAN, K. H.; LI, Y.: *Residual flexural strengths of steel fiber reinforced concrete with multiple hooked-end fibers*. Structural Concrete, 19(2), S. 352–365, 2018.
- [267] VISALVANICH, K.; NAAMAN, A. E.: *Fracture Model for Fiber Reinforced Concrete* (English). ACI Journal, 80(2), S. 128–138, 1983, doi: 10.14359/10712.
- [268] VOO, J. Y. L.; FOSTER, S. J.: *Tensile-fracture of fibre-reinforced concrete: Variable Engagement Model*. In: RILEM proceedings, Sixth RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC): Varenna, Italy, 20 - 22 September 2004, M. Di Prisco, R. Felicetti und G. A. Plizzari. (Hrsg.), Bd. 39, S. 875–884, RILEM Publications, Bagneux, 2004.
- [269] WAKABAYASHI, M.; MARUYAMA, T.: *A Study on Punching Shear Resistance of Reinforced Concrete Slab by Using Steel Fiber*. In: Proceedings of the 57th Annual Conference of the JSCE, V-131, S. 261–262, 2002.

- [270] WALKNER, R.: *Kritische Analyse des Durchstanznachweises nach EC2 und Verbesserung des Bemessungsansatzes*. Dissertation, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Innsbruck, 2014.
- [271] WALKNER, R.; SPIEGL, M.; FEIX, J.: *A New Method for Post-Installed Punching Shear Reinforcement*. In: ACI-fib symposium proceedings, Philadelphia, USA, Punching Shear of Structural Concrete Slabs, C. E. Ospina, D. Mitchell und A. Muttoni. (Hrsg.), Bd. 315, S. 337–352, International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland, 2017.
- [272] WALRAVEN, J. C.: *Fundamental Analysis of Aggregate Interlock*. Journal of the Structural Division, 107(11), S. 2245–2270, 1981, doi: 10.1061/JSDEAG.0005820.
- [273] WALRAVEN, J. C.; PAT, T.; MARKOV, I.: *Die Durchstanztragfähigkeit von faserverstärkten Stahlbetonplatten*. Betonwerk + Fertigteiletechnik, -(2), S. 108–113, 1987.
- [274] WALRAVEN, J. C.; PAT, M.; MARKOV, I.: *The punching shear resistance of fibre-reinforced concrete slabs*, Delft University of Technology - Stevin Laboratory, Delft, Stevin Report 25.5-92-6, 1992.
- [275] WANG, X. W.; TIAN, W. L.; HUANG, Z. Y.; ZHOU, M. J.; ZHAO, X. Y.: *Analysis on Punching Shear Behavior of the Raft Slab Reinforced with Steel Fibers*. Advances in Concrete and Structures, 400-402, S. 335–340, 2008, doi: 10.4028/www.scientific.net/KEM.400-402.335.
- [276] WEBER, F.; ANDERS, S.: *Vergleich von 3-Punkt- und 4-Punt-Biegezugversuchen zur Bestimmung der Nachrissbiegezugfestigkeit*. Beton- und Stahlbetonbau, 116(Sonderheft Stahlfaserbeton S1), 48-58, 2021, doi: 10.1002/best.202100013.
- [277] WELSCH, T.; HELD, M.: *Zur Geschichte der Stahlbetonflachdecke*. Beton- und Stahlbetonbau, 107(2), S. 106–116, 2012, doi: 10.1002/best.201100075.
- [278] WELSCH, T.; HELD, M.: *FEM-basierte Untersuchungen zur Durchstanztragfähigkeit lochrandgestützter Platten mit kleiner Lasteinleitungsfläche*. Bauingenieur, 88(3), S. 131–146, 2013.
- [279] WILDERMUTH, A.: *Untersuchungen zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben mittels vereinfachter Versuchskörper*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 609, Beuth Verlag, Berlin, 2013.
- [280] WINKLER, K.: *Symmetriereduktionen in experimentellen Untersuchungen von Stahlbetonbauteilen*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 2016.
- [281] XIAO, J.; WANG, W.; ZHOU, Z.; TAWANA, M. M.: *Punching shear behavior of recycled aggregate concrete slabs with and without steel fibres*. Frontiers of Structural and Civil Engineering, 13(3), S. 725–740, 2019, doi: 10.1007/s11709-018-0510-6.
- [282] YASEEN, A. A.: *Punching Shear Strength of Steel Fiber High Strength Reinforced Concrete Slabs*. M. Sc. Thesis, Salahaddin University Erbil, Erbil, Irak, 2001.
- [283] ZAMBRANA VARGAS, E. N.: *Punção em lajes-cogumelo de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço*. Dissertation, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.
- [284] ZEHENTNER, H.: *Ein Beitrag zur Entwicklung von Flachdecken mit UHPFRC-Fertigteilen*. Dissertation, Technische Universität Graz, Graz, 2008.
- [285] ZILCH, K.; STALLER, M.: *Ermittlung von charakteristischen Werten und von Bemessungswerten für die Durchstanztragfähigkeit und die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung.*: DIBt-Forschungsvorhaben: IV 1-5-876 / 98. Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahl- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1, 1999.
- [286] ZILCH, K.; ZEHETMAIER, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. 2. Aufl., Springer-Verlag Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, 2010, doi: 10.1007/978-3-540-70638-0.
- [287] ZSUTTY, T. C.: *Ultimate Strength Behavior Study by Regression Analysis of Beam Test Data*. ACI Journal Proceedings, 60(5), S. 635–654, 1963.

Anhang A

Dokumentation der experimentellen Durchstanzversuche

A.1 Schal- und Bewehrungspläne

Bild A.1 bis Bild A.7 beinhalten nachfolgend die Schal- und Bewehrungspläne der einzelnen Versuchskörper mit den jeweiligen vermaßten Bewehrungsausügen. Für die Versuchskörper M0-25-1.75-D20, M3-25-1.75-D14 und M3-25-1.75-D20 ist lediglich eine Darstellung (Bild A.7) aufgeführt, da sich die Versuchskörper ausschließlich im Durchmesser der verbauten Doppelkopfbolzen unterscheiden.

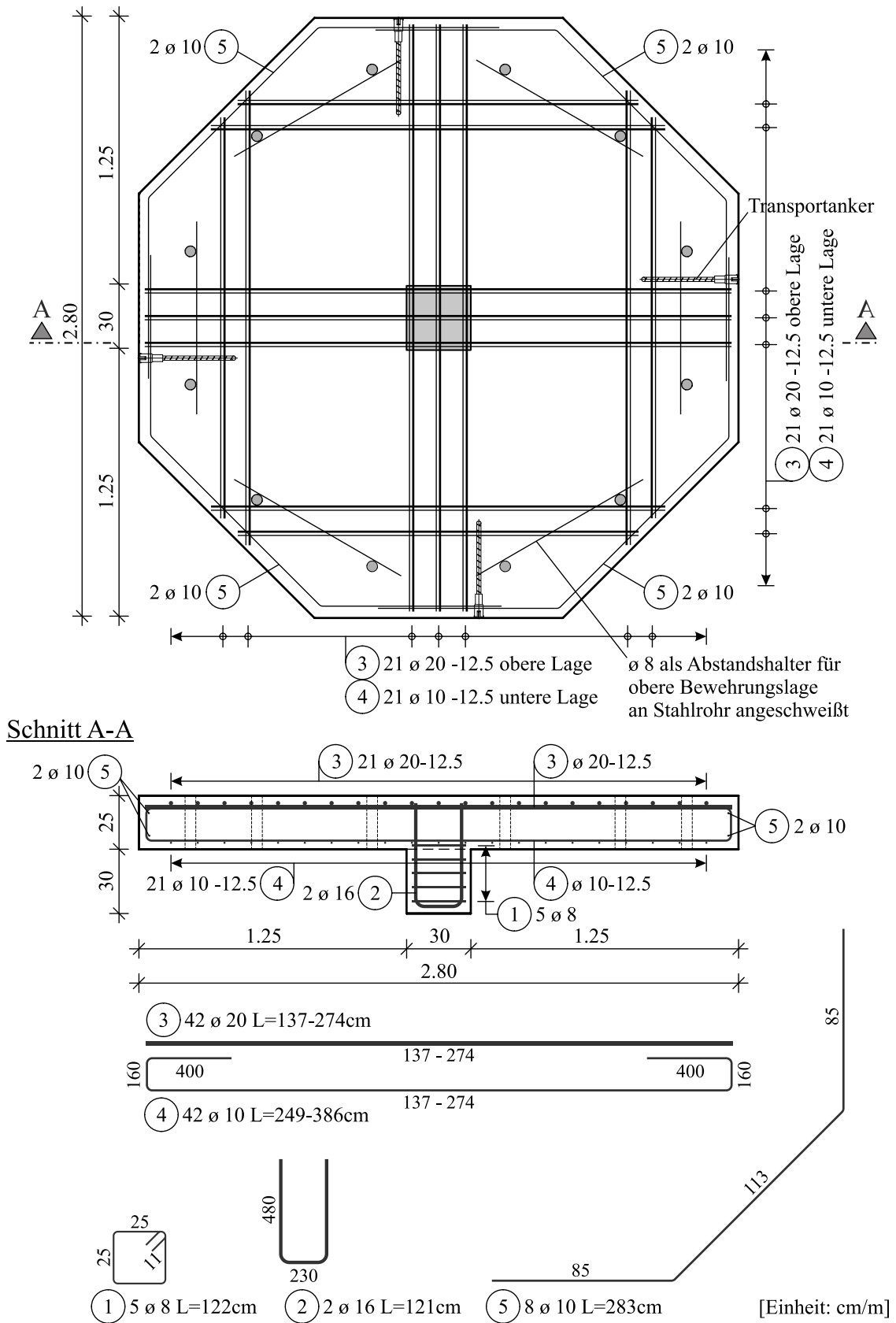


Bild A.1: Bewehrungsplan der Versuchskörper M0-25-1.23, M1-25-1.23, M2-25-1.23, M3-25-1.23

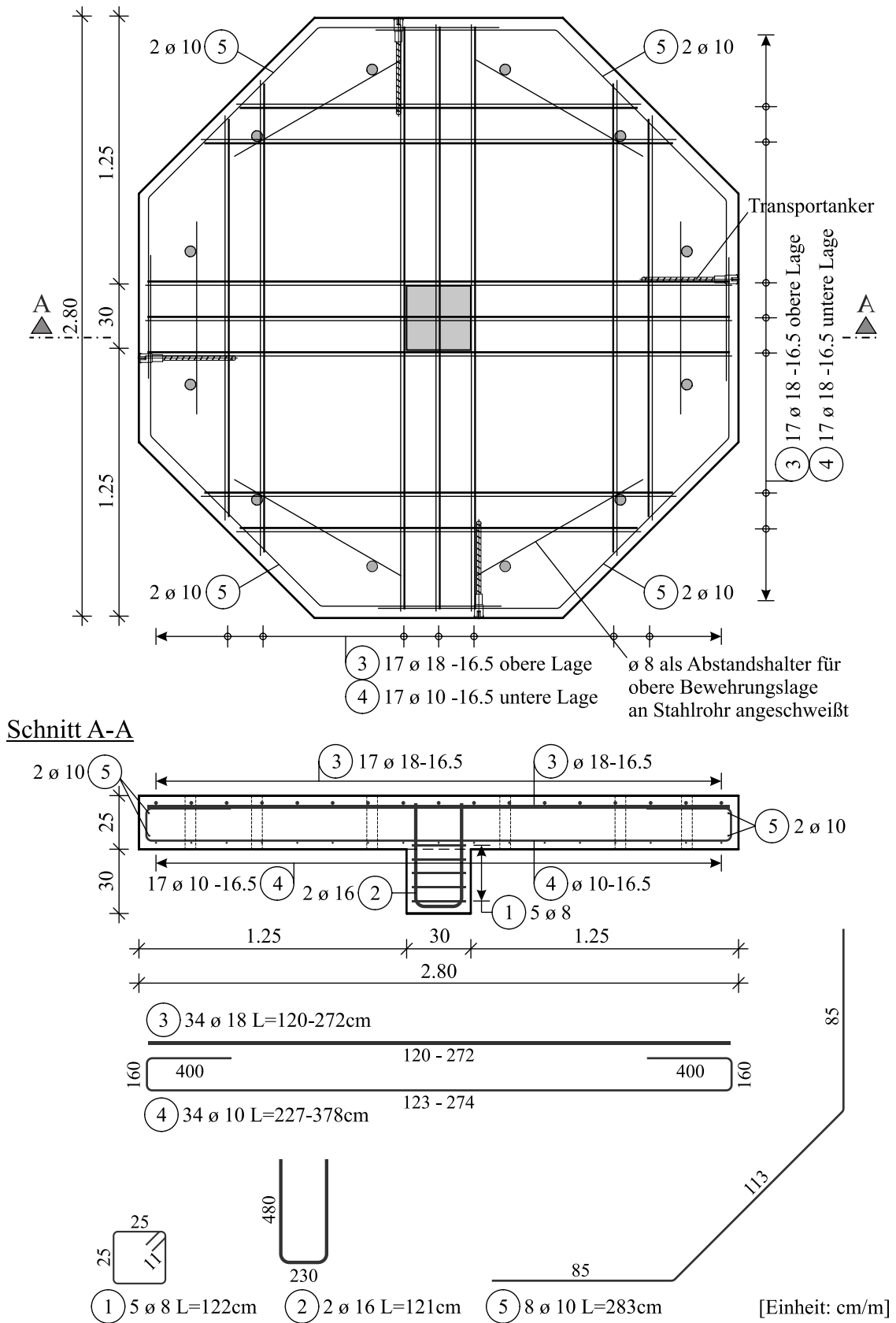


Bild A.2: Bewehrungsplan des Versuchskörpers M3-25-0.75

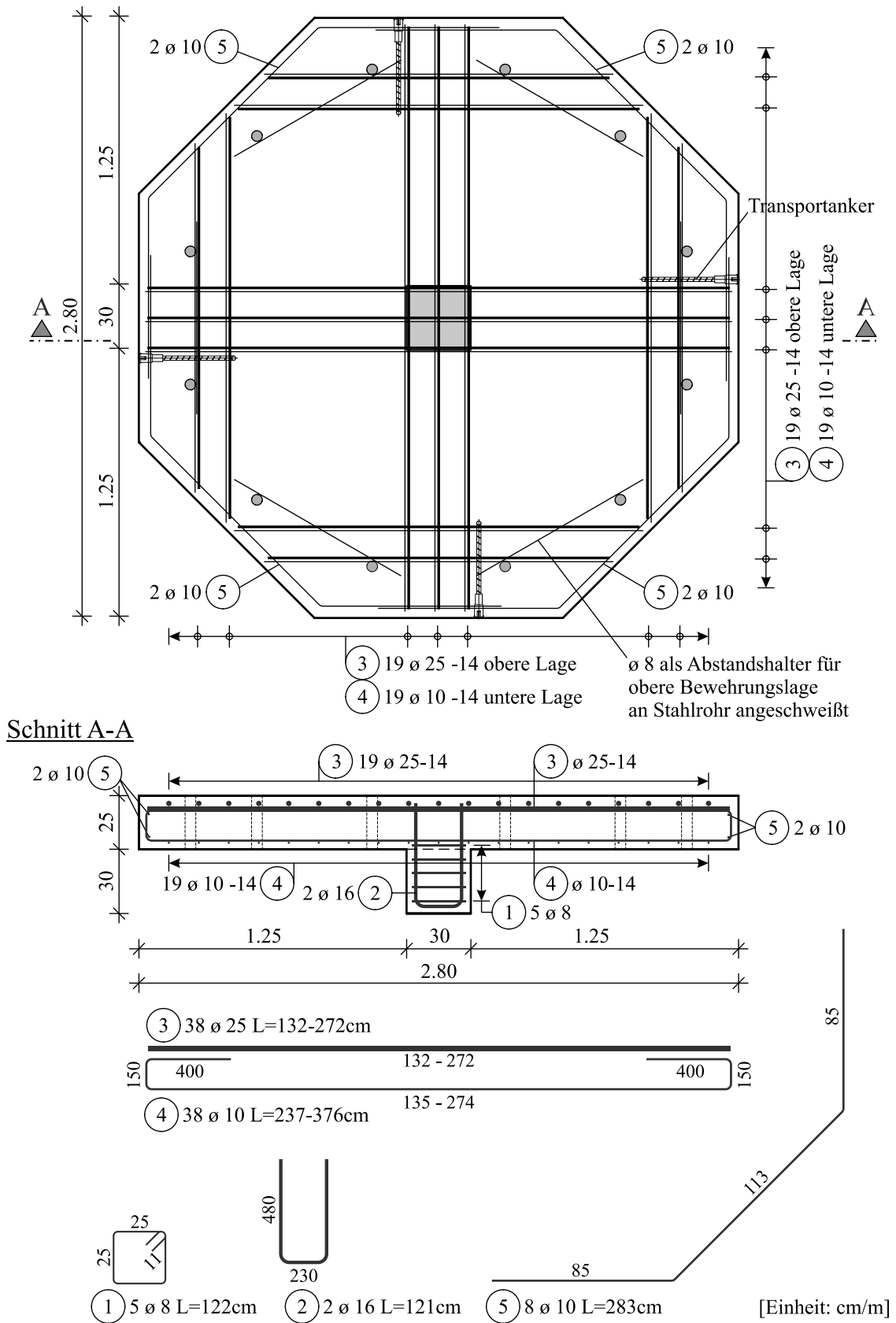


Bild A.3: Bewehrungsplan des Versuchskörpers M3-25-1.75

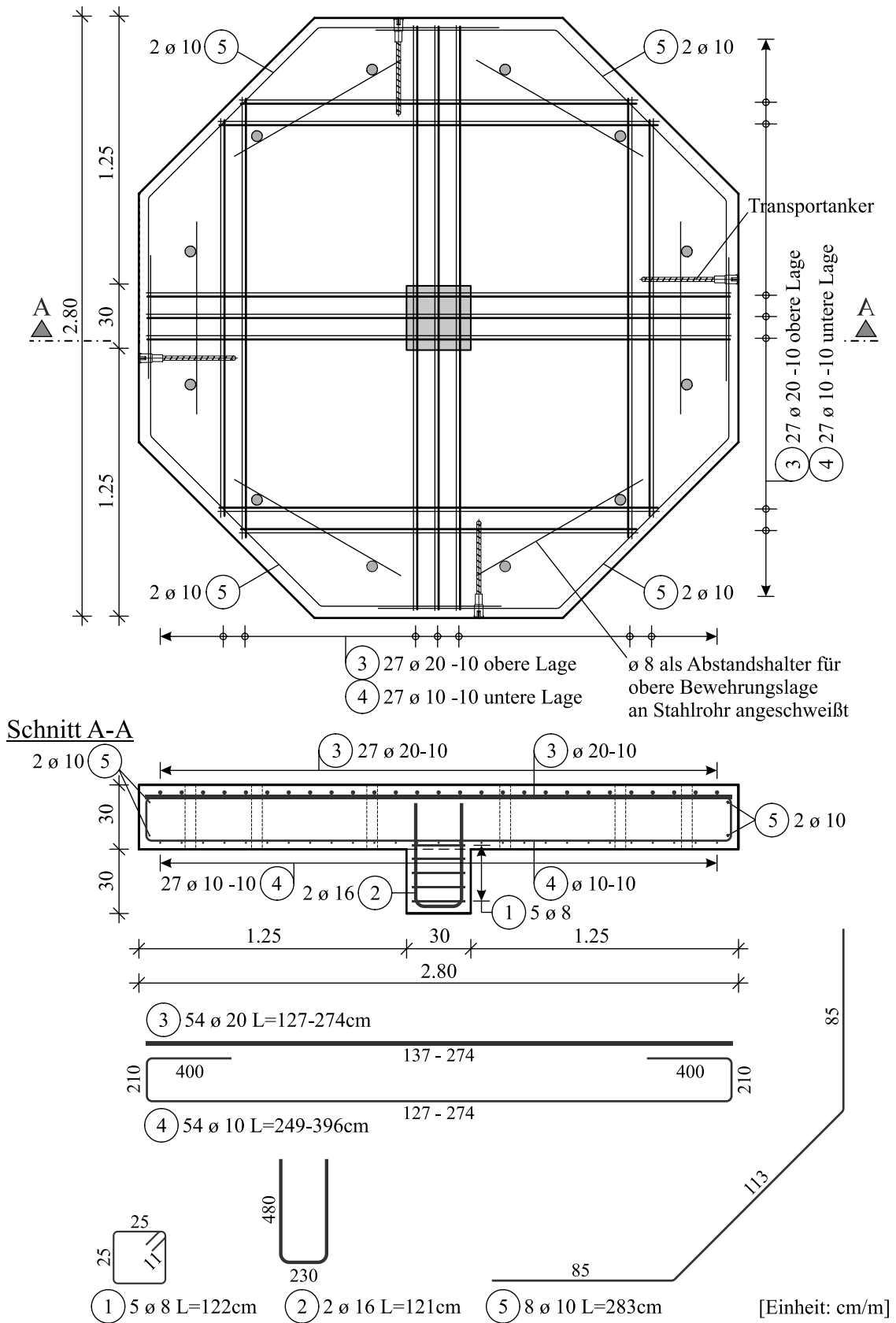


Bild A.4: Bewehrungsplan der Versuchskörper M0-30-1.23, M1-30-1.23, M2-30-1.23, M3-30-1.23

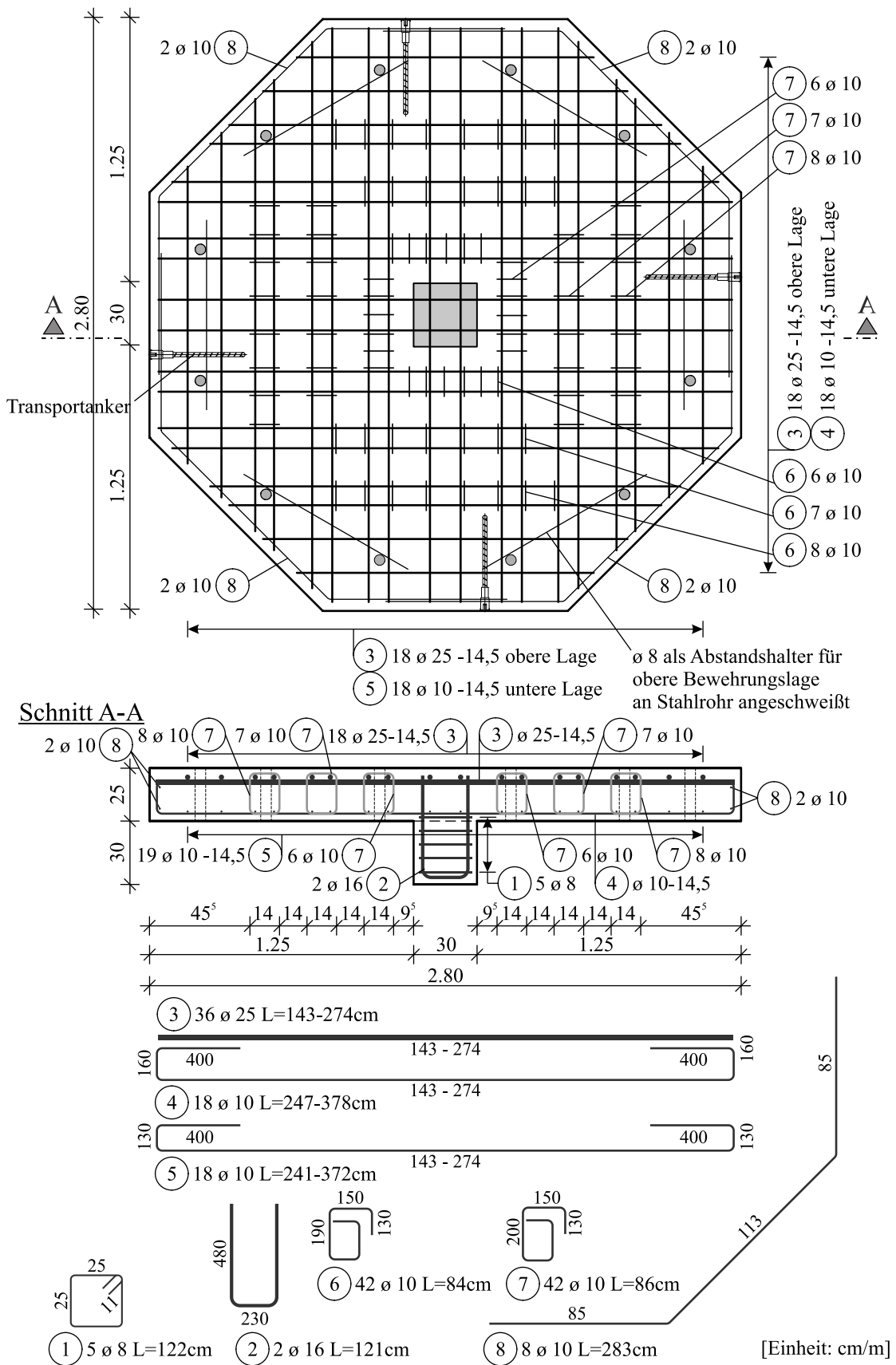


Bild A.5: Bewehrungsplan der Versuchskörper M0-25-1.75-B10, M3-25-1.75-B10

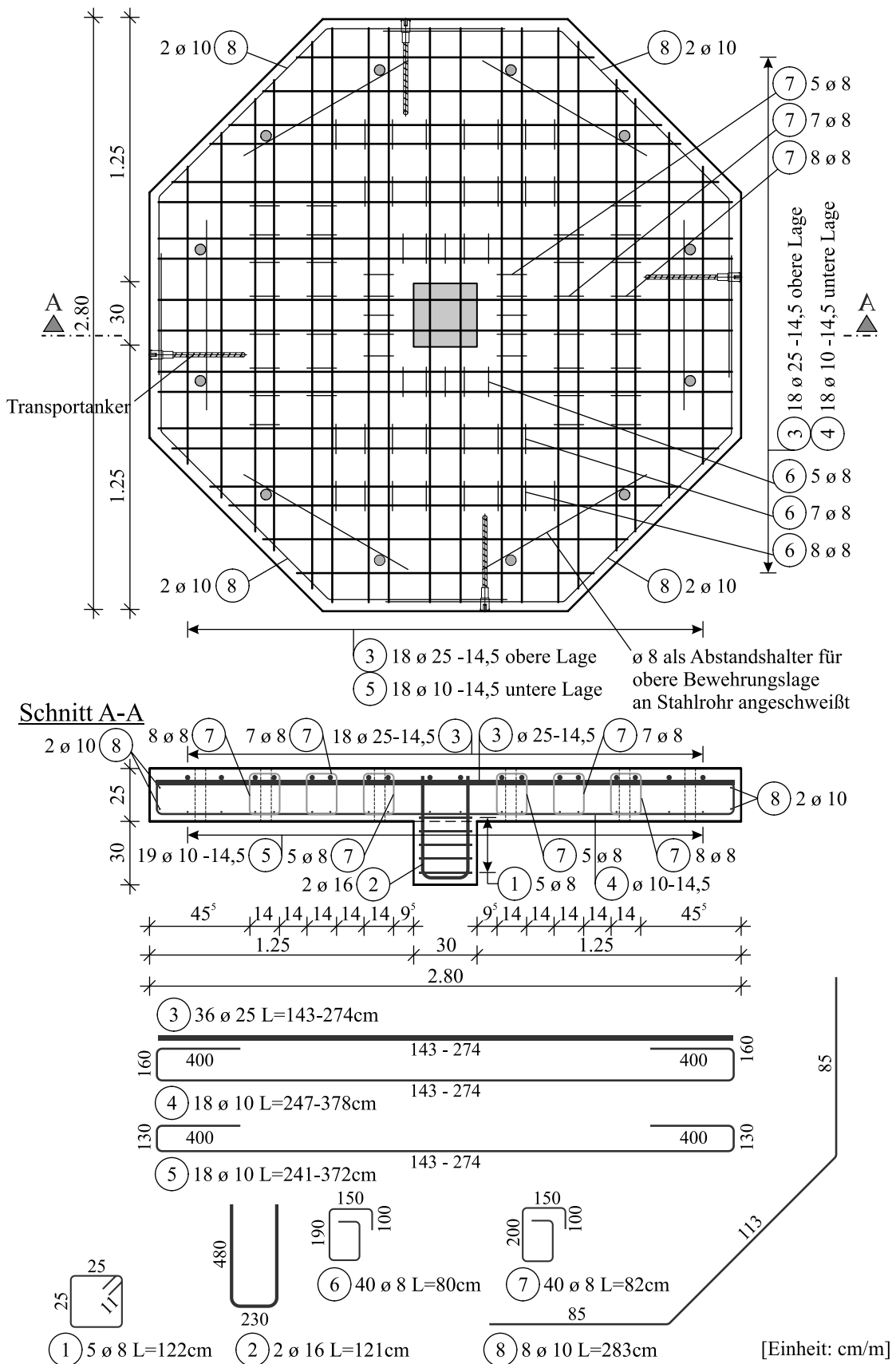


Bild A.6: Bewehrungsplan des Versuchskörpers M3-25-1.75-B8

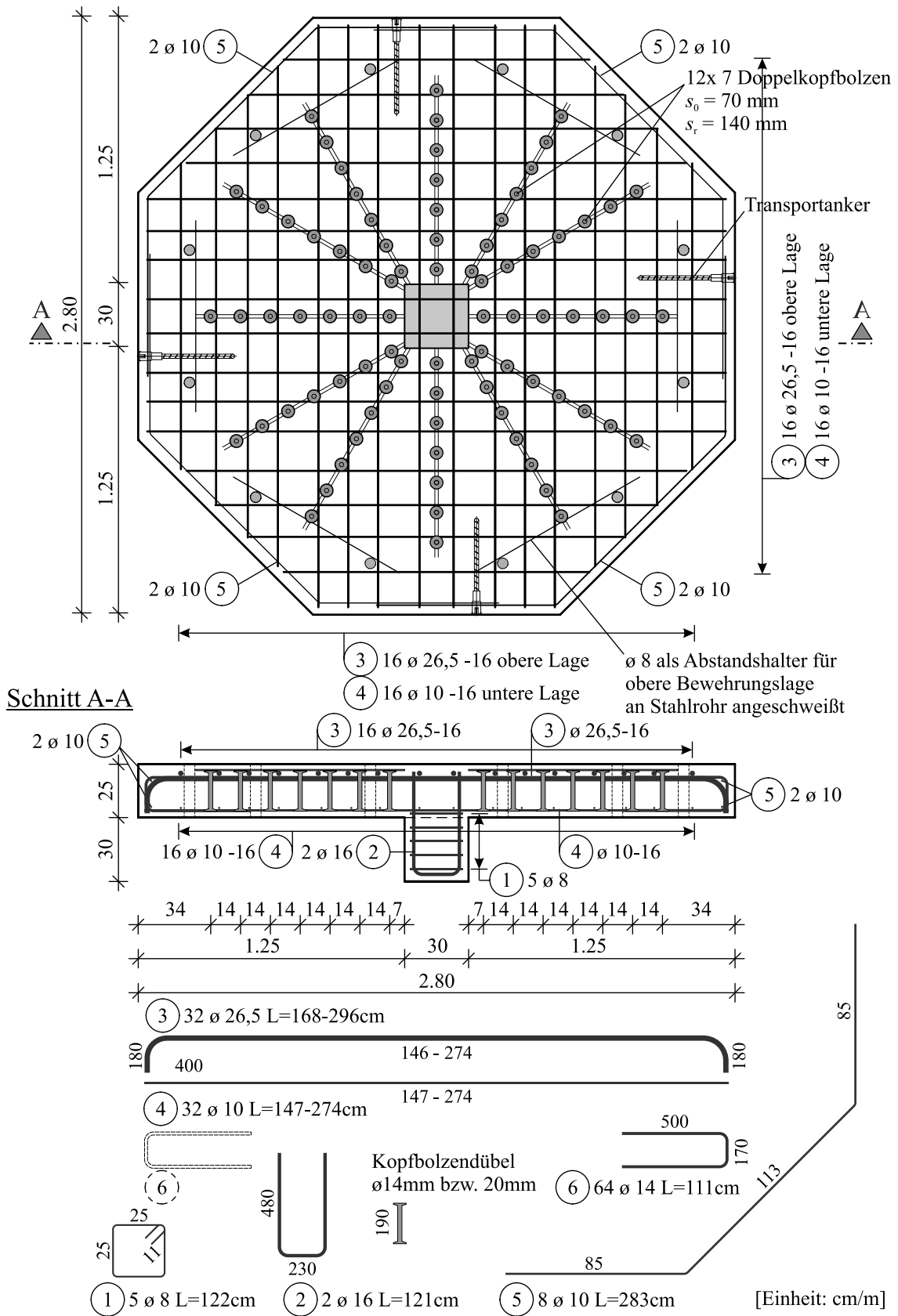


Bild A.7: Bewehrungsplan der Versuchskörper M0-25-1.75-D20, M3-25-1.75-D20/D14

A.2 Materialeigenschaften

In diesem Abschnitt des Anhangs werden die aus den begleitend durchgeführten Materialprüfungen gewonnenen Materialkennwerte des Stahlfaserbetons sowie der Stähle der verbauten Längs- und Durchstanzbewehrung zusammengefasst.

Die Mittelwerte der Frischbetoneigenschaften der einzelnen Betonagen sind in Tabelle A-1 bis Tabelle A-3 zusammengefasst. Die Ermittlung der Kennwerte erfolgte jeweils zu Beginn der einzelnen Betonagen, wobei die Bestimmung des Ausbreitmaßes auf den Vorgaben nach DIN EN 12350-5 [68], des Luftporengehaltes nach DIN EN 12350-7 [70] und der Rohdichte nach DIN EN 12350-6 [69] basierte. Für die Ermittlung des Stahlfasergehaltes wurde zu Beginn, Mitte und Ende einer jeden Betonage jeweils eine Probe aus dem Fahrmischer (ca. 10 l) entnommen und der Auswaschversuch nach Anhang M der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [43] durchgeführt.

Wie in Kapitel 4.2.2 beschrieben, wurden in der Regel zwei Versuchskörper in einem Betonagegang und somit aus einer Betoncharge erstellt. Lediglich die Flachdeckenausschnitte der Versuche M3-25-1.23 und M3-30-1.23 sowie M3-25-1.75-B8 und M3-25-1.75-B10 wurden aus zwei getrennten Betonchargen betoniert, weshalb diese in den nachfolgenden Tabellen getrennt aufgeführt sind.

Tabelle A-1 Frischbetoneigenschaften Serie O

Bezeichnung	M0-25-1.23	M1-25-1.23	M2-25-1.23	M3-25-1.23	M3-30-1.23
	M0-30-1.23	M1-30-1.23	M2-30-1.23		
Tag der Betonage	12.07.2018	20.09.2018	24.07.2018	11.09.2018	31.07.2018
Ausbreitmaß [cm]	56,0	57,0	50,0	53,5	46,0
Luftporengehalt [Vol.-%]	0,60	0,90	0,25	0,5	0,5
Rohdichte [kg/dm ³]	2,42	2,48	2,45	2,51	2,49
Stahlfasergehalt [kg/m ³]	0,0	44,5	35,0	85,3	76,2

Tabelle A-2 Frischbetoneigenschaften Serie O (Fortsetzung)

Bezeichnung	M3-25-0.75
	M3-30-1.75
Tag der Betonage	30.04.2019
Ausbreitmaß [cm]	46,5
Luftporengehalt [Vol.-%]	1,10
Rohdichte [kg/dm ³]	2,44
Stahlfasergehalt [kg/m ³]	82,1

Tabelle A-3 Frischbetoneigenschaften Serie B / D

Bezeichnung	M0-25-1.75-B10	M3-25-1.75-B8	M3-25-1.75-B10	M3-25-1.75-D14
	M0-25-1.75-D20			M3-25-1.75-D20
Tag der Betonage	30.07.2019	05.06.2019	25.06.2019	17.07.2019
Ausbreitmaß [cm]	51,5	44,5	49,0	53,0
Luftporengehalt [Vol.-%]	1,0	1,1	1,6	2,3
Rohdichte [kg/dm ³]	2,42	2,46	2,52	2,45
Stahlfasergehalt [kg/m ³]	0,0	87,6	88,1	90,7

Tabelle A-5 bis Tabelle A-8 fasst die ermittelten Festbetonkennwerte der verschiedenen Versuchskörper zusammen. In Bild A.11 bis Bild A.22 sind zudem die zu den Biegebalkenprüfungen zugehörigen Last-Rissöffnungs-Beziehungen, Last-Durchbiegungs-Beziehungen und Zugspannungs-Dehnungs-Beziehungen nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44], Model Code 2010 [88] und des 7. Entwurfs des prEC2 Anhang L [34] dargestellt.

$$f_{cm} = e^{s \cdot (1 - \sqrt{28/t})} \cdot f_{cm} \quad (\text{A-1})$$

mit:

$$s = \begin{cases} 0,20 & \text{für Zement der Klasse CEM 42,5 R, CEM 52,5 N, CEM 52,5 R} \\ 0,25 & \text{für Zement der Klasse CEM 32,5 R, CEM 42,5 N} \\ 0,38 & \text{für Zement der Klasse CEM 32,5 N} \end{cases}$$

t Betonalter in Tagen

Innerhalb der 2018 geprüften Serie O wurde nach Abschluss der Würfel- und Zylinderdruckfestigkeitsprüfungen der Versuchskörper M0-25-1.23, M0-30-1.23, M1-25-1.23, M1-30-1.23, M2-25-1.23, M2-30-1.23 sowie M3-30-1.23 eine Fehlfunktion der Schleif- und Prüfmaschine festgestellt, die zu großen Streuungen der Ergebnisse innerhalb einer Betoncharge bei Prüfungen verschiedener Betonalter führte (vgl. Bild A.8). Um diesen Fehler für die weitere Versuchsauswertung zu quantifizieren und auszugleichen, wurden die Festigkeitswerte anhand Gleichung (A-1) aus EC2+NA(D) [63, 64] zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit im Betonalter t überprüft. Für die maßgebenden Versuchstage erfolgte anschließend unter Verwendung der Methode des kleinsten Fehlerquadrates und Gleichung (A-1) die Ableitung von korrigierten Betonkennwerten. Bild A.8 veranschaulicht grafisch das beschriebene Vorgehen sowohl für die Würfel- (links) wie auch für die Zylinderdruckfestigkeit (rechts). Auf der Abszisse ist hierbei das Betonalter t aufgetragen, während die linke Ordinate die zu den durchgezogenen Linien gehörende mittlere Würfel- bzw. Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cube}$ bzw. $f_{c,cyl}$ beschreibt. Die rechte Ordinate drückt die mittlere Abweichung zwischen berechneter und gemessener Festigkeit f_c für das jeweilige Betonalter t aus (gestrichelte Linie).

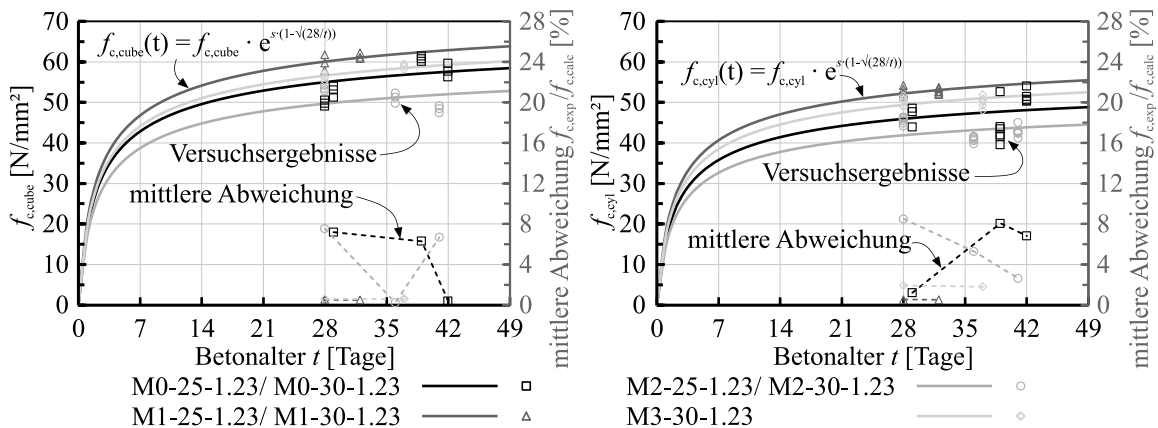


Bild A.8: Vergleich der experimentellen Würfel- $f_{c,cube}$ (links) und Zylinderdruckfestigkeiten $f_{c,cyl}$ (rechts) mit den theoretischen zeitlichen Erhärtungsverläufen $f_{cm}(t)$ nach Gleichung (A-1) (EC2+NA(D) [63, 64]) sowie deren mittlere Abweichung zueinander

Für die Würfeldruckfestigkeiten (Bild A.8 links) resultiert in Bezug auf alle Messdaten eine mittlere Abweichung von 3,1 % und eine maximale Abweichung von 7,6 % zwischen den experimentell und theoretisch bestimmten Werten. Bei den Zylinderdruckfestigkeiten liegen minimal größere Werte mit einer mittleren Abweichung von 3,8 % und einem Maximalwert von 8,5 % vor. Für die Ergebnisse der

Versuchskörper M1-25-1.23, M1-30-1.23 sowie M3-30-1.23 liegt die festgestellte Abweichung unter 2,0 %, was üblichen versuchstechnischen Streuungen entspricht.

Zur Überprüfung der Eignung von Gleichung (A-1) für Stahlfaserbetone bzw. die verwendete Betonmischung sowie des beschriebenen Korrekturvorganges wurde für die Betone der Serien B und D mittels Würfeldruckversuchen die zeitliche Entwicklung der Betondruckfestigkeit dokumentiert und Gleichung (A-1) gegenübergestellt, was Bild A.9 veranschaulicht. Die schwarzen Kurvenverläufe beschreiben die rechnerische Entwicklung der Betondruckfestigkeit mit dem Betonalter t (linke Ordinate), während die grauen Kurvenverläufe die mittlere Abweichung zwischen den experimentellen und theoretischen Werten an den jeweiligen Testtagen verdeutlichen (rechte Ordinate). Es zeigt sich, dass bis zu einem Betonalter von 14 Tagen Abweichungen von bis zu 14 % vorliegen und anschließend die Festigkeitsentwicklung mit einer Genauigkeit von über 95,0 % abgeschätzt werden kann. Da die fehlerbehafteten Betonkennwerte allesamt ein Betonalter von mindestens 28 Tagen aufweisen, wird die Anwendung von Gleichung (A-1) zur Korrektur der Messwerte als geeignet erachtet. Die nachfolgend angegebenen Betondruckfestigkeiten entsprechen daher den rechnerischen Werten für das jeweilige Betonalter t .

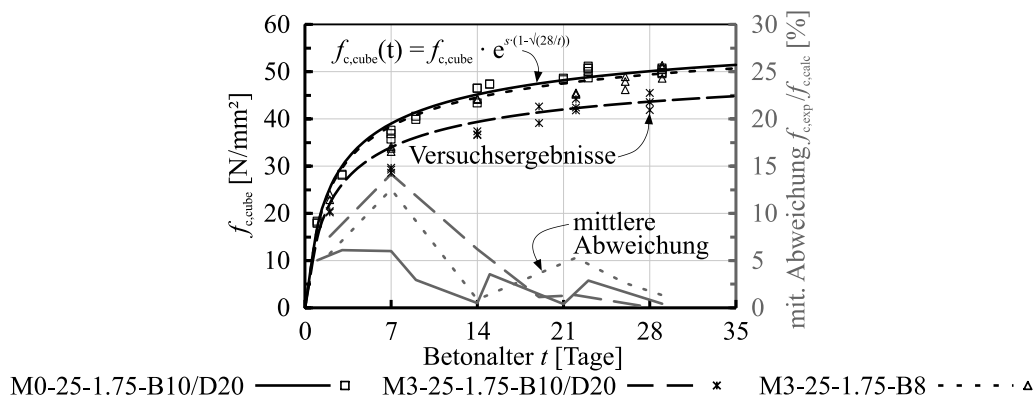


Bild A.9: Festigkeitsentwicklung der Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ der Betone der Serien B und D und Vergleich mit der theoretischen Festigkeitsentwicklung nach Gleichung (A-1) (EC2+NA(D) [63, 64])

Die Bestimmung des Nachrisszugtragverhaltens mittels gekerbter 3-Punkt-Biegezugversuche nach EN 14651 [64] (vgl. Kap. 2.4.3) erfolgte in der Regel am Tag der jeweiligen Versuchsdurchführung. Lediglich für die aus einer Betoncharge stammenden Versuchskörper M3-25-0.75 und M3-25-1.75 wurde die Nachrisszugfestigkeit ausschließlich bei einem mittleren Betonalter von 28 Tagen geprüft. Bei der Durchführung der 3-Punkt-Biegezugversuche wurde sowohl die horizontale Verschiebung am Ansatz der Rissöffnung CMOD wie auch die Durchbiegung δ aufgezeichnet. Hierdurch sollte eine näherungsweise Auswertung nach der DAfStb-Richtlinie [44] gewährleistet werden. Die Auswertung nach der DAfStb-Richtlinie [44] setzt neben der Berücksichtigung der abweichenden Balkenhöhe auch die Erfassung des Einflusses der nach EN 14651 [57] reduzierten Stützweite voraus. Eine unmittelbare Übertragung der abzulesenden Durchbiegungen der DAfStb-Richtlinie [44] auf den 3-Punkt-Biegezugversuch führt ansonsten zu einer Überschätzung der maßgebenden Rissöffnungsweiten, was letztendlich zu einer Unterschätzung der tatsächlichen Festigkeitswerte führt. Unter Berücksichtigung der geometrischen Zusammenhänge aus Bild A.11 ergibt sich für identische Rissöffnungsweiten nach [157, 276] folgender Zusammenhang korrespondierender Durchbiegungen $\delta_{4-Pkt.}$ und $\delta_{3-Pkt.}$.

$$\delta_{4-Pkt.} = 1,2 \cdot \delta_{3-Pkt.} \tag{A-2}$$

Eine Übersicht der maßgebenden, korrespondierenden Verformungswerte beider Prüfverfahren unter Berücksichtigung von Gleichung (2-8) und (A-1) zeigt Tabelle A-4, wobei die durch Fettschrift hervorgehobenen Werte die für das jeweilige Regelwerk relevanten Verformungswerte definieren. [157]

Tabelle A-4 Auszuwertende Verformungswerte für 3-Punkt-Biegezugversuche nach EN 14651 [57]

CMOD	[mm]	0,50	1,50	2,50	3,38	3,50
$\delta_{3\text{-Pkt.}}$	[mm]	0,47	1,32	2,17	2,92	3,02
$\delta_{4\text{-Pkt.}}$	[mm]	0,56	1,58	2,60	3,50	3,62

WEBER / ANDERS [276] beobachteten bei der Durchführung gekerbter 3-Punkt-Biegezugversuche im Vergleich zu 4-Punkt-Biegezugversuchen um 10 bis 35 % erhöhte Nachrisszugfestigkeiten, was vorwiegend auf das erhöhte Risiko einer Mehrfachrissbildung bei 4-Punkt-Biegezugversuchen zurückgeführt wurde. Insbesondere für Sonderfasern wie sie im Rahmen dieser Arbeit verwendet wurden, empfehlen die Autoren zur Bestimmung von Umrechnungsfaktoren gesonderte Untersuchungen. Aufgrund des Fehlens von unmittelbar vergleichbaren 3-Punkt- und 4-Punkt-Biegezugversuchen mit identischen Stahlfaserbetonchargen, wird auf eine derartige Umrechnung nachfolgend verzichtet.

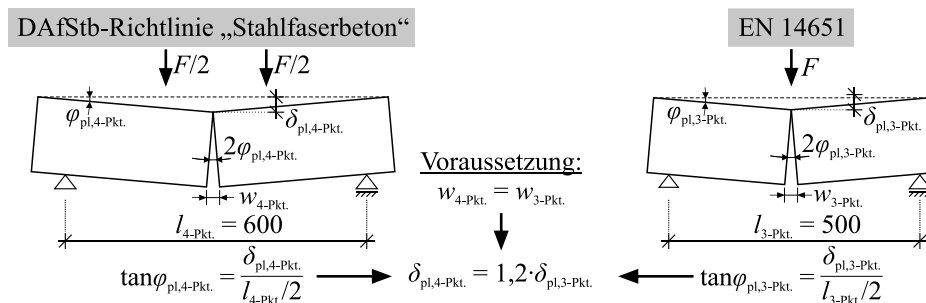


Bild A.10: Zusammenhang korrespondierender Durchbiegungen bei 4-Punkt- und 3-Punkt-Biegezugversuchen nach DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] und EN 14651 [57]

Tabelle A-5 Festbetoneigenschaften Serie O

Bezeichnung	M0-25-1.23	M0-30-1.23	M1-25-1.23	M1-30-1.23	M2-25-1.23
Tag der Prüfung	20.08.2018	23.08.2018	18.10.2018	22.10.2018	29.08.2018
Prüfalter [d]	39	42	28	32	36
$f_{cm,cube,28d}$ [N/mm ²]	55,3	55,3	-	55,3	45,8
$f_{cm,cube,Prüftag}$ [N/mm ²]	57,2	57,7	55,3	56,3	47,2
$f_{cm,cyl,28d}$ [N/mm ²]	46,2	46,2	-	48,1	38,6
$f_{cm,cyl,Prüftag}$ [N/mm ²]	47,8	48,2	48,1	48,9	39,8
$E_{cm,28d}$ [N/mm ²]	34.421	34.421	33.736	33.736	32.405
$E_{cm,Prüftag}$ [N/mm ²]	34.529	34.143	33.736	33.985	32.025
$f_{ct,sp,28d}$ [N/mm ²]	3,59	3,59	5,92	5,92	-
$f_{ct,sp,Prüftag}$ [N/mm ²]	3,65	3,40	5,92	6,27	5,15
$f_{ctm,1}$ [N/mm ²]	4,12	4,12	4,95	4,71	4,85
$f_{Rm,1}$ [N/mm ²]	-	-	4,01	4,24	4,48
$f_{Rm,2}$ [N/mm ²]	-	-	4,82	5,28	5,38
$f_{Rm,3}$ [N/mm ²]	-	-	4,27	5,15	5,16
$f_{Rm,4}$ [N/mm ²]	-	-	3,47	4,13	4,69
$f_{cfm,L1}^f$ [N/mm ²]	-	-	4,15	4,57	4,83
$f_{cfm,L2}^f$ [N/mm ²]	-	-	2,93	3,72	3,64

Tabelle A-6 Festbetoneigenschaften Serie O – Fortsetzung

Bezeichnung	M2-30-1.23	M3-25-1.23	M3-30-1.23	M3-25-0.75	M3-25-1.75
Tag der Prüfung	03.09.2018	09.10.2018	06.09.2018	29.05.2019	27.05.2019
Prüfalter [d]	41	28	37	29	27
$f_{cm,cube,28d}$ [N/mm ²]	45,8	-	52,1	-	-
$f_{cm,cube,Prüftag}$ [N/mm ²]	47,8	53,4	53,9	47,4	46,5
$f_{cm,cyl,28d}$ [N/mm ²]	38,6	-	45,5	-	-
$f_{cm,cyl,Prüftag}$ [N/mm ²]	40,3	44,2	47,0	41,2	40,9
$E_{cm,28d}$ [N/mm ²]	32.405	-	32.997	-	-
$E_{cm,Prüftag}$ [N/mm ²]	32.249	31.566	33.557	30.307	31.160
$f_{ct,sp,28d}$ [N/mm ²]	-	5,56	5,87	-	-
$f_{ct,sp,Prüftag}$ [N/mm ²]	3,99	5,56	6,50	5,85	6,54
$f_{ctm,1}$ [N/mm ²]	4,75	5,46	5,65	5,73	5,73
$f_{Rm,1}$ [N/mm ²]	3,61	9,96	8,80	8,91	8,91
$f_{Rm,2}$ [N/mm ²]	4,91	10,02	8,37	8,81	8,81
$f_{Rm,3}$ [N/mm ²]	5,18	9,17	7,32	8,42	8,42
$f_{Rm,4}$ [N/mm ²]	5,87	8,05	6,62	7,79	7,79
$f_{cfm,L1}^f$ [N/mm ²]	3,86	10,13	8,92	8,73	8,73
$f_{cfm,L2}^f$ [N/mm ²]	4,59	6,98	6,49	8,01	8,01

Tabelle A-7 Festbetoneigenschaften Serie B

Bezeichnung	M0-25-1.75-B10	M3-25-1.75-B8	M3-25-1.75-B10
Tag der Prüfung	28.08.2019	01.07.2019	22.07.2019
Prüfalter [d]	29	26	27
$f_{cm,cube,28d}$ [N/mm ²]	--	--	--
$f_{cm,cube,Prüftag}$ [N/mm ²]	50,1	43,8	47,4
$f_{cm,cyl,28d}$ [N/mm ²]	--	--	--
$f_{cm,cyl,Prüftag}$ [N/mm ²]	39,6	39,7	41,3
$E_{cm,28d}$ [N/mm ²]	--	31.985	--
$E_{cm,Prüftag}$ [N/mm ²]	32.574	30.804	33.218
$f_{ct,sp,28d}$ [N/mm ²]	--	--	--
$f_{ct,sp,Prüftag}$ [N/mm ²]	3,16	5,40	5,41
$f_{ctm,1}$ [N/mm ²]	-	6,21	5,57
$f_{Rm,1}$ [N/mm ²]	-	9,87	8,41
$f_{Rm,2}$ [N/mm ²]	-	9,86	9,23
$f_{Rm,3}$ [N/mm ²]	-	8,95	7,69
$f_{Rm,4}$ [N/mm ²]	-	8,06	7,02
$f_{cfm,L1}^f$ [N/mm ²]	-	9,98	8,86
$f_{cfm,L2}^f$ [N/mm ²]	-	7,77	6,65

Tabelle A-8 Festbetoneigenschaften Serie D

Bezeichnung	M0-25-1.75-D20	M3-25-1.75-D14	M3-25-1.75-D20
Tag der Prüfung	22.08.2019	08.08.2019	14.08.2019
Prüfalter [d]	23	22	28
$f_{cm,cube,28d}$ [N/mm ²]	-	40,1	40,1
$f_{cm,cube,Prüftag}$ [N/mm ²]	50,2	39,4	40,1
$f_{cm,cyl,28d}$ [N/mm ²]	-	36,3	36,3
$f_{cm,cyl,Prüftag}$ [N/mm ²]	40,2	34,8	36,3
$E_{cm,28d}$ [N/mm ²]	-	31.208	31.208
$E_{cm,Prüftag}$ [N/mm ²]	31909	30.325	31.208
$f_{ct,sp,28d}$ [N/mm ²]	-	4,84	4,99
$f_{ct,sp,Prüftag}$ [N/mm ²]	3,28	4,99	4,99
$f_{ctm,1}$ [N/mm ²]	-	5,84	5,87
$f_{Rm,1}$ [N/mm ²]	-	10,16	10,08
$f_{Rm,2}$ [N/mm ²]	-	9,90	10,14
$f_{Rm,3}$ [N/mm ²]	-	9,23	9,13
$f_{Rm,4}$ [N/mm ²]	-	8,44	8,40
$f_{cfm,L1}^f$ [N/mm ²]	-	10,37	10,48
$f_{cfm,L2}^f$ [N/mm ²]	-	8,23	8,38

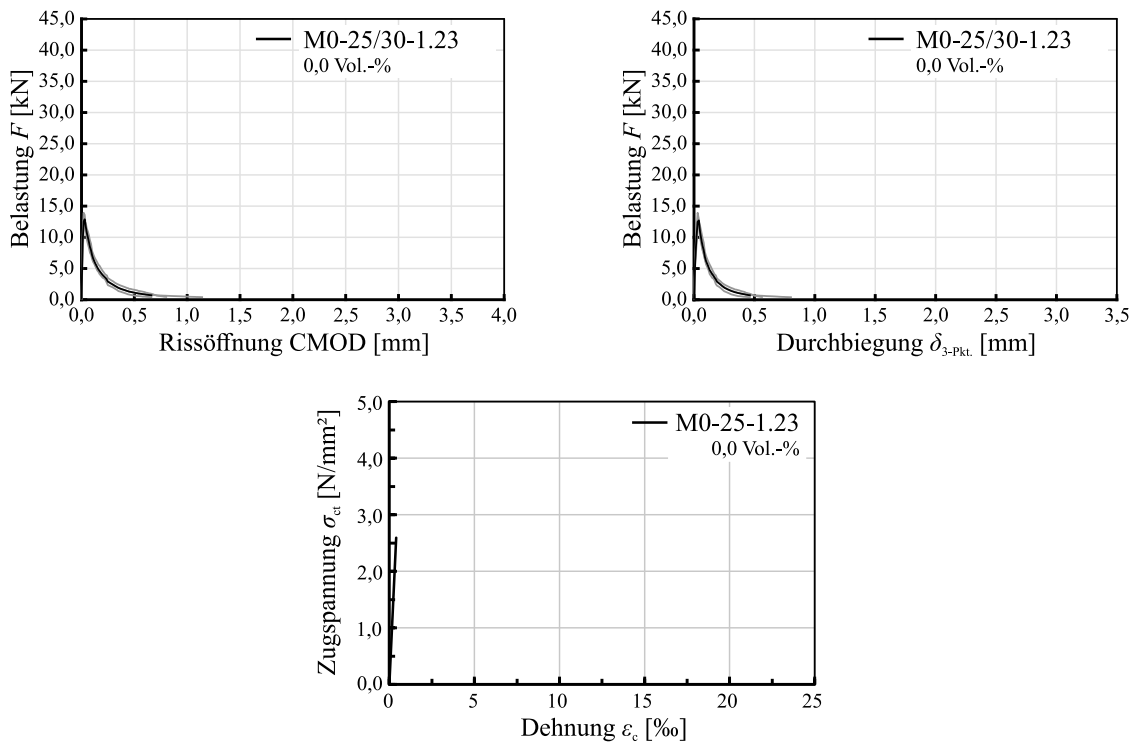


Bild A.11: Last-Rissöffnungs-Beziehung (oben links), Last-Durchbiegungs-Beziehung (oben rechts) und Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung (unten) der Biegebalkenprüfungen M0-25-1.23 bzw. M0-30-1.23 nach EN 14651 [57]

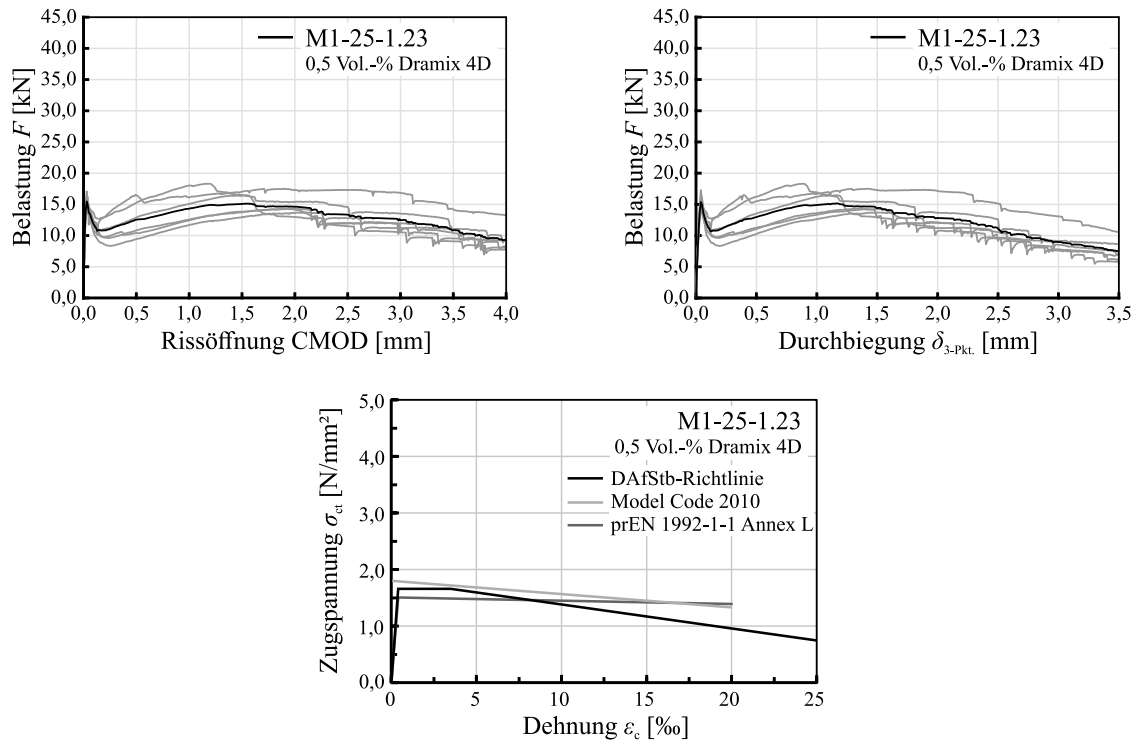


Bild A.12: Last-Rissöffnungs-Beziehung (oben links), Last-Durchbiegungs-Beziehung (oben rechts) und Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung (unten) der Biegebalkenprüfungen M1-25-1.23 nach EN 14651 [57]

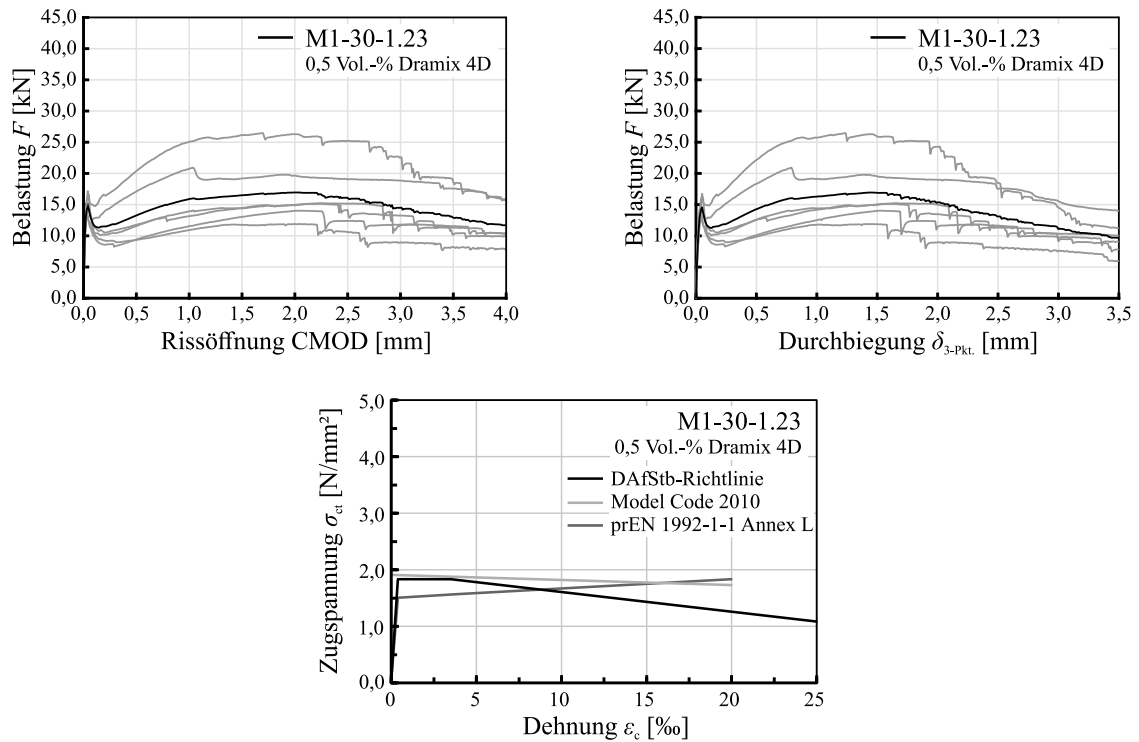


Bild A.13: Last-Rissöffnungs-Beziehung (oben links), Last-Durchbiegungs-Beziehung (oben rechts) und Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung (unten) der Biegebalkenprüfungen M1-30-1.23 nach EN 14651 [57]

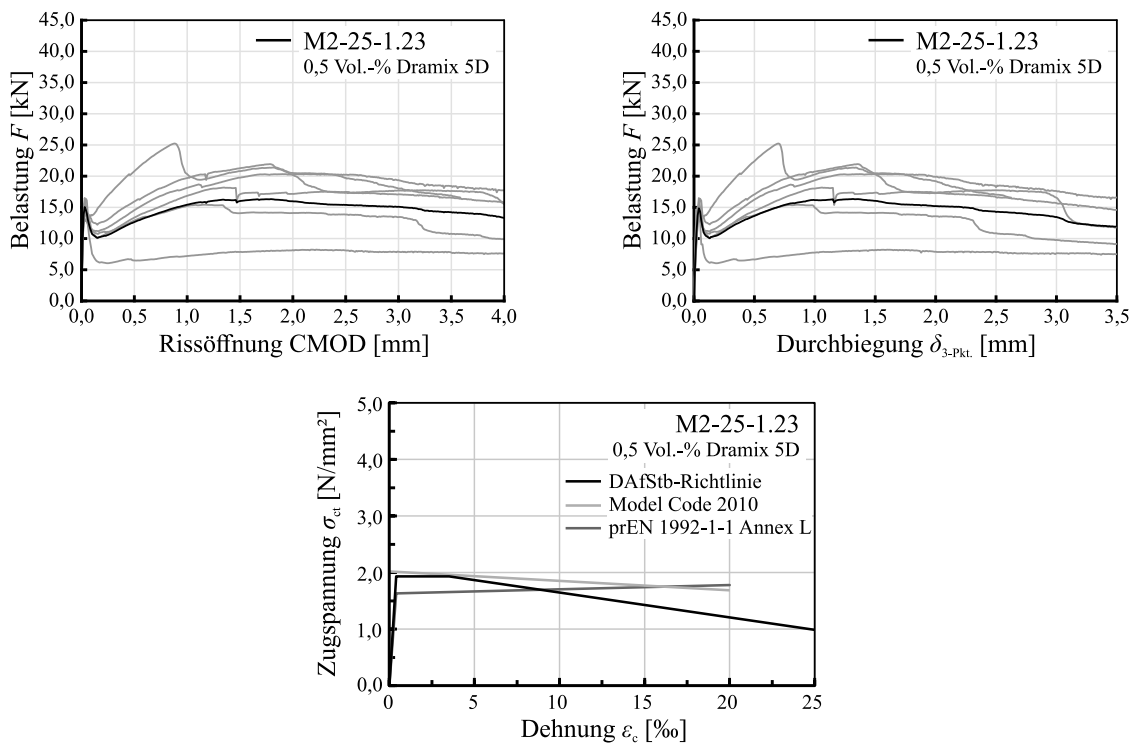


Bild A.14: Last-Rissöffnungs-Beziehung (oben links), Last-Durchbiegungs-Beziehung (oben rechts) und Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung (unten) der Biegebalkenprüfungen M2-25-1.23 nach EN 14651 [57]

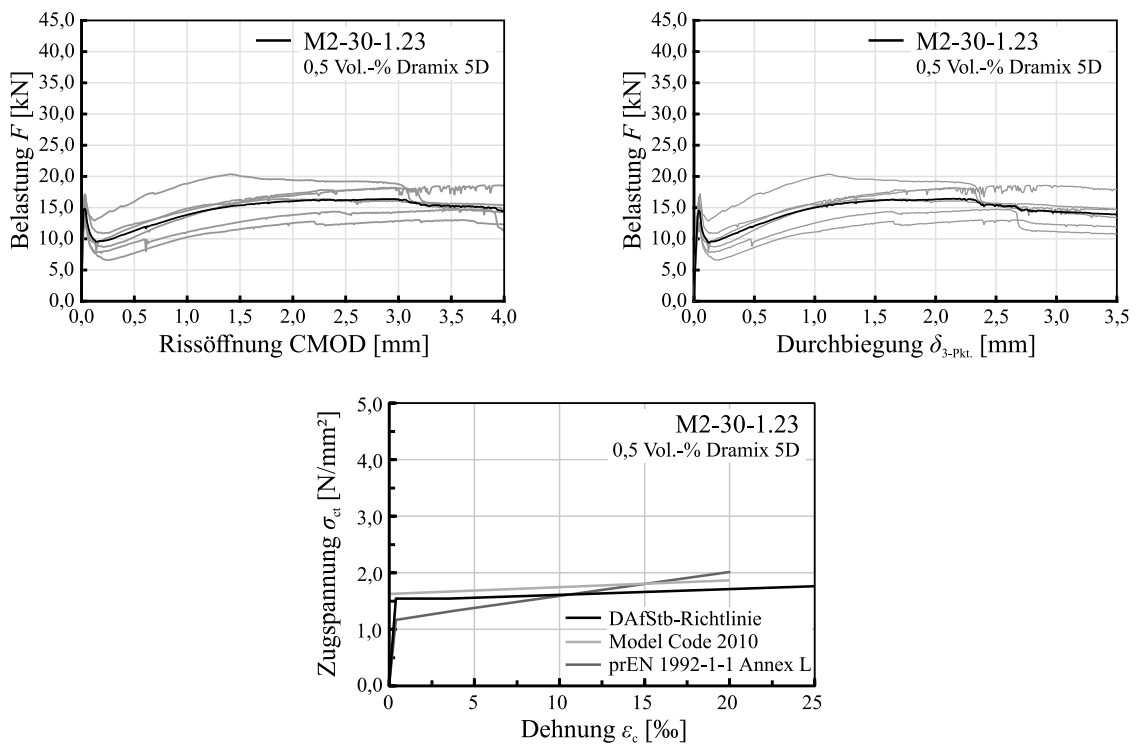


Bild A.15: Last-Rissöffnungs-Beziehung (oben links), Last-Durchbiegungs-Beziehung (oben rechts) und Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung (unten) der Biegebalkenprüfungen M2-30-1.23 nach EN 14651 [57]

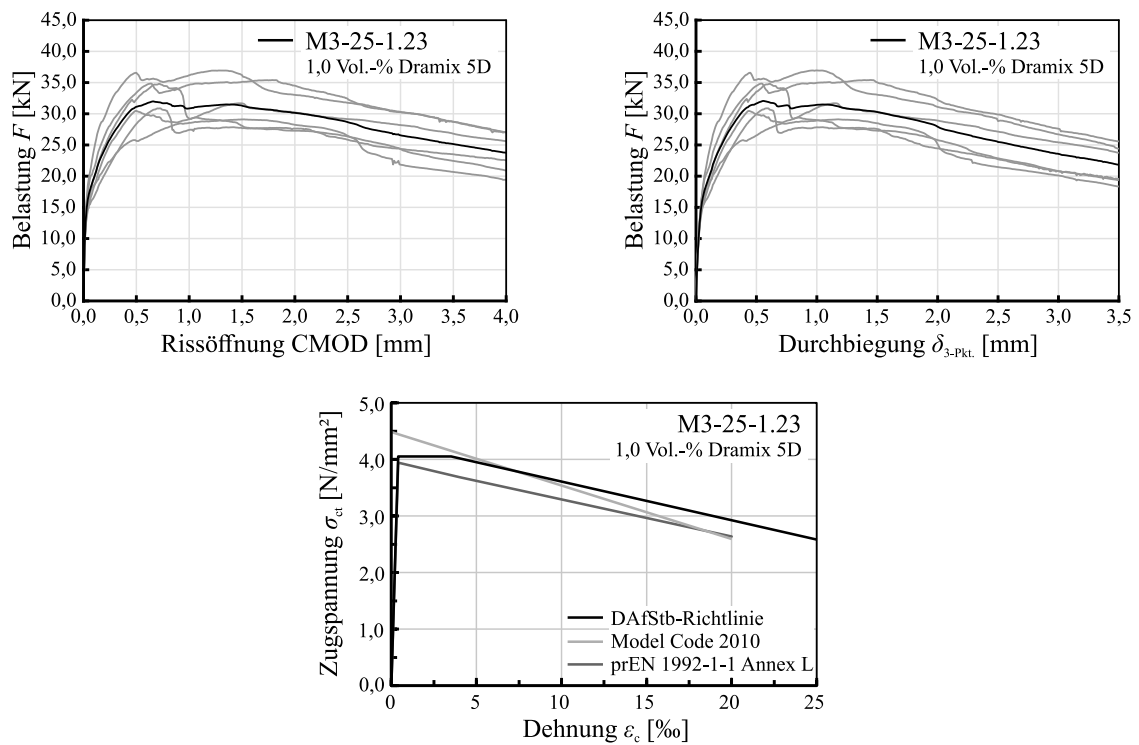


Bild A.16: Last-Rissöffnungs-Beziehung (oben links), Last-Durchbiegungs-Beziehung (oben rechts) und Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung (unten) der Biegebalkenprüfungen M3-25-1.23 nach EN 14651 [57]

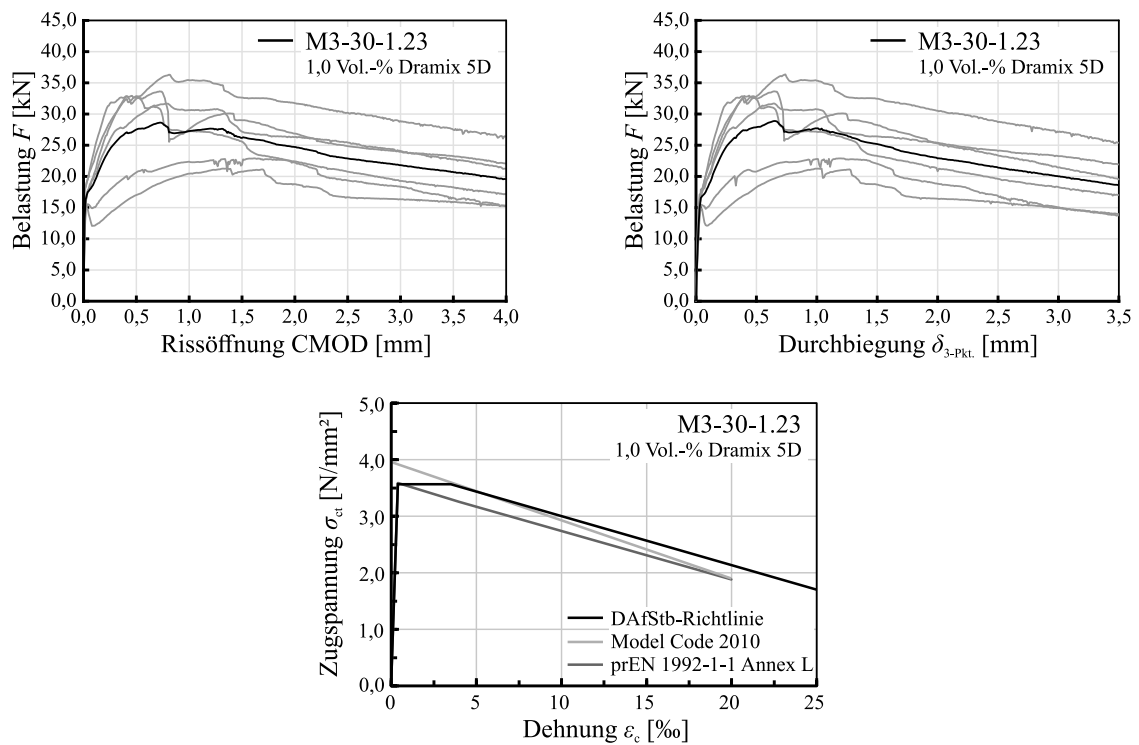


Bild A.17: Last-Rissöffnungs-Beziehung (oben links), Last-Durchbiegungs-Beziehung (oben rechts) und Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung (unten) der Biegebalkenprüfungen M3-30-1.23 nach EN 14651 [57]

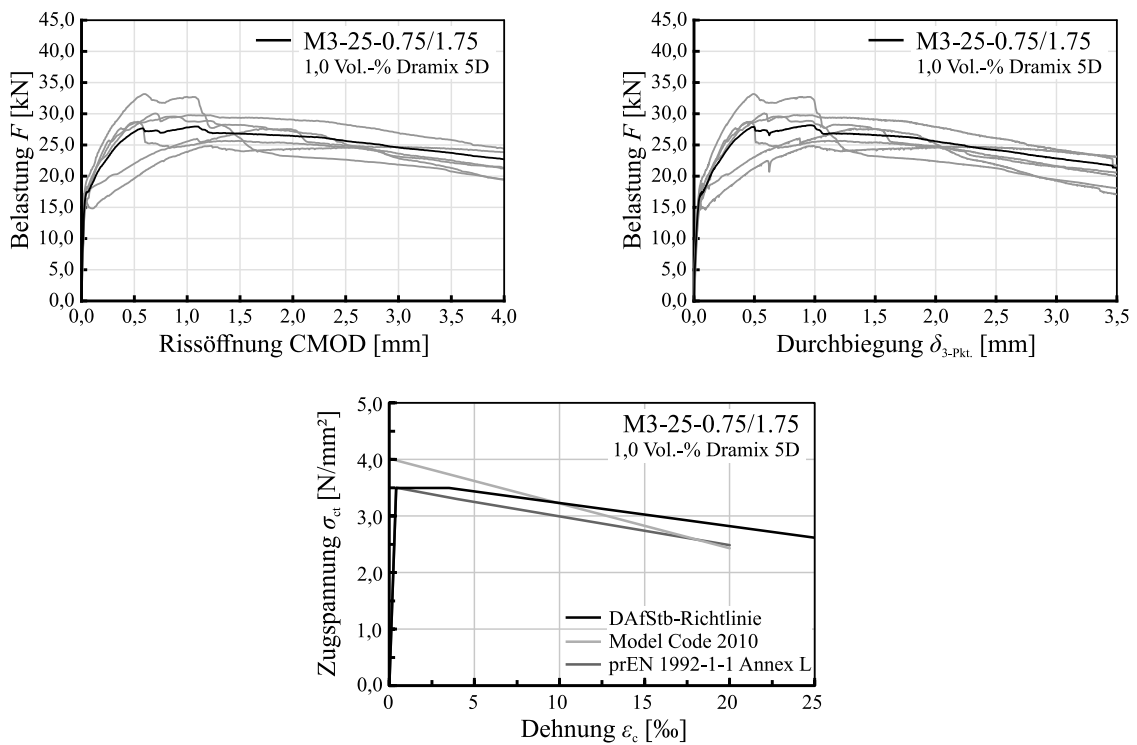


Bild A.18: Last-Rissöffnungs-Beziehung (oben links), Last-Durchbiegungs-Beziehung (oben rechts) und Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung (unten) der Biegebalkenprüfungen M3-25-0.75 und M3-25-1.75 nach EN 14651 [57]

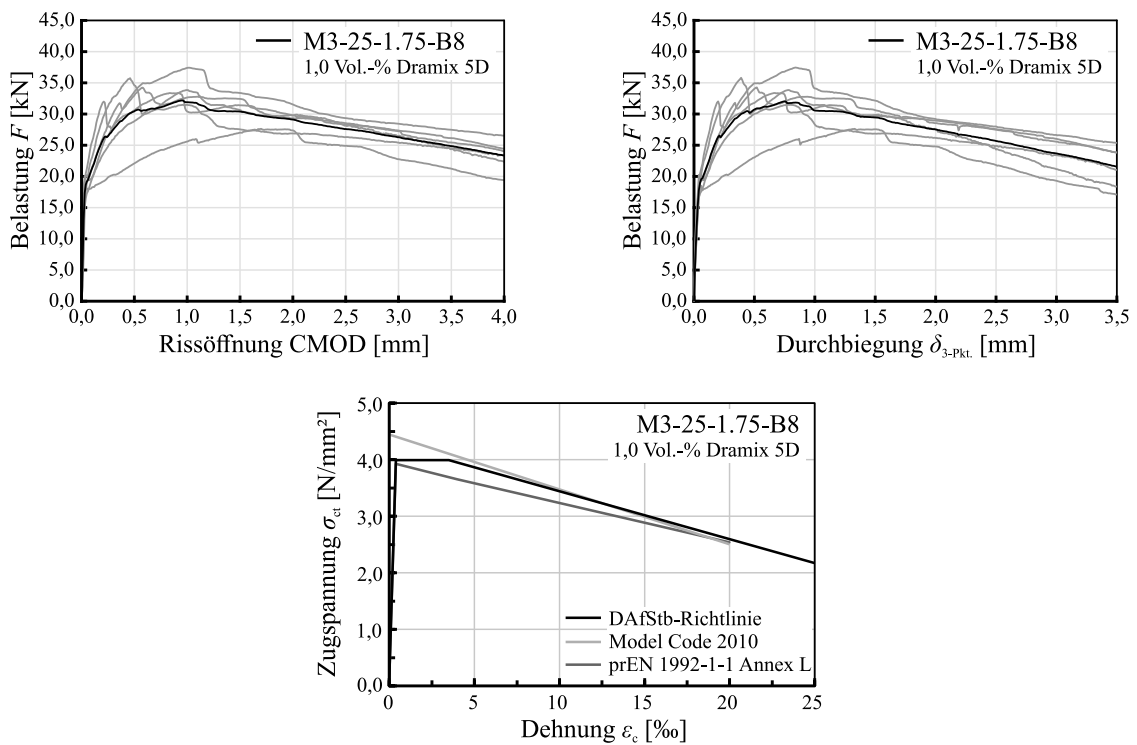


Bild A.19: Last-Rissöffnungs-Beziehung (oben links), Last-Durchbiegungs-Beziehung (oben rechts) und Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung (unten) der Biegebalkenprüfungen M3-25-1.75-B8 nach EN 14651 [57]

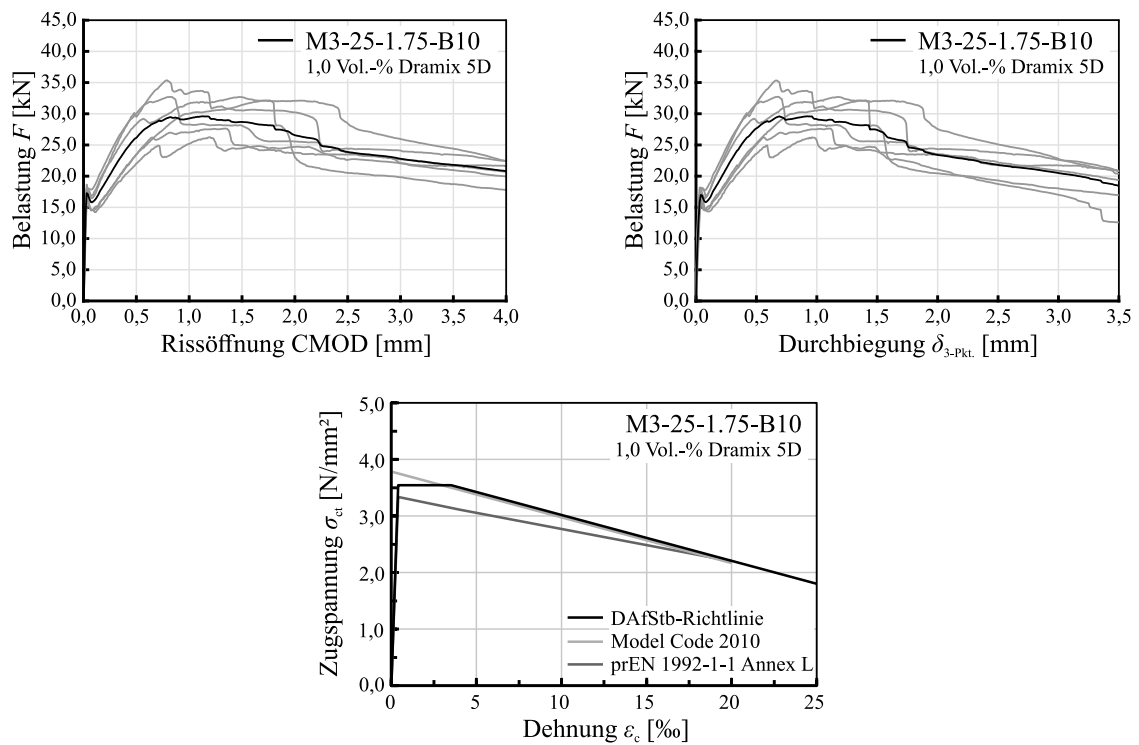


Bild A.20: Last-Rissöffnungs-Beziehung (oben links), Last-Durchbiegungs-Beziehung (oben rechts) und Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung (unten) der Biegebalkenprüfungen M3-25-1.75-B10 nach EN 14651 [57]

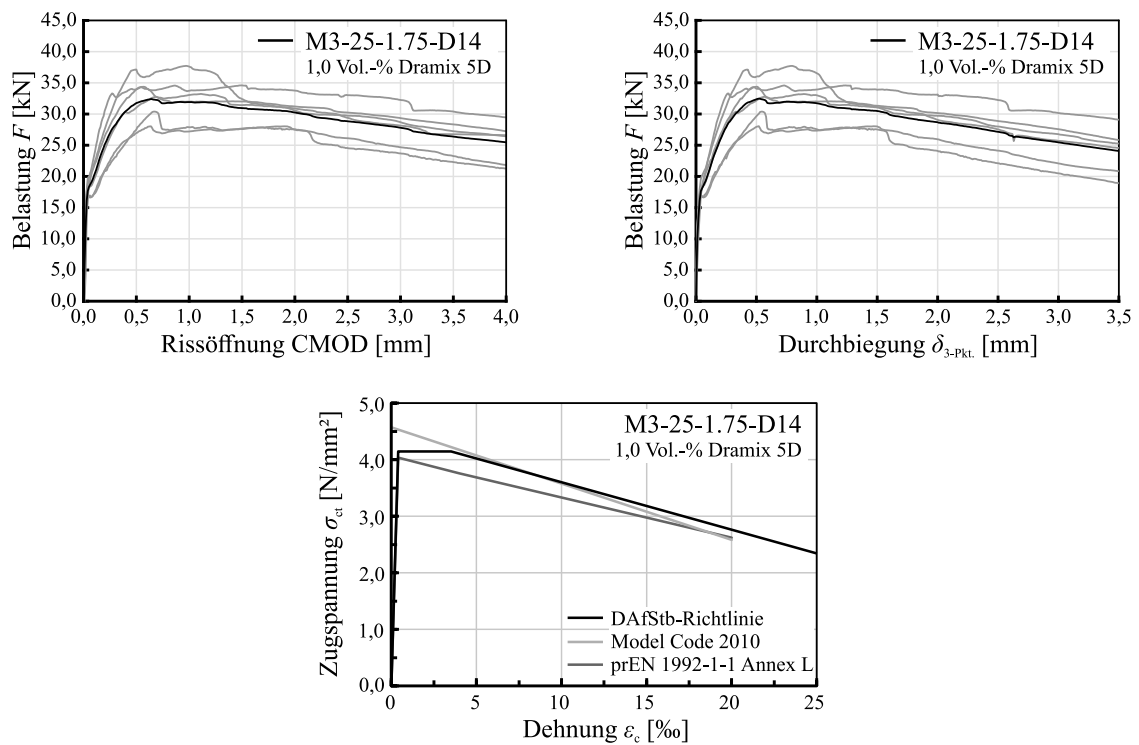


Bild A.21: Last-Rissöffnungs-Beziehung (oben links), Last-Durchbiegungs-Beziehung (oben rechts) und Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung (unten) der Biegebalkenprüfungen M3-25-1.75-D14 nach EN 14651 [57]

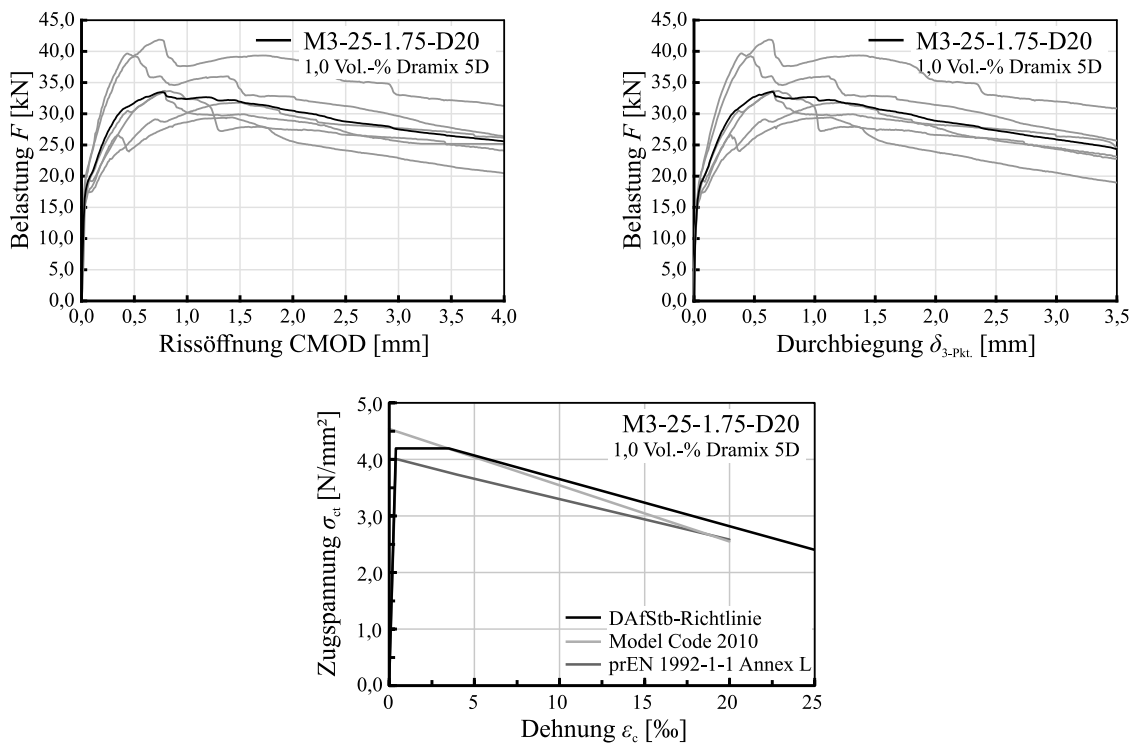


Bild A.22: Last-Rissöffnung-Beziehung (oben links), Last-Durchbiegungs-Beziehung (oben rechts) und Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung (unten) der Biegebalkenprüfungen M3-25-1.75-D20 nach EN 14651 [57]

Die Materialkennwerte der für die verbaute Längs- und Durchstanzbewehrung verwendeten Stähle können zusammenfassend Tabelle A-9 und Tabelle A-10 sowie den in Bild A.23 bis Bild A.32 dargestellten Auszügen der Prüfprotokolle entnommen werden. Für die Spannstahlstäbe der Güte SAS 900/1100 der Versuchsserie D konnten maschinenbedingt keine Zugversuche durchgeführt werden, weshalb nachfolgend die Werte aus dem Abnahmeprüfzeugnis 3.1 nach EN 10204 [56] aufgeführt sind.

Tabelle A-9 Materialkennwerte der Längsbewehrung

Bezeichnung	Güte	$\varnothing_{s,l}$ [mm]	f_{ym} [N/mm ²]	f_{tm} [N/mm ²]	$A_{11,3}$ [%]	$E_{s,m}$ [N/mm ²]	f_R [-]
M0/M1/M2/M3-25-1.23	B500B	10	479	626	19,0	204.900	0,065 ¹⁾
	B500B	20	523	612	19,7	196.038	0,081 ¹⁾
M0/M1/M2/M3-30-1.23	B500B	10	479	626	19,0	204.900	0,065 ¹⁾
	B500B	20	523	612	19,7	196.038	0,081 ¹⁾
M3-25-0.75	B500B	10	529	682	-	199.000	0,060 ¹⁾
	SAS 950/1050	18	980	1111	-	200.100	0,096 ²⁾
M3-25-1.75	B500B	10	529	682	-	199.000	0,060 ¹⁾
	B500B	25	540	659	-	194.363	0,061 ¹⁾
M0-25-1.75-B10	B500B	10	506	670	18,0	196.700	0,066 ¹⁾
	SAS 670/800	25	780	877	10,9	199.760	0,109 ²⁾
M3-25-1.75-B8/B10	B500B	10	556	633	15,2	173.875	0,066 ¹⁾
	SAS 670/800	25	780	780	10,9	199.760	0,109 ²⁾
M0-25-1.75-D20	B500B	10	556	633	15,2	173.875	0,066 ¹⁾
	SAS 900/1100	26,5	968 ¹⁾	1176 ¹⁾	8,6 ¹⁾	-	0,099 ²⁾
M3-25-1.75-D14/D20	B500B	10	556	633	15,2	173.875	0,066 ¹⁾
	SAS 900/1100	26,5	968 ¹⁾	1176 ¹⁾	8,6 ¹⁾	-	0,099 ²⁾

$\varnothing_{s,l}$: Stabdurchmesser; f_{ym} : mittlere Streckgrenze; f_{tm} : Zugfestigkeit; $A_{11,3}$: Bruchdehnung; $E_{s,m}$: E-Modul; f_R : bezogene Rippenfläche

¹⁾ Werte aus Abnahmeprüfzeugnis 3.1 nach EN 10204

²⁾ Angaben Stahlwerk Annahütte

Tabelle A-10 Materialkennwerte der Durchstanzbewehrung

Bezeichnung	Güte	\varnothing_{sw} [mm]	f_{ym} [N/mm ²]	f_{tm} [N/mm ²]	$A_{11,3}$ [%]	$E_{s,m}$ [N/mm ²]	f_R [-]
M0-25-1.75-B10	B500B	10	528	671	-	173.113	0,072 ¹⁾
M3-25-1.75-B8	B500B	8	566	635	-	175.967	-
M3-25-1.75-B10	B500B	10	528	671	-	173.113	0,072 ¹⁾
M0-25-1.75-D20	B500B	20	586	679	-	-	0,074 ¹⁾
M3-25-1.75-D14	B500B	14	537	605	-	-	0,076 ¹⁾
M3-25-1.75-D20	B500B	20	586	679	-	-	0,074 ¹⁾

\varnothing_{sw} : Stabdurchmesser; f_{ym} : mittlere Streckgrenze; f_{tm} : Zugfestigkeit; $A_{11,3}$: Bruchdehnung; $E_{s,m}$: E-Modul; f_R : bezogene Rippenfläche

¹⁾ Werte aus Abnahmeprüfzeugnis 3.1 nach EN 10204

Ergebnisse:

Legende	Nr	WKZ	Charge	d_s mm	R_{yk} N/mm ²	R_m N/mm ²	A_{yk} %	$A_{11,3}$ %	E kN/mm ²
1	1	1/22	299424	20	525	609	12,4	20,8	194,3
2	2	1/22	299424	20	515	609	12,4	20,5	197,8
3	3	1/22	299424	20	513	606	12,2	20,8	200,9
4	4	1/22	299424	20	535	618	10,9	17,8	176,1
5	5	1/22	299424	20	523	612	11,8	18,6	187,1
6	6	1/22	299424	20	530	616	12,3	21,0	207,0
7	7	1/22	299424	20	517	605	10,8	18,3	211,7
8	8	1/22	299424	20	530	618	12,7	19,8	193,4

Seriengrafik:

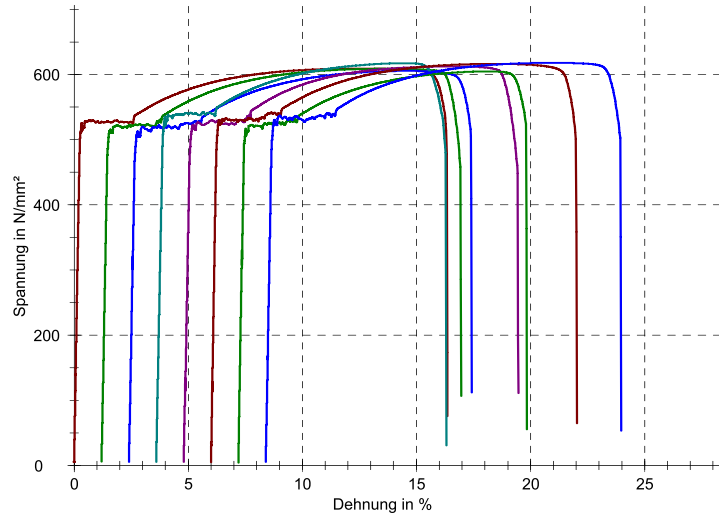


Bild A.23: Auszug des Prüfprotokolls der Stäbe \varnothing 20 mm (B500B) der Versuchskörper M0/M1/M2/M3-25-1.23 und M0/M1/M2/M3-30-1.23 – obere Bewehrungslage

Ergebnisse:

Legende	Nr	WKZ	Charge	d_s mm	$R_{yk,2}$ N/mm ²	R_m N/mm ²	A_{yk} %	$A_{11,3}$ %	E kN/mm ²
1	1	4/26	15-04767/8	10	482	627	10,6	19,8	201,9
2	2	4/26	15-04767/8	10	484	623	8,5	18,1	221,3
3	3	4/26	15-04767/8	10	487	625	8,6	15,8	214,5
4	4	4/26	15-04767/8	10	472	628	11,4	20,6	207,9
5	5	4/26	15-04767/8	10	473	625	7,8	0,0	227,2
6	6	4/26	15-04767/8	10	478	627	8,3	20,0	200,1
7	7	4/26	15-04767/8	10	483	622	8,1	19,9	188,5
8	8	4/26	15-04767/8	10	471	627	7,3	0,0	177,8

Seriengrafik:

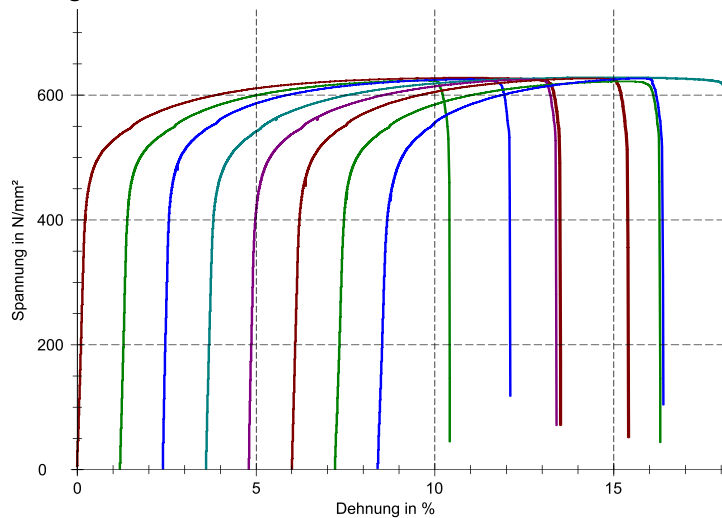


Bild A.24: Auszug des Prüfprotokolls der Stäbe \varnothing 10 mm (B500B) der Versuchskörper M0/M1/M2/M3-25-1.23 und M0/M1/M2/M3-30-1.23 – untere Bewehrungslage

Ergebnisse:

Legende	Nr	WKZ	Charge	d _s mm	R _{yk1} N/mm ²	R _{yk2} N/mm ²	A _{yk} %	E kN/mm ²
■	1	SAS 950/1050	489336	18	973	1120	7,9	192,0
■	2	SAS 950/1050	489336	18	980	1107	6,9	203,3
■	3	SAS 950/1050	489336	18	986	1107	6,9	205,0

Seriengrafik:

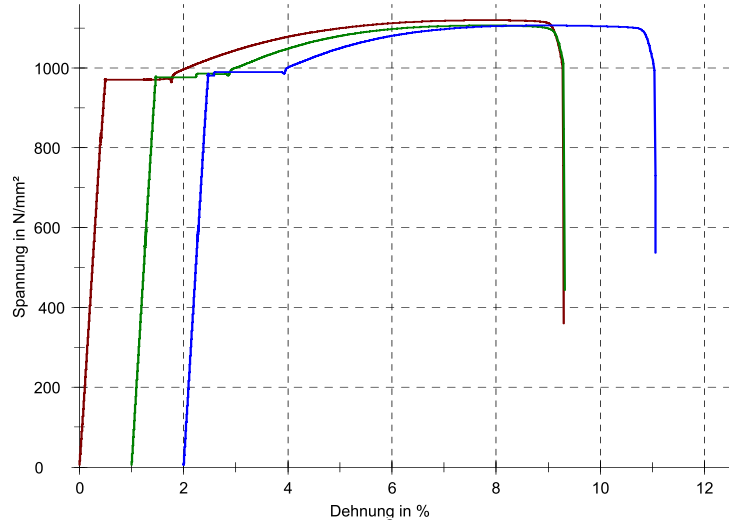


Bild A.25: Auszug des Prüfprotokolls der Stäbe \varnothing 18 mm (SAS670/800) des Versuchskörpers M3-25-0.75 – obere Bewehrungslage

Ergebnisse:

Legende	Nr	WKZ	Charge	d _s mm	R _{yk1} N/mm ²	R _{yk2} N/mm ²	A _{yk} %	E kN/mm ²
■	1	1/22	304144	25	541	661	9,4	188,3
■	2	1/22	304144	25	536	653	10,0	199,2
■	3	1/22	304144	25	538	654	9,4	201,6
■	4	1/22	304144	25	542	664	9,4	195,4
■	5	1/22	304144	25	543	665	10,8	194,8
■	6	1/22	304144	25	540	654	8,0	196,7
■	7	1/22	304144	25	541	660	9,4	187,4
■	8	1/22	304144	25	540	661	9,9	191,5

Seriengrafik:

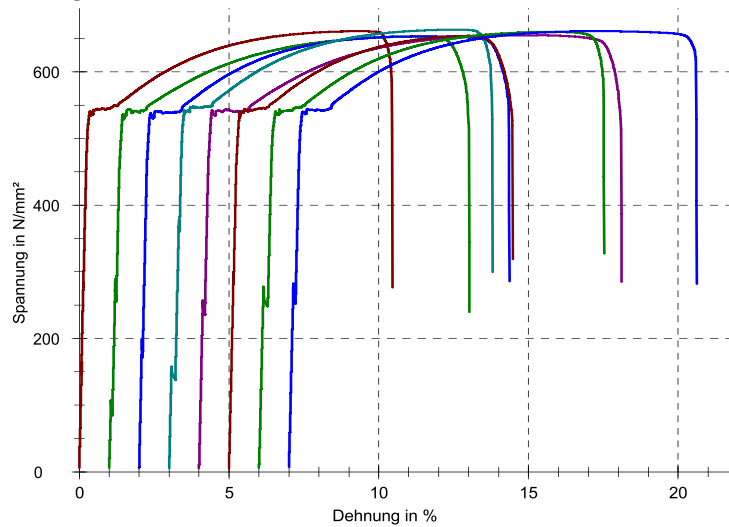


Bild A.26: Auszug des Prüfprotokolls der Stäbe \varnothing 25 mm (B500B) des Versuchskörpers M3-25-1.75 – obere Bewehrungslage

Ergebnisse:

Legende	Nr	WKZ	Charge	d _s mm	R _{0,2} N/mm ²	R _m N/mm ²	A _{gt} %	E kN/mm ²
■	1	1/89	248220/8	10	530	682	9,2	197,2
■	2	1/89	248220/8	10	529	682	9,2	202,6
■	3	1/89	248220/8	10	529	682	9,0	190,0
■	4	1/89	248220/8	10	529	682	9,4	200,4
■	5	1/89	248220/8	10	530	683	9,1	204,8

Seriengrafik:

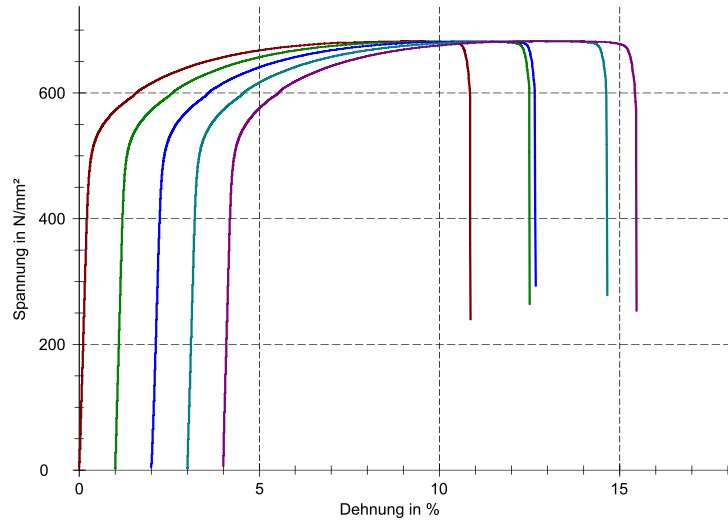


Bild A.27: Auszug des Prüfprotokolls der Stäbe \varnothing 10 mm (B500B) des Versuchskörpers M3-25-0.75/1.75 – untere Bewehrungslage

Ergebnisse:

Legende	Nr	WKZ	Charge	d _s mm	R _{0,2} N/mm ²	R _m N/mm ²	A _{gt} %	A _{11,3} %	E kN/mm ²
■	1	1/12	614865	25	781	877	5,5	10,9	197,8
■	2	1/12	614865	25	779	876	5,8	11,4	203,4
■	3	1/12	614865	25	778	875	5,7	11,2	200,3
■	4	1/12	614865	25	782	878	5,1	9,3	200,1
■	5	1/12	614865	25	779	879	5,6	11,5	197,2

Seriengrafik:

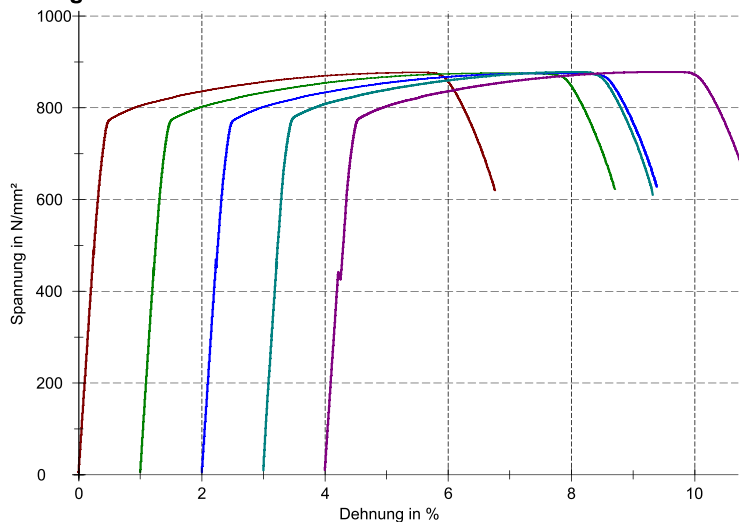


Bild A.28: Auszug des Prüfprotokolls der Stäbe \varnothing 25 mm (DAS670/800) des Versuchskörpers M0-25-1.75-B10 und M3-25-1.75-B8/B10 – obere Bewehrungslage

Ergebnisse:

Legende	Nr	WKZ	Charge	d _s mm	R _{yk,2} N/mm ²	R _m N/mm ²	A _{gt} %	A _{11,3} %	E kN/mm ²
■	1	unbek.	unbek.	10	504	666	8,9	18,1	199,2
■	2	unbek.	unbek.	10	504	674	10,7	18,3	190,8
■	3	unbek.	unbek.	10	510	670	8,2	17,7	200,1

Seriengrafik:

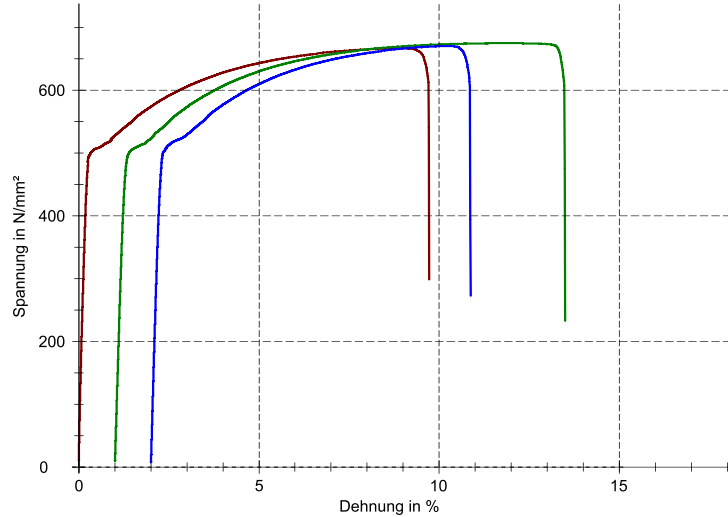


Bild A.29: Auszug des Prüfprotokolls der Stäbe ø 10 mm (B500B) des Versuchskörpers M0-25-1.75-B10 – untere Bewehrungslage

Ergebnisse:

Legende	Nr	WKZ	Charge	d _s mm	R _{yk,2} N/mm ²	R _m N/mm ²	A _{gt} %	A _{11,3} %	E kN/mm ²
■	1	4/7	1031547	10	558	630	5,5	15,2	188,7
■	2	4/7	1031547	10	554	634	5,0	15,4	154,7
■	3	4/7	1031547	10	555	632	5,0	15,6	146,2
■	4	4/7	1031547	10	558	636	5,7	14,5	205,9

Seriengrafik:

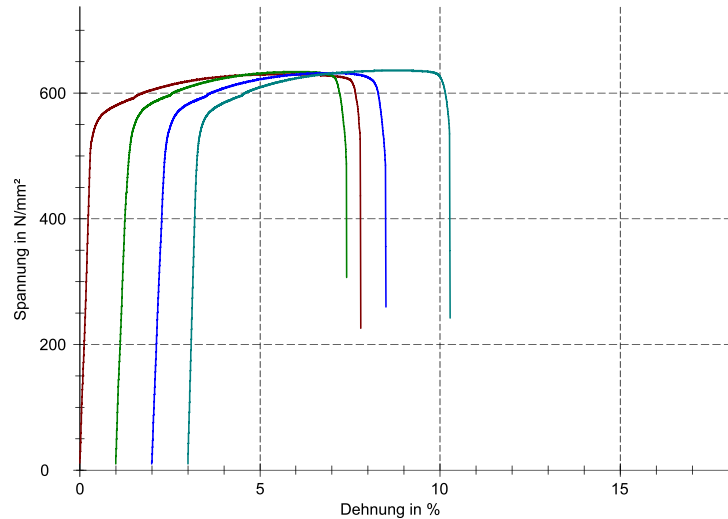


Bild A.30: Auszug des Prüfprotokolls der Stäbe ø 10 mm (B500B) der Versuchskörper M3-25-1.75-B8/B10, M0-25-1.75-D20 und M3-25-1.75-D14/D20 – untere Bewehrungslage

Ergebnisse:

Legende	Nr	WKZ	Charge	d _s mm	R _{yk1} N/mm ²	R _{yk2} N/mm ²	A _{yk} %	E kN/mm ²
■	1	unbek.	unbek.	8	565	637	11,1	172,9
■	2	unbek.	unbek.	8	561	630	10,6	170,4
■	3	unbek.	unbek.	8	571	638	11,1	184,6

Seriengrafik:

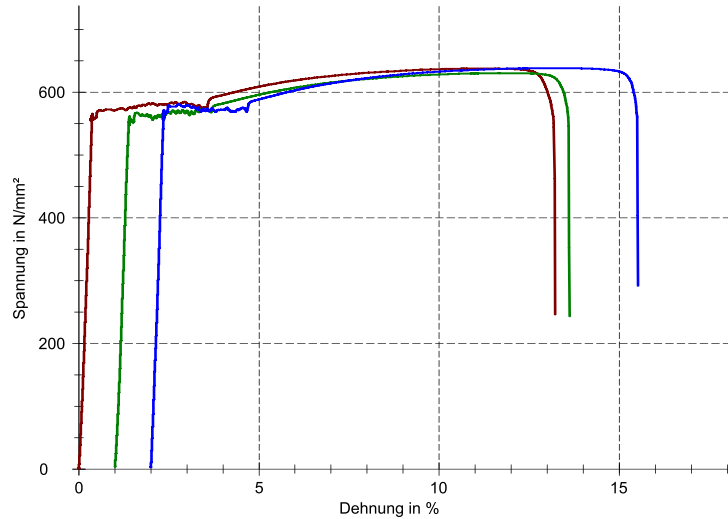


Bild A.31: Auszug des Prüfprotokolls der Stäbe \varnothing 8 mm (B500B) des Versuchskörpers M3-25-1.75-B8 – Betonstahl Bügel

Ergebnisse:

Legende	Nr	WKZ	Charge	d _s mm	R _{yk1} N/mm ²	R _{yk2} N/mm ²	A _{yk} %	E kN/mm ²
■	1	unbek.	unbek.	10	525	667	9,8	176,1
■	2	unbek.	unbek.	10	529	667	8,8	165,5
■	3	unbek.	unbek.	10	524	675	9,6	164,9
■	4	unbek.	unbek.	10	527	670	9,5	179,7
■	5	unbek.	unbek.	10	533	674	9,4	182,7
■	6	unbek.	unbek.	10	528	670	9,3	175,4
■	7	unbek.	unbek.	10	531	670	9,3	159,7
■	8	unbek.	unbek.	10	530	671	9,0	180,9

Seriengrafik:

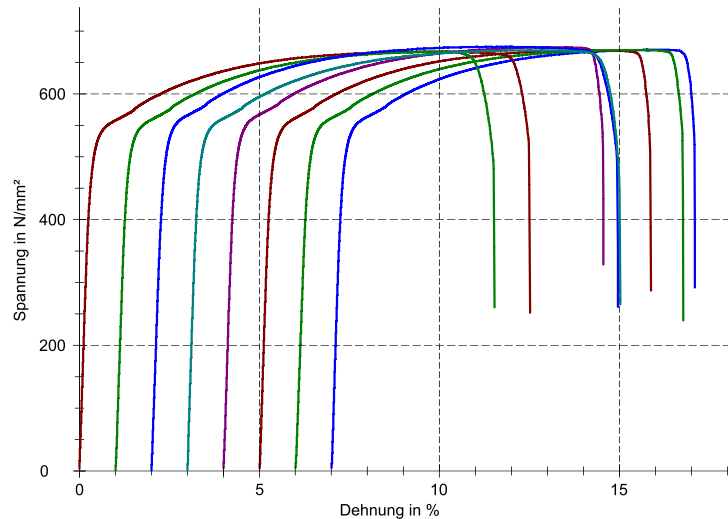


Bild A.32: Auszug des Prüfprotokolls der Stäbe \varnothing 8 mm (B500B) der Versuchskörper M0-25-1.75-B10 und M3-25-1.75-B10 – Betonstahl Bügel

A.3 Vorgehen zur Auswertung der Verformungen und Rotationen des Versuchskörpers

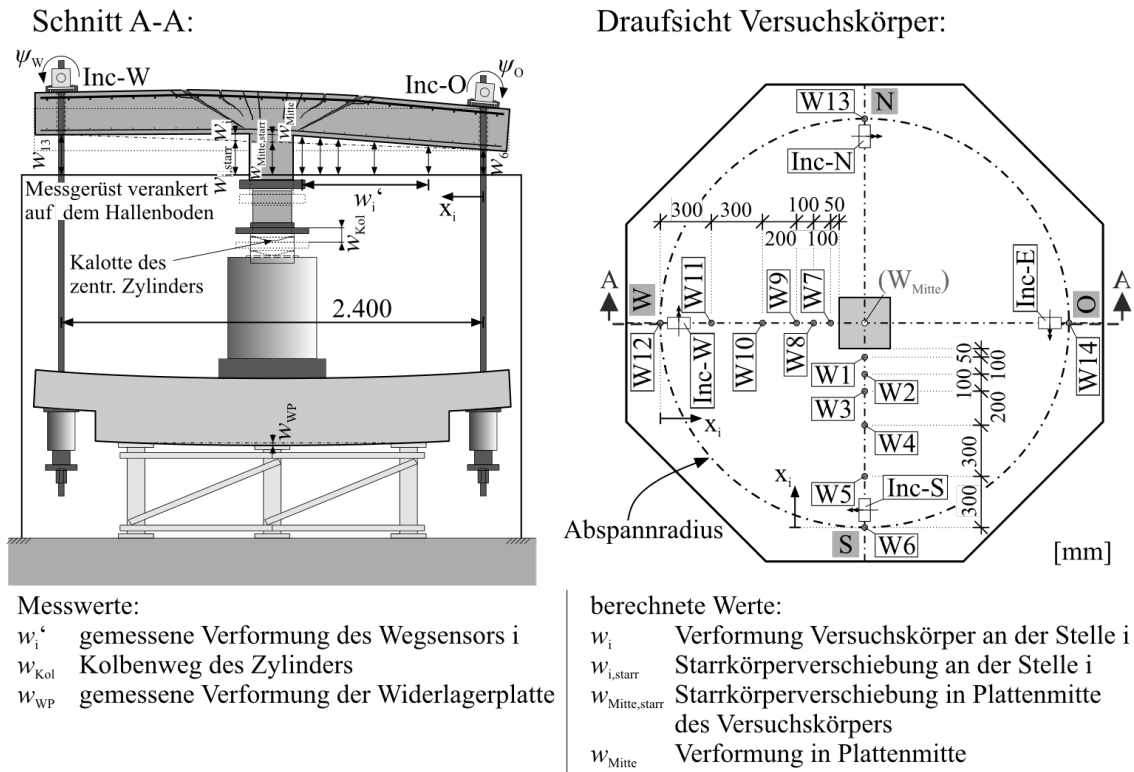


Bild A.33: Bestimmung der um Starrkörperanteile bereinigten Verformung und Rotation des Versuchskörpers mithilfe der angebrachten Wegsensoren und Inklinometer

Die Messung der Versuchskörperverformungen mit senkrecht zur Plattenunterseite angeordneten Wegsensoren W1 bis W14 erfolgte relativ zum Abspannboden der Institutshalle mittels eines auf dem Abspannboden verankerten Messgerüsts entsprechend der Skizze in Bild A.33. Aufgrund des gewählten Versuchsaufbaus mit hydraulisch gebetteten Abspannpunkten (Hohlkolbenzylinder, vgl. Kap. 4.2.3) beinhalten die von den Wegsensoren aufgezeichneten Verformungen w_i^c neben den tatsächlichen Verformungen des Versuchskörpers w_i auch Starrkörperverschiebungen $w_{i, \text{starr}}$ infolge der elastischen Dehnung der Abspannung und deren hydraulischer Bettung sowie der Widerlagerplatte. Neben einer reinen Starrkörperverschiebung kann sich infolge der elastischen Bettung des Versuchskörpers in Verbindung mit der am zentralen Zylinder angeordneten Kalotte eine Starrkörperverdrehung einstellen, deren Verformungsanteile ebenfalls w_i^c beinhaltet. Die Bestimmung der tatsächlichen Versuchskörperverformungen w_i erfolgte daher entsprechend den in Bild A.33 dargestellten geometrischen Zusammenhängen, die nachfolgend erläutert werden.

Der angenommene Verformungsnullpunkt des Versuchskörpers befindet sich auf Höhe des Abspannradius, weshalb die von den Wegsensoren W6, W12, W13 und W14 aufgezeichneten Verformungswerte im Wesentlichen den beschriebenen Starrkörperverschiebungen entsprechen (vgl. Bild A.33).

$$w_{6/12/13/14, \text{starr}} = w_{6/12/13/14} \tag{A-1}$$

Während die Messwerte W14 aufgrund einer nachträglich festgestellten Nachgiebigkeit des Messgerüsts eventuell mit Ungenauigkeiten behaftet sind und daher vernachlässigt werden, erweisen sich die

Messwerte W6, W12 und W13 zur Bestimmung der Starrkörperverschiebung $w_{i,\text{starr}}$ als geeignet. Durch Aufspannen einer Ebene zwischen diesen drei Messstellen lässt sich anhand einer Ebenengleichung die Starrkörperverschiebung $w_{i,\text{starr}}$ an jeder Stelle i des Versuchskörpers ermitteln. Für die in der Achse N – S angeordneten Messsensoren W1 bis W5 entspricht dieses Vorgehen einer Linearinterpolation zwischen W6 und W13. Die Starrkörperverschiebungen der Achse W – O an den Positionen der Messwerte W7 bis W11 resultieren hingegen aus einer Linearinterpolation zwischen der Starrkörperverschiebung in Plattenmitte $w_{\text{Mitte, starr}} = (W6 + W13) / 2$ und der Messstelle W12.

$$w_{i,\text{starr}} = w_6 + (w_{13} - w_6)/2 \cdot x_i \quad \text{für } i = 1 - 5 \quad (\text{A-2})$$

$$w_{i,\text{starr}} = w_{12} + (w_{12} - w_{\text{Mitte, starr}})/2 \cdot x_i \quad \text{für } i = 7 - 11 \quad (\text{A-3})$$

Die tatsächliche Versuchskörperverformung w_i ergibt sich folglich aus der Differenz zwischen der tatsächlich gemessenen Verformung w_i' und der berechneten Starrkörperverschiebung $w_{i,\text{starr}}$.

$$w_i = w_i' - w_{i,\text{starr}} \quad (\text{A-4})$$

Für die Beschreibung der Verformung in Plattenmitte w_{Mitte} kann der aufgezeichnete Kolbenweg w_{Kol} des zentrischen Hydraulikzylinders verwendet werden. Der Weg w_{Kol} setzt sich nach Bild A.33 aus den drei Anteilen - Verformung der Widerlagerplatte w_{WP} , Starrkörperverschiebung in Plattenmitte $w_{\text{Mitte, starr}}$, Versuchskörperverformung in Plattenmitte w_{Mitte} - zusammen.

$$w_{\text{Mitte}} = w_{\text{Kol}} - w_{\text{Mitte, starr}} - w_{\text{WP}} \quad (\text{A-5})$$

Zusätzlich zu den Verformungen der Platte wurde bei allen Versuchen die Plattenrotation ψ mittels vier Inklinometern an den Schnittpunkten der Hauptachsen mit dem Abspannradius aufgezeichnet (vgl. Bild A.33 rechts). Analog zur Verformungsmessung werden auch diese Messwerte durch eine eventuelle Starrkörperrotation beeinflusst, weshalb ψ entsprechend dem Vorgehen in [109] vereinfacht als Mittelwert gegenüberliegender Inklinometer bestimmt wird. Für beide Hauptachsenrichtungen ergeben sich daher die Plattenrotationen ψ_{i-j} wie folgt.

$$\psi_{\text{N-S}} = (\psi_{\text{N}} + \psi_{\text{S}}) / 2 \quad (\text{A-6})$$

$$\psi_{\text{W-E}} = (\psi_{\text{W}} + \psi_{\text{O}}) / 2 \quad (\text{A-7})$$

Zur Überprüfung der Gültigkeit dieser vereinfachten Annahme, wird nachfolgend die Starrkörperrotation von zwei Versuchskörpern anhand der für die Korrektur der Plattenverformungen verwendeten Ebene abgeschätzt. Aufgrund der eventuell fehlerbehafteten Messwerte des Wegsensors W14 bietet sich vor allem die Achse zwischen den Messpunkten W6 und W13 an, welche der Richtung der Inklinometer N und S entspricht. Die Verdrehung $\Delta\psi$ des Versuchskörpers infolge einer Starrkörperrotation entlang der Achse N – S ergibt sich folglich auf Basis der Kleinwinkelnäherung nach Gleichung (A-8).

$$\Delta\psi = \arctan((w_{13} - w_6) / 2400) \quad (\text{A-8})$$

Die bereinigten Plattenrotationen $\psi_{\text{N, ber}}$ und $\psi_{\text{S, ber}}$ ergeben sich schließlich aus den aufgezeichneten Inklinometermesswerten ψ_{N} und ψ_{S} abzüglich der Starrkörperverdrehung $\Delta\psi$ zu:

$$\psi_{\text{N, ber}} = \psi_{\text{N}} - \Delta\psi \quad (\text{A-9})$$

$$\psi_{\text{S, ber}} = \psi_{\text{S}} - \Delta\psi \quad (\text{A-10})$$

Bild A.34 und Bild A.35 zeigen für die Versuchskörper M0-25-1.23 und M3-25-1.75-D14 exemplarisch den Vergleich zwischen der vereinfachten Mittelung der Plattenrotation und der bereinigten Rotation beider Messwerte. Die gestrichelten Kurvenverläufe entsprechen den unbereinigten Messwerten, während die durchgezogenen Linien die korrigierten Messwerte darstellen. Es zeigt sich eine geringfügige Abweichung zwischen den nach den vorgestellten Auswertmöglichkeiten berechneten Messwerten. Tendenziell ist mit zunehmender Rotation eine größer werdende Abweichung zu beobachten, was vermutlich auf die zunehmende Rissbildung und der daraus resultierenden unsymmetrischen Schädigung des Versuchskörpers zurückzuführen ist. Zwischen beiden Vorgehensweisen sind die Unterschiede jedoch vernachlässigbar gering, weshalb in Anlehnung an [109] für die nachfolgende Versuchsauswertung die vereinfachte Berechnung anhand Gleichung (A-6) bzw. (A-7) zu Grunde gelegt wird.

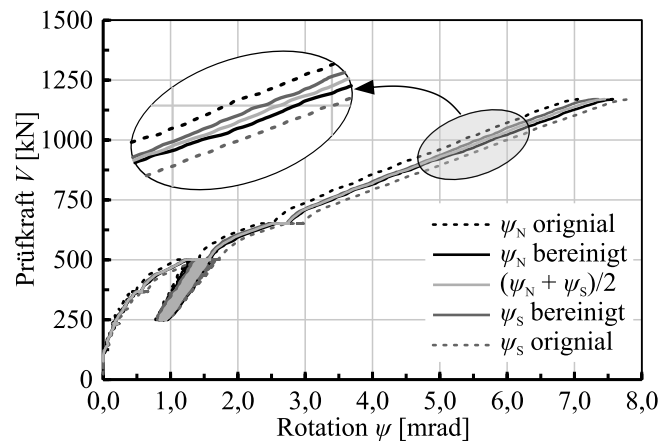


Bild A.34: Vergleich der aufgezeichneten und mit Hilfe des vorgestellten Verfahrens bereinigten Verformungen und Rotationen des Versuchskörpers M0-25-1.23

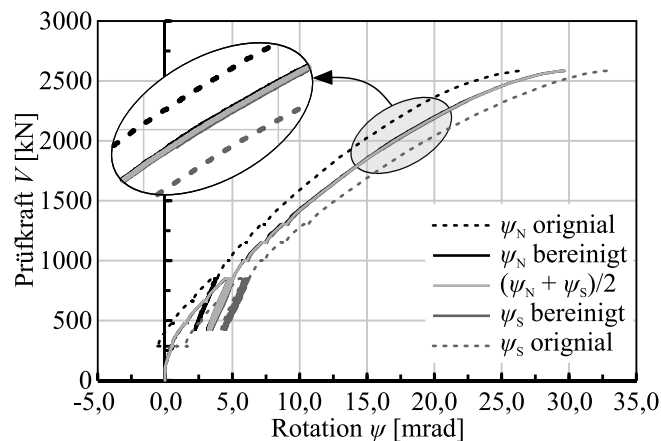


Bild A.35: Vergleich der aufgezeichneten und mit Hilfe des vorgestellten Verfahrens bereinigten Verformungen und Rotationen des Versuchskörpers M3-25-1.75-D14

A.4 Ergebnisse der Durchstanzversuche

A.4.1 Allgemeines

Dieses Kapitel fasst die gewonnenen und aufbereiteten Messdaten der einzelnen Versuchskörper zusammen. Die Darstellung erfolgt für jeden Versuchskörper einheitlich entsprechend nachfolgend erläuterten Aufbau.

Einer kurzen tabellarischen Zusammenfassung der wesentlichen Versuchsparameter folgt eine Übersichtsdarstellung der in einheitlichen Laststufen aufgetragenen Plattendurchbiegung w , der Betonstahldehnung der Biegezugbewehrung $\varepsilon_{s,l}$, der radialen Betondehnung der gedrückten Plattenunterseite $\varepsilon_{c,r}$ sowie der Änderung der Plattendicke Δd . Der Aufbau ähnelt daher dem eines Versuchsdatenblatts. Hierbei wird zwischen den Ergebnissen der Schnittrichtung 1 (West – Ost bzw. W - O) und Schnittrichtung 2 (Nord – Süd bzw. N - S) entsprechend Bild A.36 (links) unterschieden. Für einen bessere Vergleichbarkeit der Ergebnisse verschiedener Versuchskörper wurde nach Möglichkeit je Laststufe ein einheitliches Symbol gewählt. Der Aufbau der in der Übersicht enthaltenen Diagramme entspricht dem in Bild A.36 (rechts) dargestellten Muster. Die Abszisse beschreibt den Abstand der betrachteten Messstelle von der Plattenmitte (Plattenradius), wobei der grau markierte Bereich die Stütze und damit die Plattenmitte markiert. Die Ordinate beinhaltet die jeweils betrachtete Messgröße.

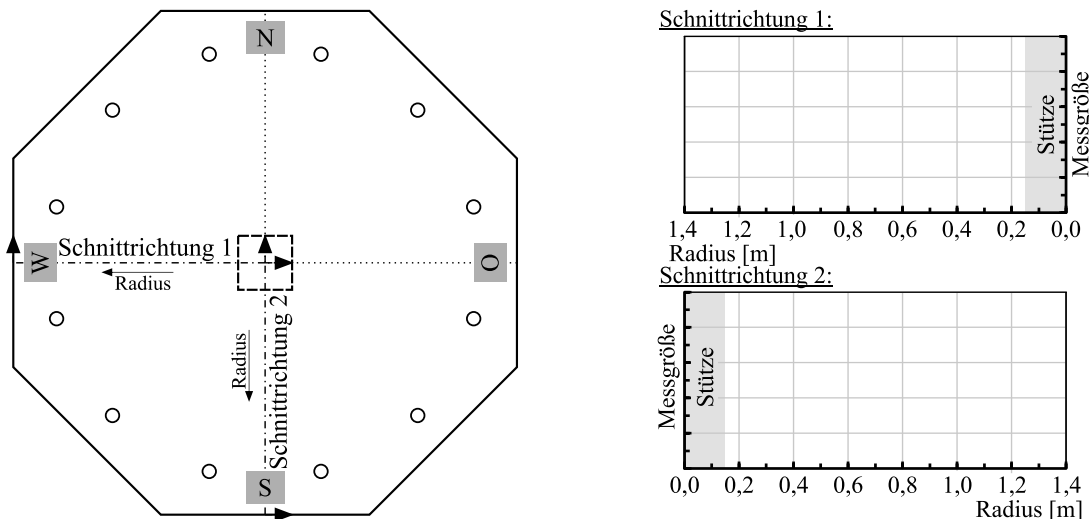


Bild A.36: Schnittführung der Ergebnisdarstellung (links) und schematischer Diagrammaufbau (rechts)

Im Anschluss an diese Übersichtsdarstellung folgen die digitalisierten Rissverläufe der Trennschnitte und der gezogenen Plattenoberseite sowie die Detaildarstellungen der einzelnen Messgrößen aufgetragen über die Prüfkraft V bzw. über die Versuchsdauer t in nachfolgender Reihenfolge:

- Verformung in Plattenmitte w_{Mitte}
- Plattenrotation ψ
- Durchbiegung des Versuchskörpers w_i an der Stelle i
- Stützeineindringung in die Platte e
- Änderung der Plattendicke Δd
- Stahldehnung der Biegezugbewehrung $\varepsilon_{s,l}$
- Stahldehnung der Durchstanzbewehrung $\varepsilon_{s,w}$ (sofern vorhanden)
- tangentielle und radiale Betondehnung $\varepsilon_{c,t}$ bzw. $\varepsilon_{c,r}$ der gedrückten Plattenunterseite

A.4.2 Versuchskörper M0-25-1.23

d_m [mm]	V_f [Vol.-%]	Faser- typ	ρ_1 [%]	f_{ym} [N/mm ²]	Durch- stanzbew.	$f_{em,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	V_{max} [kN]
204	-	-	1,23	523	nein	47,8	-	-	1170

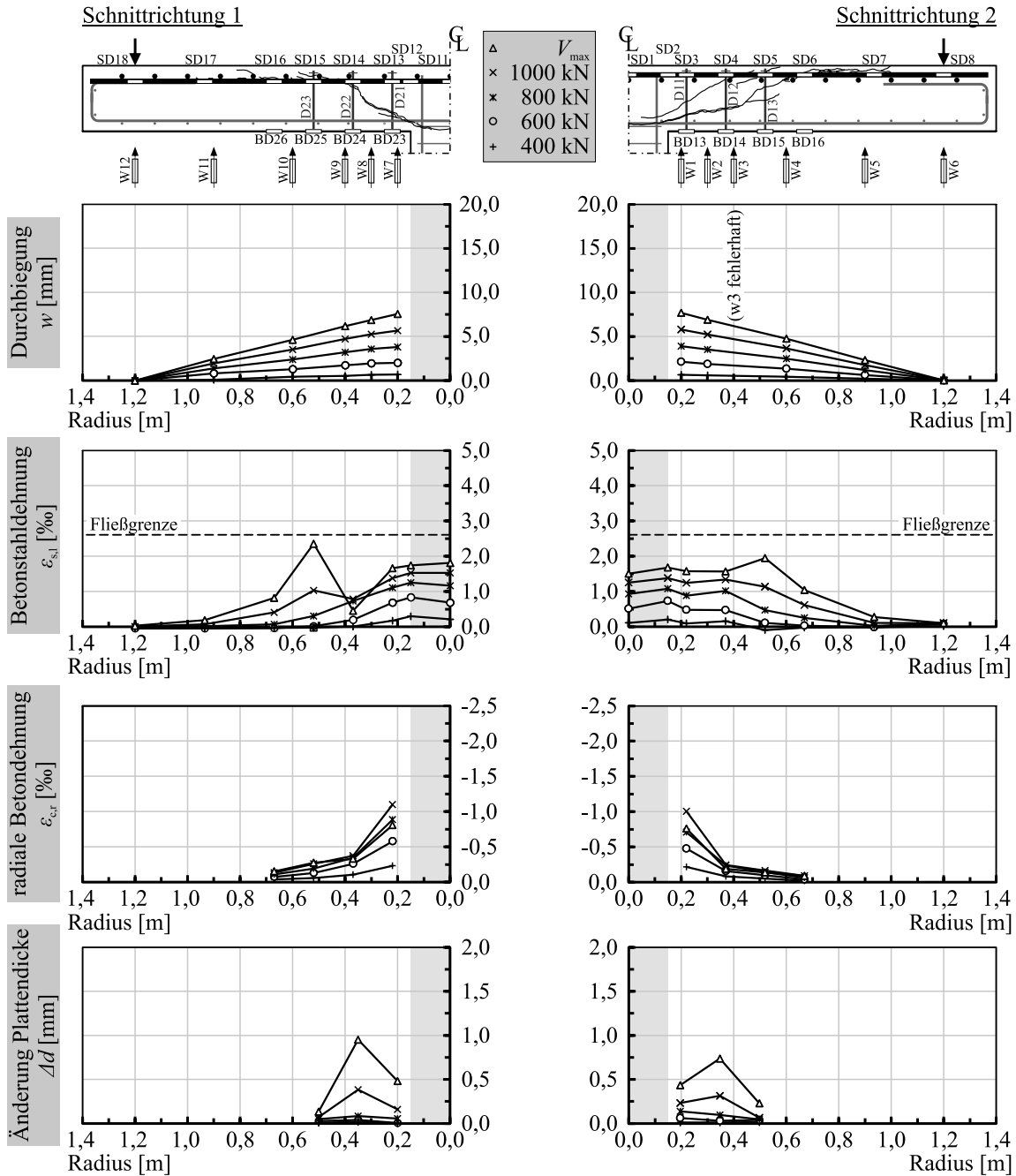


Bild A.37: Durchbiegung w , Betonstahldehnung der Biegezugbewehrung $\varepsilon_{s,l}$, radiale Betondehnung $\varepsilon_{c,r}$ und Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M0-25-1.23 in verschiedenen Laststufen

Trennschnitt 1



Trennschnitt 2

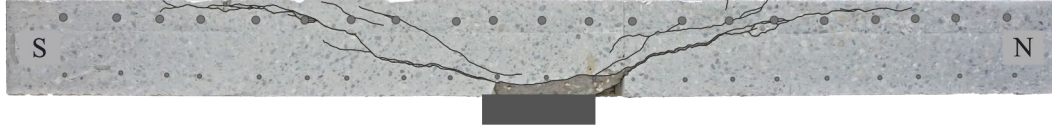


Bild A.38: Rissbilder der Trennschnitte 1 und 2 des Versuchskörpers M0-25-1.23

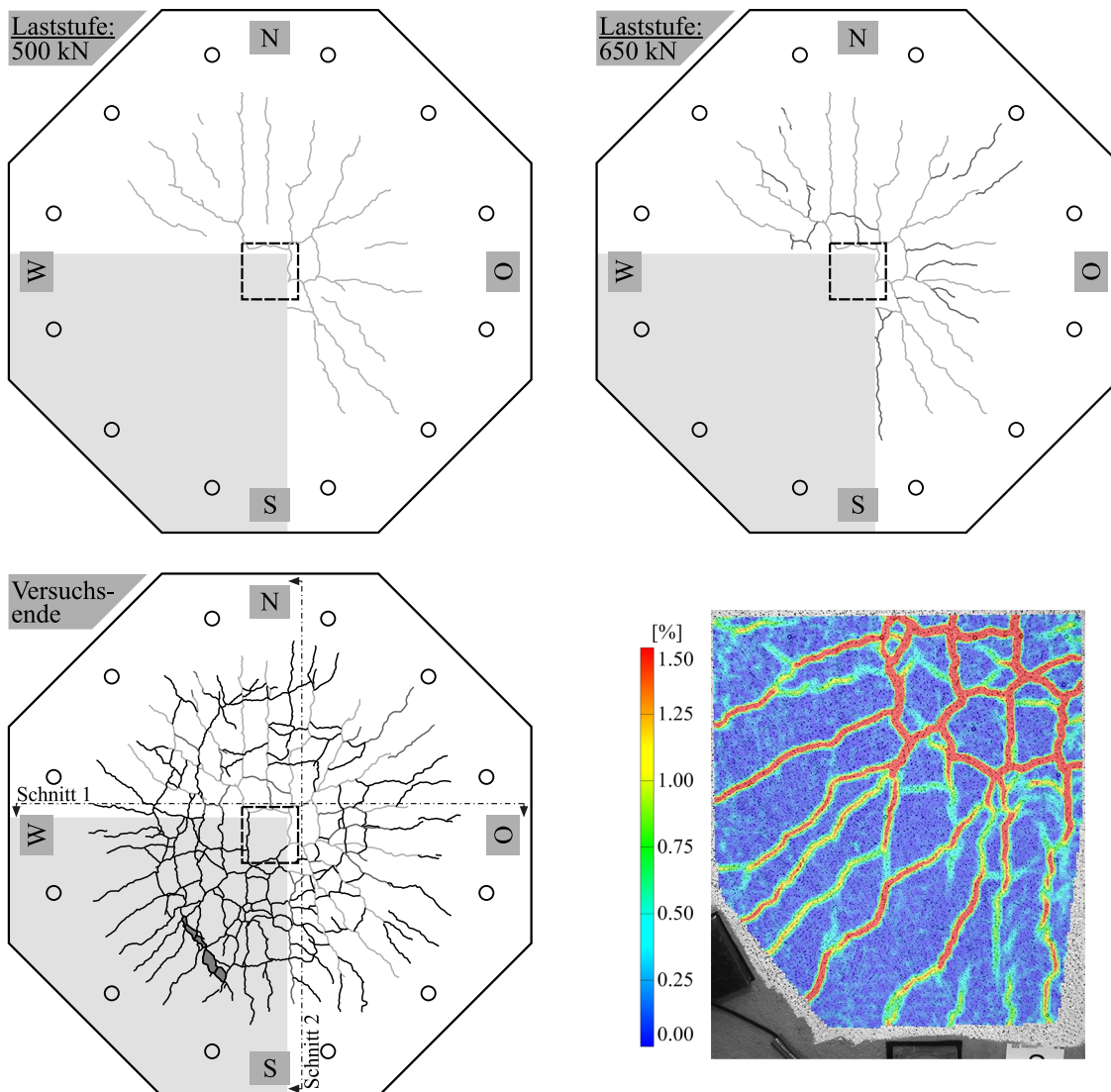


Bild A.39: Rissbilder der gezogenen Plattenoberseite des Versuchskörpers M0-25-1.23 bei drei Laststufen (500 kN, 650 kN, nach Versuchsende) und Rissbild in Form der Hauptformdehnung aus der optischen Messung mit Aramis bei V_{\max}

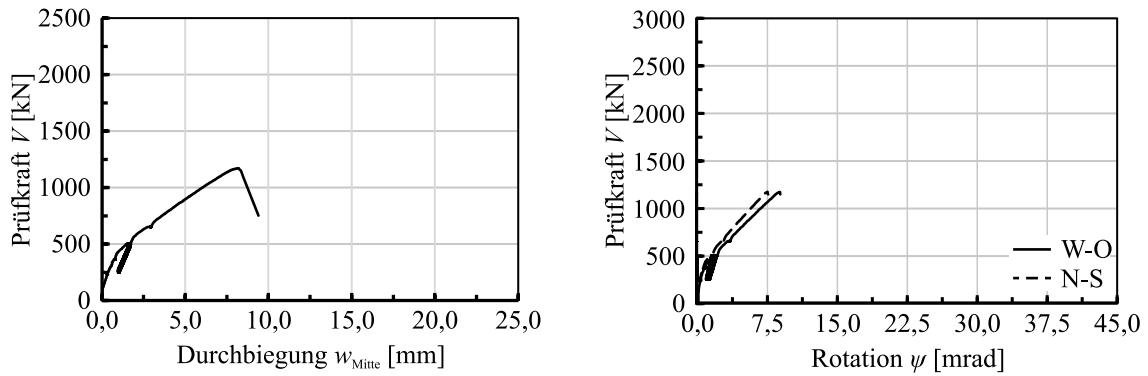


Bild A.40: Plattenmittenverformung w_{Mitte} und Plattenrotation ψ des Versuchskörpers M0-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

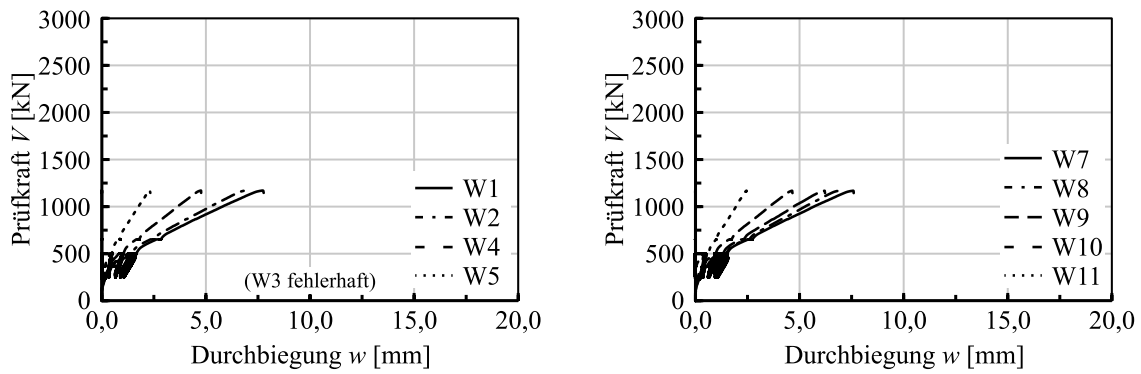


Bild A.41: Durchbiegungen w des Versuchskörpers M0-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

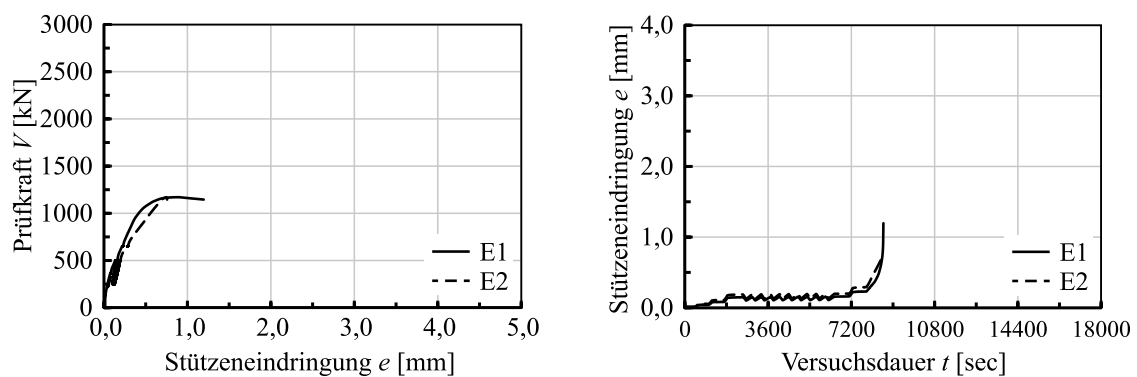


Bild A.42: Eindringung der Stütze in die Platte e des Versuchskörpers M0-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

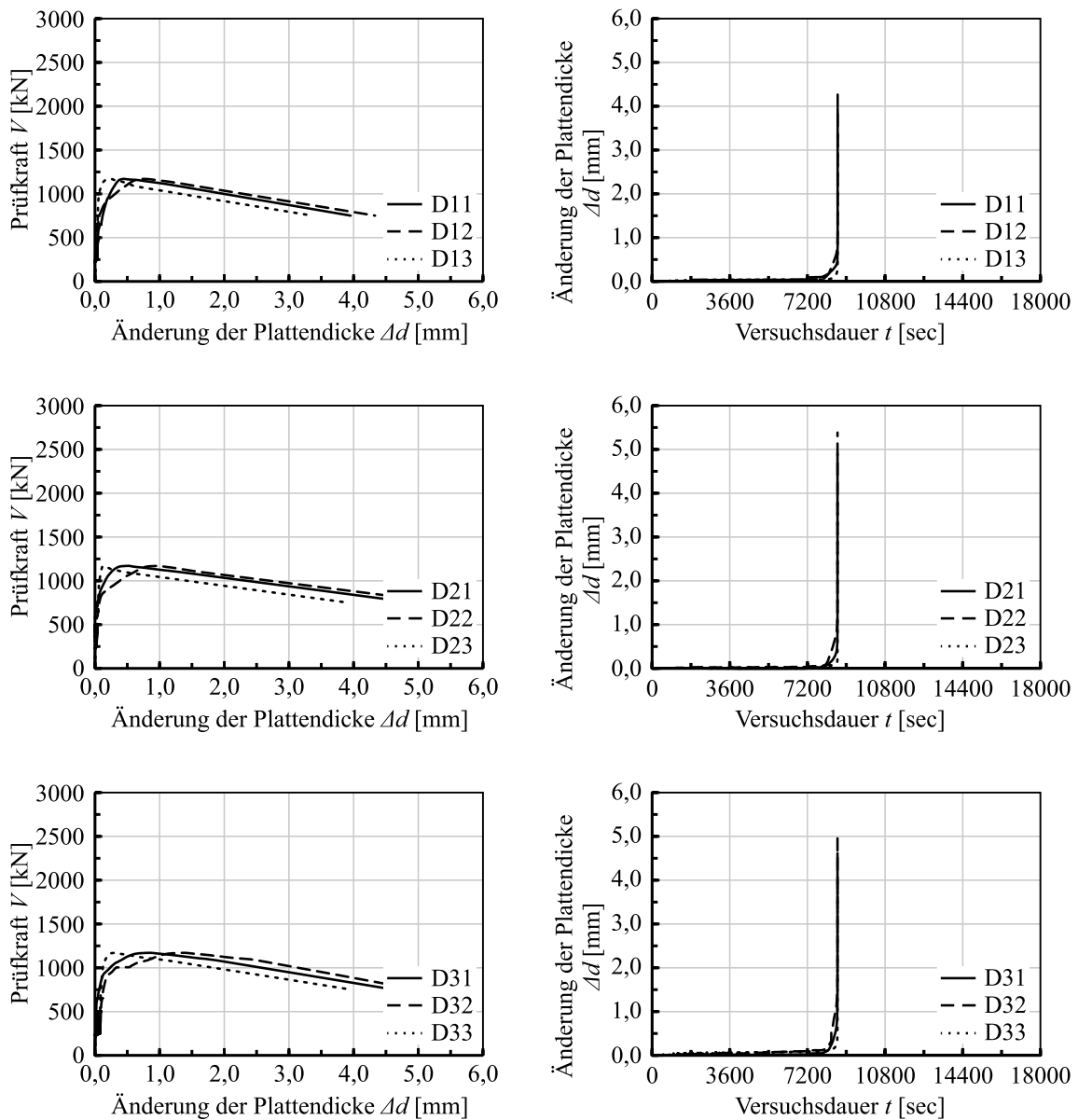


Bild A.43: Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M0-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V bzw. die Versuchsdauer t

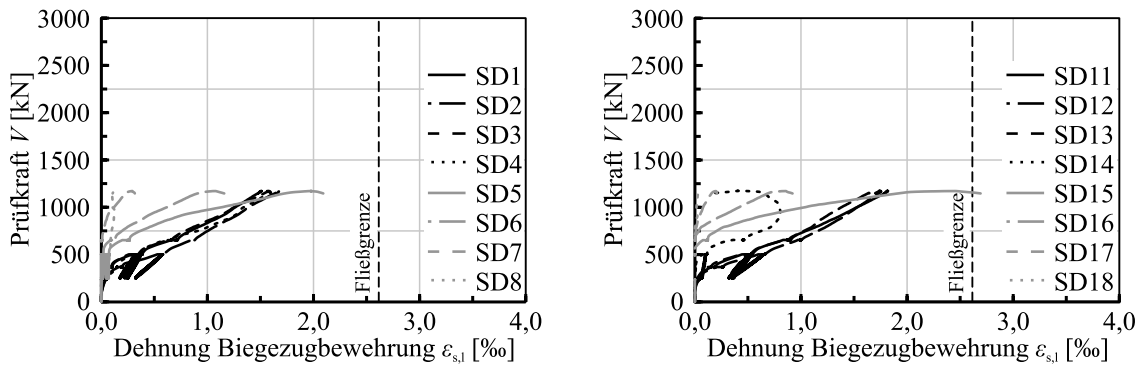


Bild A.44: Stahldehnungen der Biegezugbewehrung $\varepsilon_{s,l}$ des Versuchskörpers M0-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

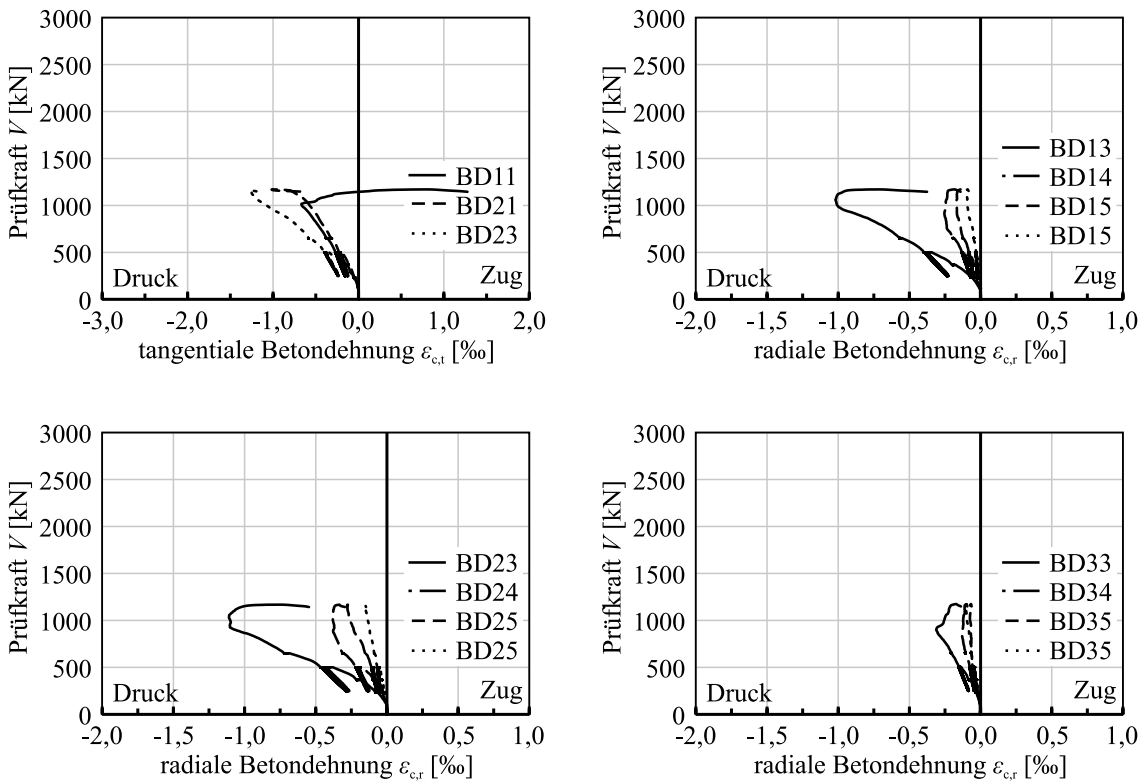


Bild A.45: Radiale und tangentielle Betondehnungen $\varepsilon_{c,r}$ und $\varepsilon_{c,t}$ des Versuchskörpers M0-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

A.4.3 Versuchskörper M1-25-1.23

d_m [mm]	V_f [Vol.-%]	Faser- typ	ρ_1 [%]	f_{ym} [N/mm ²]	Durch- stanzbew.	$f_{em,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	V_{max} [kN]
195	0,5	4D	1,29	523	nein	48,1	4,01	4,27	1394

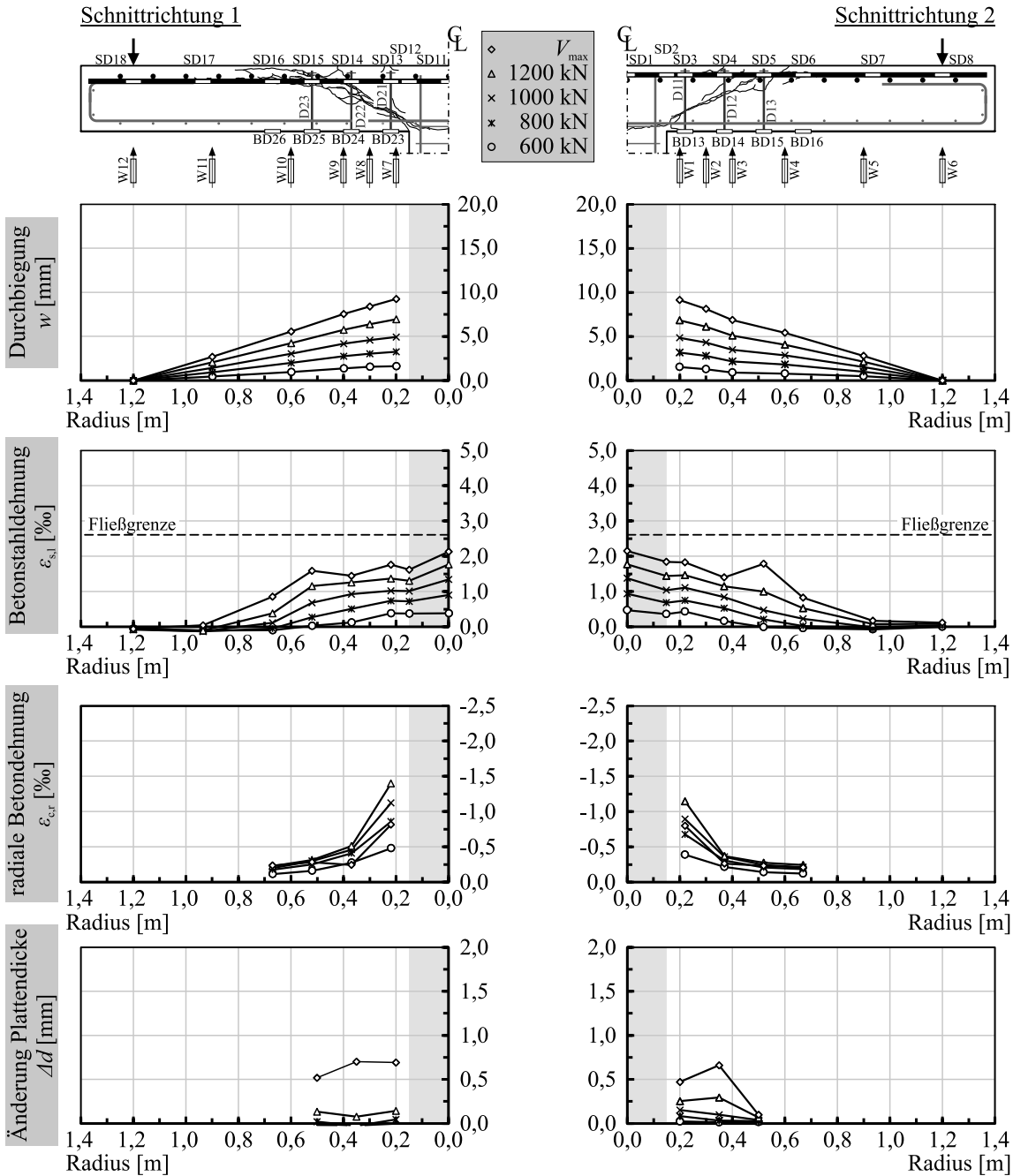


Bild A.46: Durchbiegung w , Betonstahldehnung der Biegezugbewehrung $\varepsilon_{s,l}$, radiale Betondehnung $\varepsilon_{c,r}$ und Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M1-25-1.23 in verschiedenen Laststufen

Trennschnitt 1



Trennschnitt 2

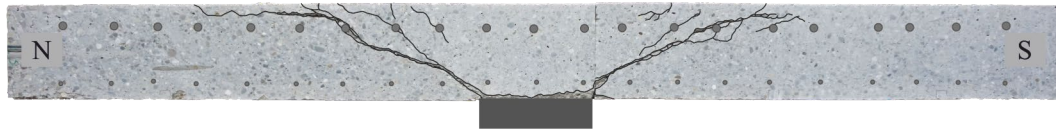


Bild A.47: Rissbilder der Trennschnitte 1 und 2 des Versuchskörpers M1-25-1.23

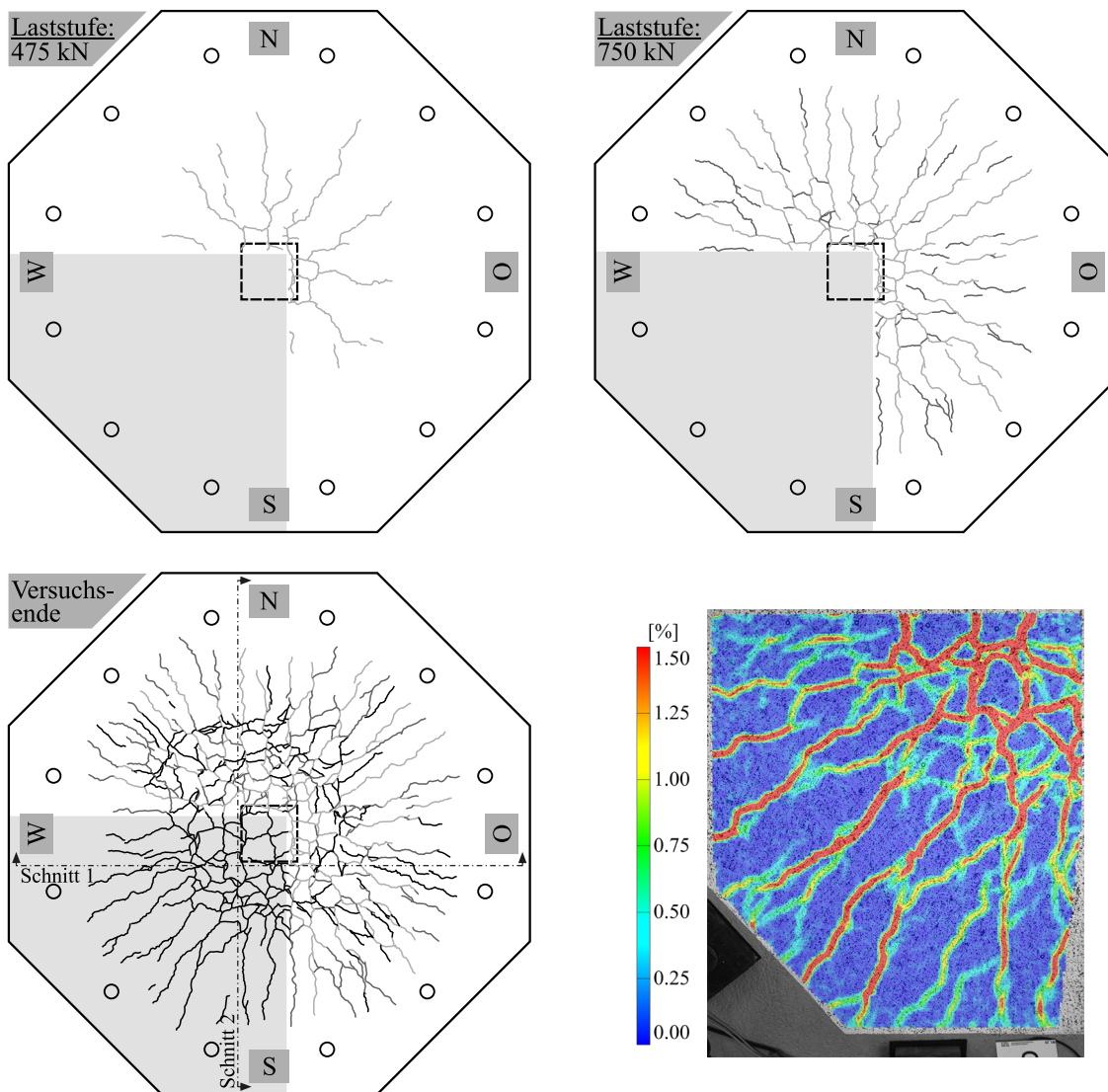


Bild A.48: Rissbilder der gezogenen Plattenoberseite des Versuchskörpers M1-25-1.23 bei drei Laststufen (475 kN, 750 kN, nach Versuchsende) und Rissbild in Form der Hauptformdehnung aus der optischen Messung mit Aramis bei V_{\max}

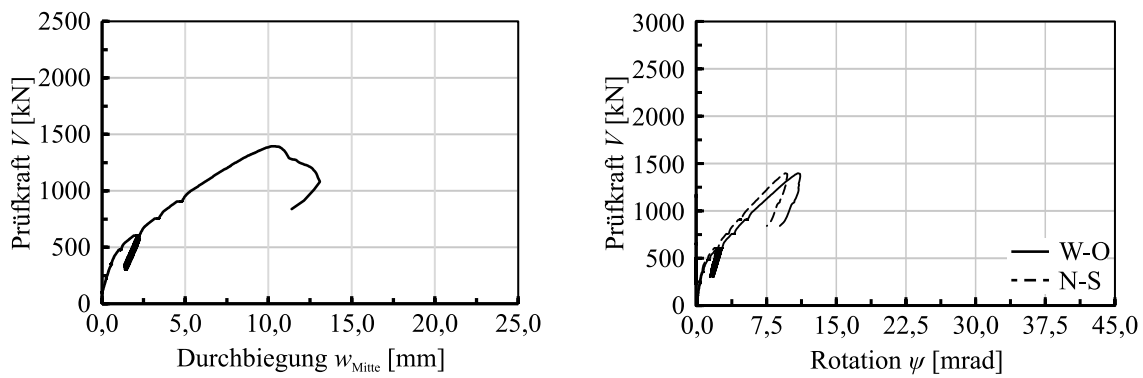


Bild A.49: Plattenmittenverformung w_{Mitte} und Plattenrotation ψ des Versuchskörpers M1-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

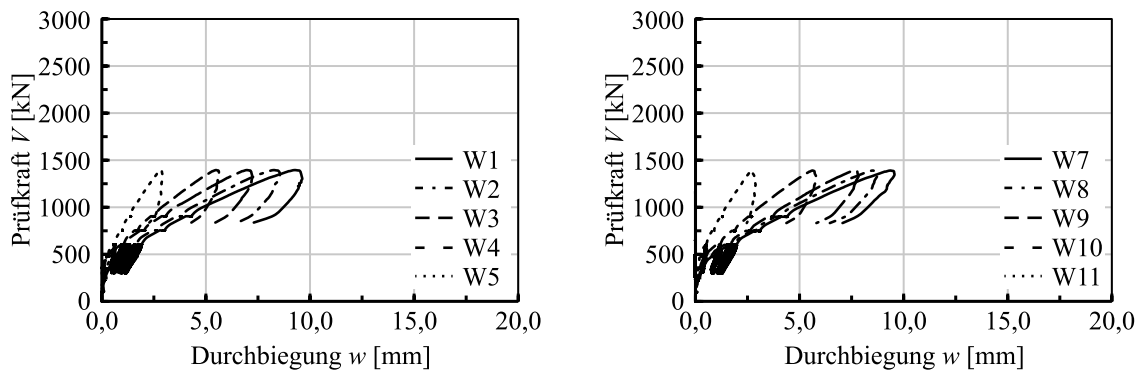


Bild A.50: Durchbiegungen w des Versuchskörpers M1-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

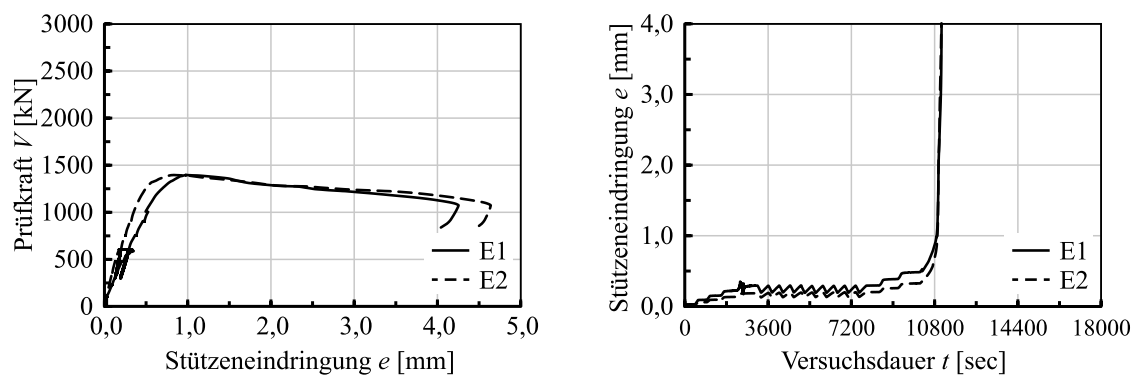


Bild A.51: Eindringung der Stütze in die Platte e des Versuchskörpers M1-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

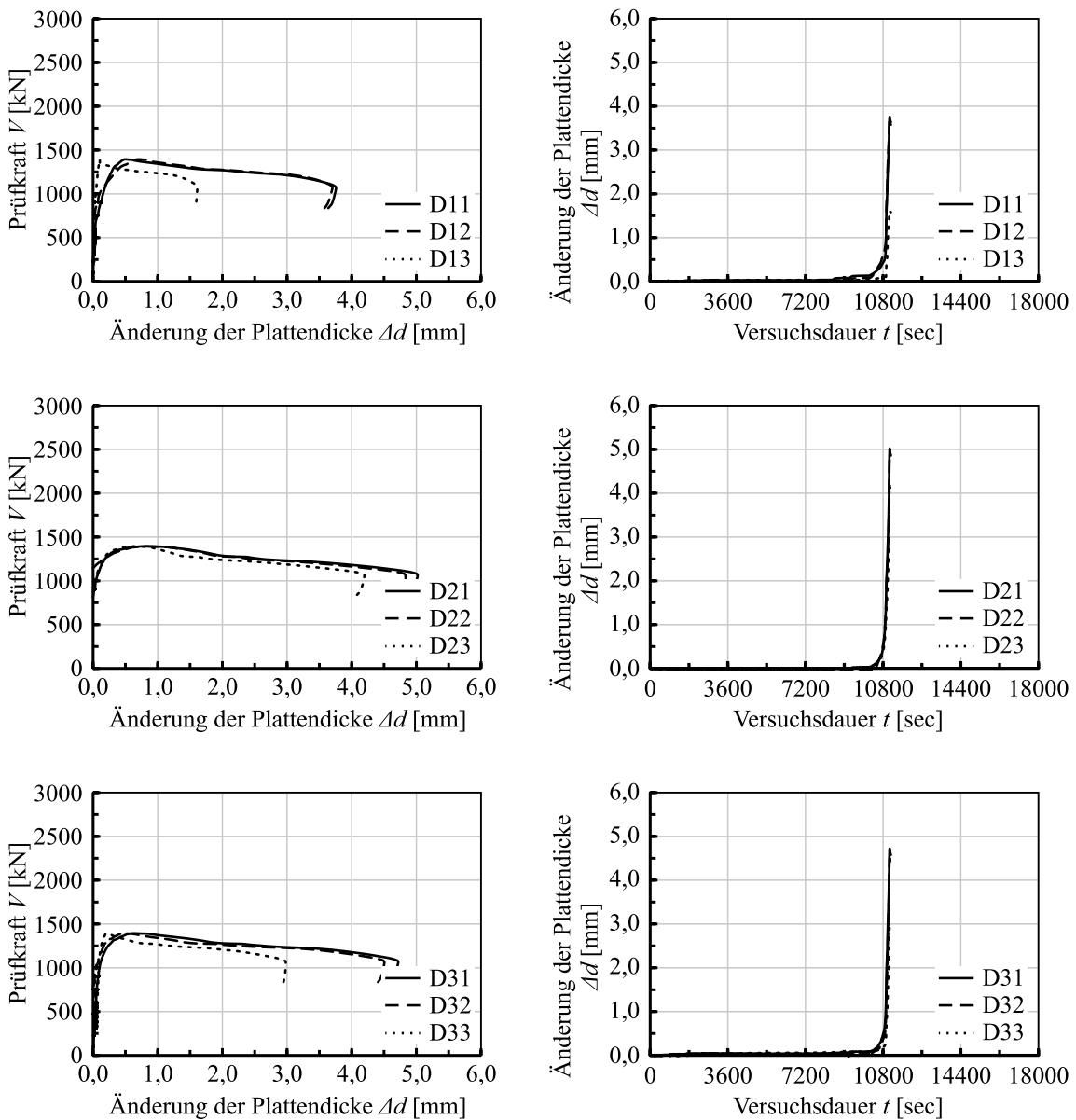


Bild A.52: Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M1-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V bzw. die Versuchsdauer t

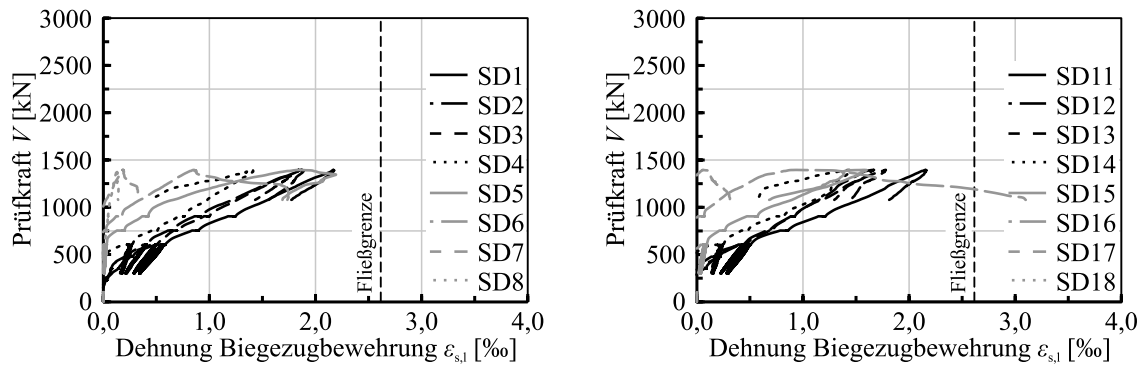


Bild A.53: Stahldehnungen der Biegezugbewehrung $\varepsilon_{s,l}$ des Versuchskörpers M1-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

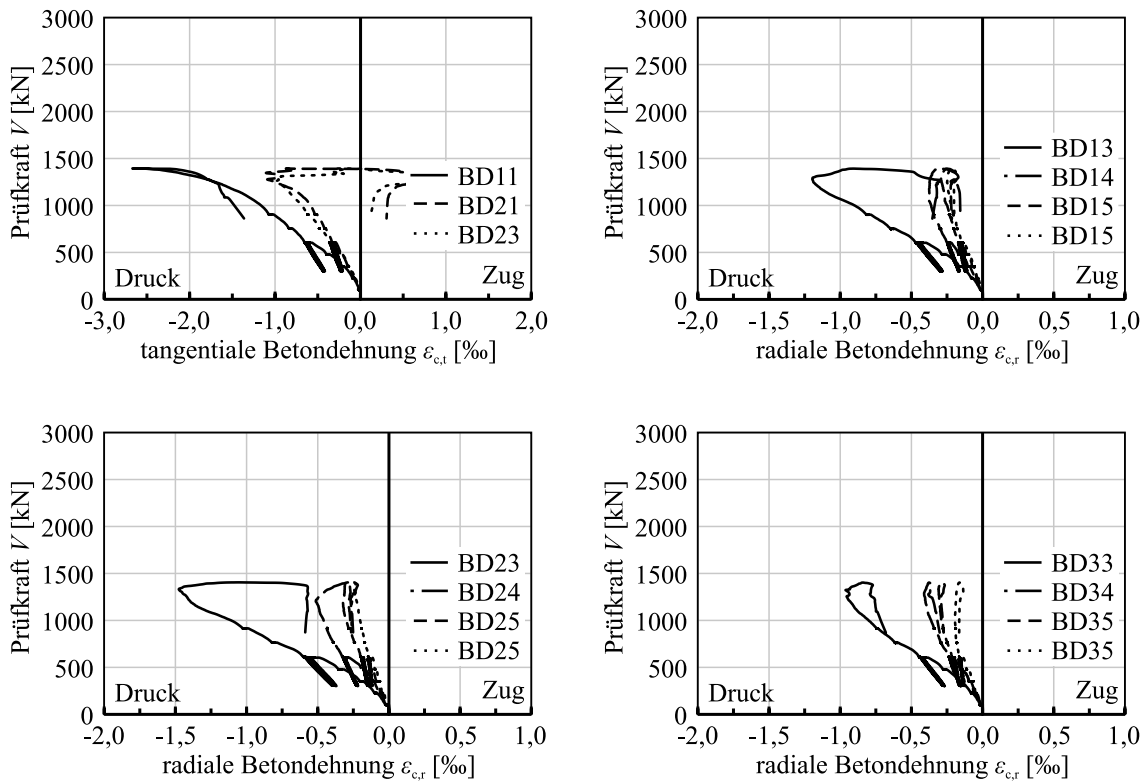


Bild A.54: Radiale und tangentielle Betondehnungen $\varepsilon_{c,r}$ und $\varepsilon_{c,t}$ des Versuchskörpers M1-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

A.4.4 Versuchskörper M2-25-1.23

d_m [mm]	V_f [Vol.-%]	Faser- typ	ρ_1 [%]	f_{ym} [N/mm ²]	Durch- stanzbew.	$f_{em,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	V_{max} [kN]
202	0,5	5D	1,24	523	nein	39,8	4,48	5,16	1345

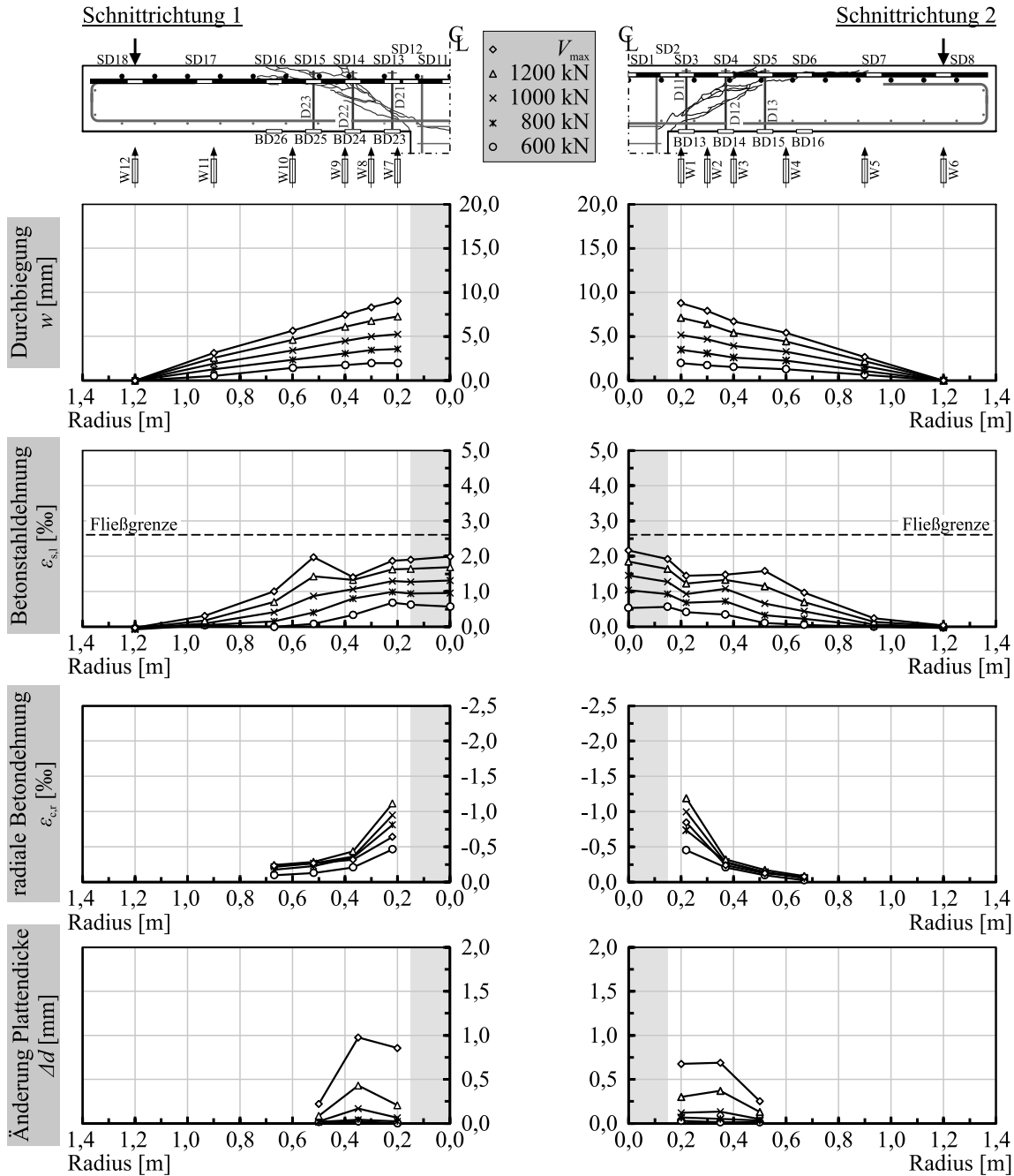


Bild A.55: Durchbiegung w , Betonstahldehnung der Biegezugbewehrung $\epsilon_{s,l}$, radiale Betondehnung $\epsilon_{e,r}$ und Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M2-25-1.23 in verschiedenen Laststufen

Trennschnitt 1



Trennschnitt 2

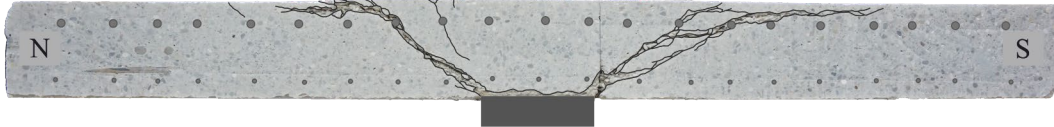


Bild A.56: Rissbilder der Trennschnitte 1 und 2 des Versuchskörpers M2-25-1.23

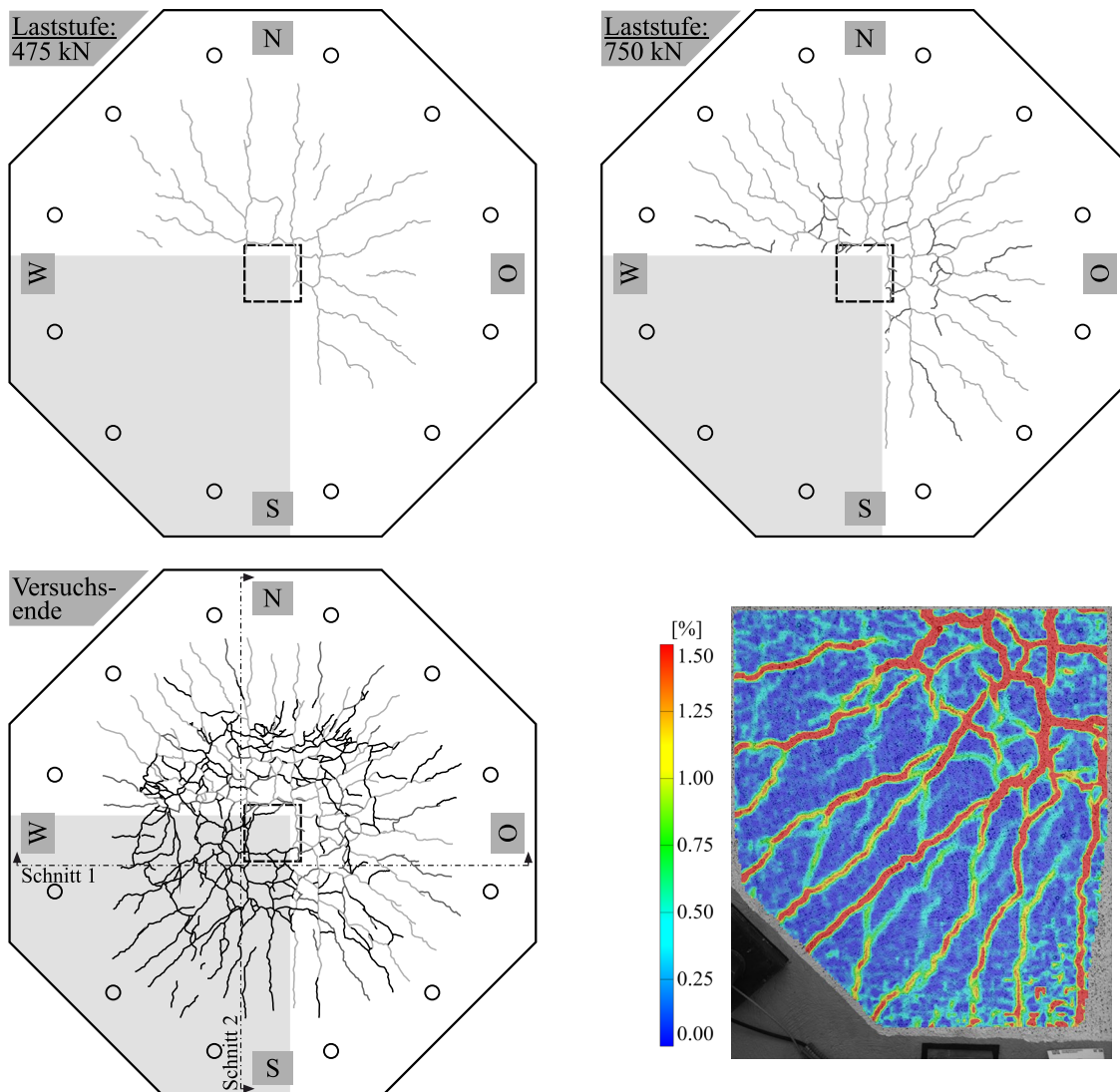


Bild A.57: Rissbilder der gezogenen Plattenoberseite des Versuchskörpers M2-25-1.23 bei drei Laststufen (475 kN, 750 kN, nach Versuchs-ende) und Rissbild in Form der Hauptformdehnung aus der optischen Messung mit Aramis bei V_{max}

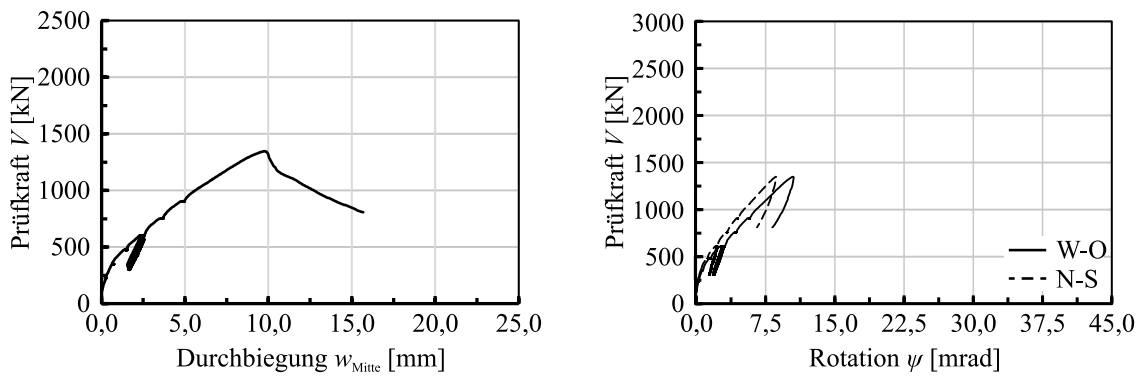


Bild A.58: Plattenmittenverformung w_{Mitte} und Plattenrotation ψ des Versuchskörpers M2-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

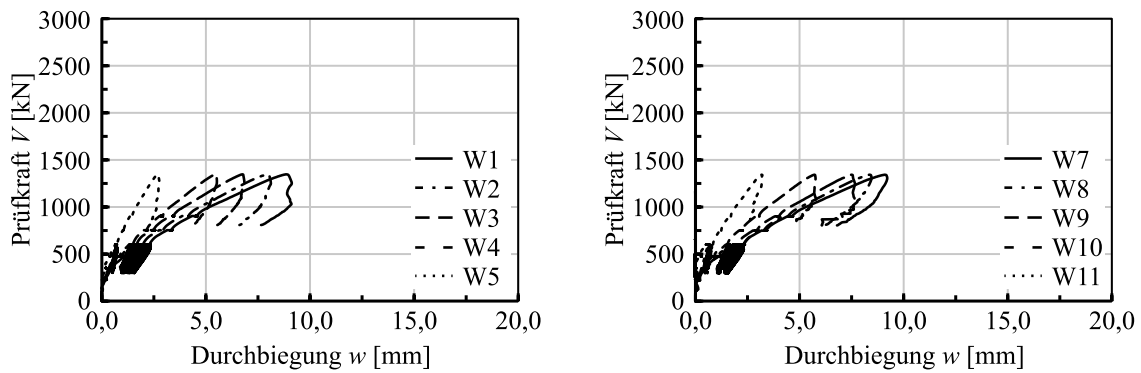


Bild A.59: Durchbiegungen w des Versuchskörpers M2-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

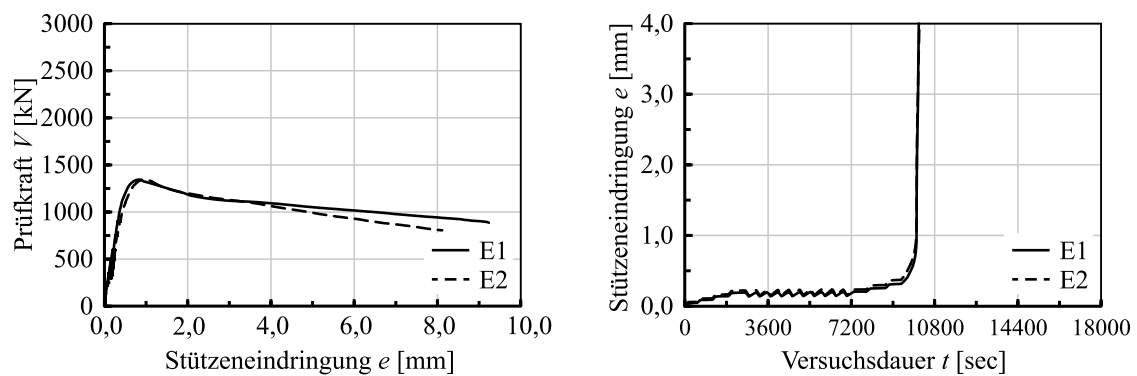


Bild A.60: Eindringung der Stütze in die Platte e des Versuchskörpers M2-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

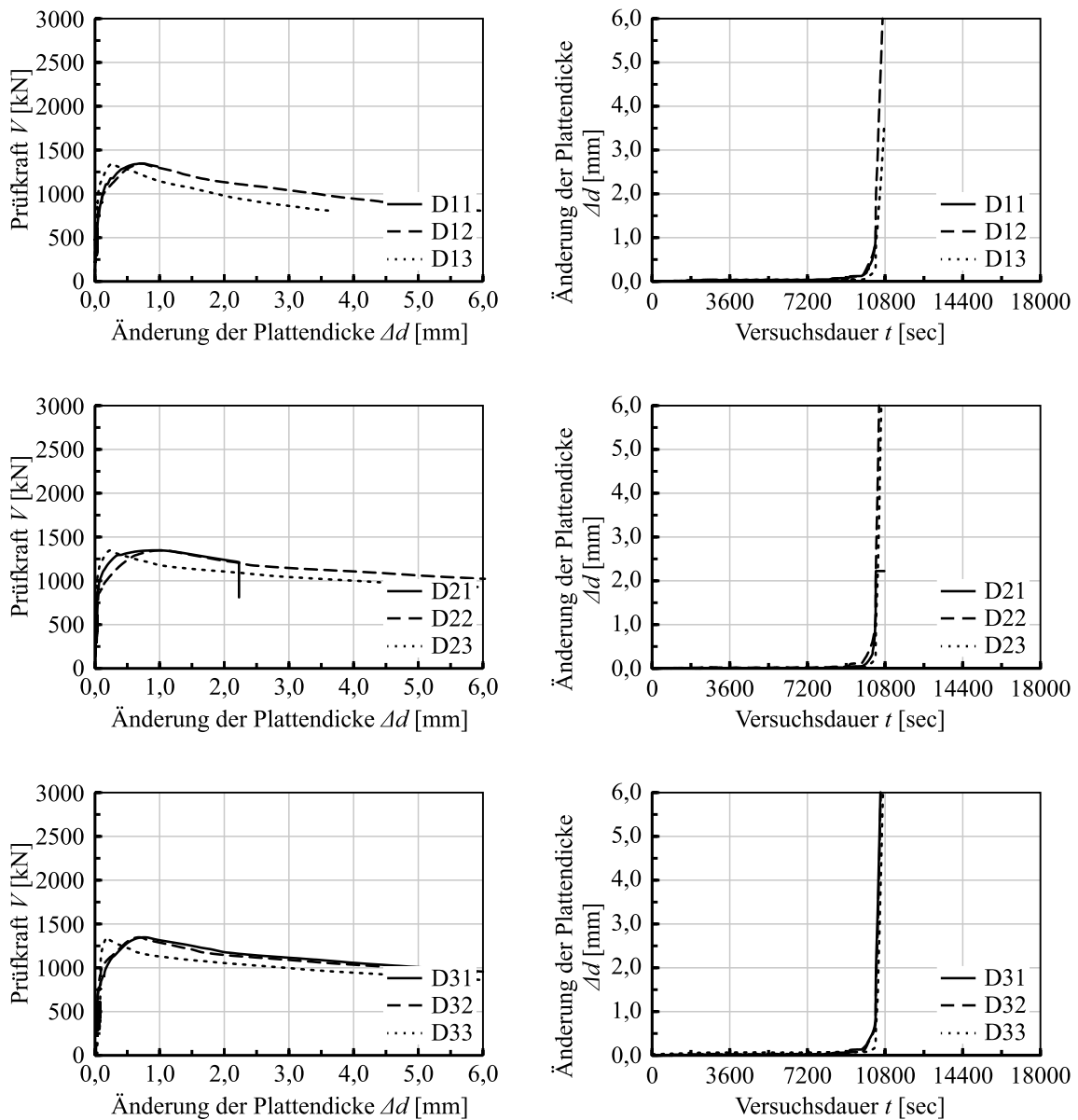


Bild A.61: Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M2-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V bzw. die Versuchsdauer t

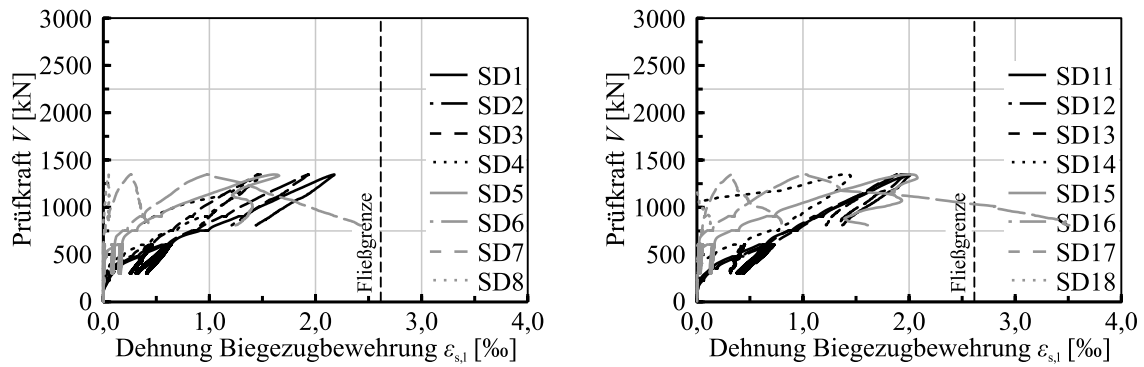


Bild A.62: Stahldehnungen der Biegezugbewehrung $\varepsilon_{s,l}$ des Versuchskörpers M2-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

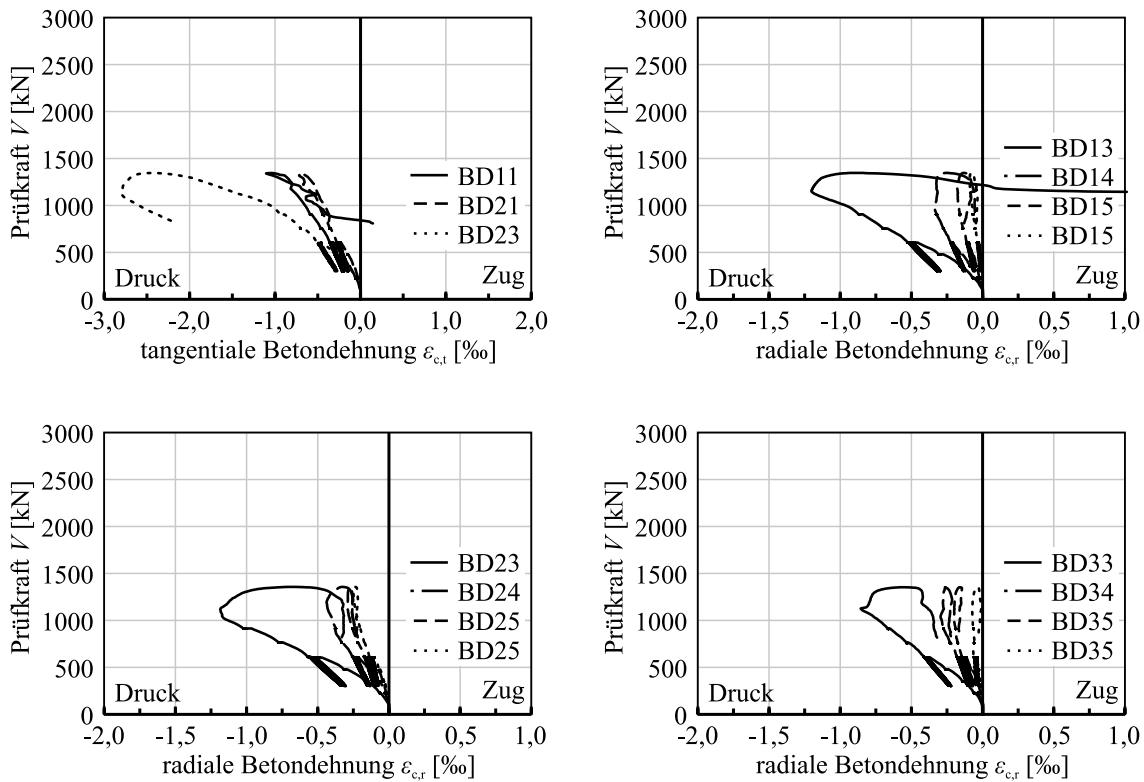


Bild A.63: Radiale und tangentielle Betondehnungen $\varepsilon_{c,r}$ und $\varepsilon_{c,t}$ des Versuchskörpers M2-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

A.4.5 Versuchskörper M3-25-1.23

d_m [mm]	V_f [Vol.-%]	Faser- typ	ρ_1 [%]	f_{ym} [N/mm ²]	Durch- stanzbew.	$f_{em,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	V_{max} [kN]
196	1,0	5D	1,28	523	nein	44,2	9,96	9,17	1740

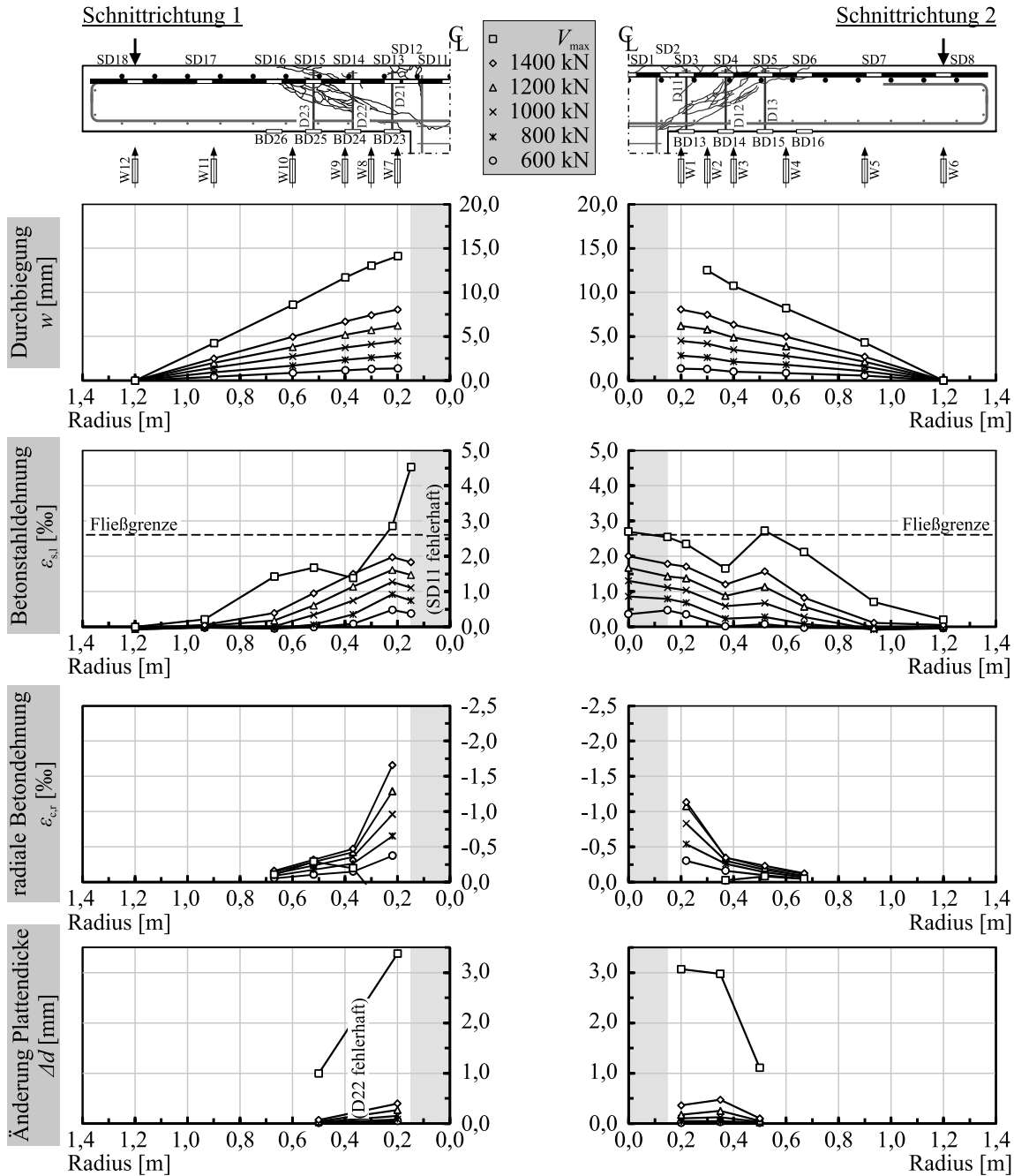
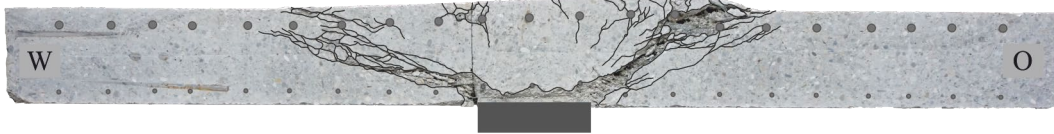


Bild A.64: Durchbiegung w , Betonstahldehnung der Biegezugbewehrung $\epsilon_{s,l}$, radiale Betondehnung $\epsilon_{e,r}$ und Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M3-25-1.23 in verschiedenen Laststufen

Trennschnitt 1



Trennschnitt 2

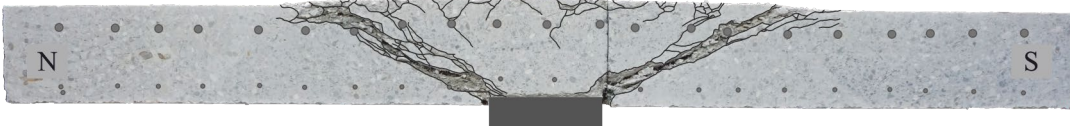


Bild A.65: Rissbilder der Trennschnitte 1 und 2 des Versuchskörpers M3-25-1.23

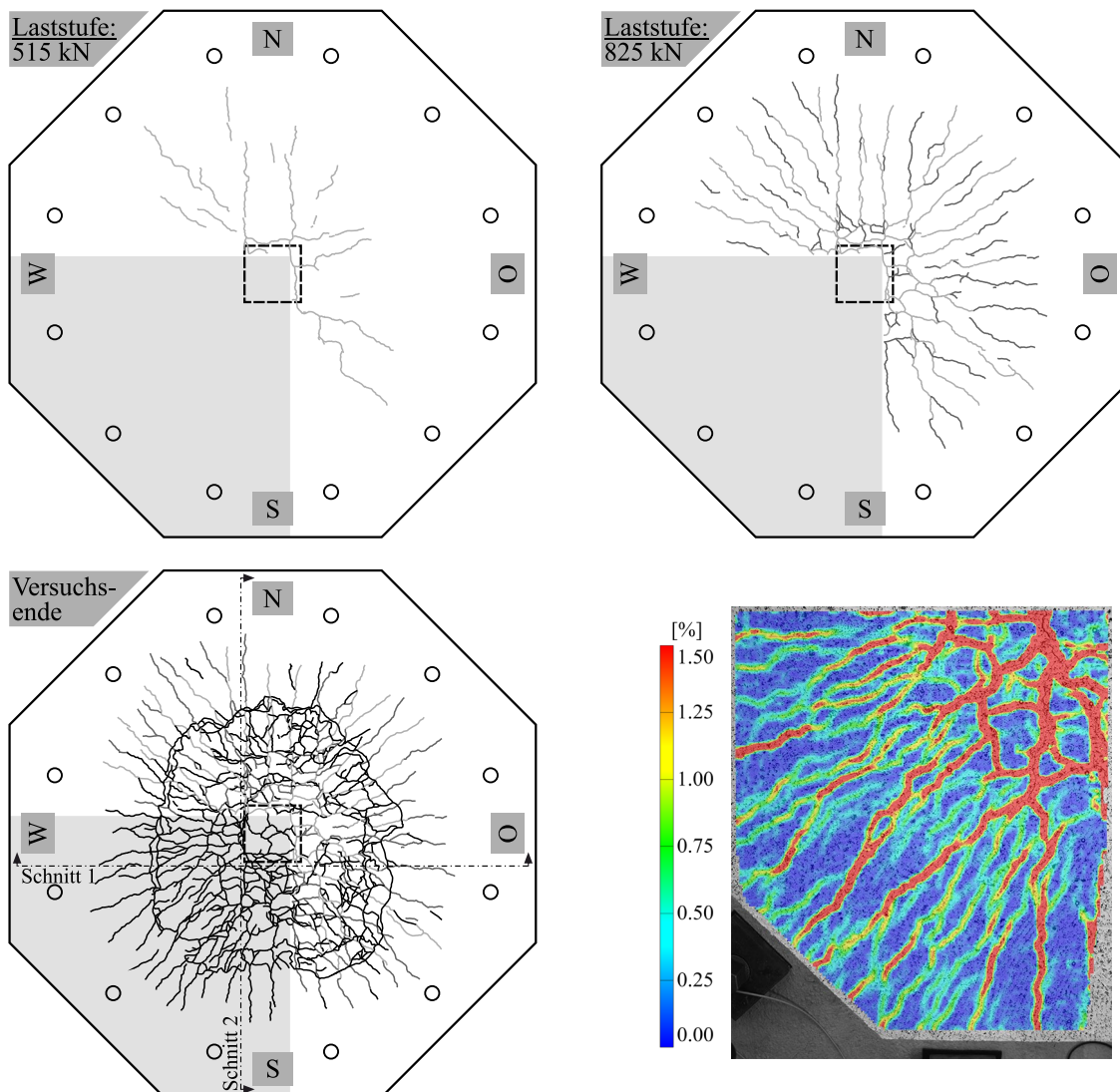


Bild A.66: Rissbilder der gezogenen Plattenoberseite des Versuchskörpers M3-25-1.23 bei drei Laststufen (515 kN, 825 kN, nach Versuchs-ende) und Rissbild in Form der Hauptformdehnung aus der optischen Messung mit Aramis bei V_{\max}

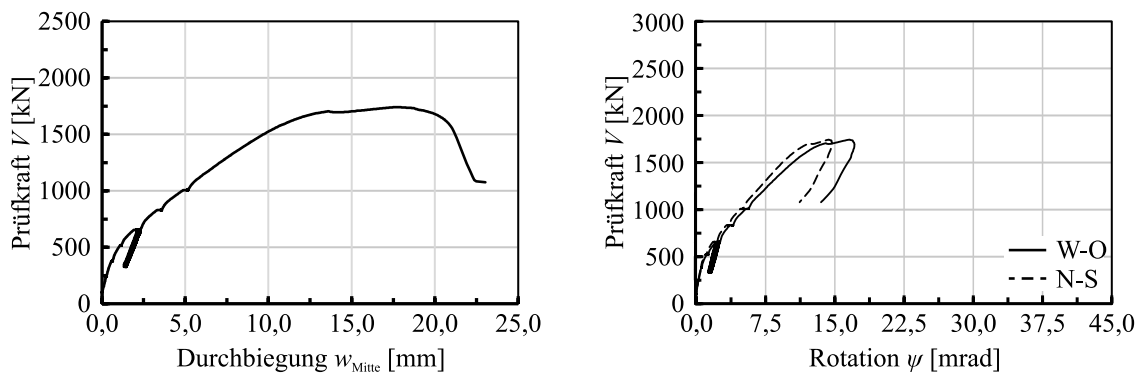


Bild A.67: Plattenmittenverformung w_{Mitte} und Plattenrotation ψ des Versuchskörpers M3-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

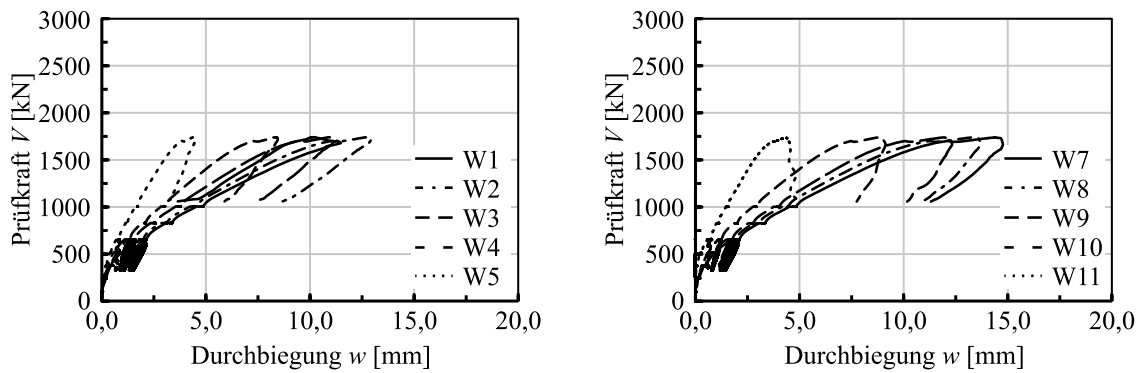


Bild A.68: Durchbiegungen w des Versuchskörpers M3-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

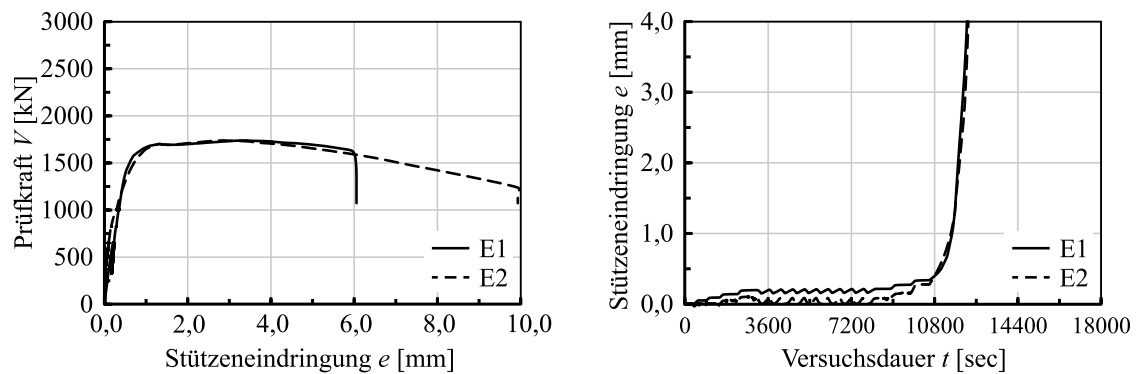


Bild A.69: Eindringung der Stütze in die Platte e des Versuchskörpers M3-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

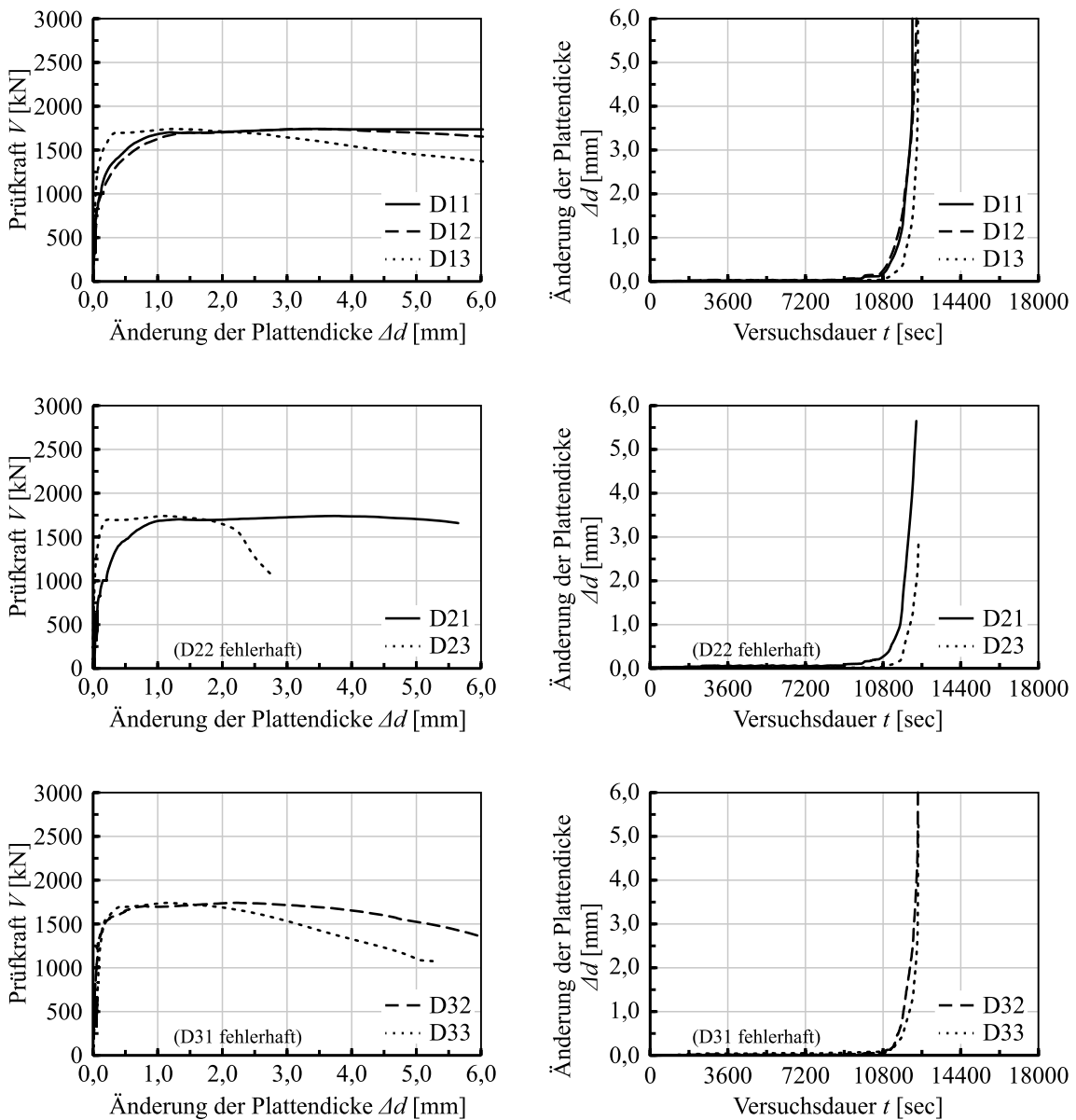


Bild A.70: Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M3-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V bzw. die Versuchsdauer t

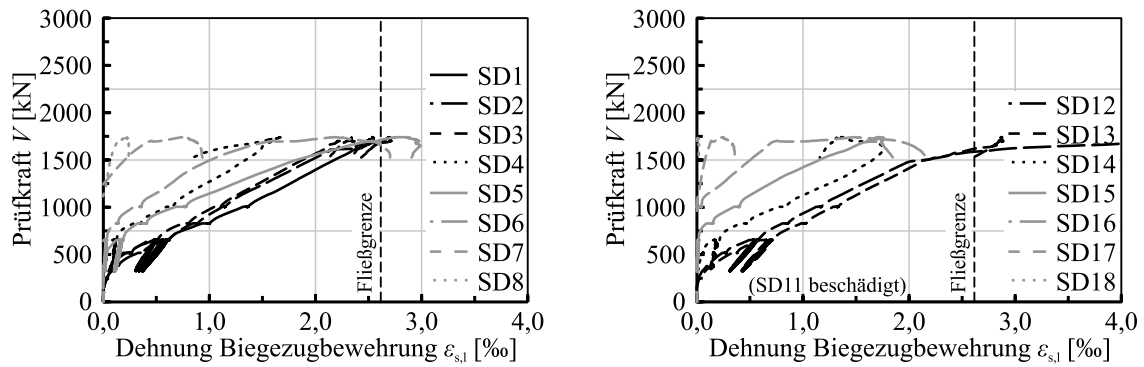


Bild A.71: Stahldehnungen der Biegezugbewehrung $\varepsilon_{s,l}$ des Versuchskörpers M3-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

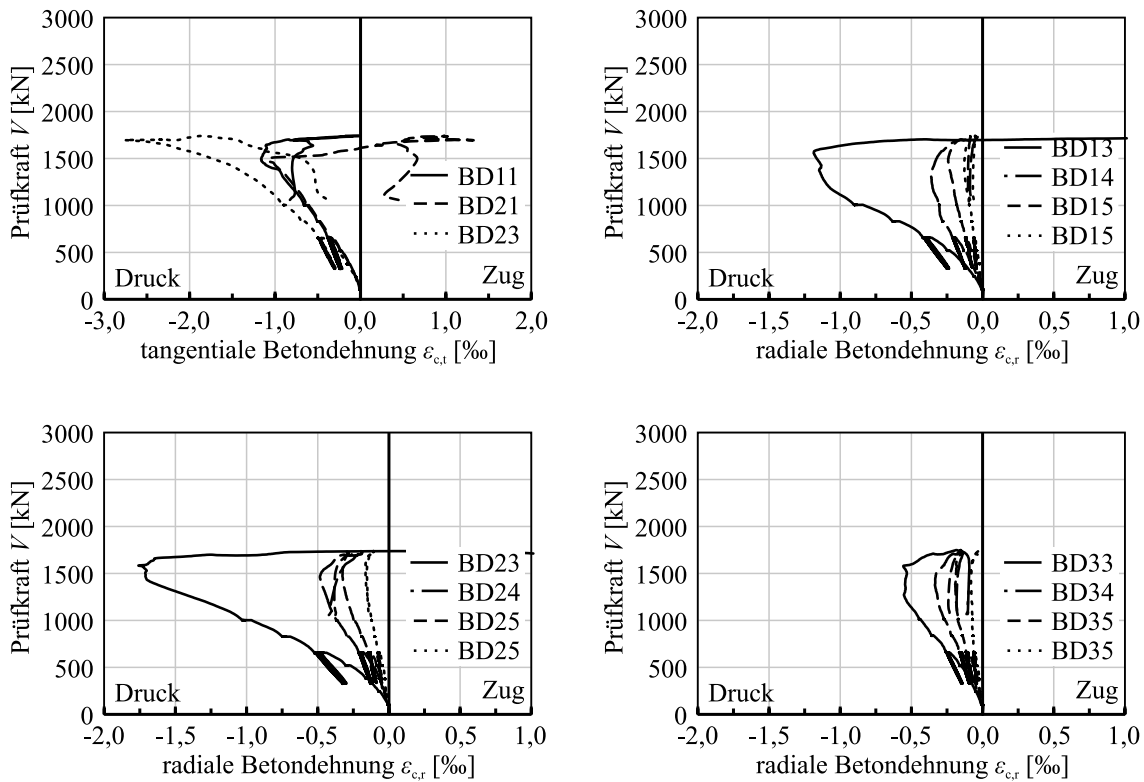


Bild A.72: Radiale und tangentielle Betondehnungen $\varepsilon_{c,r}$ und $\varepsilon_{c,t}$ des Versuchskörpers M3-25-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

A.4.6 Versuchskörper M3-25-0.75

d_m [mm]	V_f [Vol.-%]	Faser- typ	ρ_1 [%]	f_{ym} [N/mm ²]	Durch- stanzbew.	$f_{em,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	V_{max} [kN]
200	1,0	5D	0,77	980	nein	41,2	8,91	8,42	1692

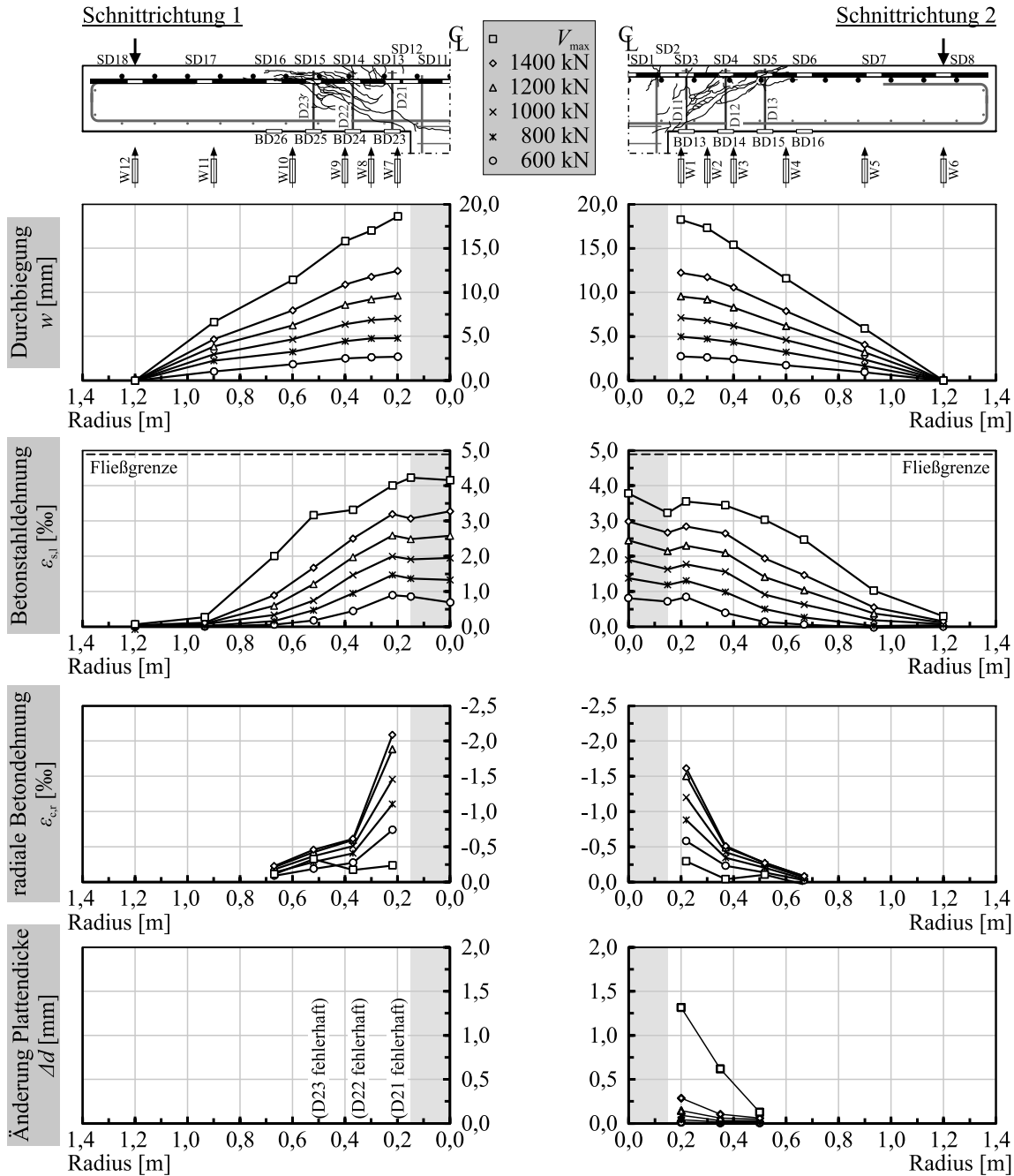
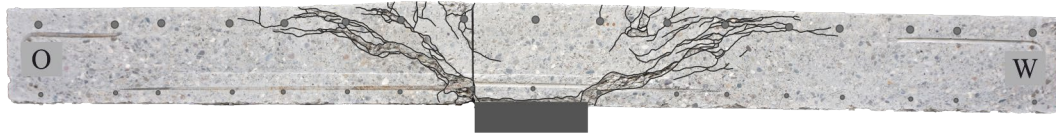


Bild A.73: Durchbiegung w , Betonstahldehnung der Biegezugbewehrung $\varepsilon_{s,l}$, radiale Betondehnung $\varepsilon_{e,r}$ und Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M3-25-0.75 in verschiedenen Laststufen

Trennschnitt 1



Trennschnitt 2

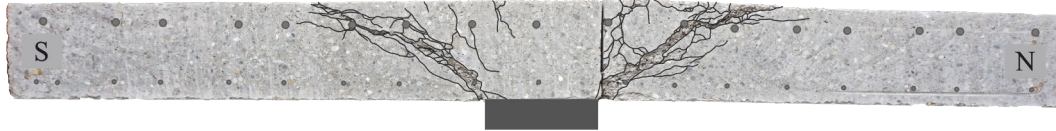


Bild A.74: Rissbilder der Trennschnitte 1 und 2 des Versuchskörpers M3-25-0.75

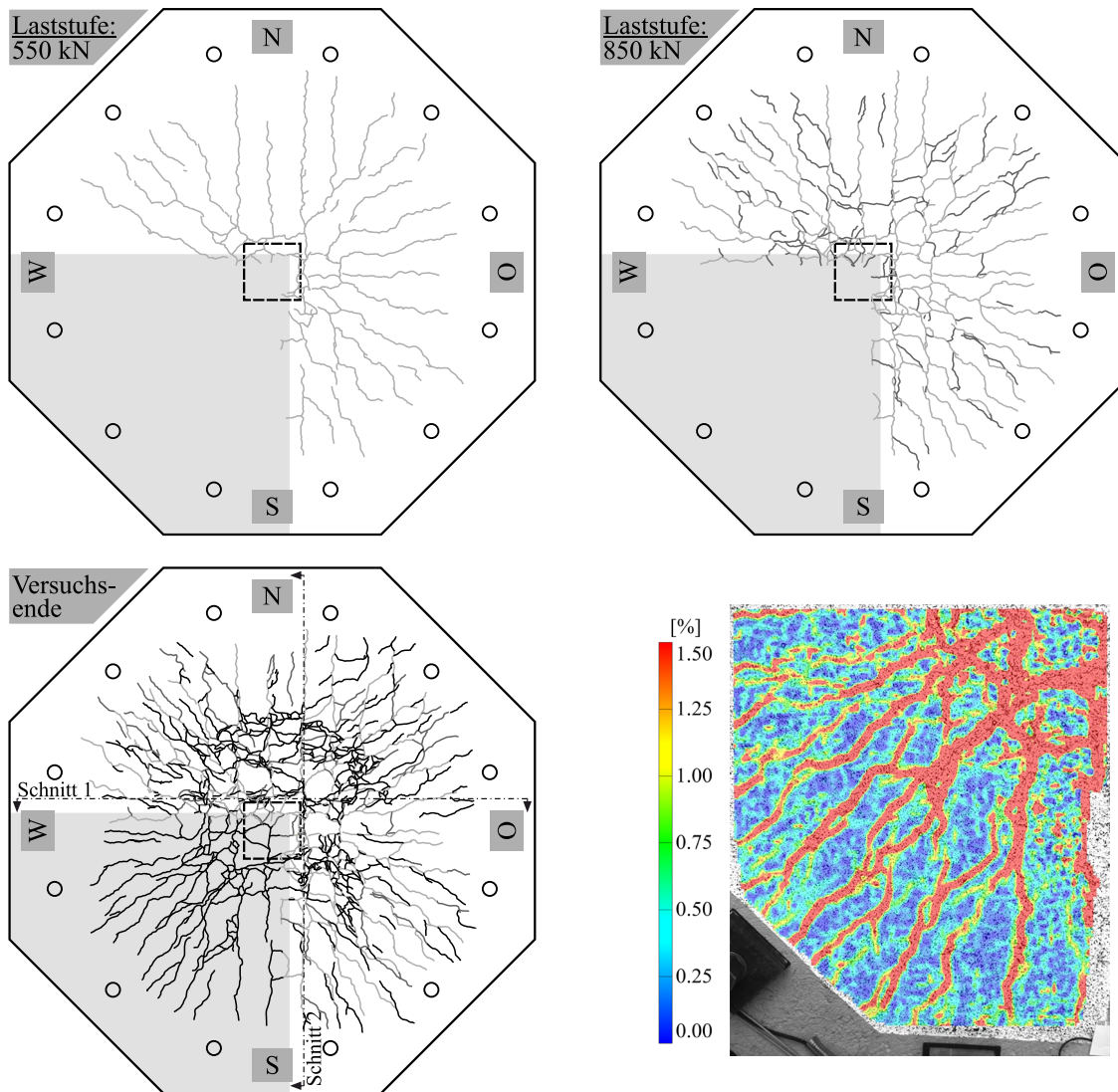


Bild A.75: Rissbilder der gezogenen Plattenoberseite des Versuchskörpers M3-25-0.75 bei drei Laststufen (550 kN, 850 kN, nach Versuchsende) und Rissbild in Form der Hauptformdehnung aus der optischen Messung mit Aramis bei V_{\max}

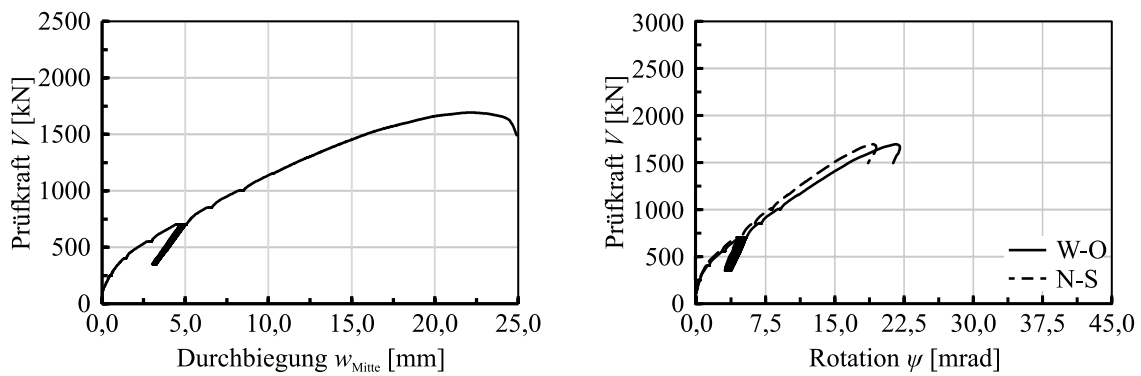


Bild A.76: Plattenmittenverformung w_{Mitte} und Plattenrotation ψ des Versuchskörpers M3-25-0.75 aufgetragen über die Prüfkraft V

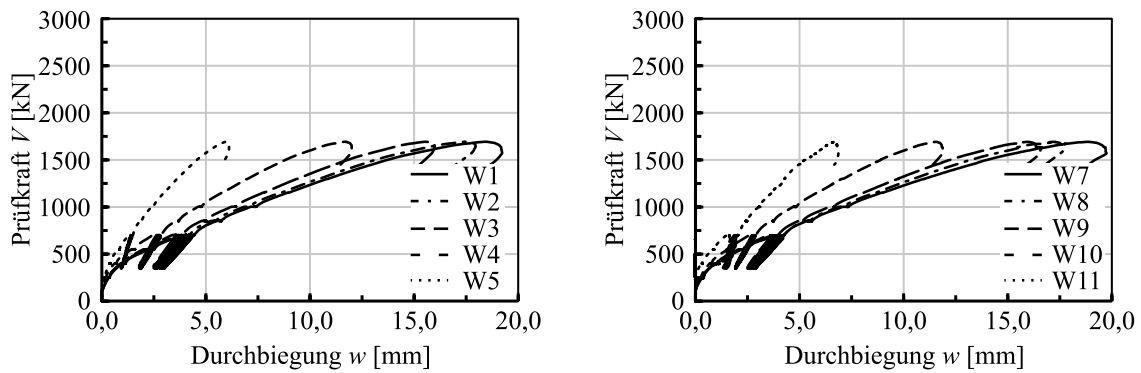


Bild A.77: Durchbiegungen w des Versuchskörpers M3-25-0.75 aufgetragen über die Prüfkraft V

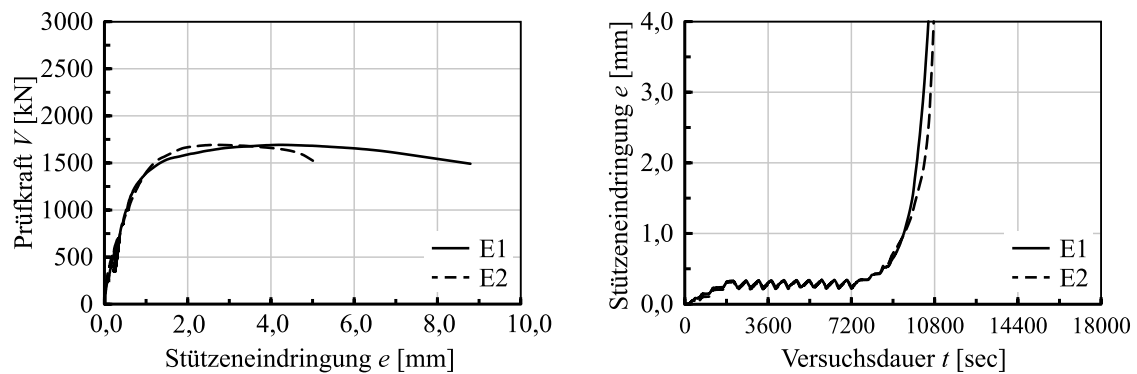
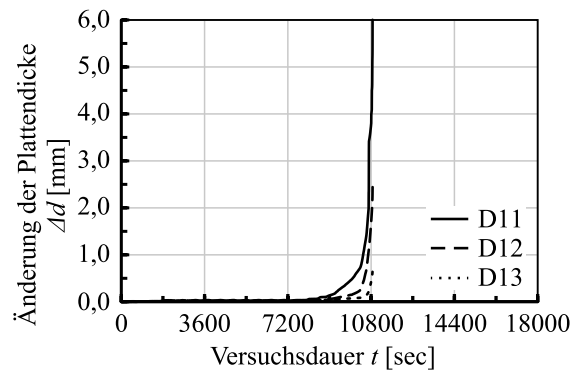
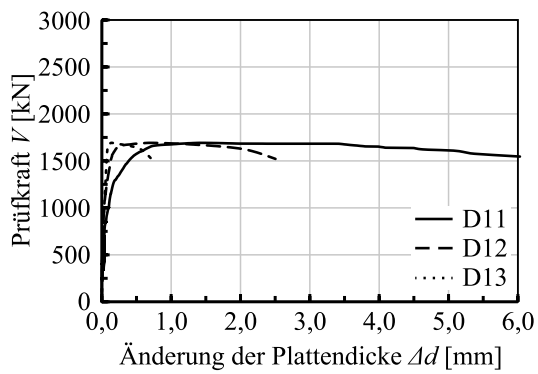


Bild A.78: Eindringung der Stütze in die Platte e des Versuchskörpers M3-25-0.75 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t



Die Messstellen D21-D23 wurden bei der Betonage beschädigt, weshalb die entsprechenden Diagramme an dieser Stelle fehlen bzw. entfallen.

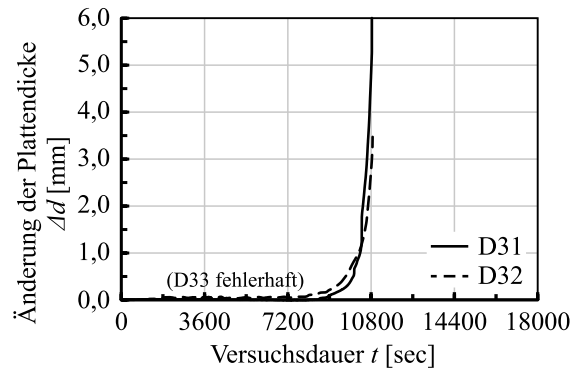
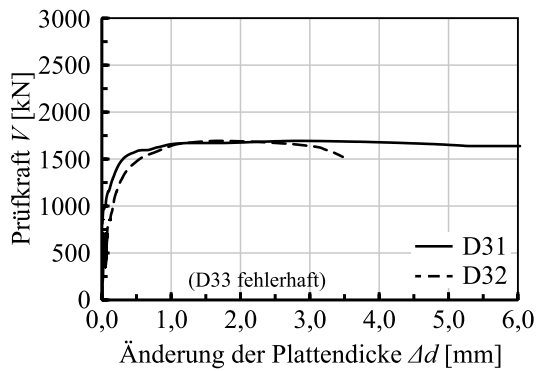


Bild A.79: Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M3-25-0.75 aufgetragen über die Prüfkraft V bzw. die Versuchsdauer t

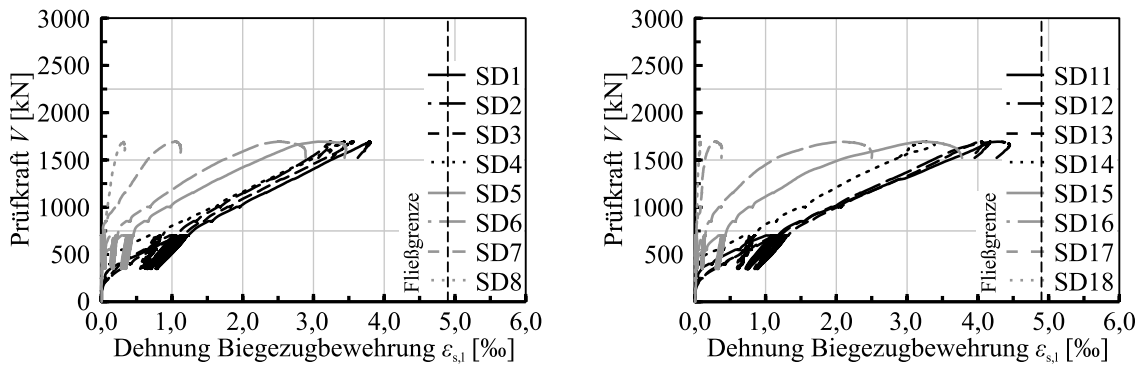


Bild A.80: Stahldehnungen der Biegezugbewehrung $\varepsilon_{s,l}$ des Versuchskörpers M3-25-0.75 aufgetragen über die Prüfkraft V

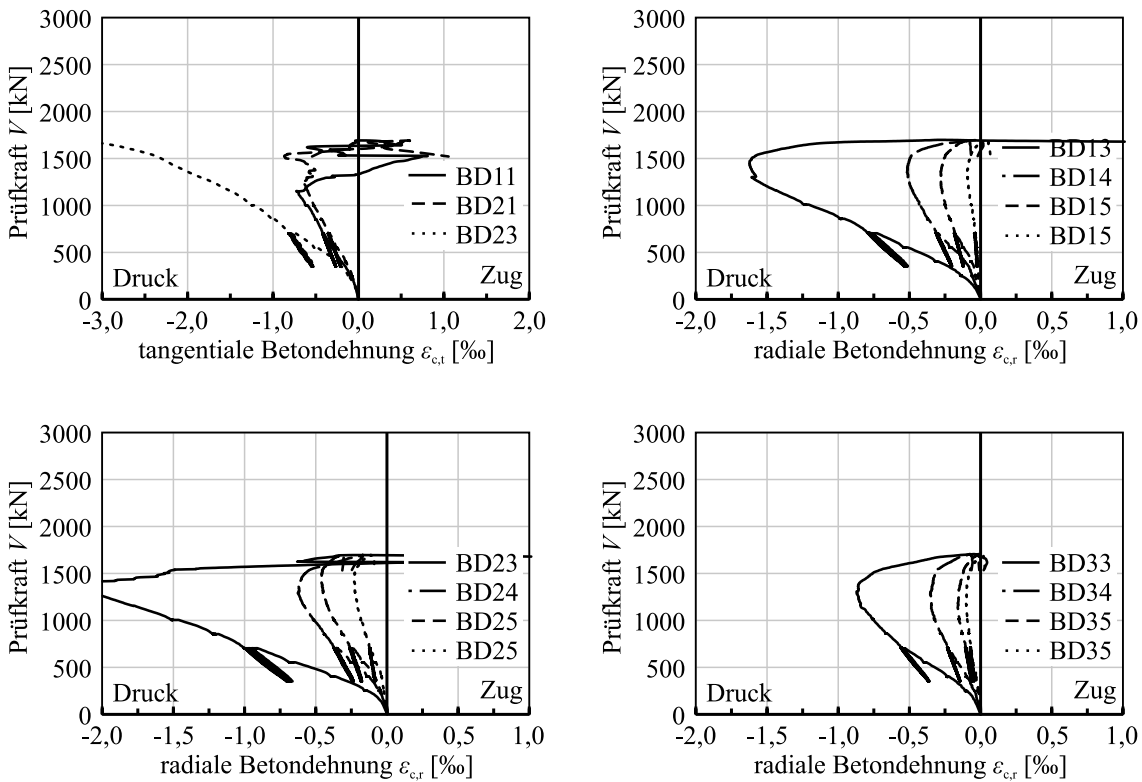


Bild A.81: Radiale und tangentielle Betondehnungen $\varepsilon_{c,r}$ und $\varepsilon_{c,t}$ des Versuchskörpers M3-25-0.75 aufgetragen über die Prüfkraft V

A.4.7 Versuchskörper M3-25-1.75

d_m [mm]	V_f [Vol.-%]	Faser- typ	ρ_1 [%]	f_{ym} [N/mm ²]	Durch- stanzbew.	$f_{em,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	V_{max} [kN]
195	1,0	5D	1,80	540	nein	40,9	8,91	8,42	1906

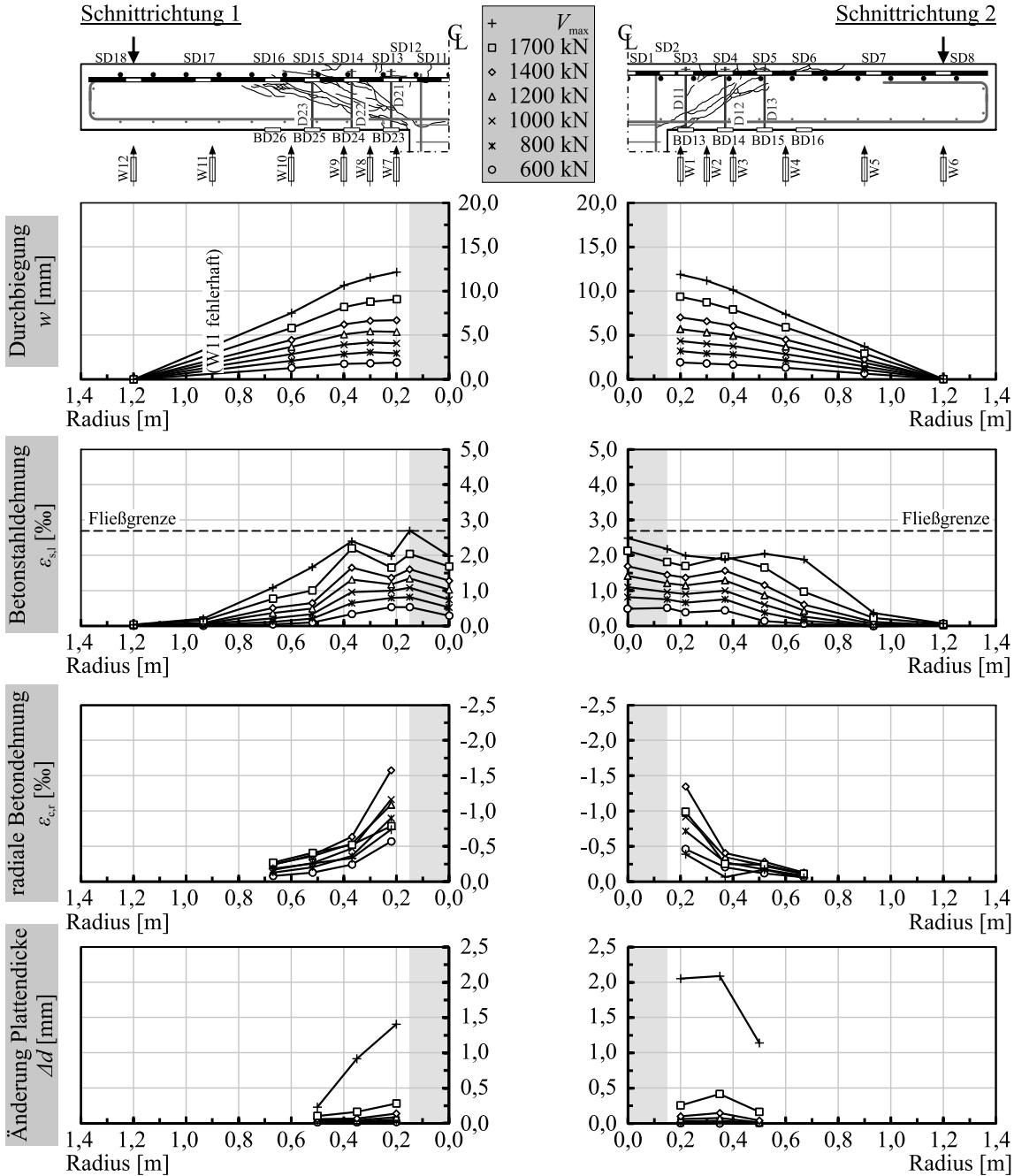
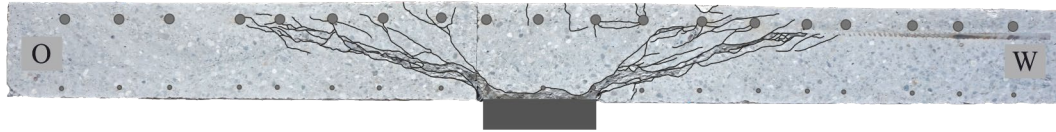


Bild A.82: Durchbiegung w , Betonstahldehnung der Biegezugbewehrung $\varepsilon_{s,l}$, radiale Betondehnung $\varepsilon_{c,r}$ und Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M3-25-1.75 in verschiedenen Laststufen

Trennschnitt 1



Trennschnitt 2

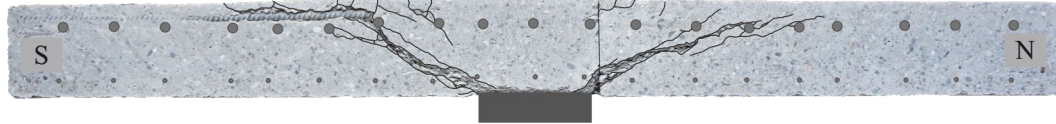


Bild A.83: Rissbilder der Trennschnitte 1 und 2 des Versuchskörpers M3-25-1.75

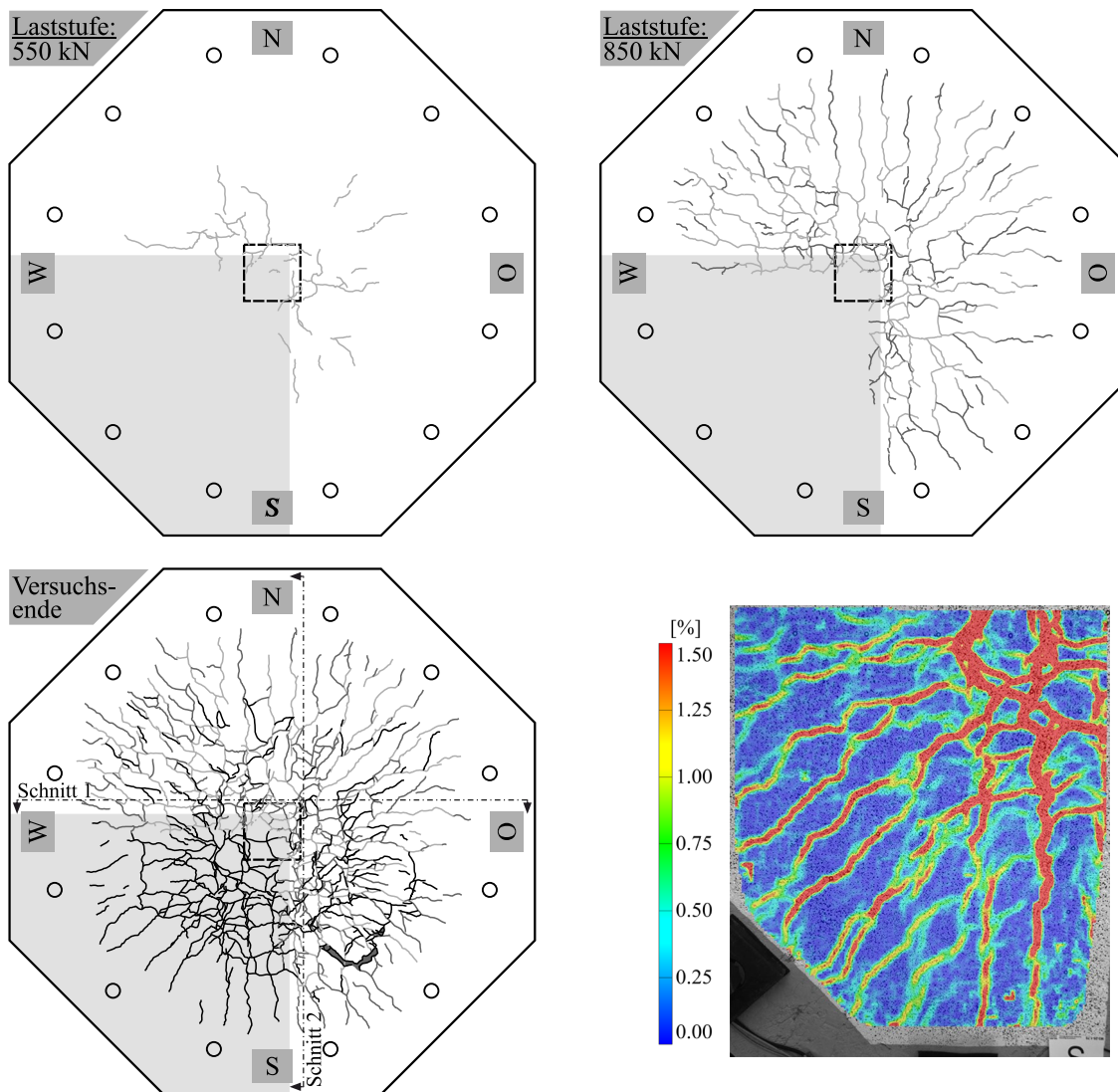


Bild A.84: Rissbilder der gezogenen Plattenoberseite des Versuchskörpers M3-25-1.75 bei drei Laststufen (550 kN, 850 kN, nach Versuchsende) und Rissbild in Form der Hauptformdehnung aus der optischen Messung mit Aramis bei V_{\max}

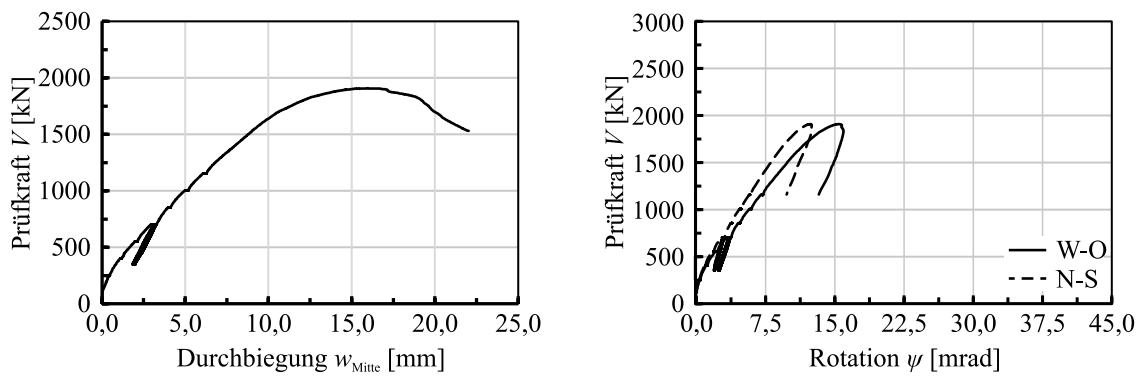


Bild A.85: Plattenmittenverformung w_{Mitte} und Plattenrotation ψ des Versuchskörpers M3-25-1.75 aufgetragen über die Prüfkraft V

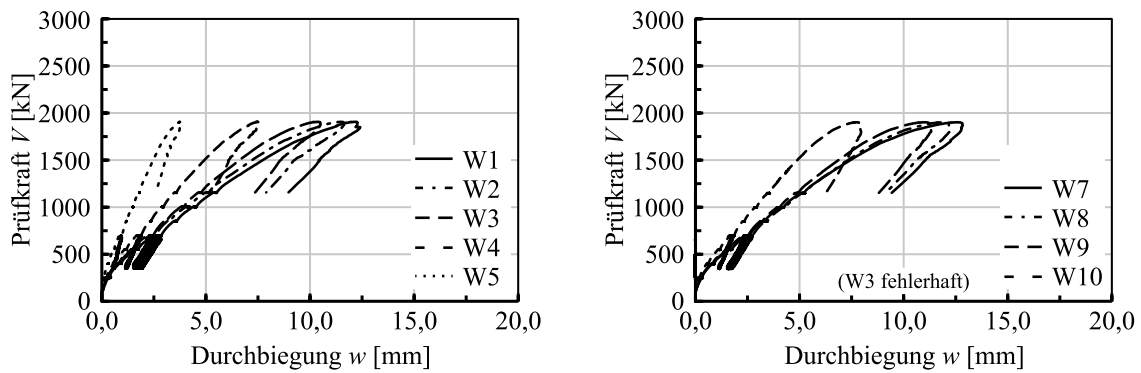


Bild A.86: Durchbiegungen w des Versuchskörpers M3-25-1.75 aufgetragen über die Prüfkraft V

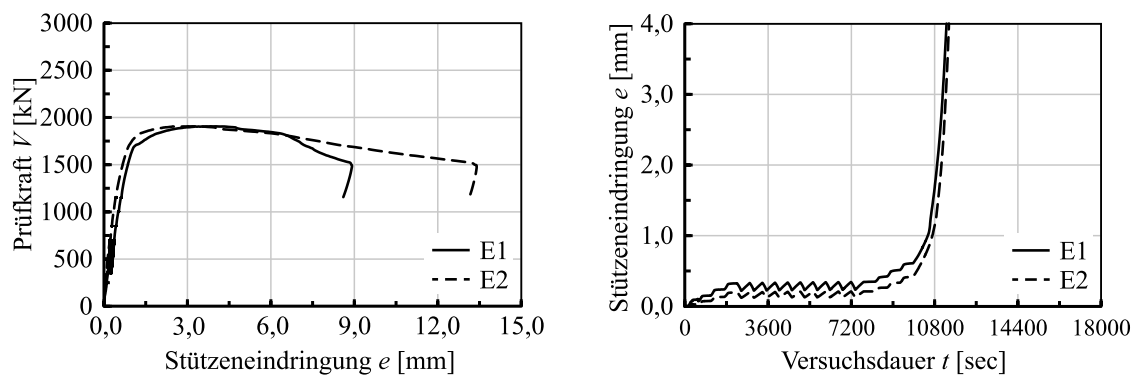


Bild A.87: Eindringung der Stütze in die Platte e des Versuchskörpers M3-25-1.75 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

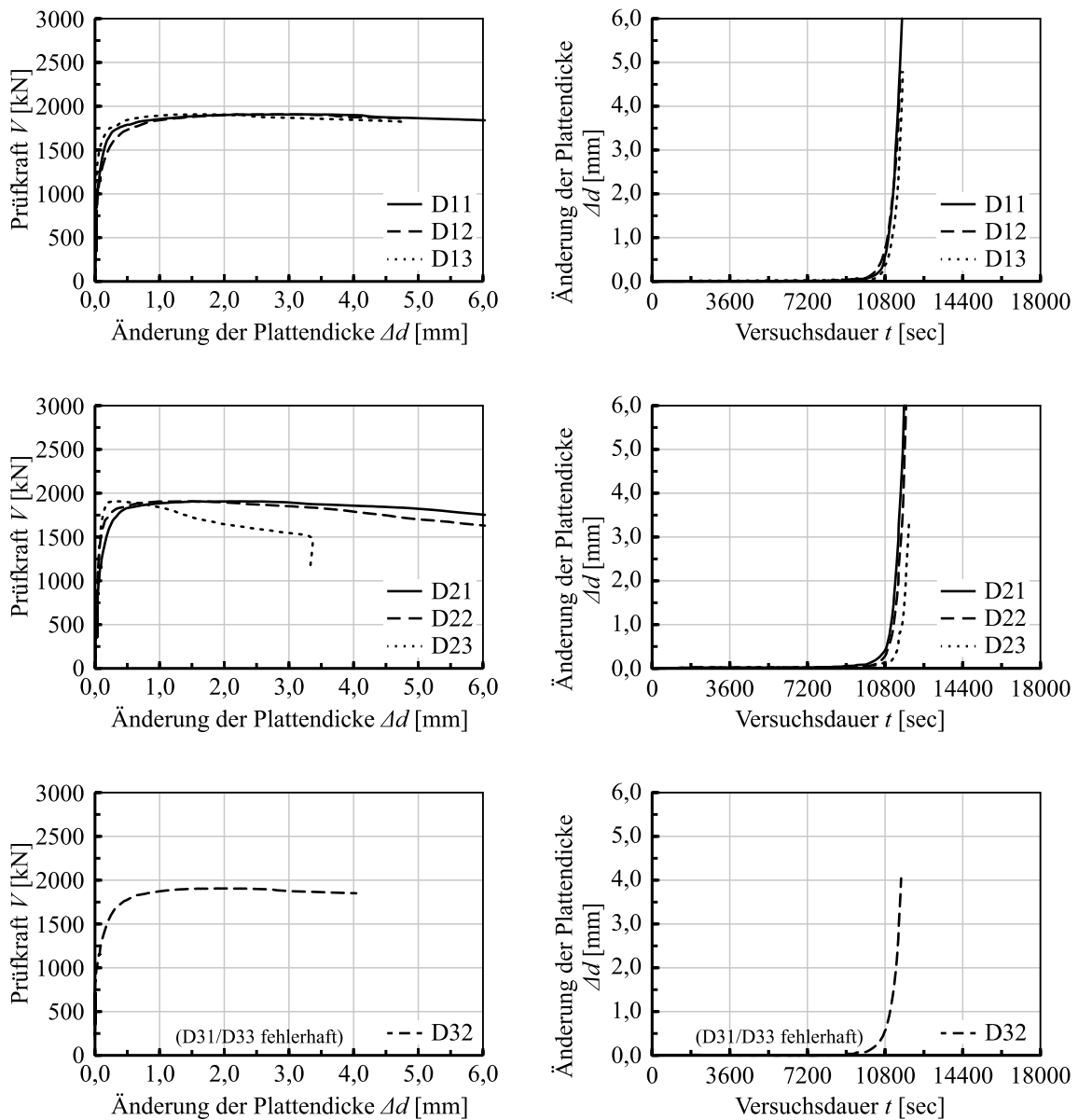


Bild A.88: Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M3-25-1.75 aufgetragen über die Prüfkraft V bzw. die Versuchsdauer t

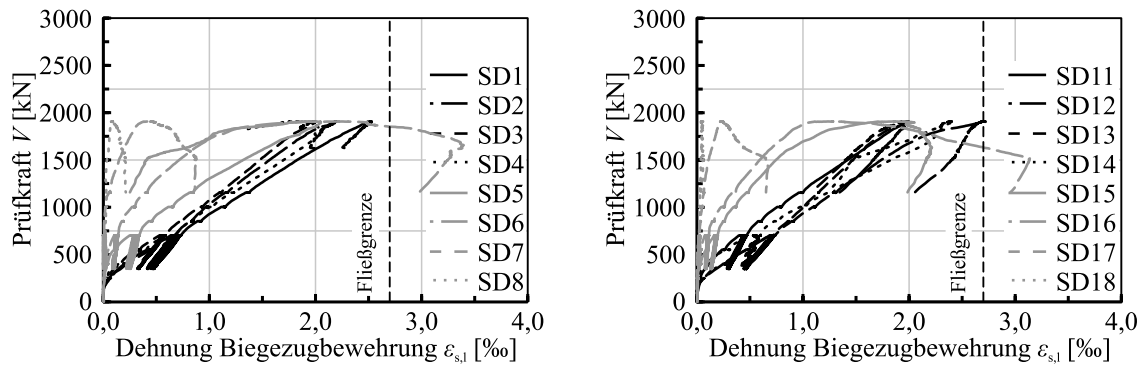


Bild A.89: Stahldehnungen der Biegezugbewehrung $\varepsilon_{s,l}$ des Versuchskörpers M3-25-1.75 aufgetragen über die Prüfkraft V

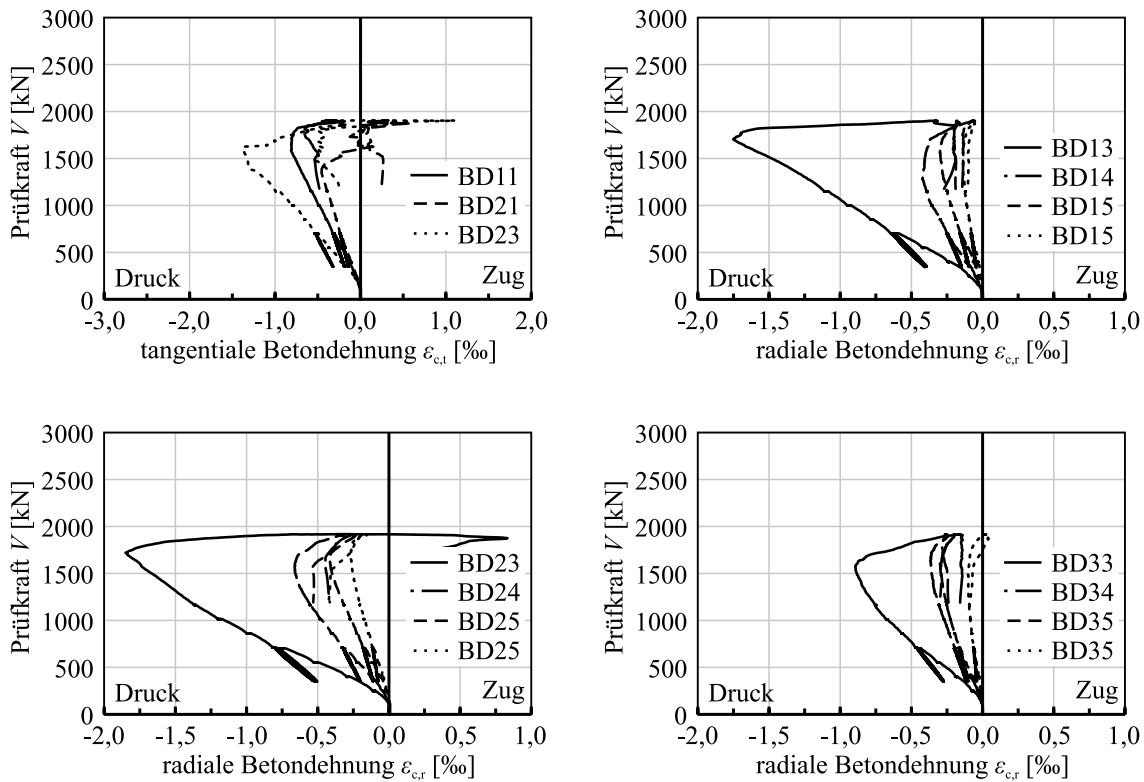


Bild A.90: Radiale und tangentielle Betondehnungen $\varepsilon_{c,r}$ und $\varepsilon_{c,t}$ des Versuchskörpers M3-25-1.75 aufgetragen über die Prüfkraft V

A.4.8 Versuchskörper M0-30-1.23

d_m [mm]	V_f [Vol.-%]	Faser- typ	ρ_1 [%]	f_{ym} [N/mm ²]	Durch- stanzbew.	$f_{em,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	V_{max} [kN]
254	-	-	1,24	523	nein	48,2	-	-	1639

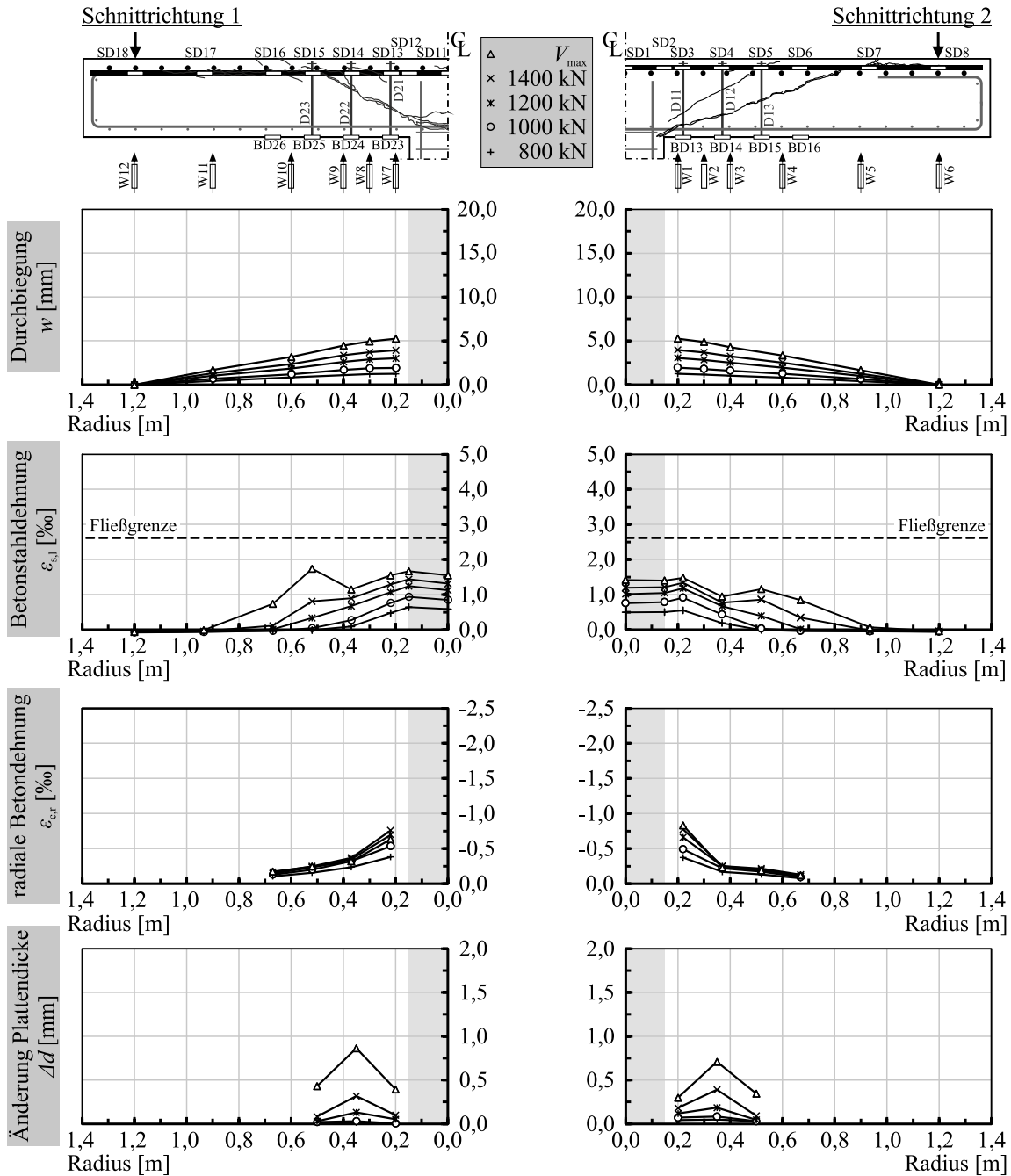


Bild A.91: Durchbiegung w , Betonstahldehnung der Biegezugbewehrung $\epsilon_{s,l}$, radiale Betondehnung $\epsilon_{e,r}$ und Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M0-30-1.23 in verschiedenen Laststufen

Trennschnitt 1



Trennschnitt 2



Bild A.92: Rissbilder der Trennschnitte 1 und 2 des Versuchskörpers M0-30-1.23

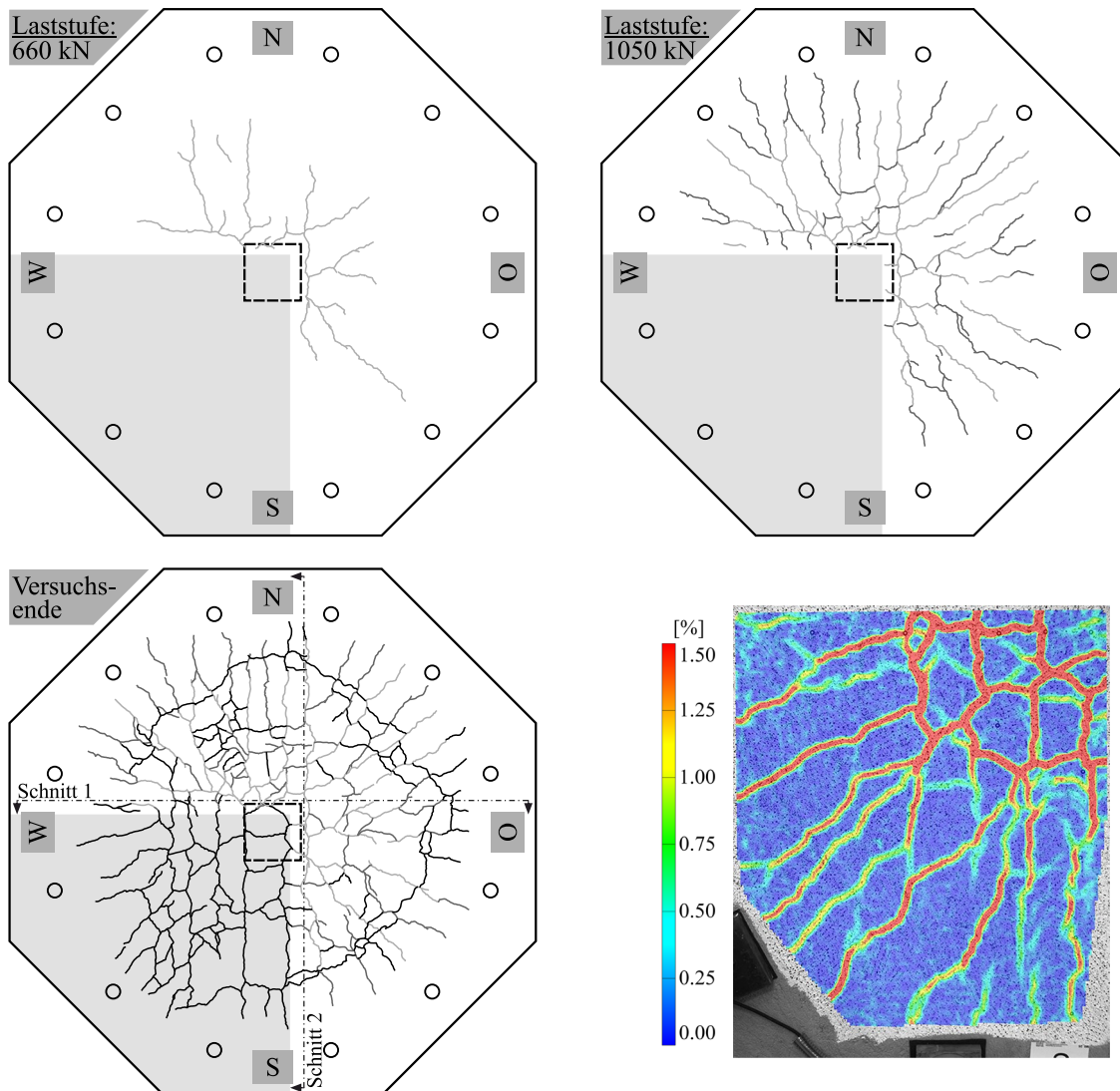


Bild A.93: Rissbilder der gezogenen Plattensoberseite des Versuchskörpers M0-30-1.23 bei drei Laststufen (660 kN, 1050 kN, nach Versuchsende) und Rissbild in Form der Hauptformdehnung aus der optischen Messung mit Aramis bei V_{max}

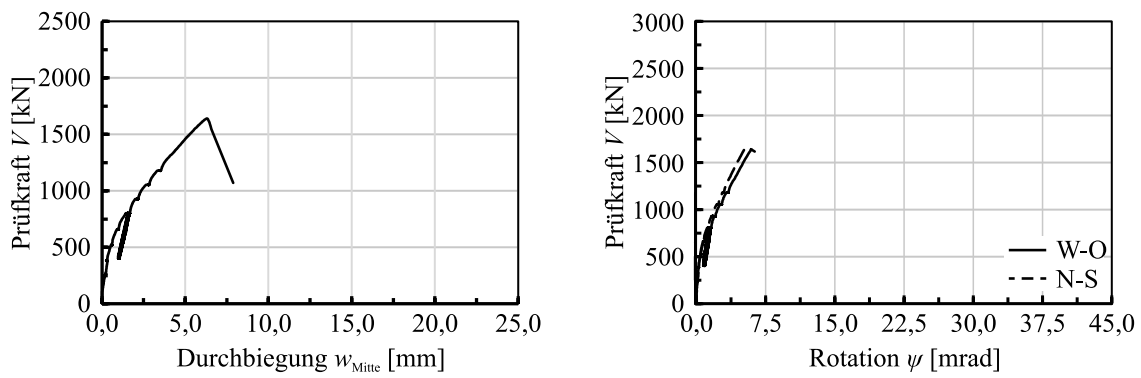


Bild A.94: Plattenmitterverformung w_{Mitte} und Plattenrotation ψ des Versuchskörpers M0-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

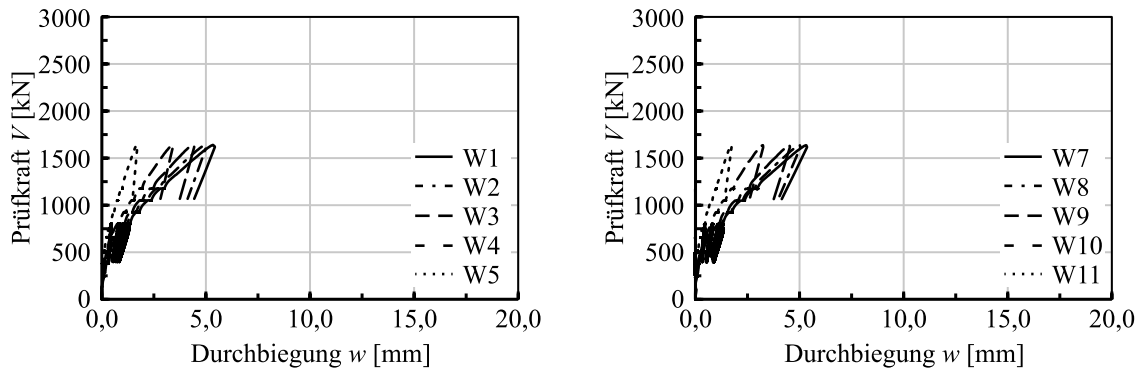


Bild A.95: Durchbiegungen w des Versuchskörpers M0-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

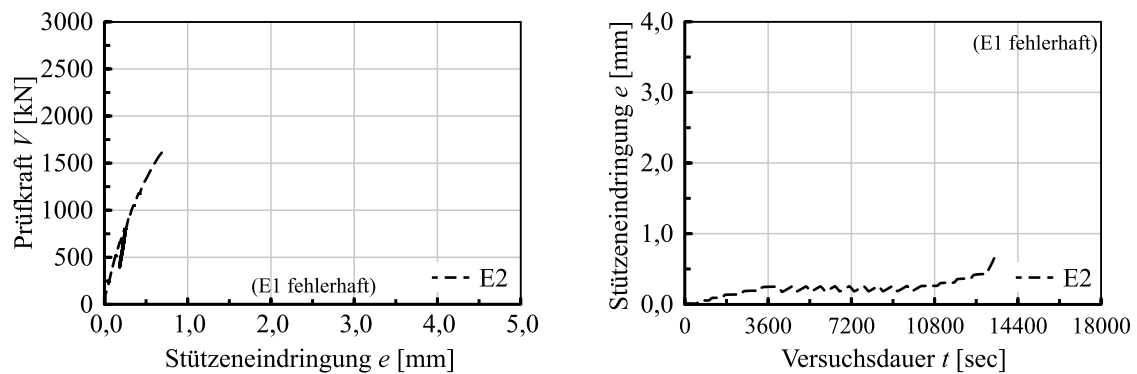


Bild A.96: Eindringung der Stütze in die Platte e des Versuchskörpers M0-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

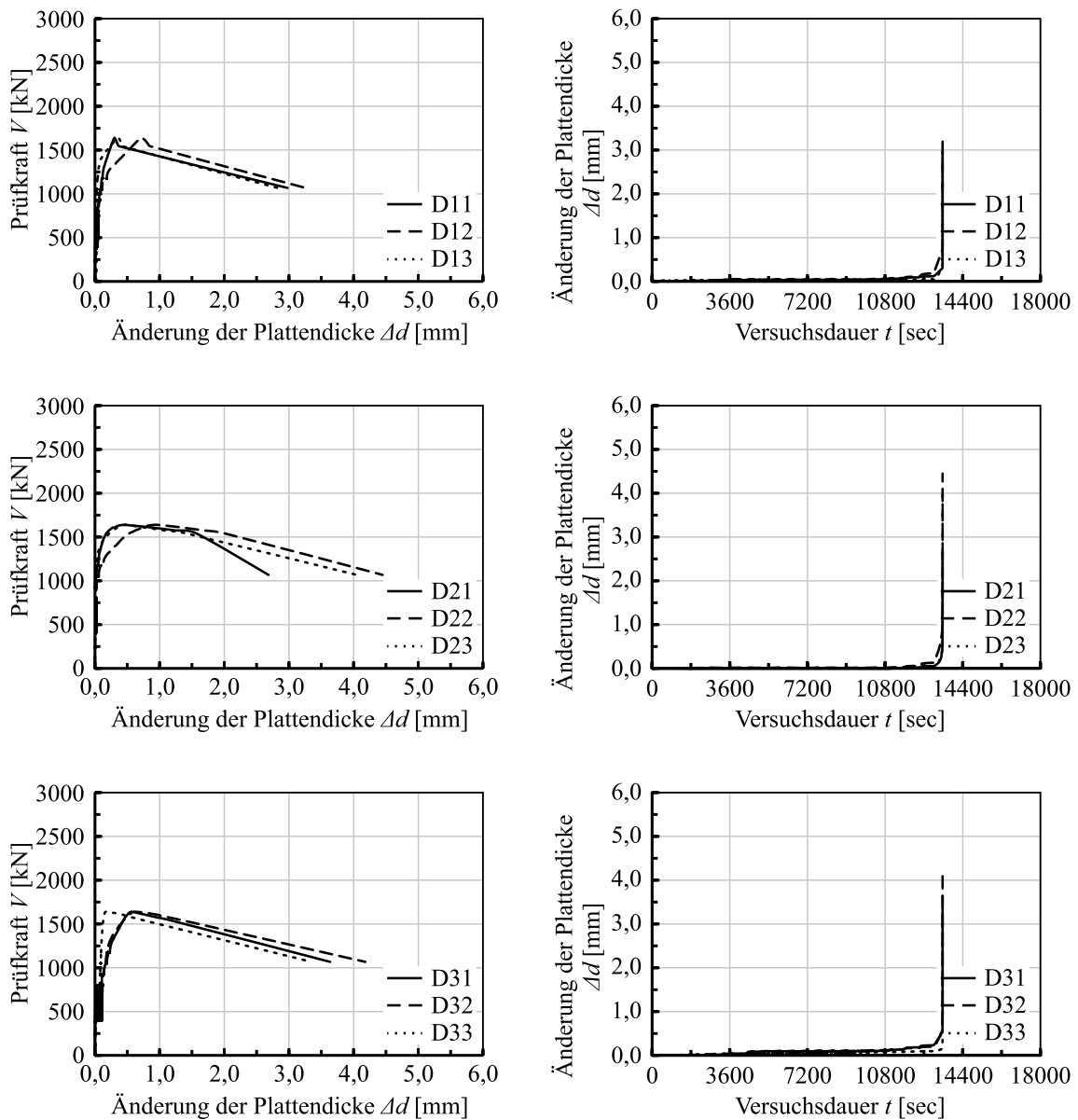


Bild A.97: Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M0-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V bzw. die Versuchsdauer t

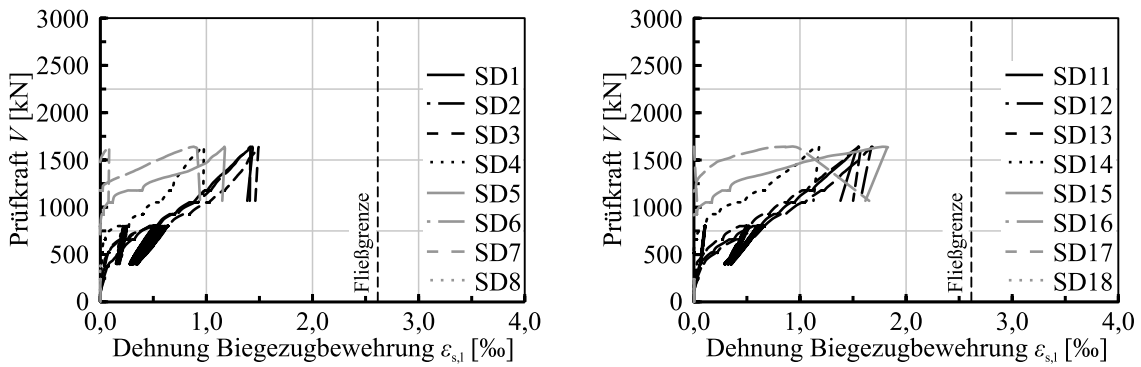


Bild A.98: Stahldehnungen der Biegezugbewehrung $\epsilon_{s,l}$ des Versuchskörpers M0-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

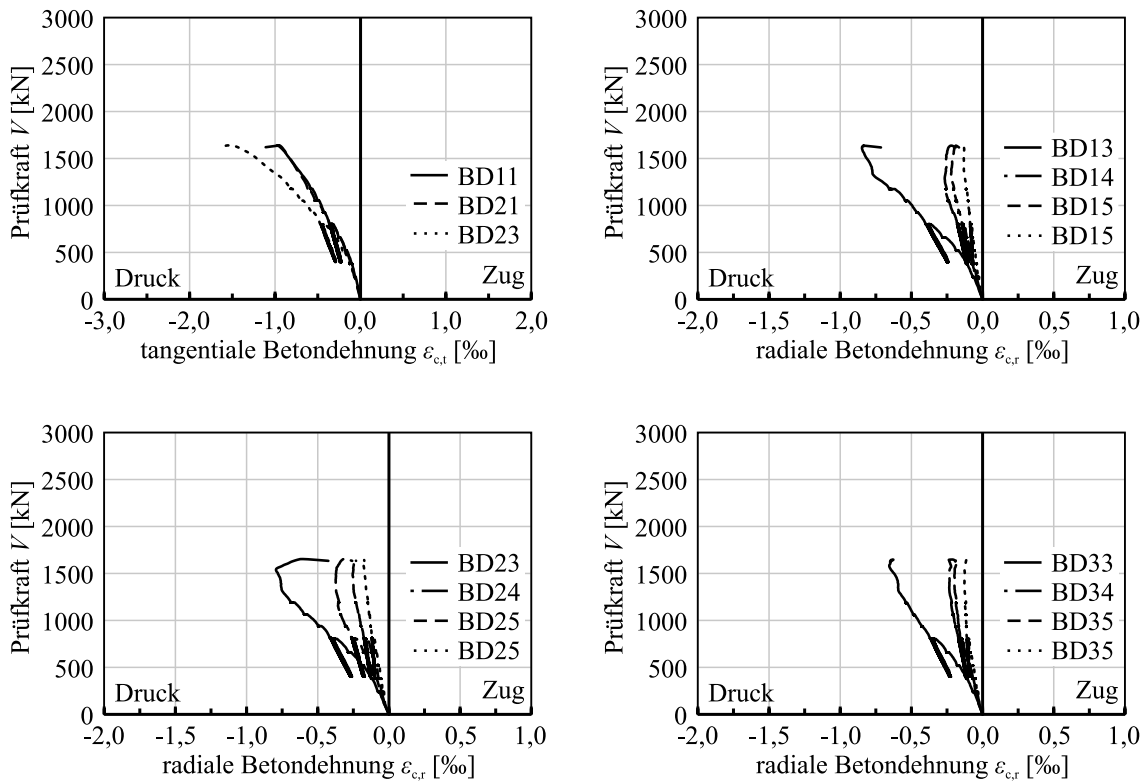


Bild A.99: Radiale und tangentielle Betondehnungen $\epsilon_{c,r}$ und $\epsilon_{c,t}$ des Versuchskörpers M0-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

A.4.9 Versuchskörper M1-30-1.23

d_m [mm]	V_f [Vol.-%]	Faser- typ	ρ_1 [%]	f_{ym} [N/mm ²]	Durch- stanzbew.	$f_{em,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	V_{max} [kN]
248	0,5	4D	1,27	523	nein	48,9	4,24	5,15	1982

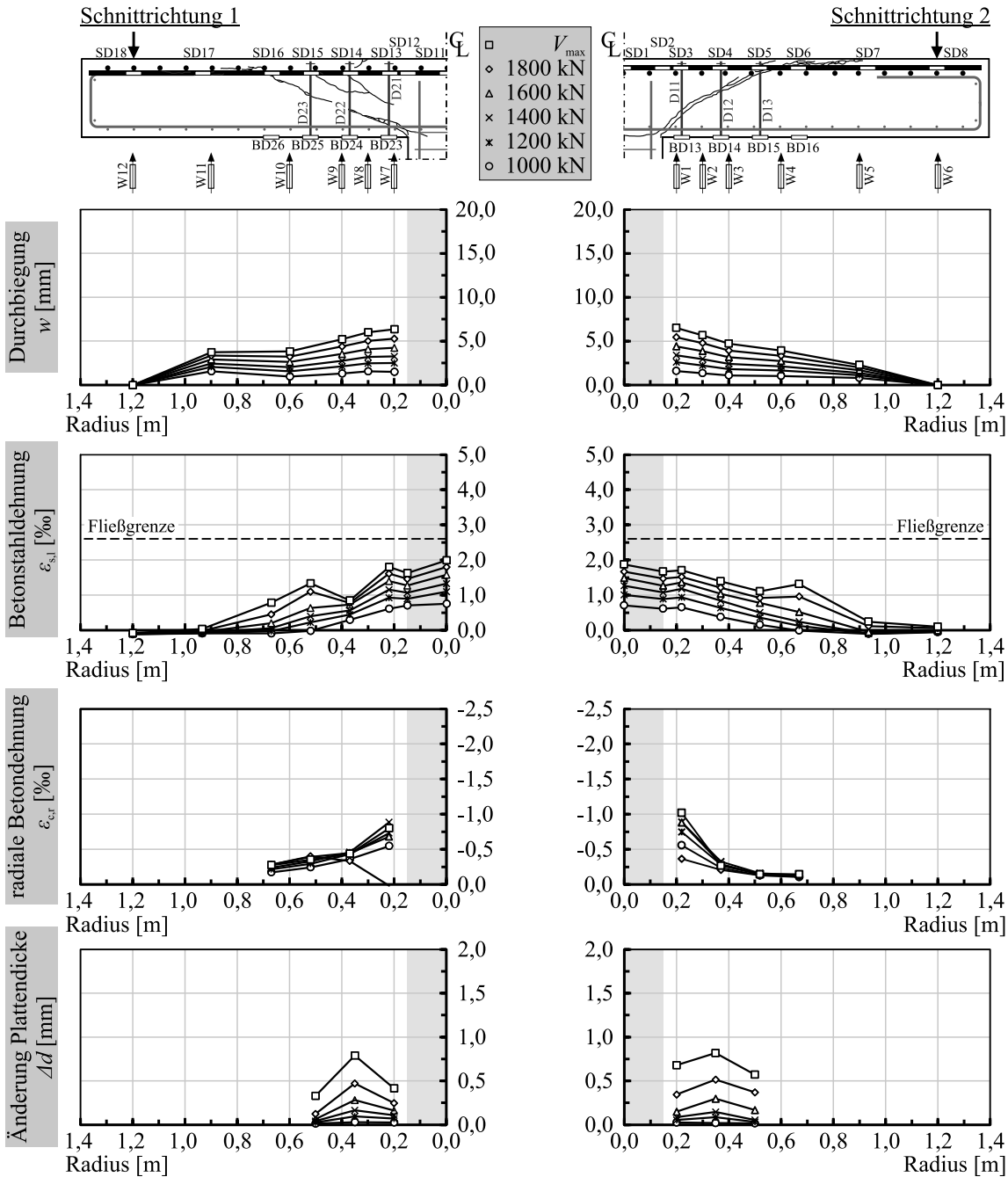


Bild A.100: Durchbiegung w , Betonstahldehnung der Biegezugbewehrung $\epsilon_{s,l}$, radiale Betondehnung $\epsilon_{e,r}$ und Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M1-30-1.23 in verschiedenen Laststufen

Trennschnitt 1



Trennschnitt 2



Bild A.101: Rissbilder der Trennschnitte 1 und 2 des Versuchskörpers M1-30-1.23

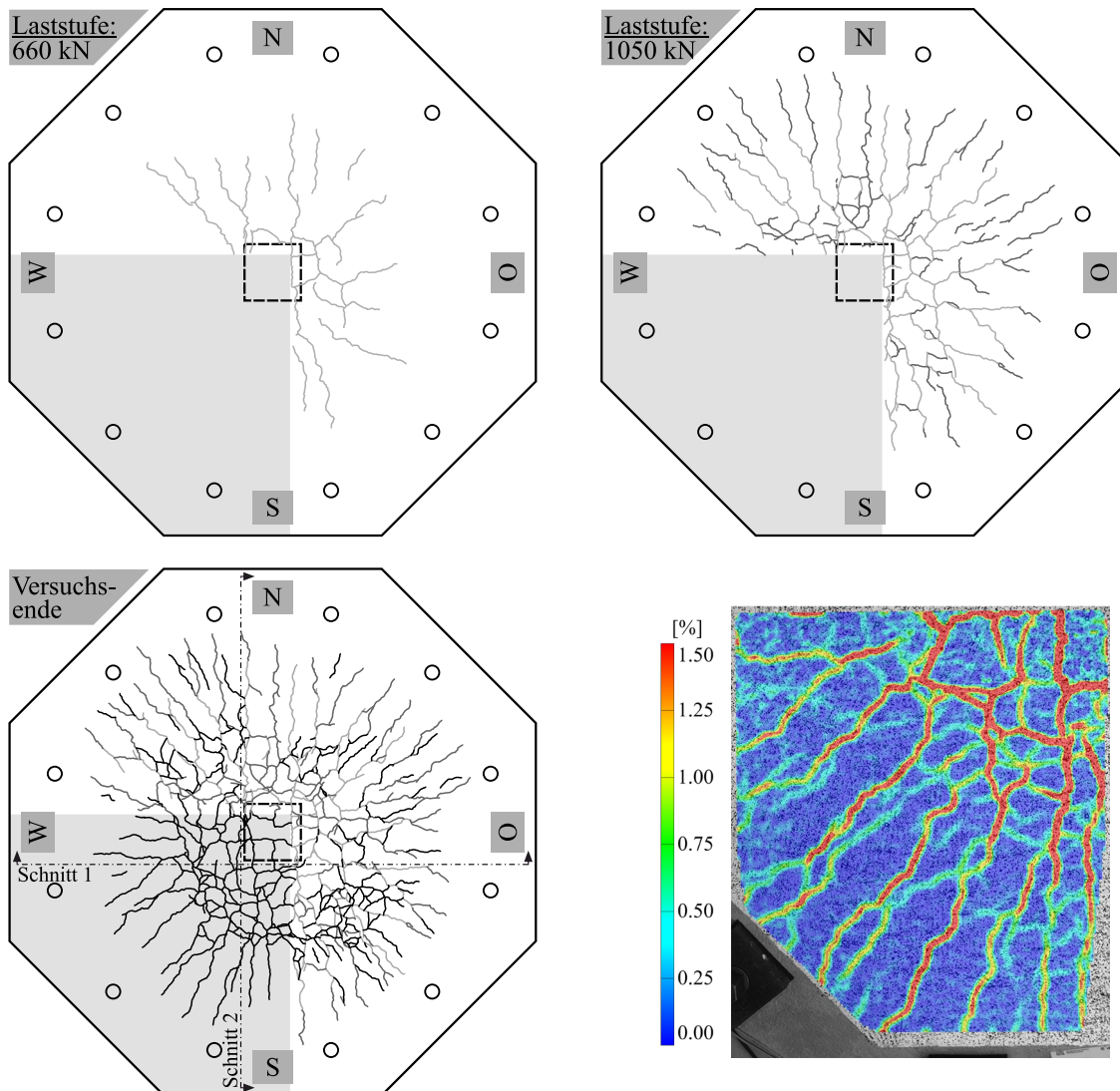


Bild A.102: Rissbilder der gezogenen Plattenoberseite des Versuchskörpers M1-30-1.23 bei drei Laststufen (660 kN, 1050 kN, nach Versuchsende) und Rissbild in Form der Hauptformdehnung aus der optischen Messung mit Aramis bei V_{\max}

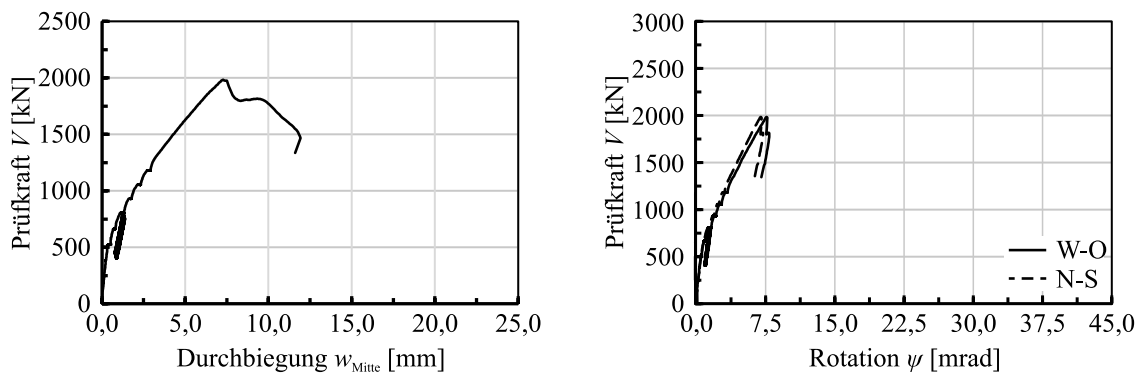


Bild A.103: Plattenmittenverformung w_{Mitte} und Plattenrotation ψ des Versuchskörpers M1-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

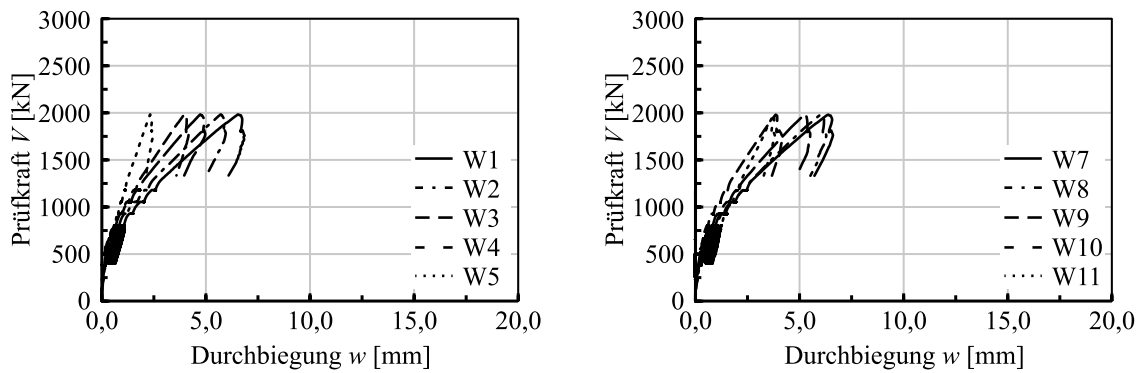


Bild A.104: Durchbiegungen w des Versuchskörpers M1-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

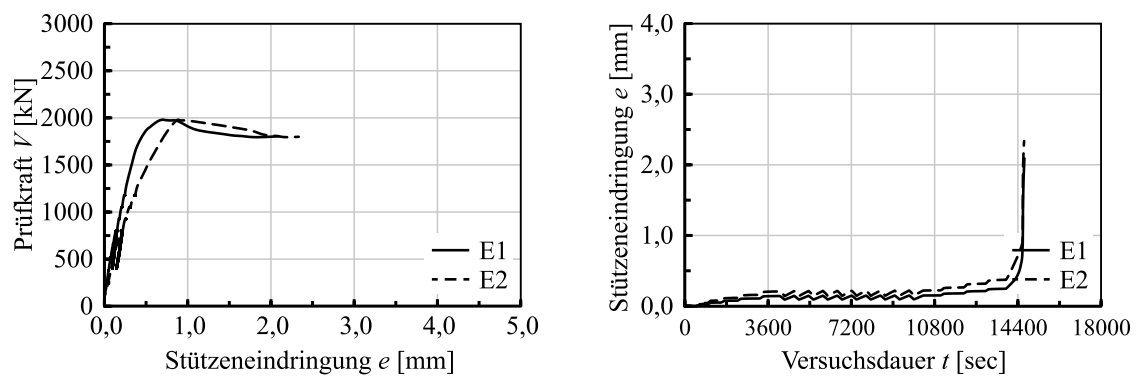


Bild A.105: Eindringung der Stütze in die Platte e des Versuchskörpers M1-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

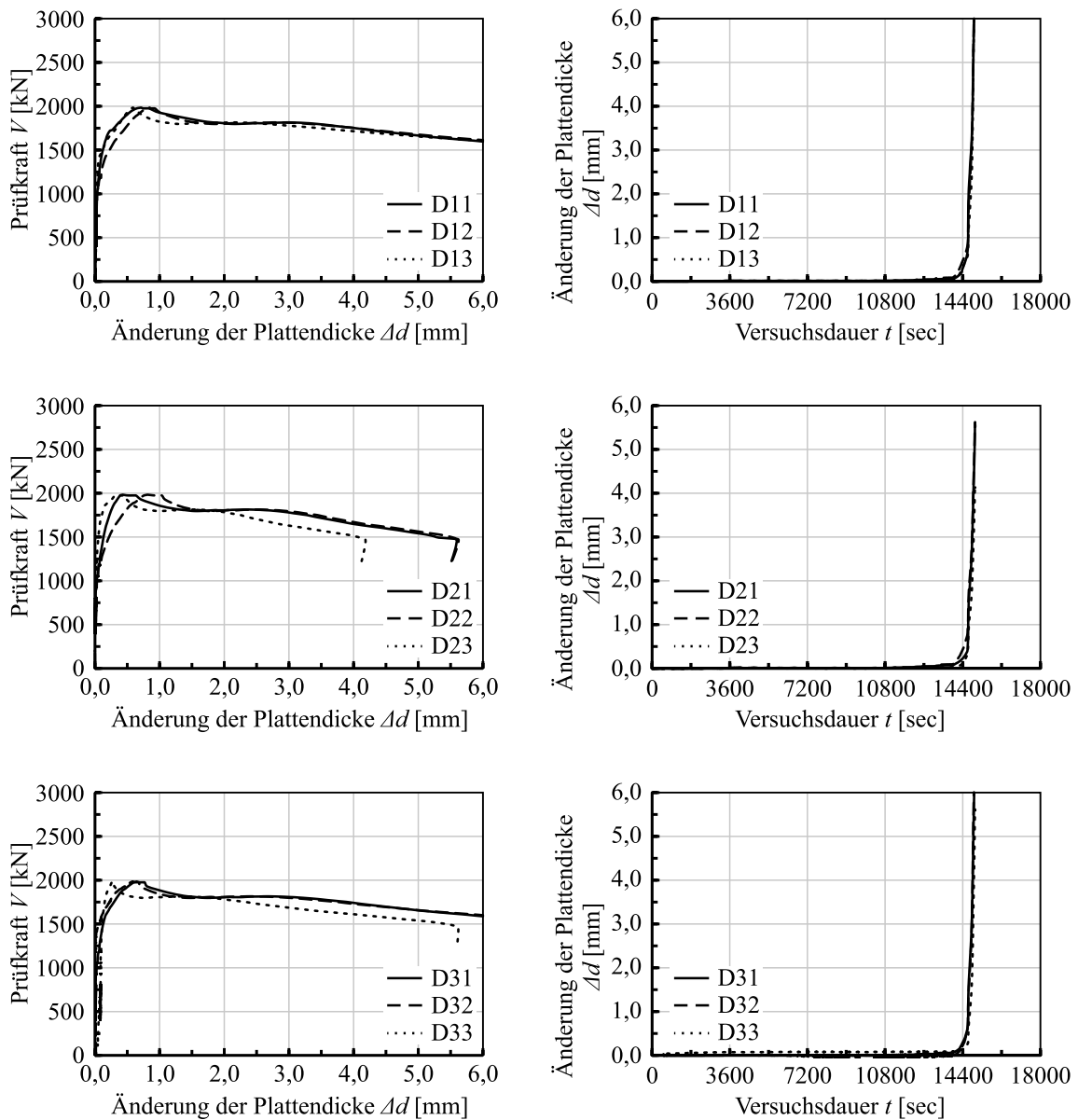


Bild A.106: Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M1-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V bzw. die Versuchsdauer t

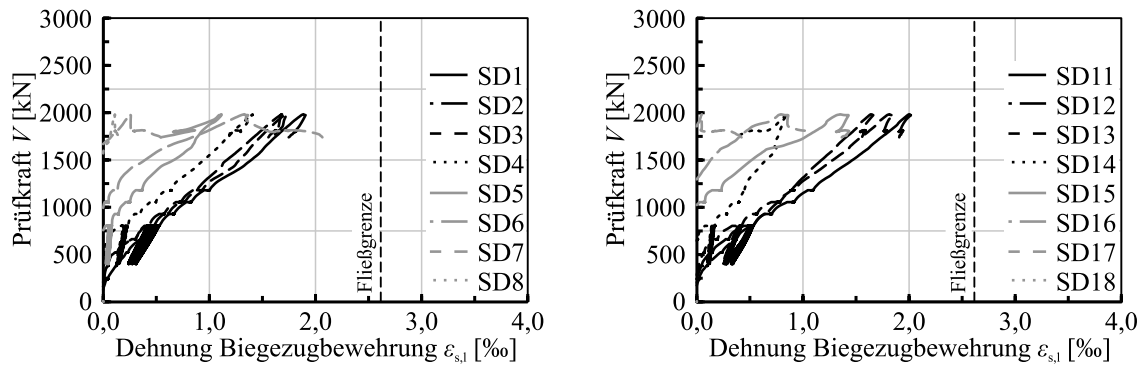


Bild A.107: Stahldehnungen der Biegezugbewehrung $\epsilon_{s,l}$ des Versuchskörpers M1-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

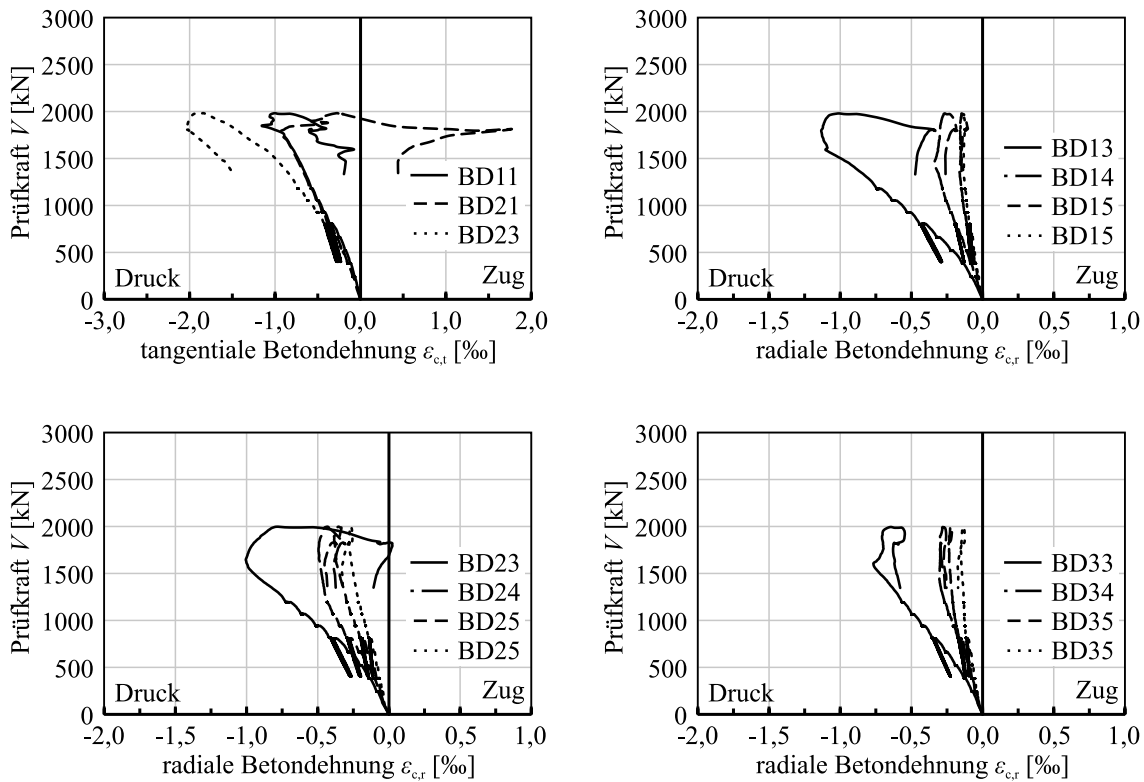


Bild A.108: Radiale und tangentielle Betondehnungen $\epsilon_{c,r}$ und $\epsilon_{c,t}$ des Versuchskörpers M1-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

A.4.10 Versuchskörper M2-30-1.23

d_m [mm]	V_f [Vol.-%]	Faser- typ	ρ_1 [%]	f_{ym} [N/mm ²]	Durch- stanzbew.	$f_{em,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	V_{max} [kN]
248	0,5	5D	1,27	523	nein	40,3	3,61	5,18	1776

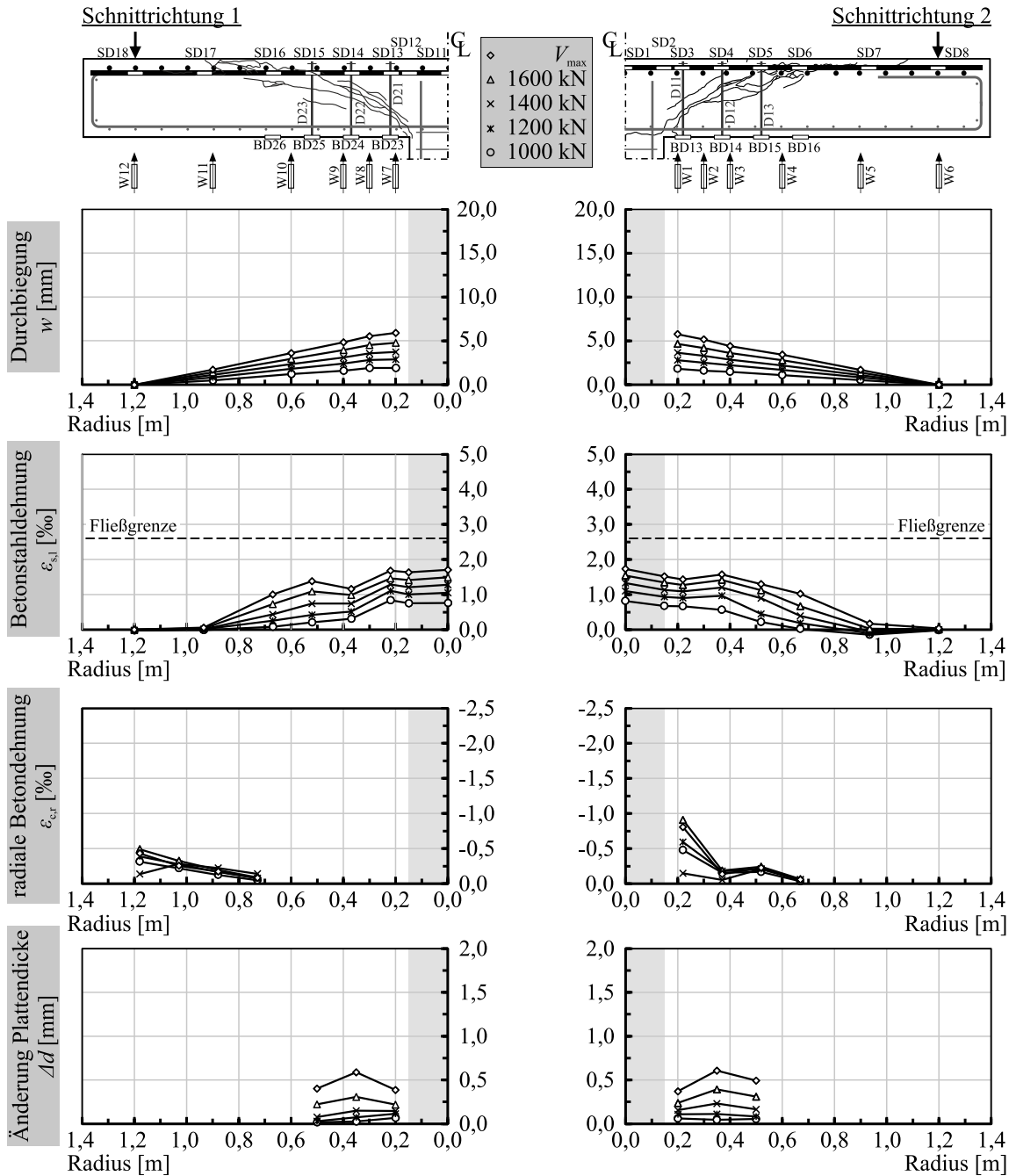


Bild A.109: Durchbiegung w , Betonstahldehnung der Biegezugbewehrung $\epsilon_{s,l}$, radiale Betondehnung $\epsilon_{c,r}$ und Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M2-30-1.23 in verschiedenen Laststufen

Trennschnitt 1



Trennschnitt 2

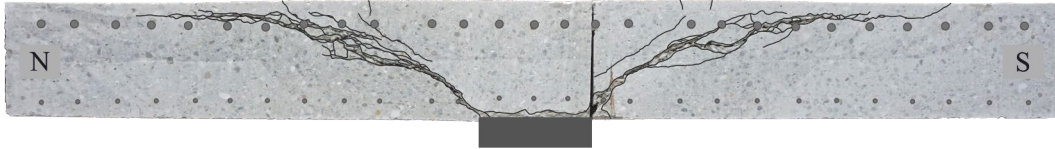


Bild A.110: Rissbilder der Trennschnitte 1 und 2 des Versuchskörpers M2-30-1.23

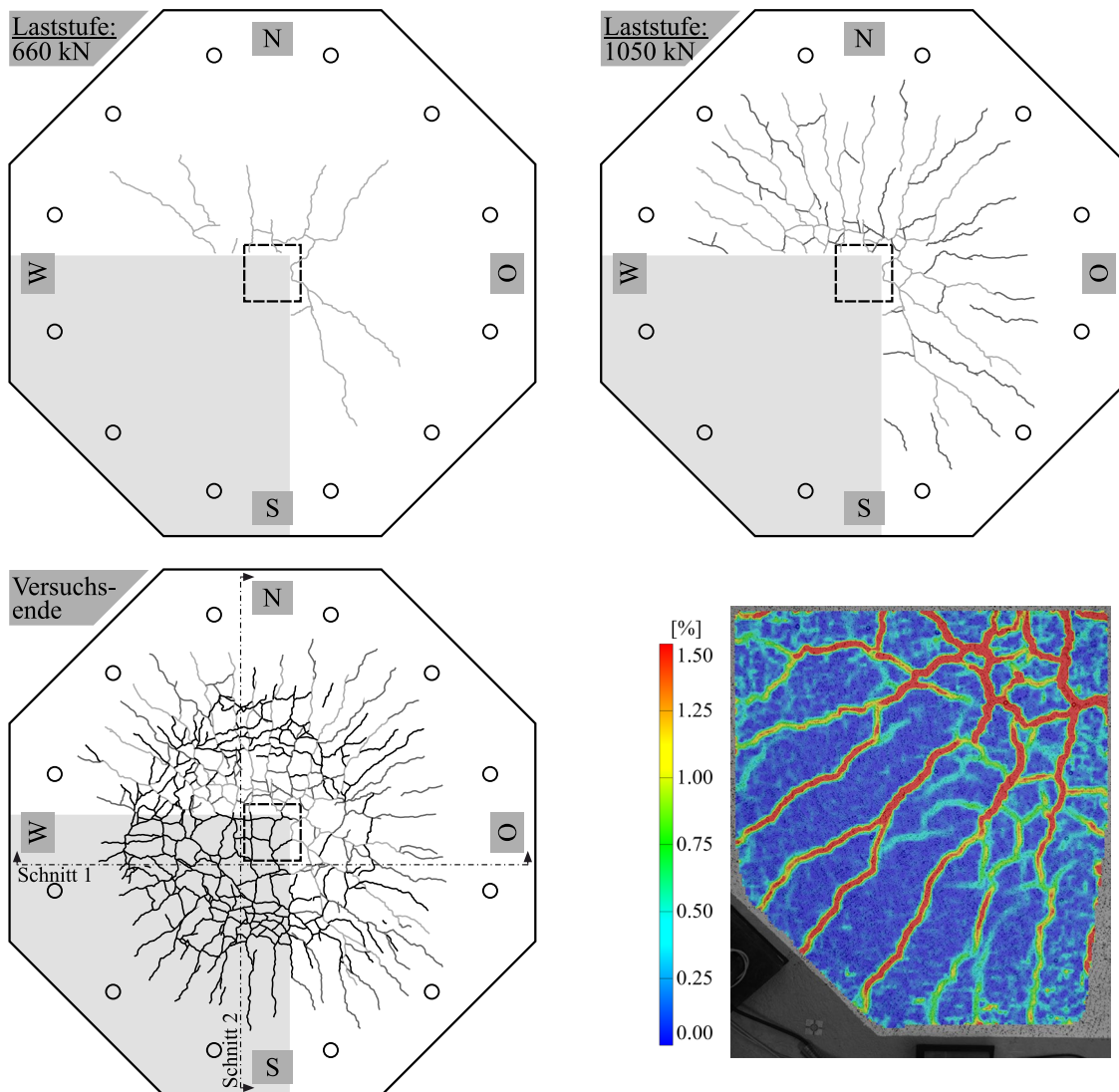


Bild A.111: Rissbilder der gezogenen Plattenoberseite des Versuchskörpers M2-30-1.23 bei drei Laststufen (660 kN, 1050 kN, nach Versuchs-ende) und Rissbild in Form der Hauptformdehnung aus der optischen Messung mit Aramis bei V_{\max}

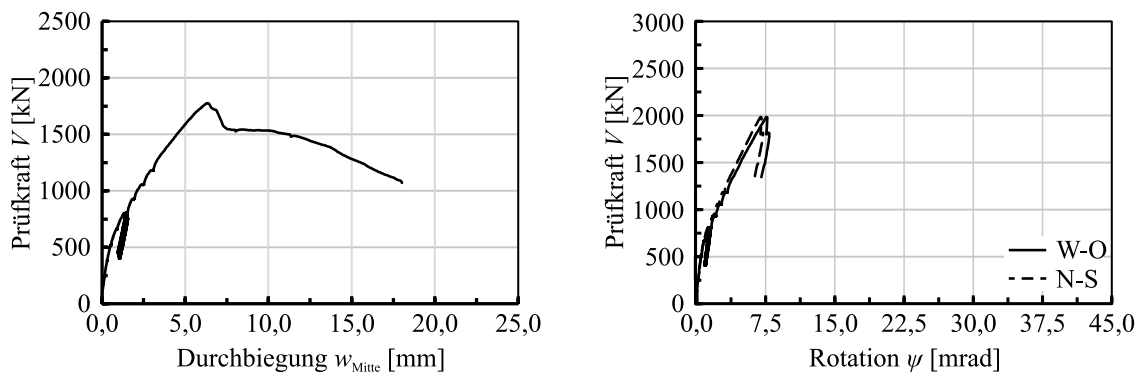


Bild A.112: Plattenmittenverformung w_{Mitte} und Plattenrotation ψ des Versuchskörpers M2-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

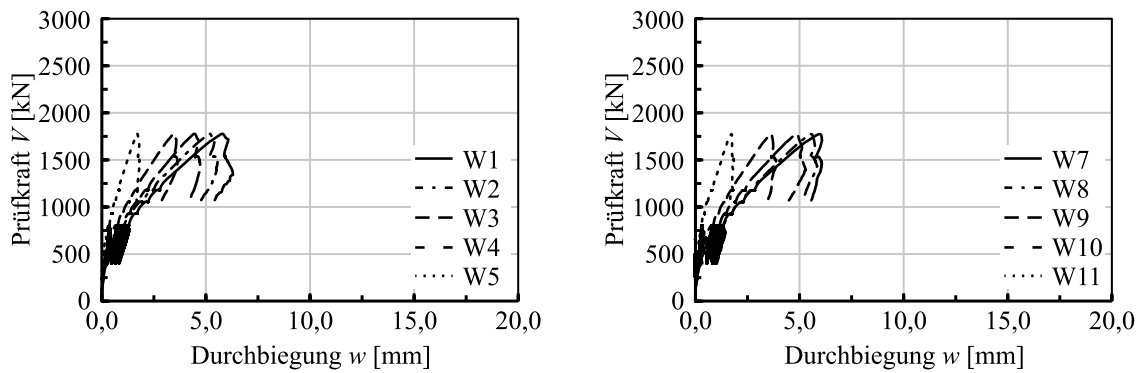


Bild A.113: Durchbiegungen w des Versuchskörpers M2-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

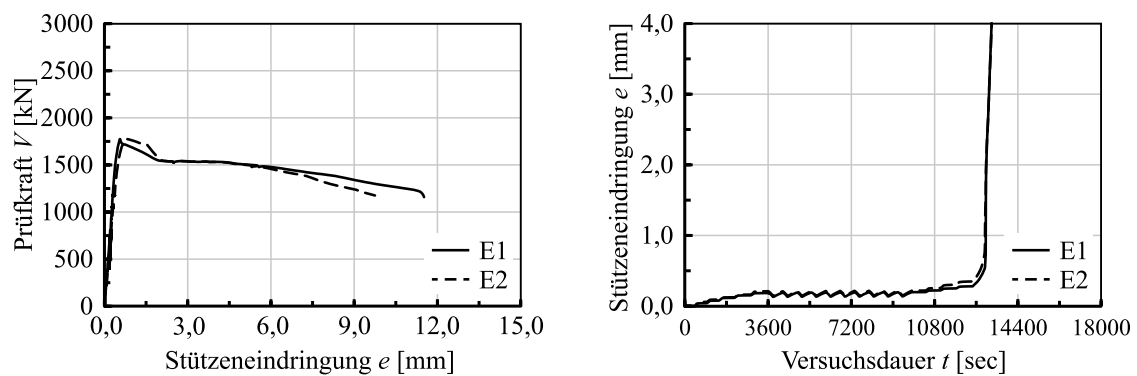


Bild A.114: Eindringung der Stütze in die Platte e des Versuchskörpers M2-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

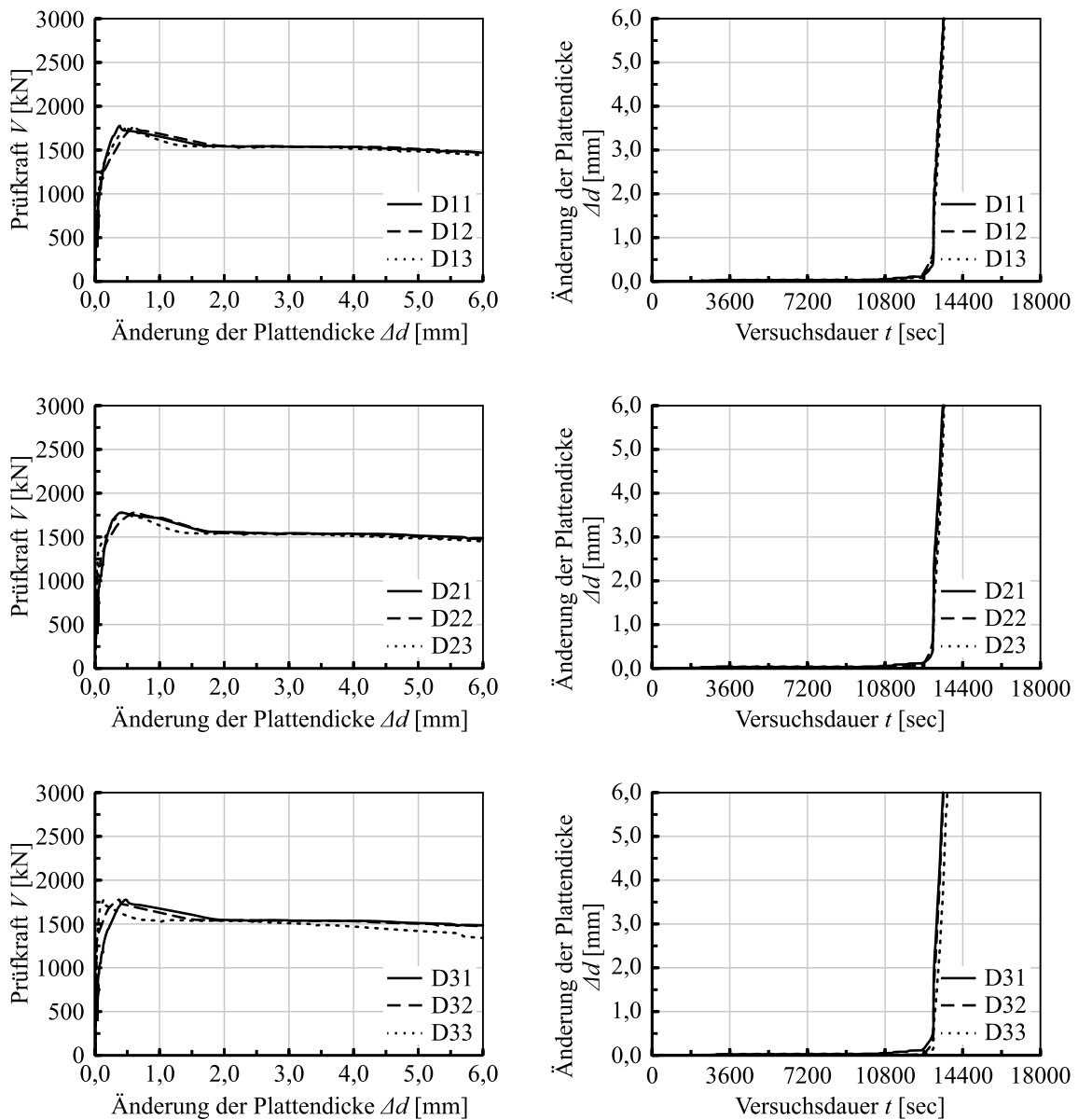


Bild A.115: Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M2-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V bzw. die Versuchsdauer t

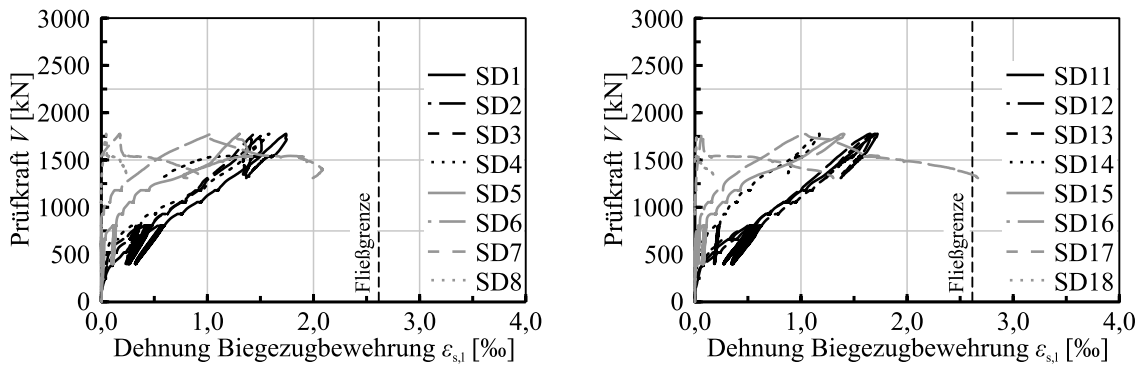


Bild A.116: Stahldehnungen der Biegezugbewehrung $\varepsilon_{s,l}$ des Versuchskörpers M2-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

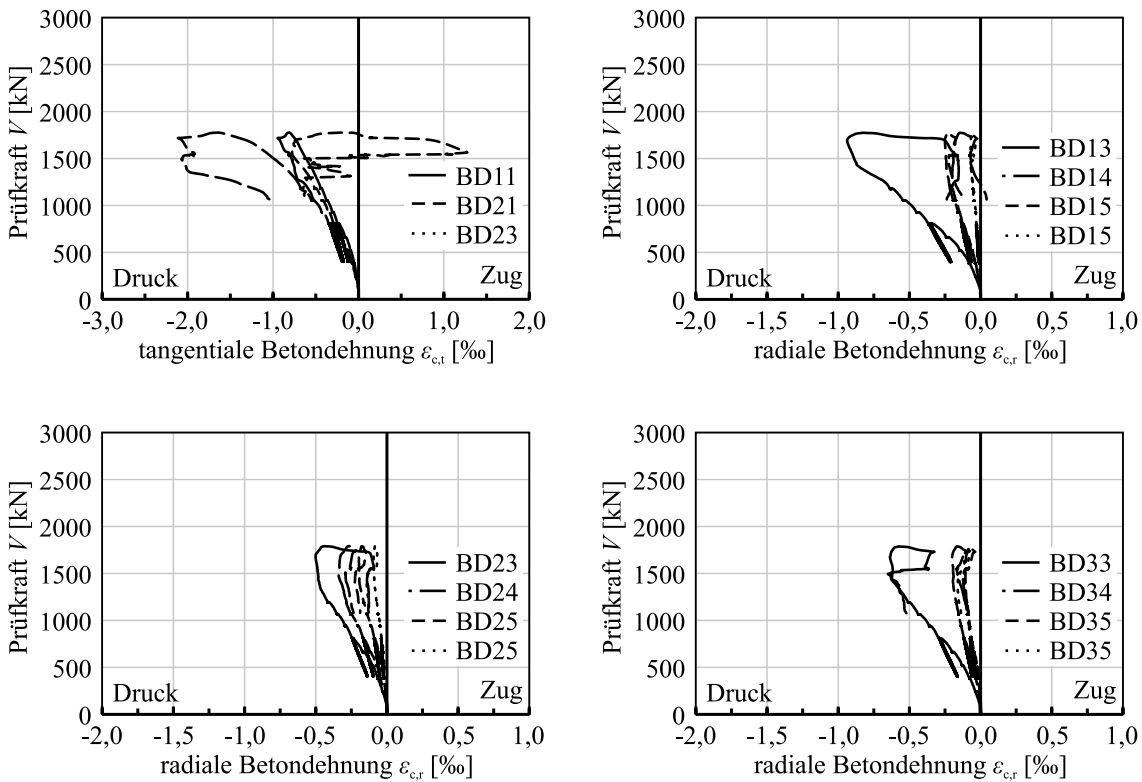


Bild A.117: Radiale und tangentielle Betondehnungen $\varepsilon_{c,r}$ und $\varepsilon_{c,t}$ des Versuchskörpers M2-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

A.4.11 Versuchskörper M3-30-1.23

d_m [mm]	V_f [Vol.-%]	Faser- typ	ρ_1 [%]	f_{ym} [N/mm ²]	Durch- stanzbew.	$f_{em,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	V_{max} [kN]
248	1,0	5D	1,27	523	nein	47,0	8,80	7,32	2316

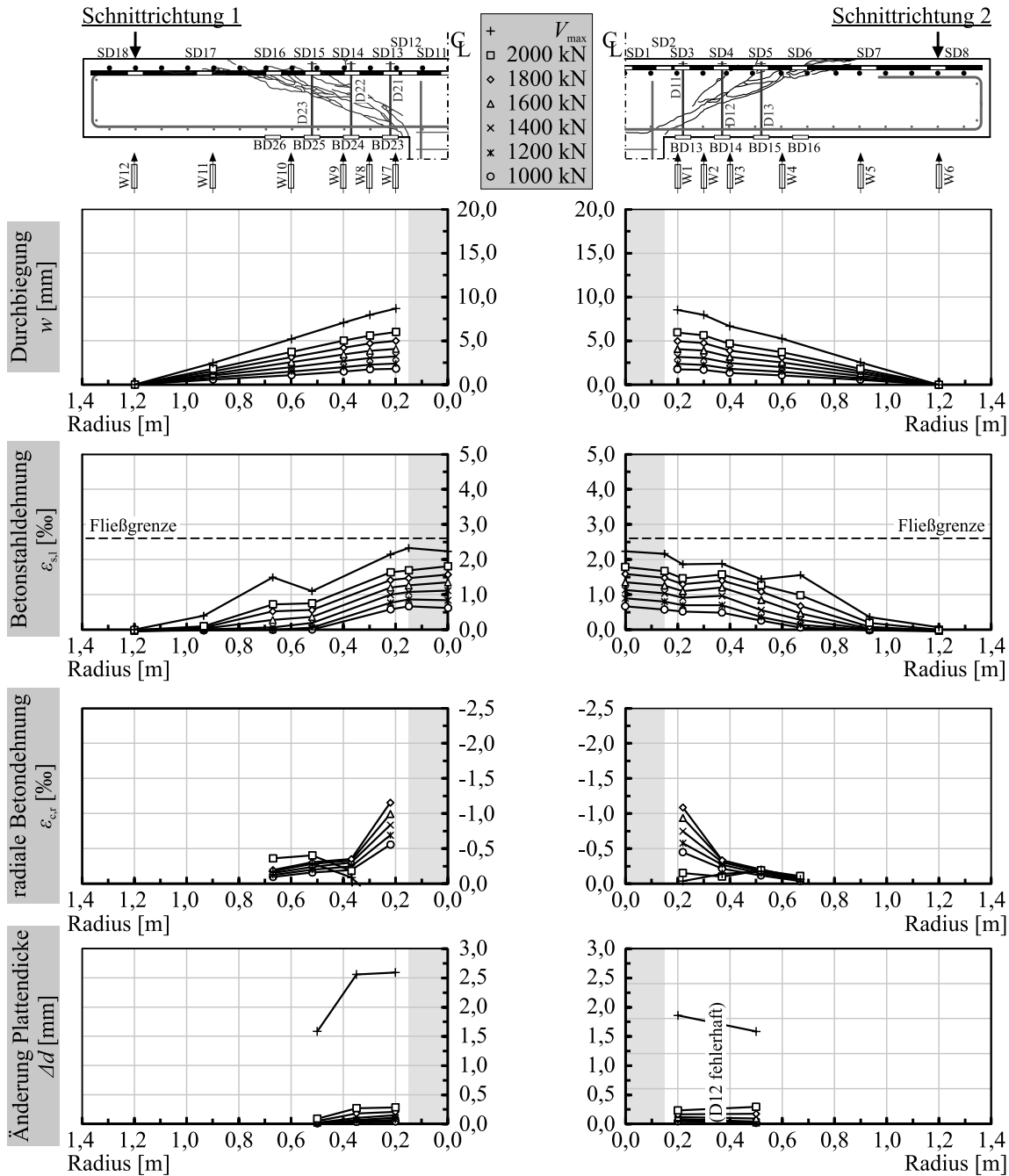


Bild A.118: Durchbiegung w , Betonstahldehnung der Biegezugbewehrung $\epsilon_{s,l}$, radiale Betondehnung $\epsilon_{e,r}$ und Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M3-30-1.23 in verschiedenen Laststufen

Trennschnitt 1



Trennschnitt 2

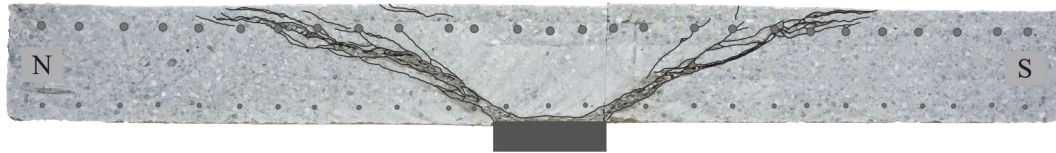


Bild A.119: Rissbilder der Trennschnitte 1 und 2 des Versuchskörpers M3-30-1.23

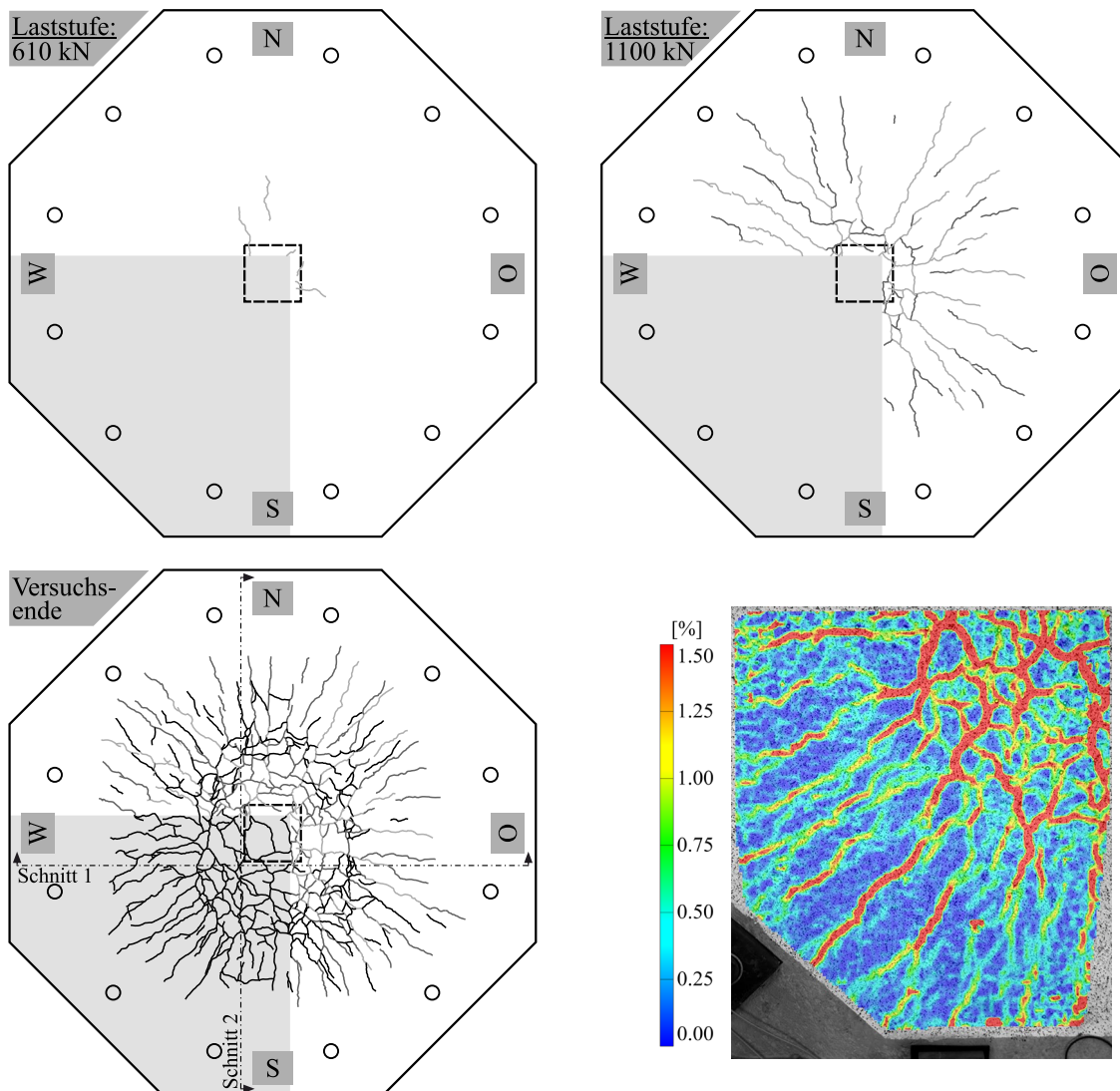


Bild A.120: Rissbilder der gezogenen Plattenoberseite des Versuchskörpers M3-30-1.23 bei drei Laststufen (610 kN, 1100 kN, nach Versuchs-ende) und Rissbild in Form der Hauptformdehnung aus der optischen Messung mit Aramis bei V_{\max}

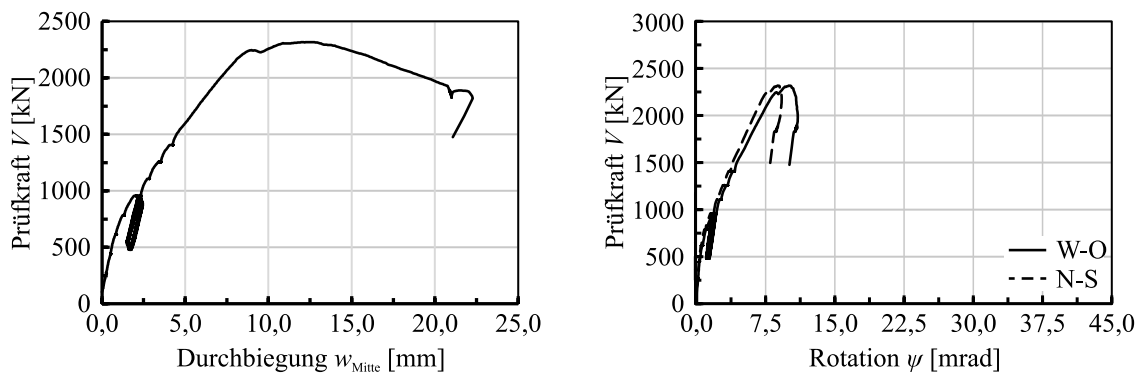


Bild A.121: Plattenmittenverformung w_{Mitte} und Plattenrotation ψ des Versuchskörpers M3-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

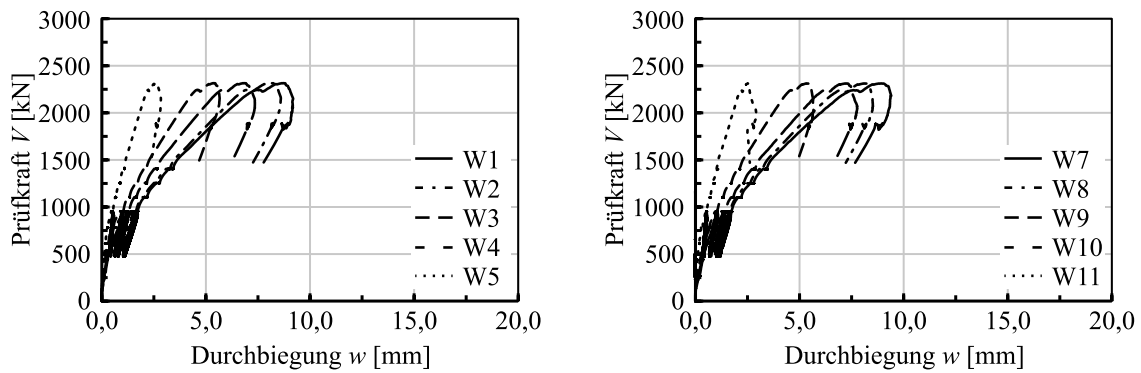


Bild A.122: Durchbiegungen w des Versuchskörpers M3-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

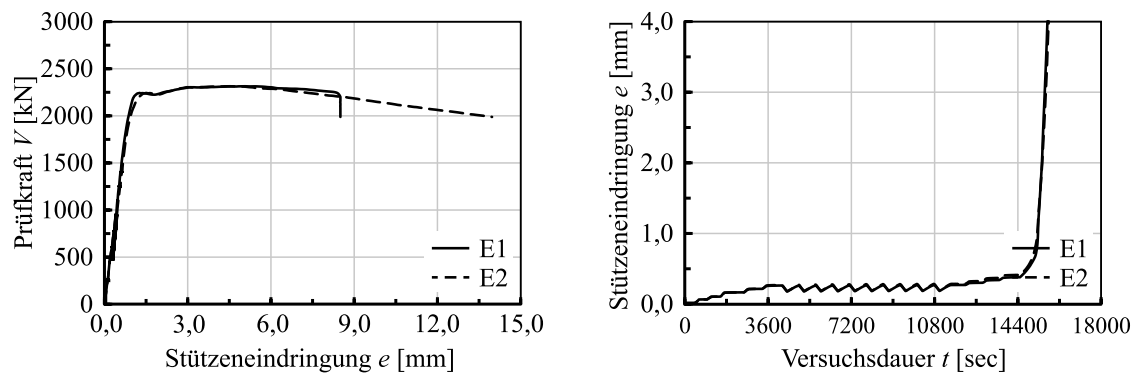


Bild A.123: Eindringung der Stütze in die Platte e des Versuchskörpers M3-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

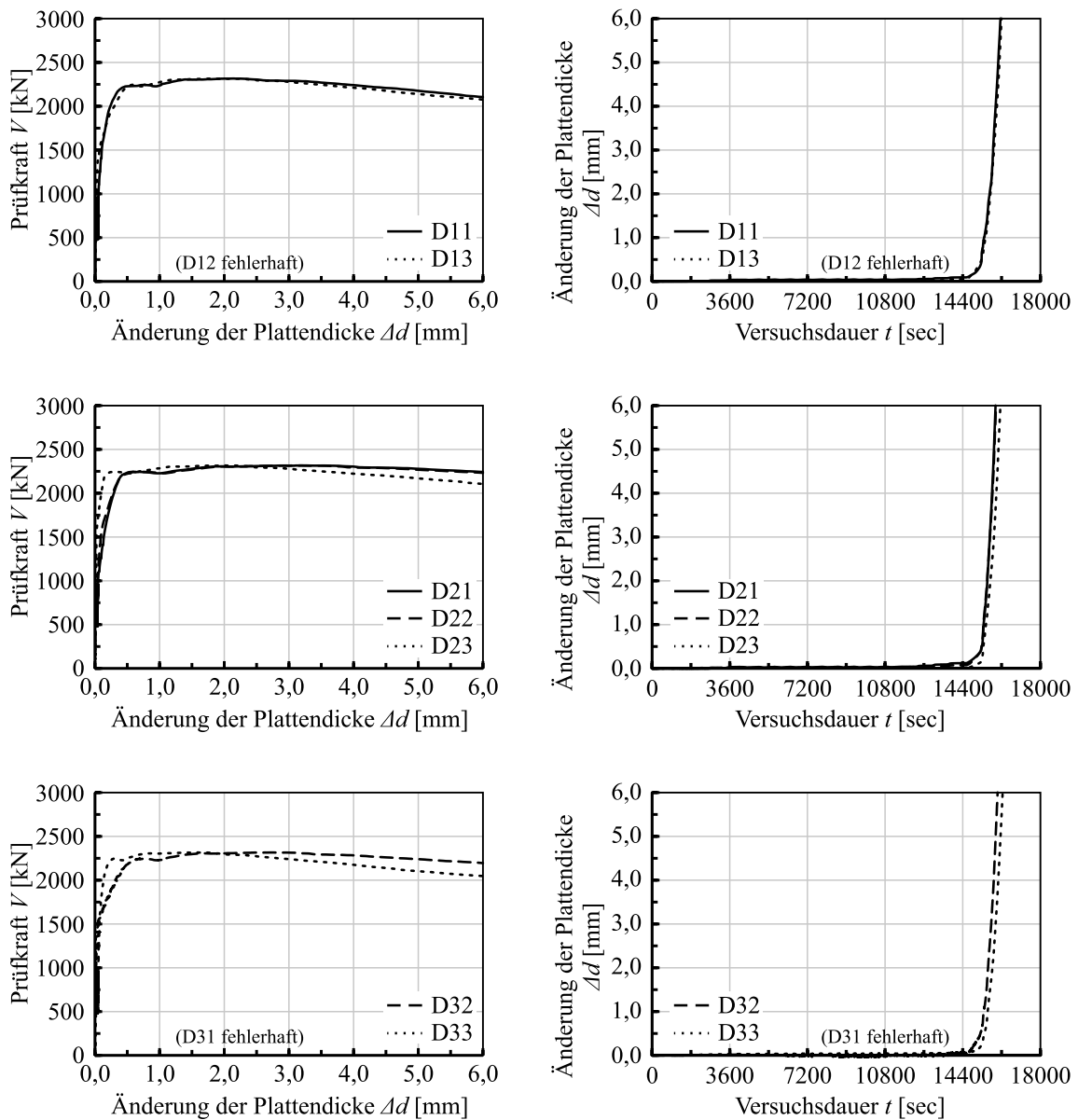


Bild A.124: Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M3-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V bzw. die Versuchsdauer t

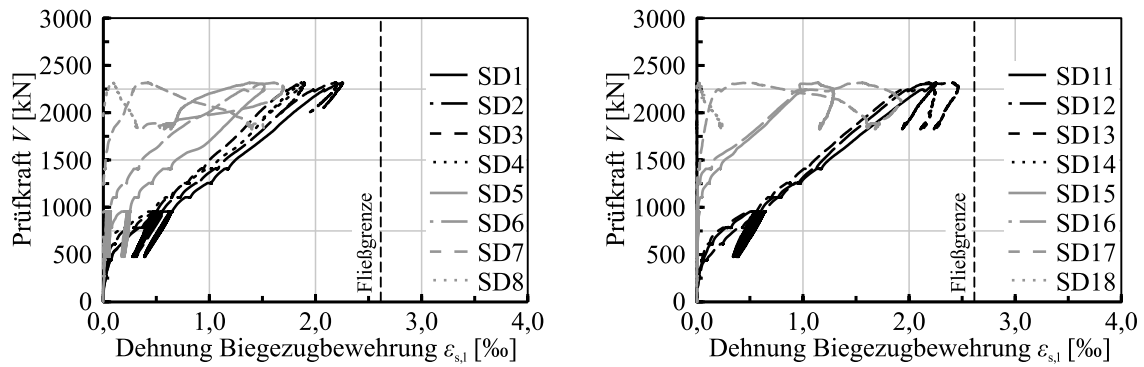


Bild A.125: Stahldehnungen der Biegezugbewehrung $\varepsilon_{s,l}$ des Versuchskörpers M3-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

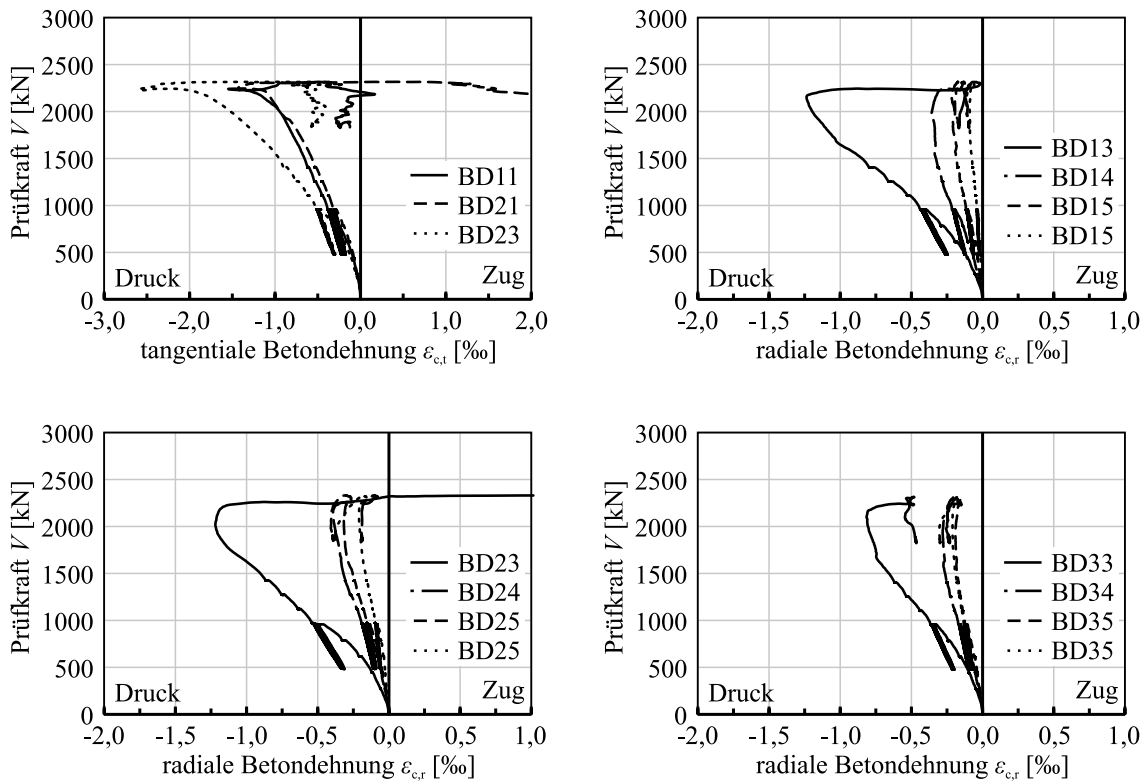


Bild A.126: Radiale und tangentielle Betondehnungen $\varepsilon_{c,r}$ und $\varepsilon_{c,t}$ des Versuchskörpers M3-30-1.23 aufgetragen über die Prüfkraft V

A.4.12 Versuchskörper M0-25-1.75-B10

d_m [mm]	V_f [Vol.-%]	Faser- typ	ρ_1 [%]	f_{ym} [N/mm ²]	Durch- stanzbew.	$f_{em,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	V_{max} [kN]
195	-	-	1,78	780	nein	39,6	-	-	1986

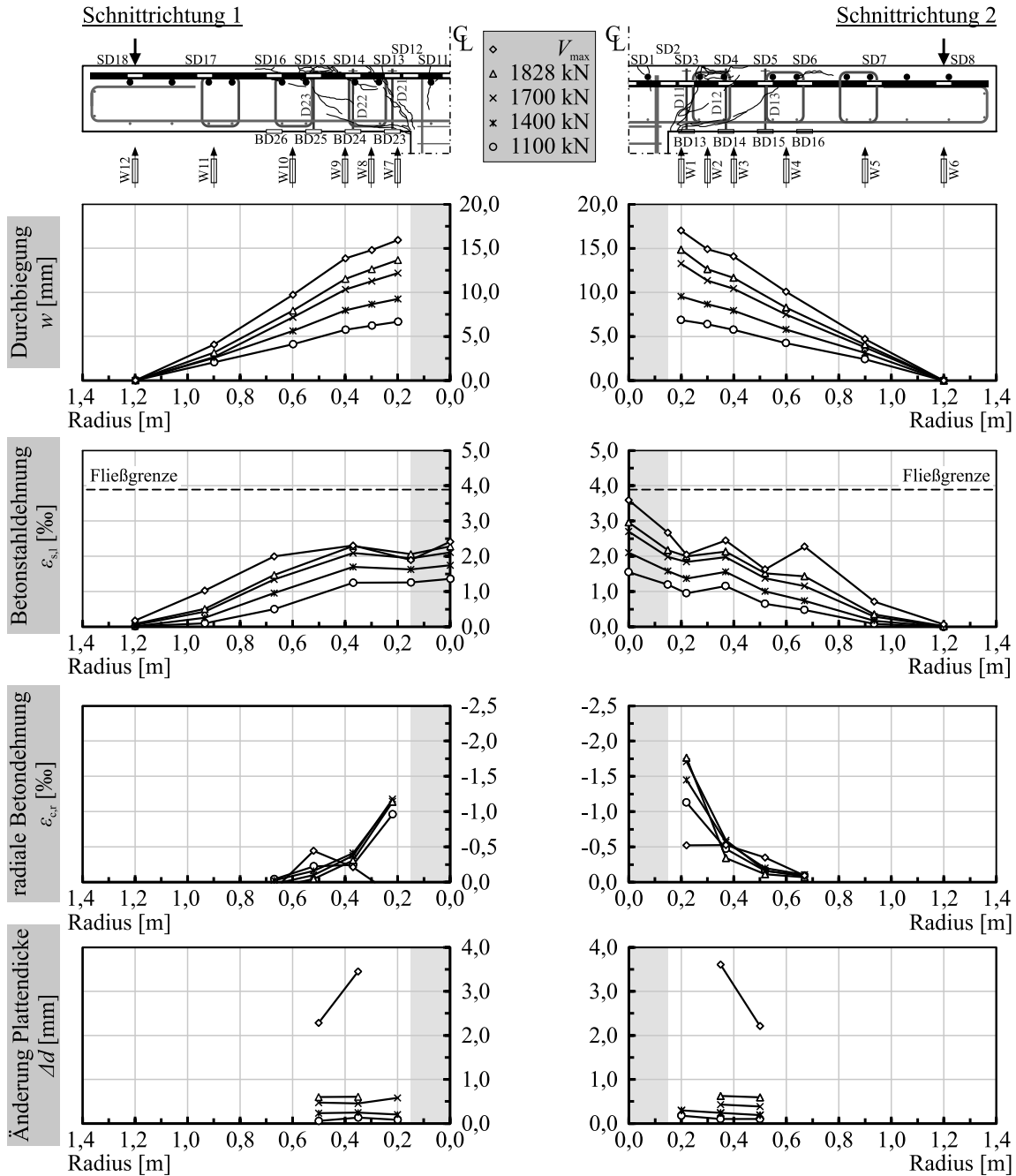
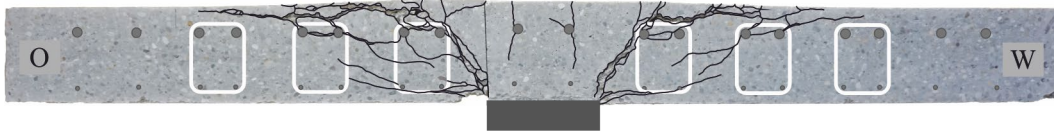


Bild A.127: Durchbiegung w , Betonstahldehnung der Biegezugbewehrung $\epsilon_{s,l}$, radiale Betondehnung $\epsilon_{c,r}$ und Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M0-25-1.75-B10 in verschiedenen Laststufen

Trennschnitt 1



Trennschnitt 2



Bild A.128: Rissbilder der Trennschnitte 1 und 2 des Versuchskörpers M0-25-1.75-B10

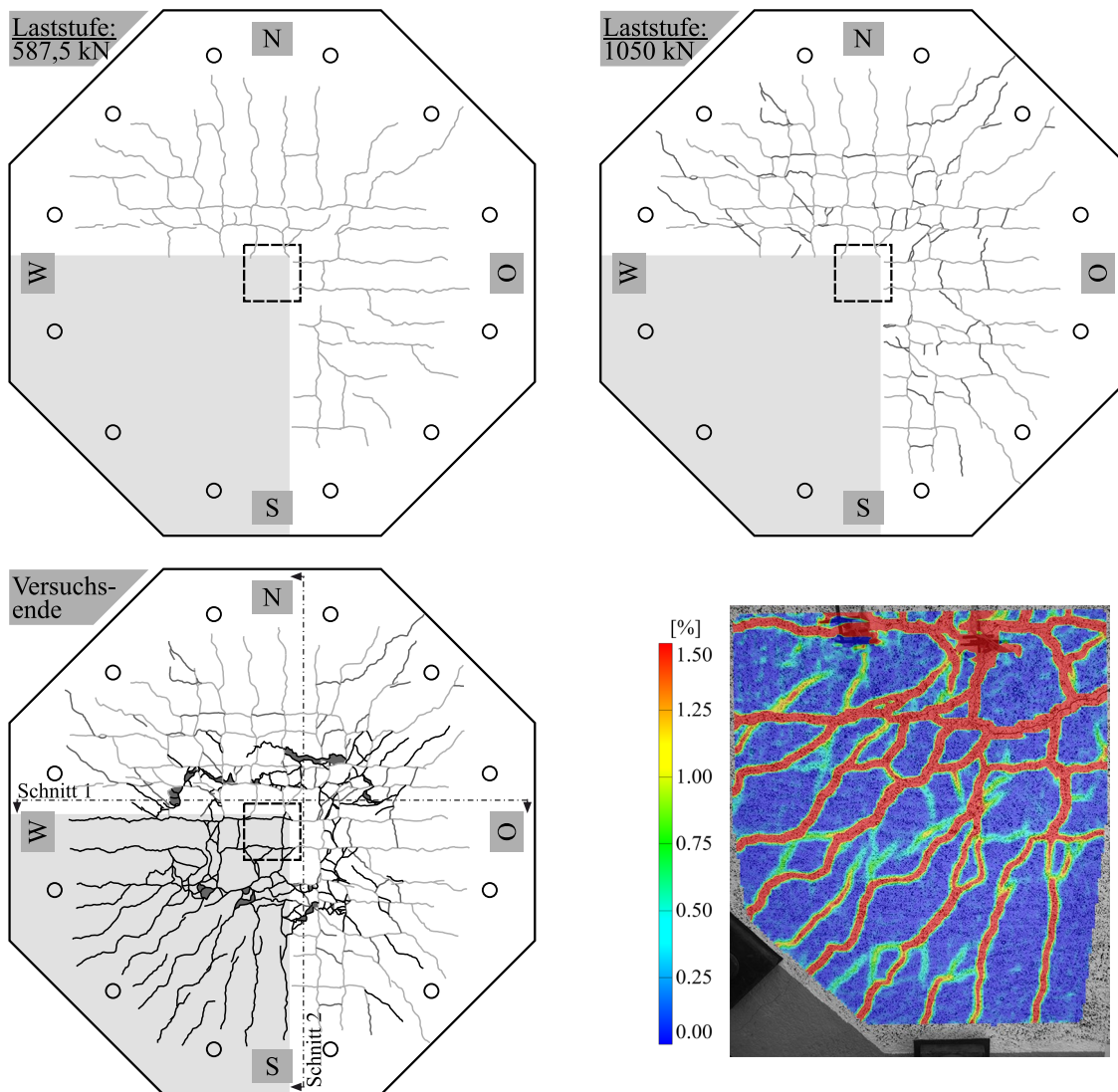


Bild A.129: Rissbilder der gezogenen Plattenerseite des Versuchskörpers M0-25-1.75-B10 bei drei Laststufen (587,5 kN, 1050 kN, nach Versuchs-ende) und Rissbild in Form der Hauptformdehnung aus der optischen Messung mit Aramis bei V_{\max}

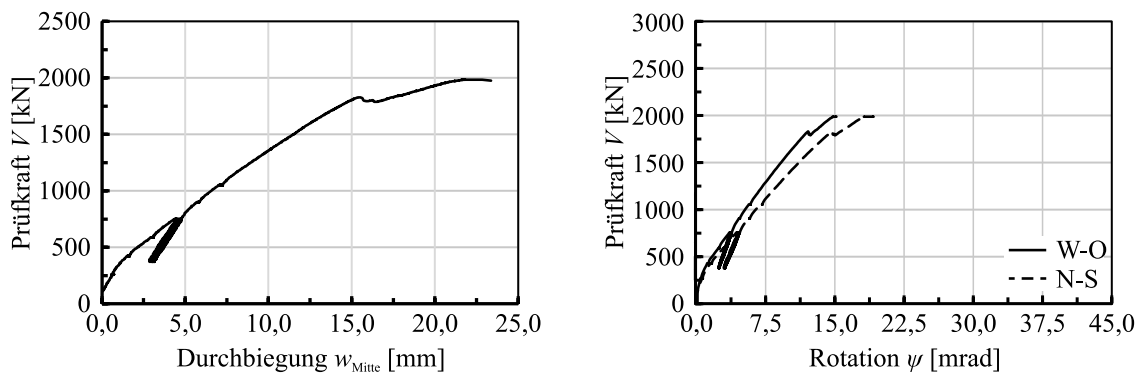


Bild A.130: Plattenmittenverformung w_{Mitte} und Plattenrotation ψ des Versuchskörpers M0-25-1.75-B10 aufgetragen über die Prüfkraft V

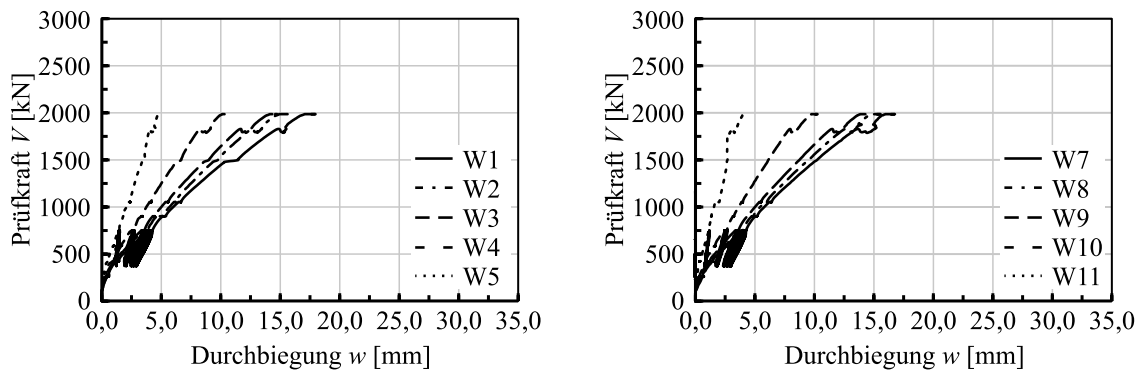


Bild A.131: Durchbiegungen w des Versuchskörpers M0-25-1.75-B10 aufgetragen über die Prüfkraft V

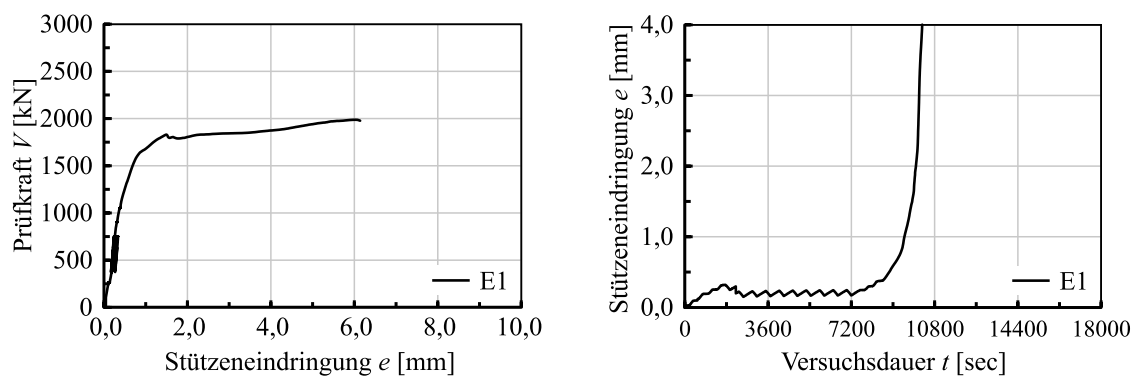


Bild A.132: Eindringung der Stütze in die Platte e des Versuchskörpers M0-25-1.75-B10 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

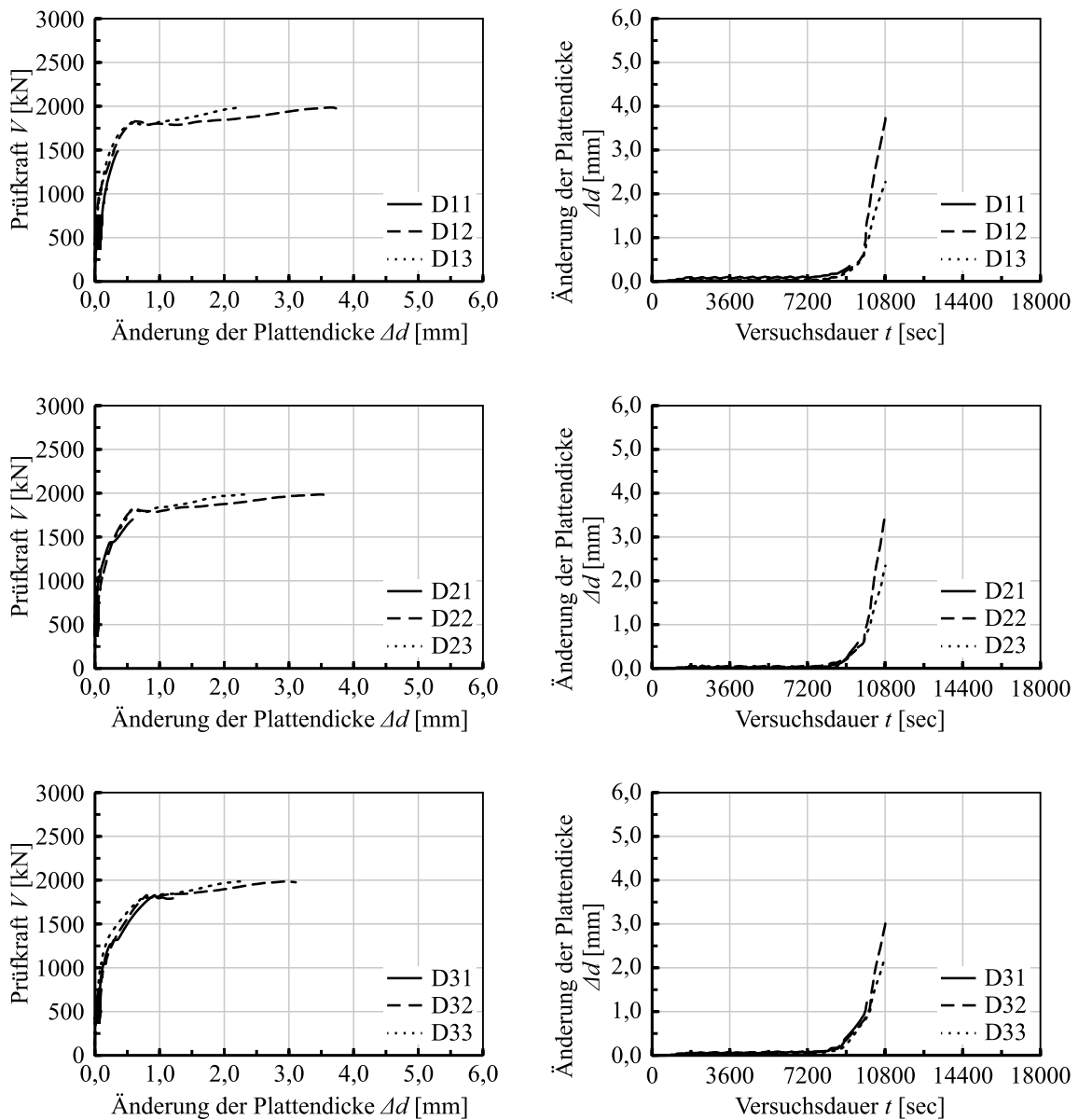


Bild A.133: Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M0-25-1.75-B10 aufgetragen über die Prüfkraft V bzw. die Versuchsdauer t

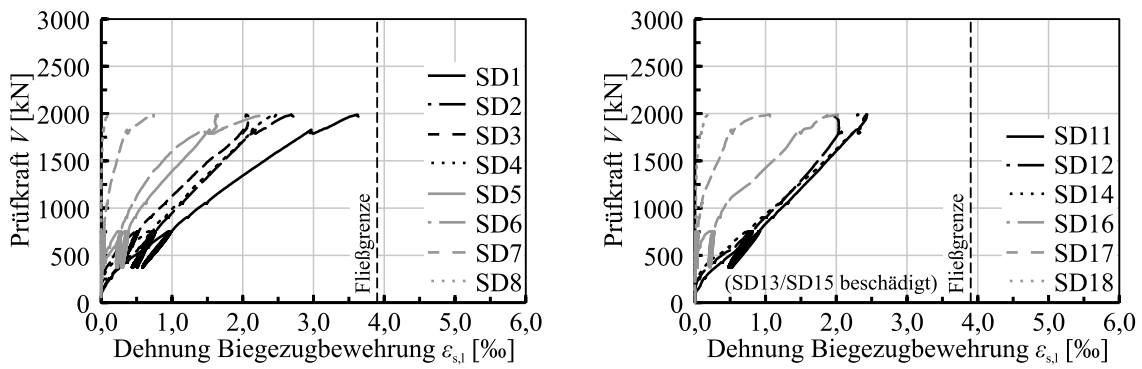


Bild A.134: Stahldehnungen der Biegezugbewehrung $\varepsilon_{s,l}$ des Versuchskörpers M0-25-1.75-B10

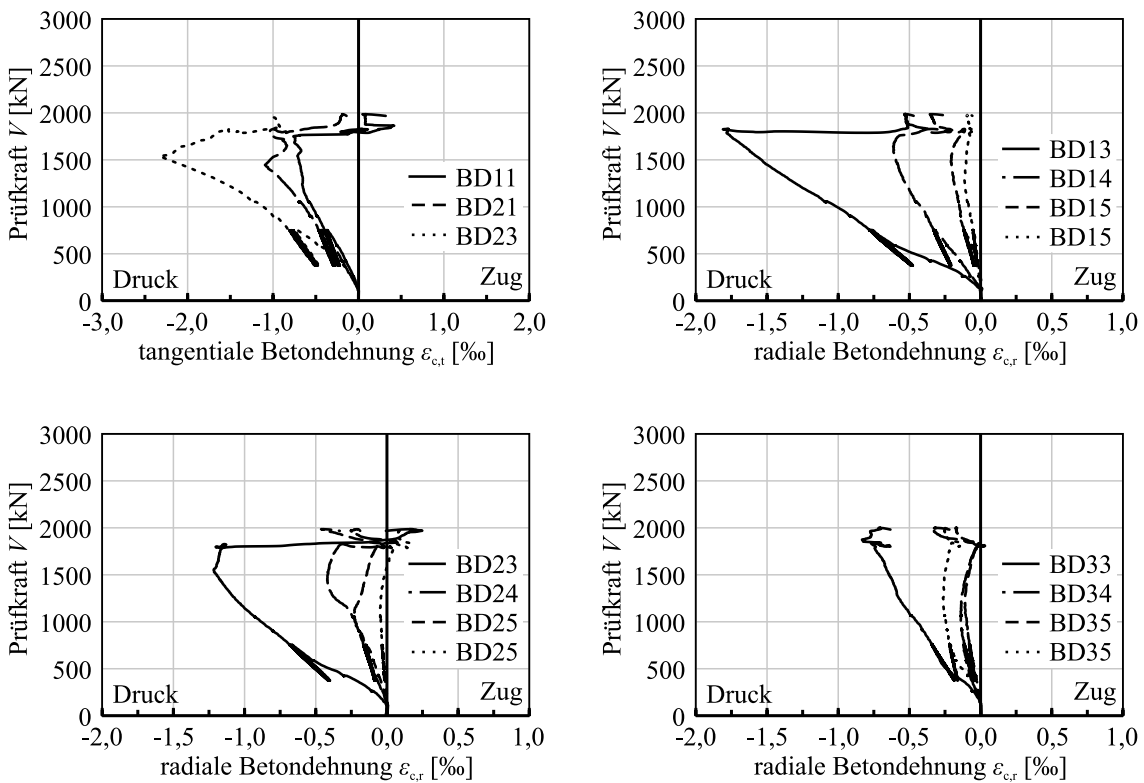


Bild A.135: Radiale und tangentielle Betondehnungen $\varepsilon_{c,r}$ und $\varepsilon_{c,t}$ des Versuchskörpers M0-25-1.75-B10 aufgetragen über die Prüfkraft V

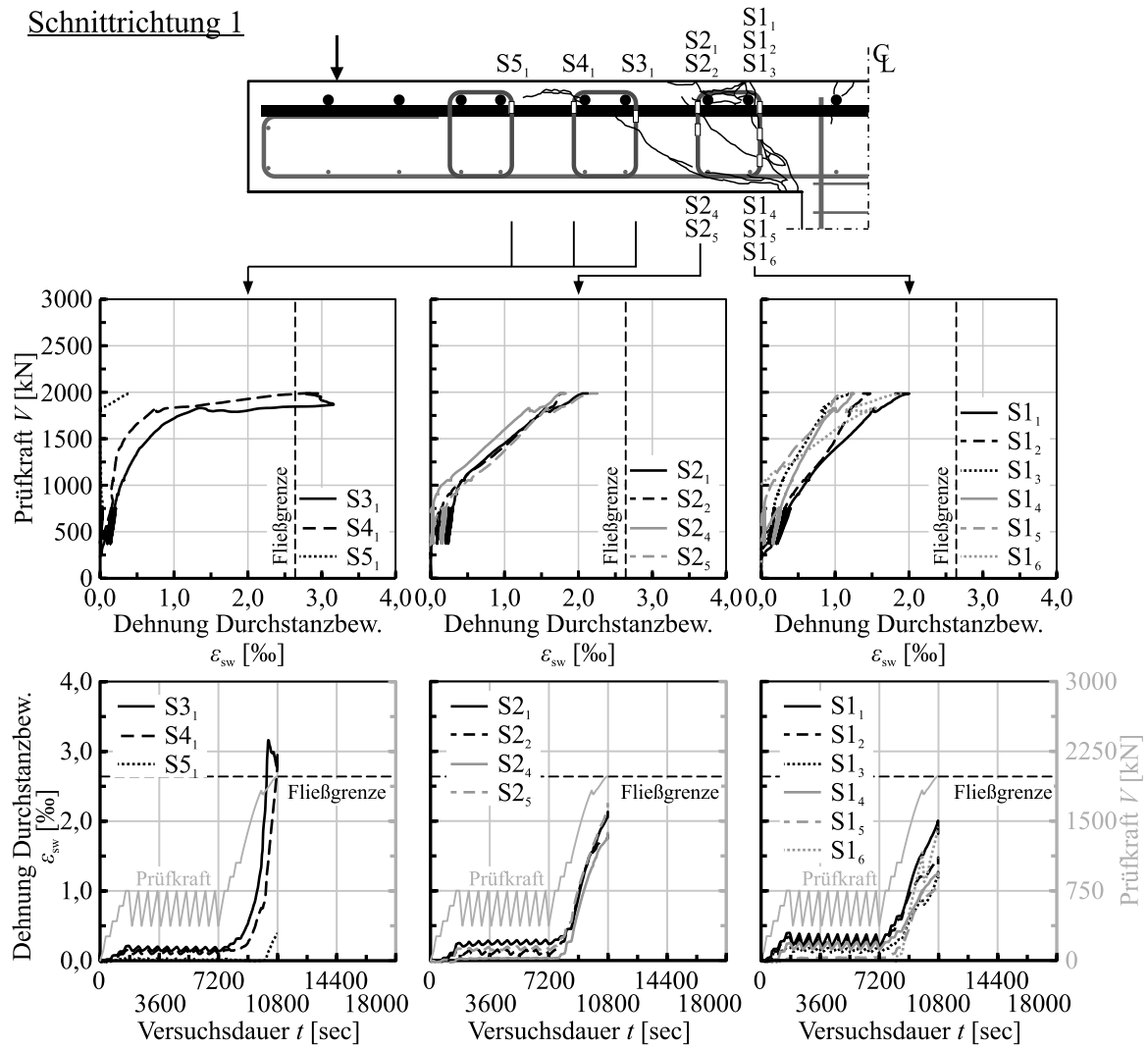


Bild A.136: Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung $\epsilon_{s,w}$ des Versuchskörpers M0-25-1.75-B10 in der Schnittrichtung 1 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

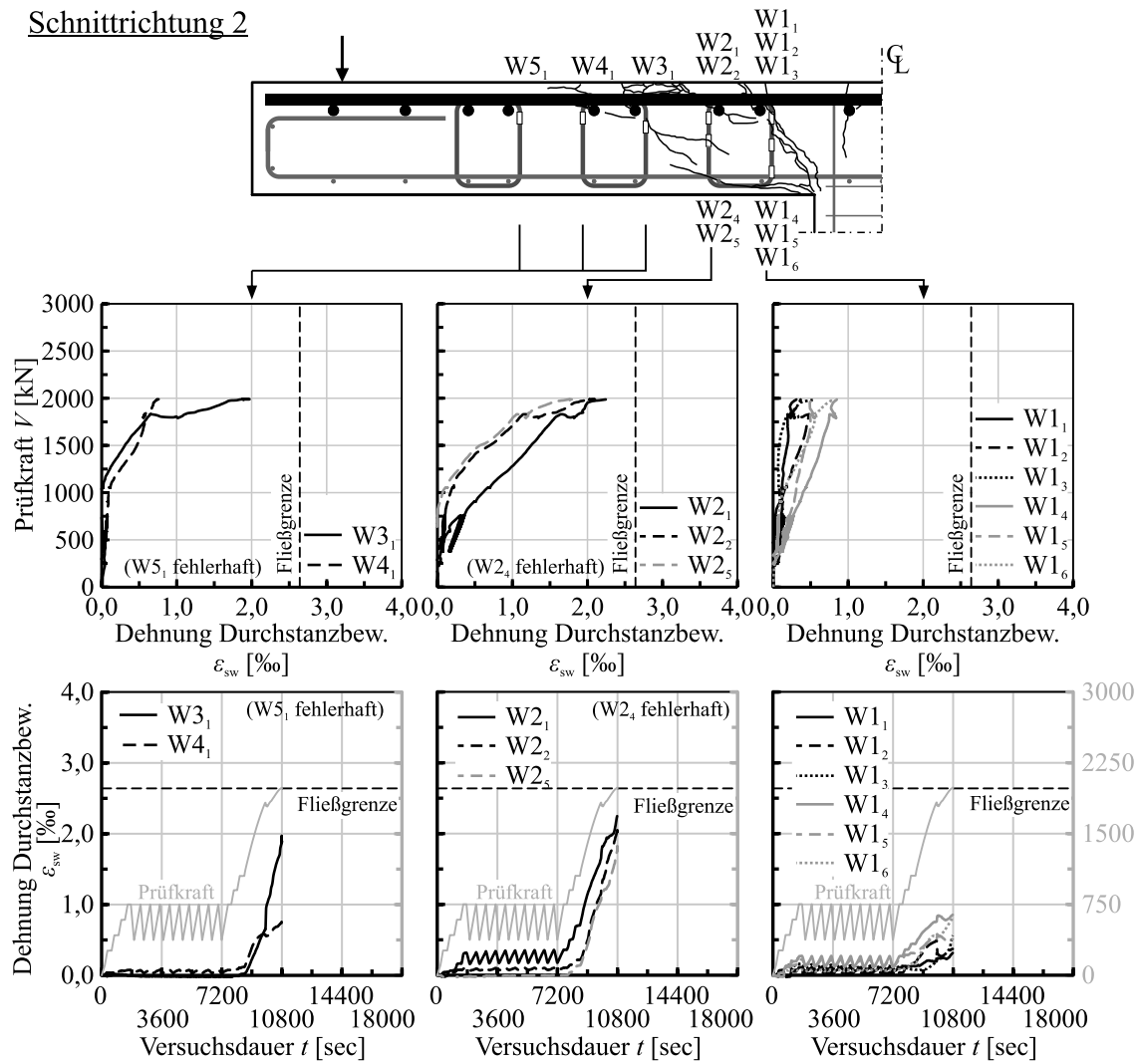


Bild A.137: Stahldehnungen der Biegezugbewehrung $\epsilon_{s,w}$ des Versuchskörpers M0-25-1.75-B10 in der Schnittrichtung 2 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

A.4.13 Versuchskörper M3-25-1.75-B8

d_m [mm]	V_f [Vol.-%]	Faser- typ	ρ_1 [%]	f_{ym} [N/mm ²]	Durch- stanzbew.	$f_{em,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	V_{max} [kN]
192	1,0	5D	1,76	780	Bügel	39,7	9,87	8,95	2343

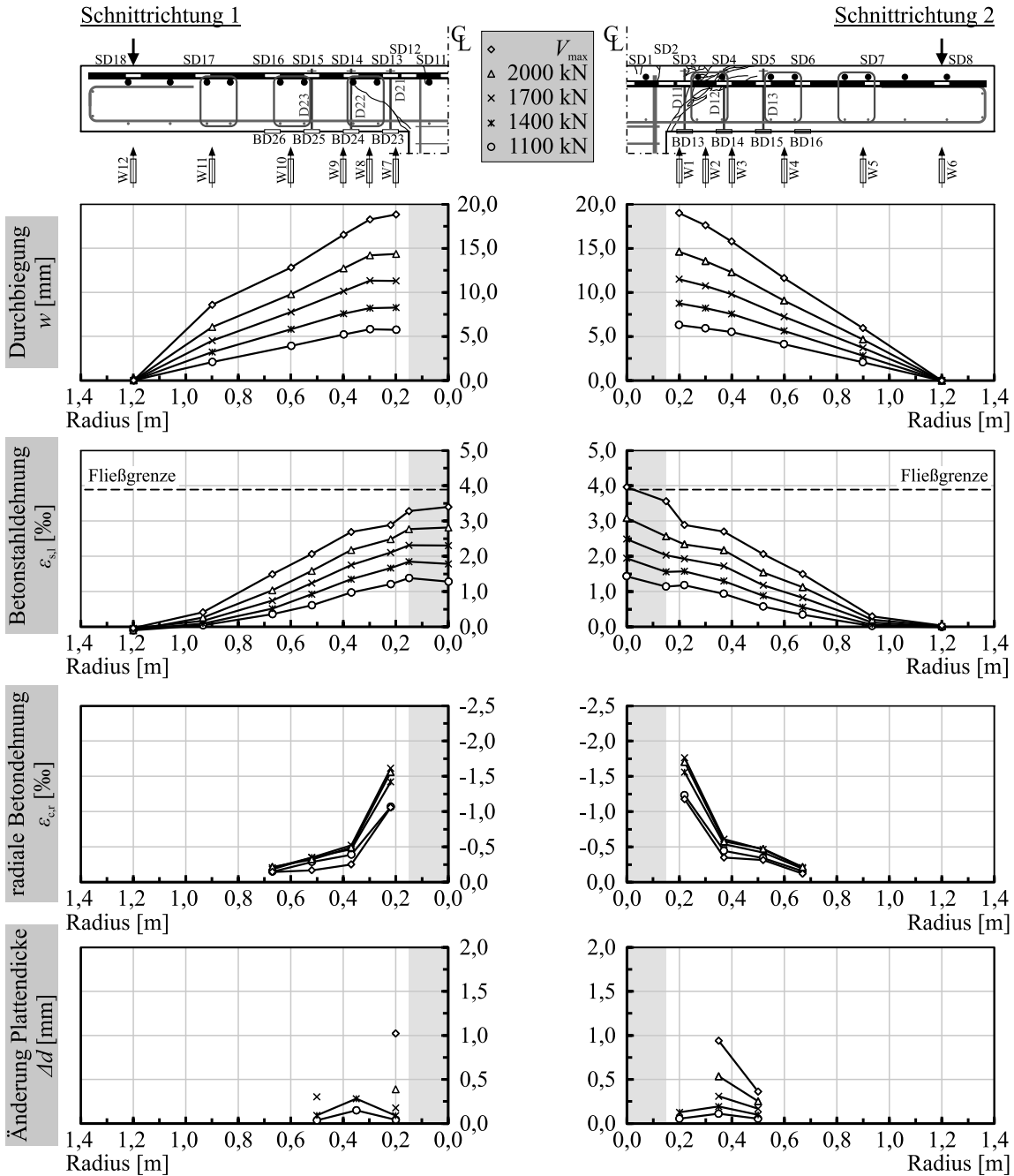
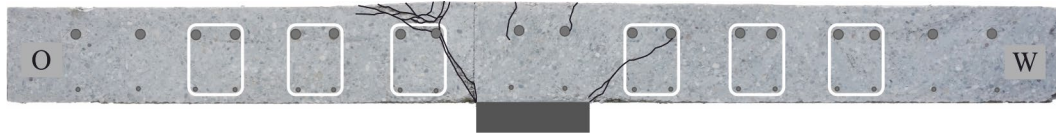


Bild A.138: Durchbiegung w , Betonstahldehnung der Biegezugbewehrung $\epsilon_{s,l}$, radiale Betondehnung $\epsilon_{c,r}$ und Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M3-25-1.75-B8 in verschiedenen Laststufen

Trennschnitt 1



Trennschnitt 2



Bild A.139: Rissbilder der Trennschnitte 1 und 2 des Versuchskörpers M3-25-1.75-B8

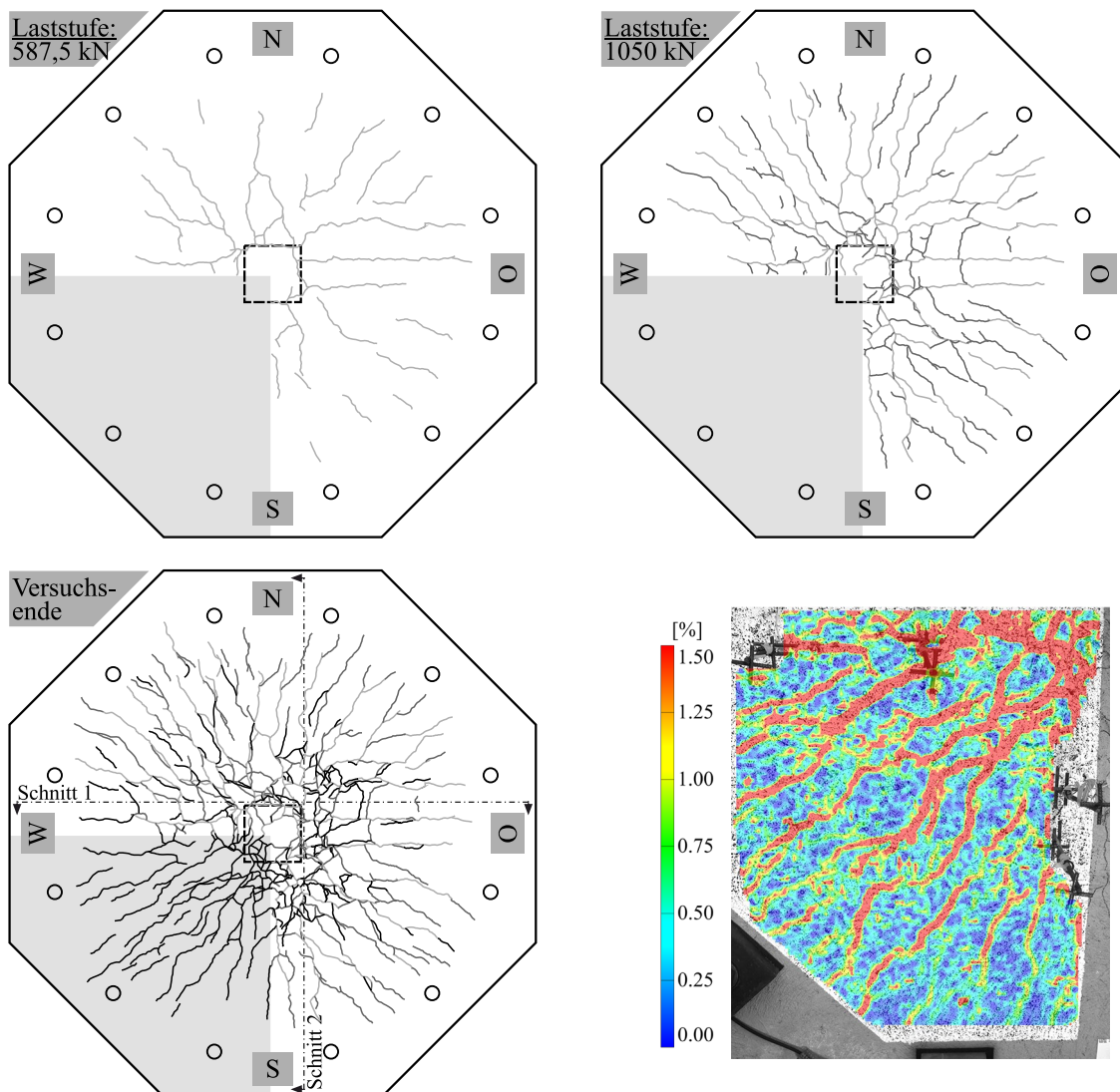


Bild A.140: Rissbilder der gezogenen Plattenoberseite des Versuchskörpers M3-25-1.75-B8 bei drei Laststufen (587,5 kN, 1050 kN, nach Versuchsende) und Rissbild in Form der Hauptformdehnung aus der optischen Messung mit Aramis bei V_{\max}

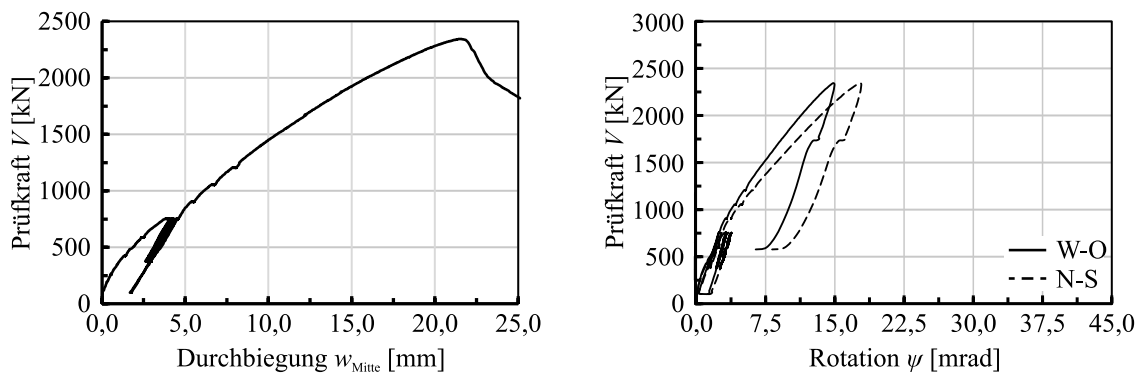


Bild A.141: Plattenmitterverformung w_{Mitte} und Plattenrotation ψ des Versuchskörpers M3-25-1.75-B8 aufgetragen über die Prüfkraft V

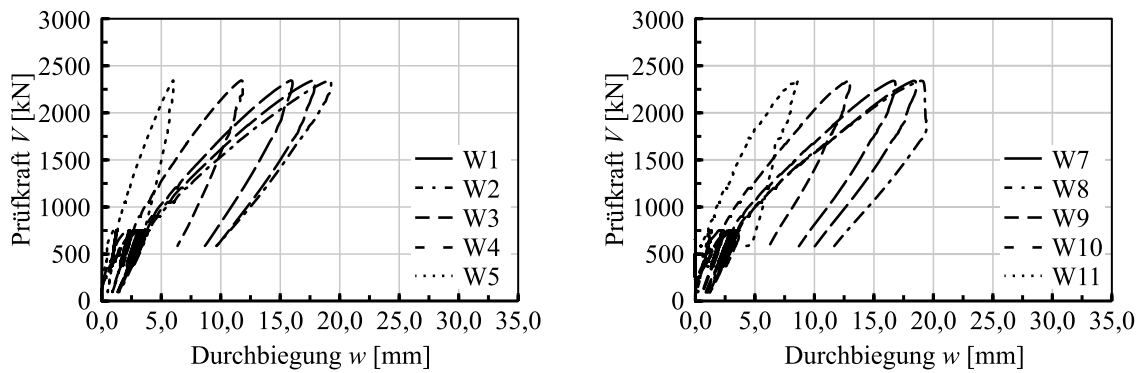


Bild A.142: Durchbiegungen w des Versuchskörpers M3-25-1.75-B8 aufgetragen über die Prüfkraft V

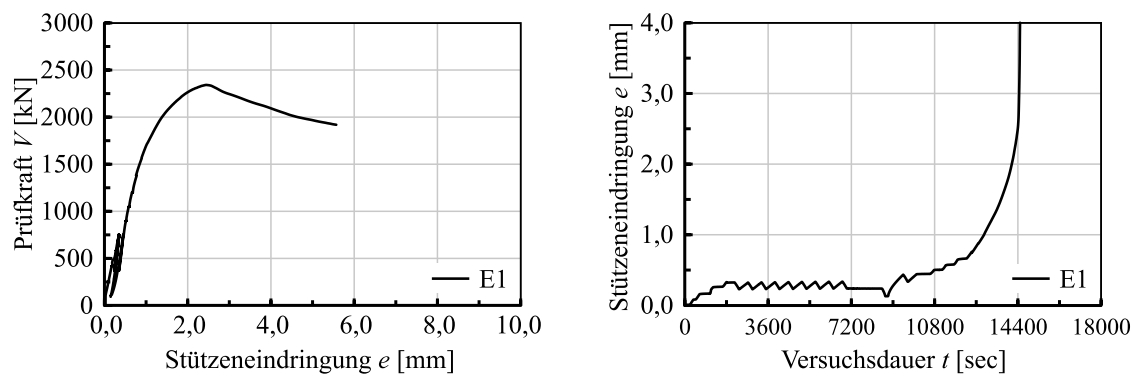


Bild A.143: Eindringung der Stütze in die Platte e des Versuchskörpers M3-25-1.75-B8 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

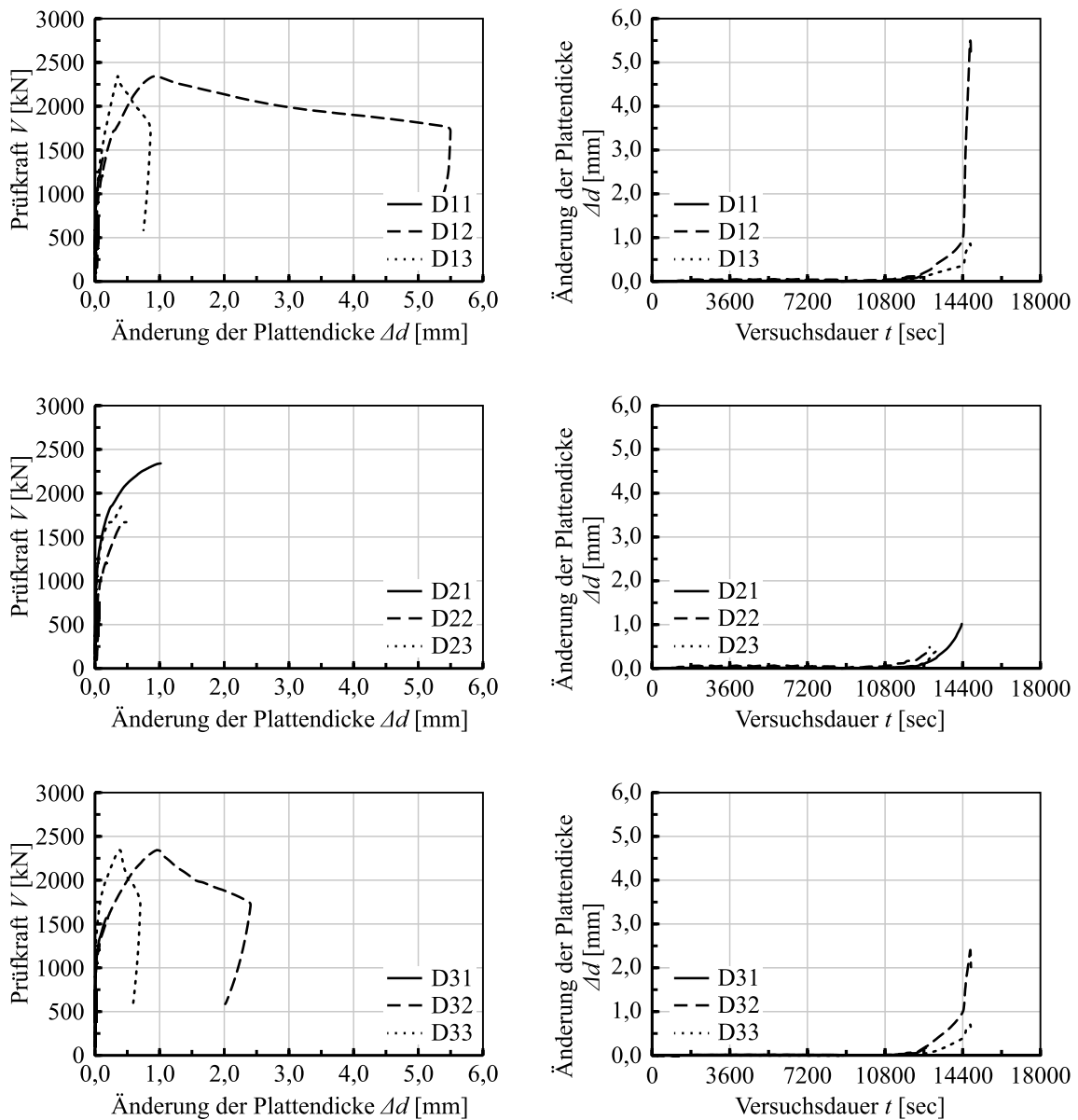


Bild A.144:: Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M3-25-1.75-B8 aufgetragen über die Prüfkraft V bzw. die Versuchsdauer t

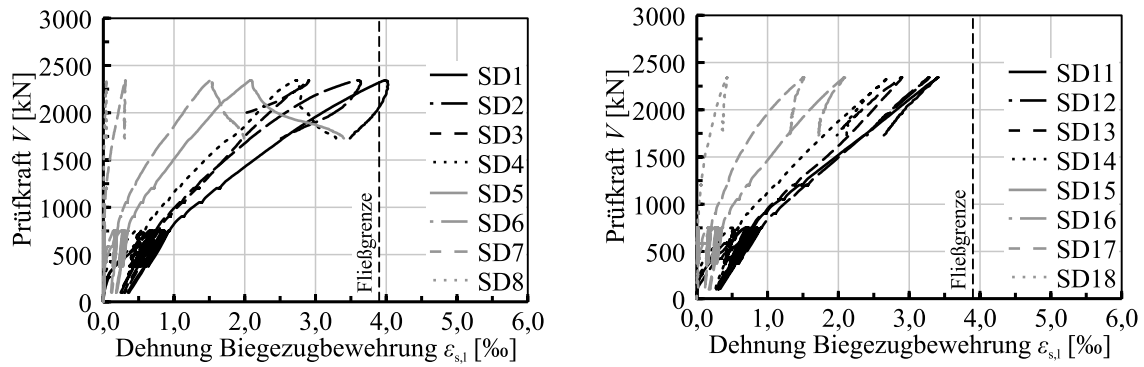


Bild A.145: Stahldehnungen der Biegezugbewehrung $\epsilon_{s,l}$ des Versuchskörpers M3-25-1.75-B8 aufgetragen über die Prüfkraft V

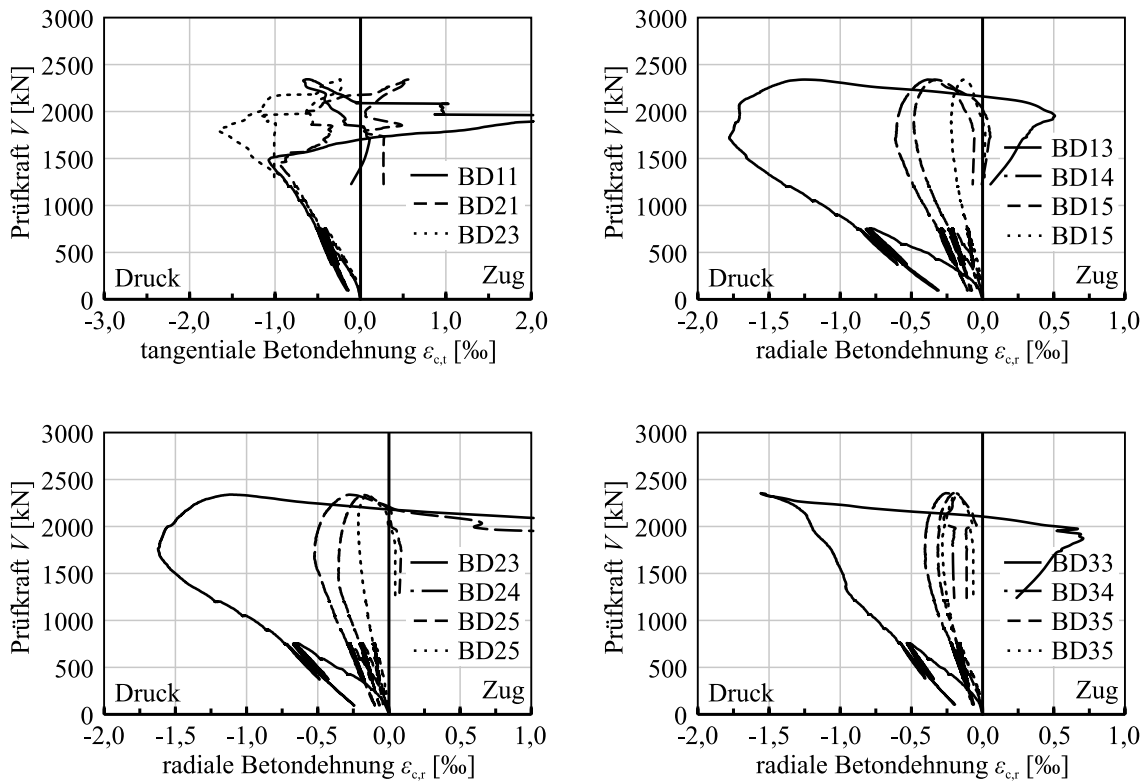


Bild A.146: Radiale und tangentielle Betondehnungen $\epsilon_{c,r}$ und $\epsilon_{c,t}$ des Versuchskörpers M3-25-1.75-B8 aufgetragen über die Prüfkraft V

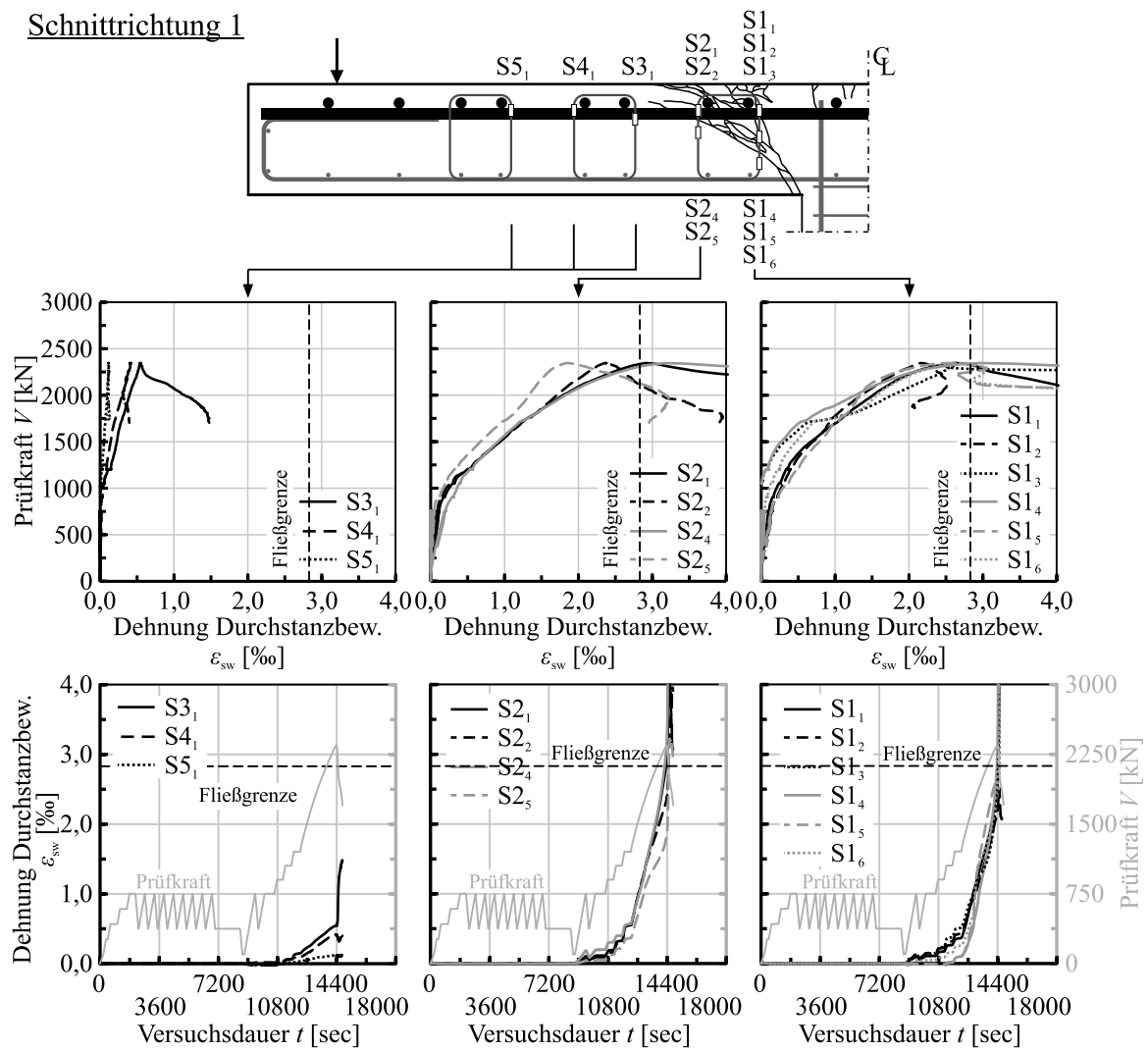


Bild A.147: Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung $\epsilon_{s,w}$ des Versuchskörpers M3-25-1.75-B8 in der Schnittrichtung 1 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

Schnittrichtung 2

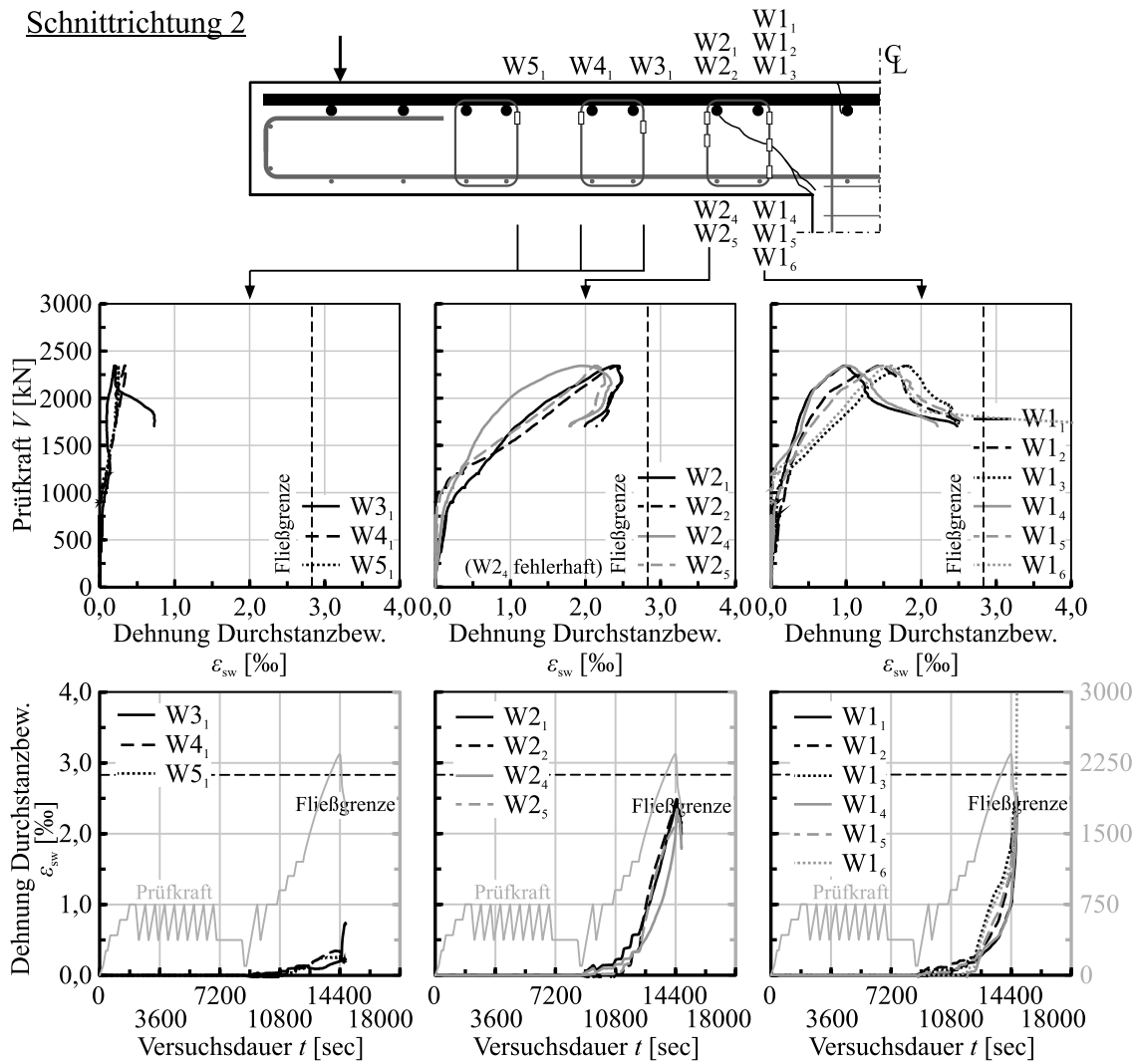


Bild A.148: Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung $\epsilon_{s,w}$ des Versuchskörpers M3-25-1.75-B8 in der Schnittrichtung 2 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

A.4.14 Versuchskörper M3-25-1.75-B10

d_m [mm]	V_f [Vol.-%]	Faser- typ	ρ_1 [%]	f_{ym} [N/mm ²]	Durch- stanzbew.	$f_{em,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	V_{max} [kN]
186	1,0	5D	1,82	780	Bügel	41,3	8,41	7,69	2186

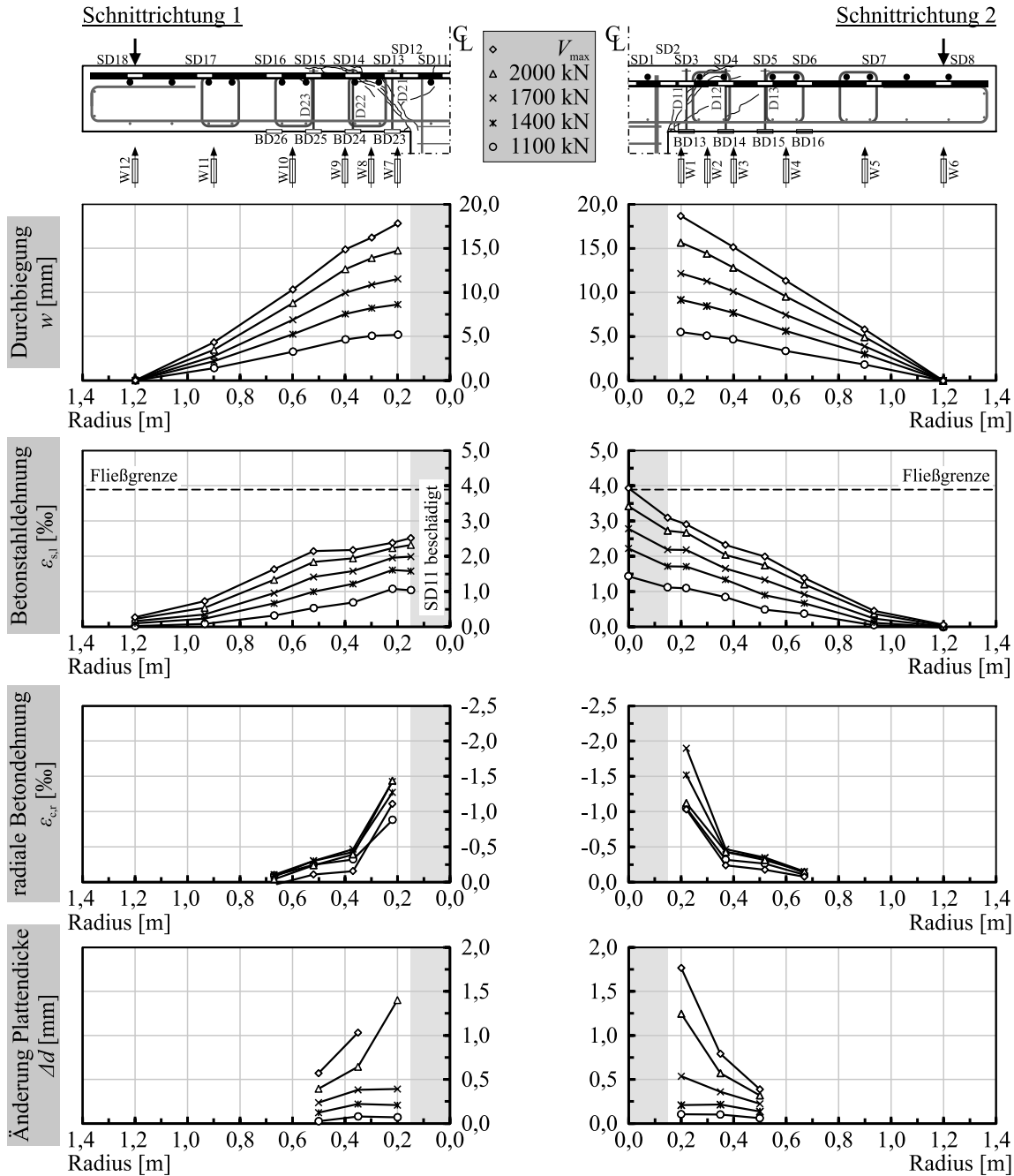
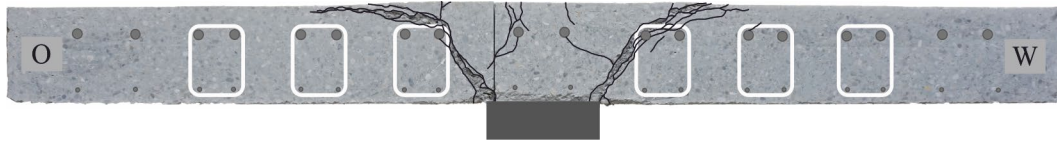


Bild A.149: Durchbiegung w , Betonstahldehnung der Biegezugbewehrung $\epsilon_{s,l}$, radiale Betondehnung $\epsilon_{c,r}$ und Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M3-25-1.75-B10 in verschiedenen Laststufen

Trennschnitt 1



Trennschnitt 2

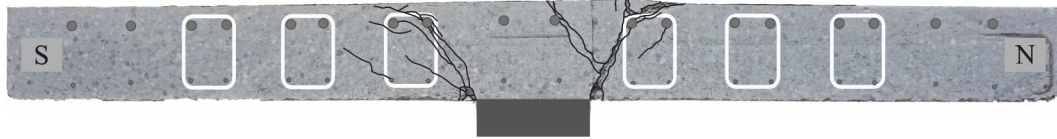


Bild A.150: Rissbilder der Trennschnitte 1 und 2 des Versuchs M3-25-1.75-B10

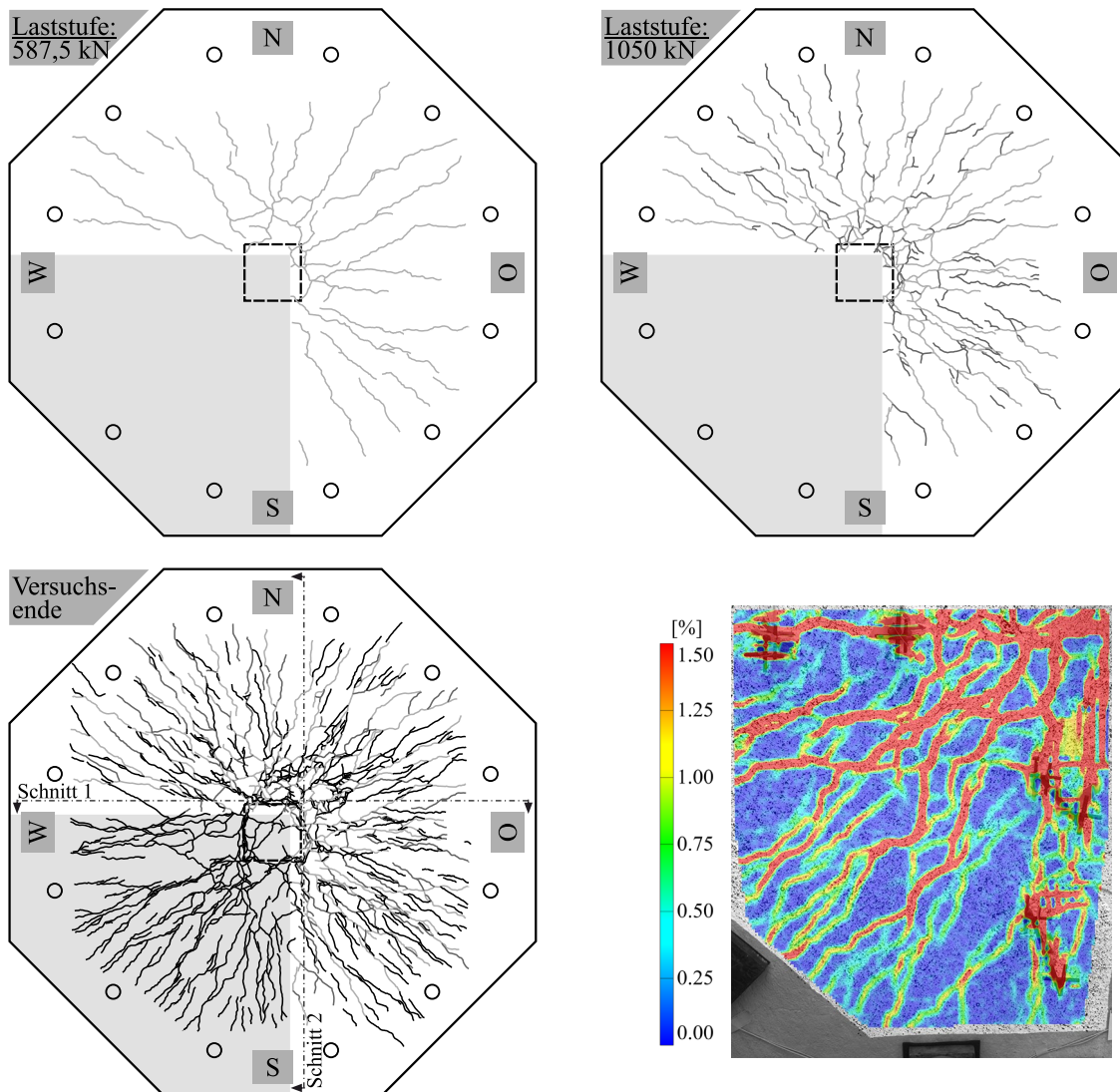


Bild A.151: Rissbilder der gezogenen Plattenoberseite des Versuchskörpers M3-25-1.75-B10 bei drei Laststufen (587,5 kN, 1050 kN, nach Versuchsende) und Rissbild in Form der Hauptformdehnung aus der optischen Messung mit Aramis bei V_{\max}

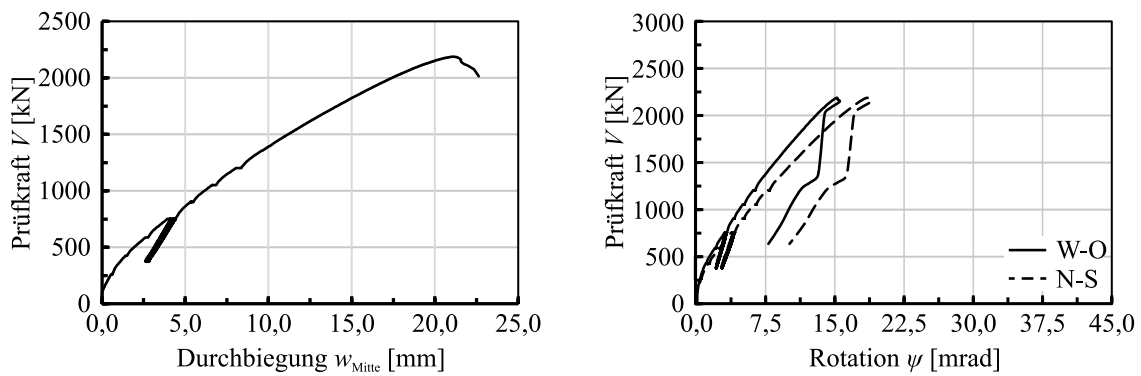


Bild A.152: Plattenmitterverformung w_{Mitte} und Plattenrotation ψ des Versuchskörpers M3-25-1.75-B10 aufgetragen über die Prüfkraft V

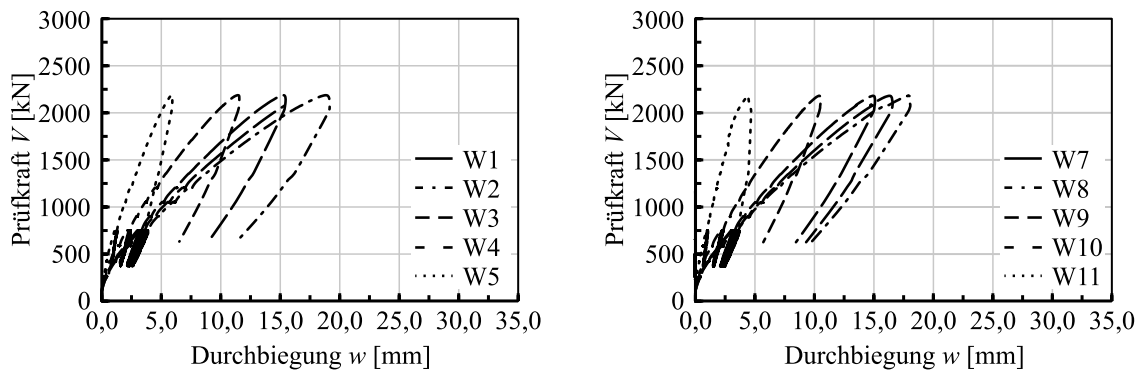


Bild A.153: Durchbiegungen w des Versuchskörpers M3-25-1.75-B10 aufgetragen über die Prüfkraft V

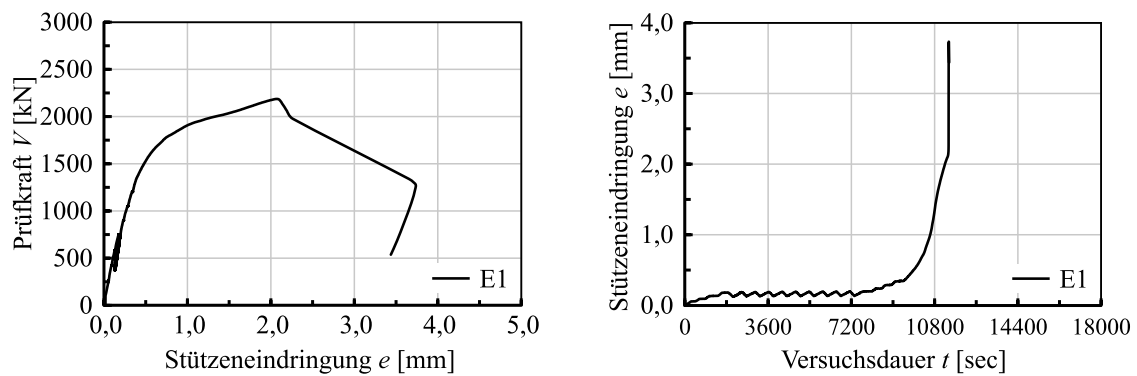


Bild A.154: Eindringung der Stütze in die Platte e des Versuchskörpers M3-25-1.75-B10 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

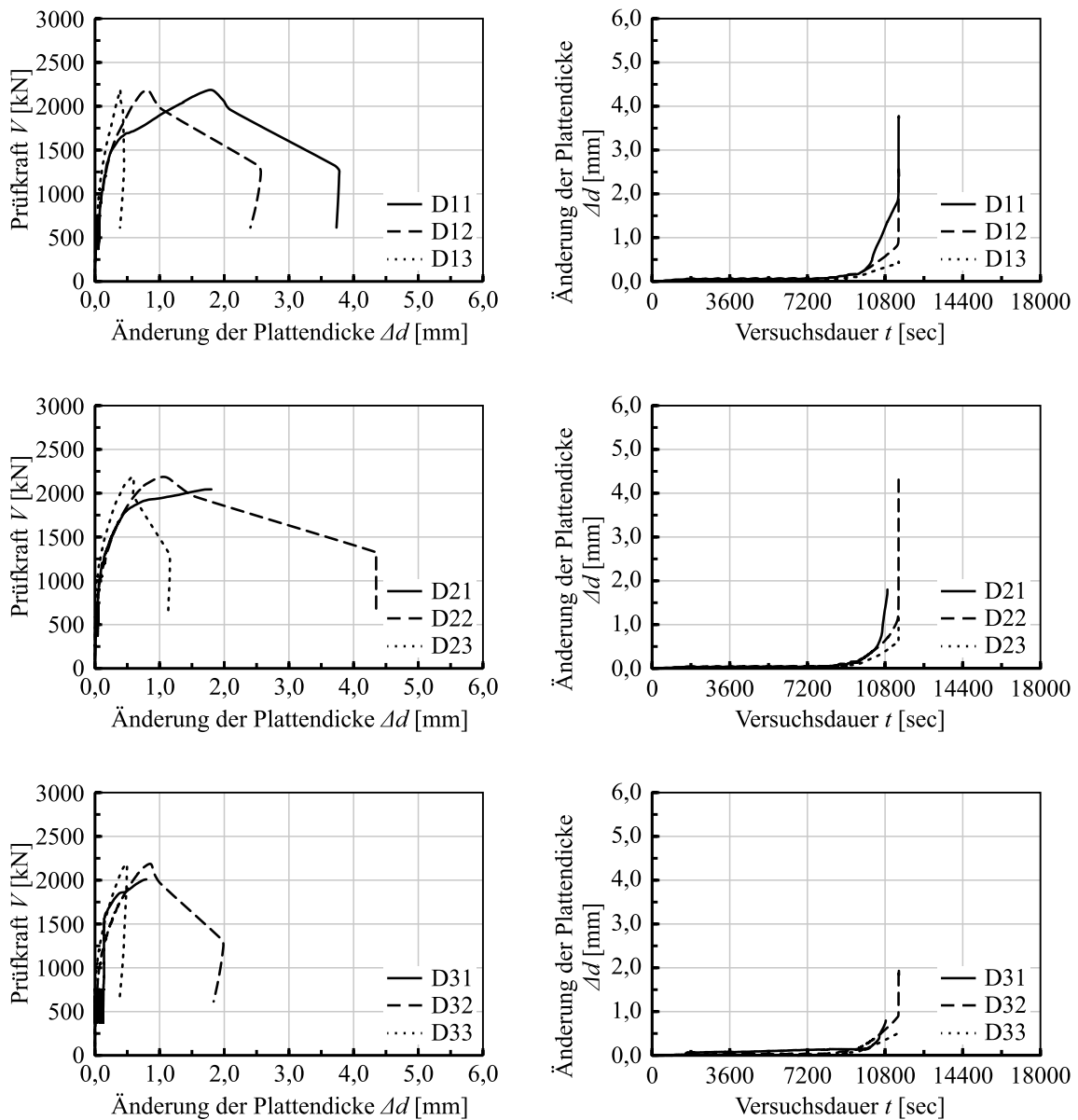


Bild A.155: Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M3-25-1.75-B10 aufgetragen über die Prüfkraft V bzw. die Versuchsdauer t

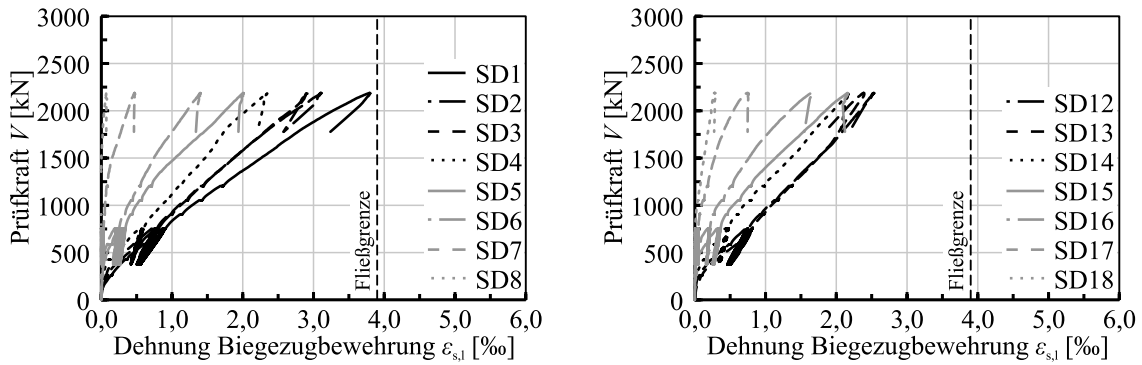


Bild A.156: Stahldehnungen der Biegezugbewehrung $\varepsilon_{s,l}$ des Versuchskörpers M3-25-1.75-B10 aufgetragen über die Prüfkraft V

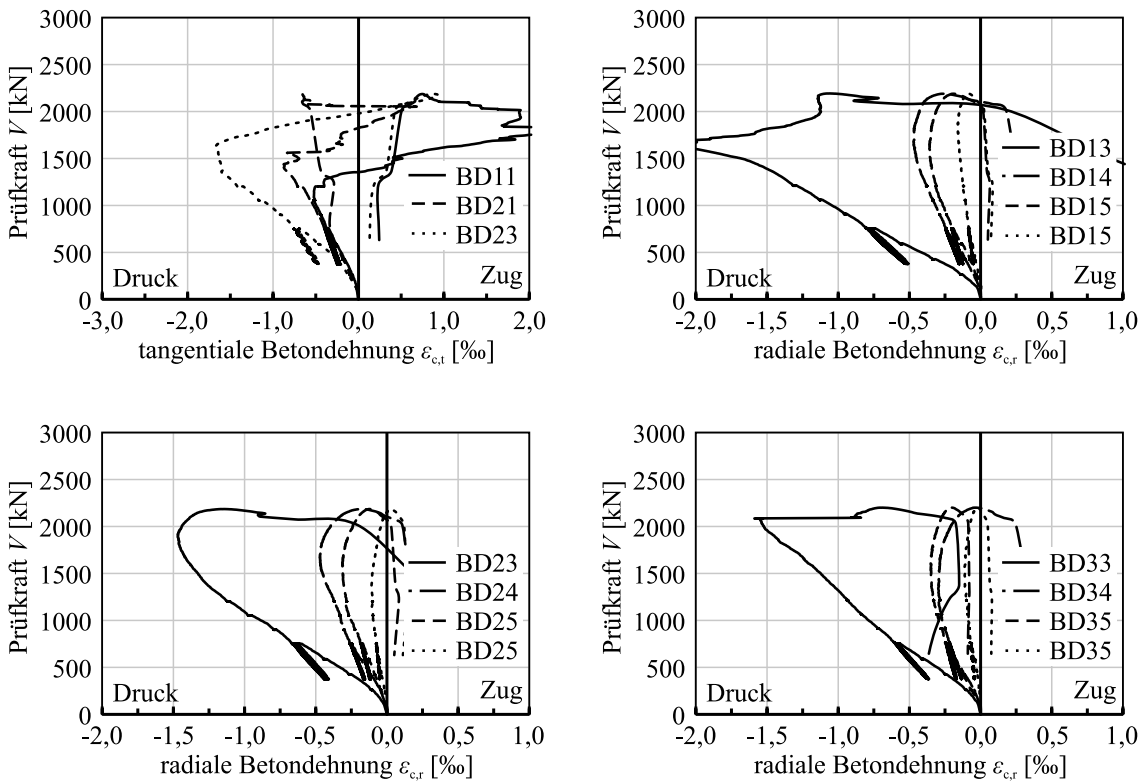


Bild A.157: Radiale und tangentielle Betondehnungen $\varepsilon_{c,r}$ und $\varepsilon_{c,t}$ des Versuchskörpers M3-25-1.75-B10 aufgetragen über die Prüfkraft V

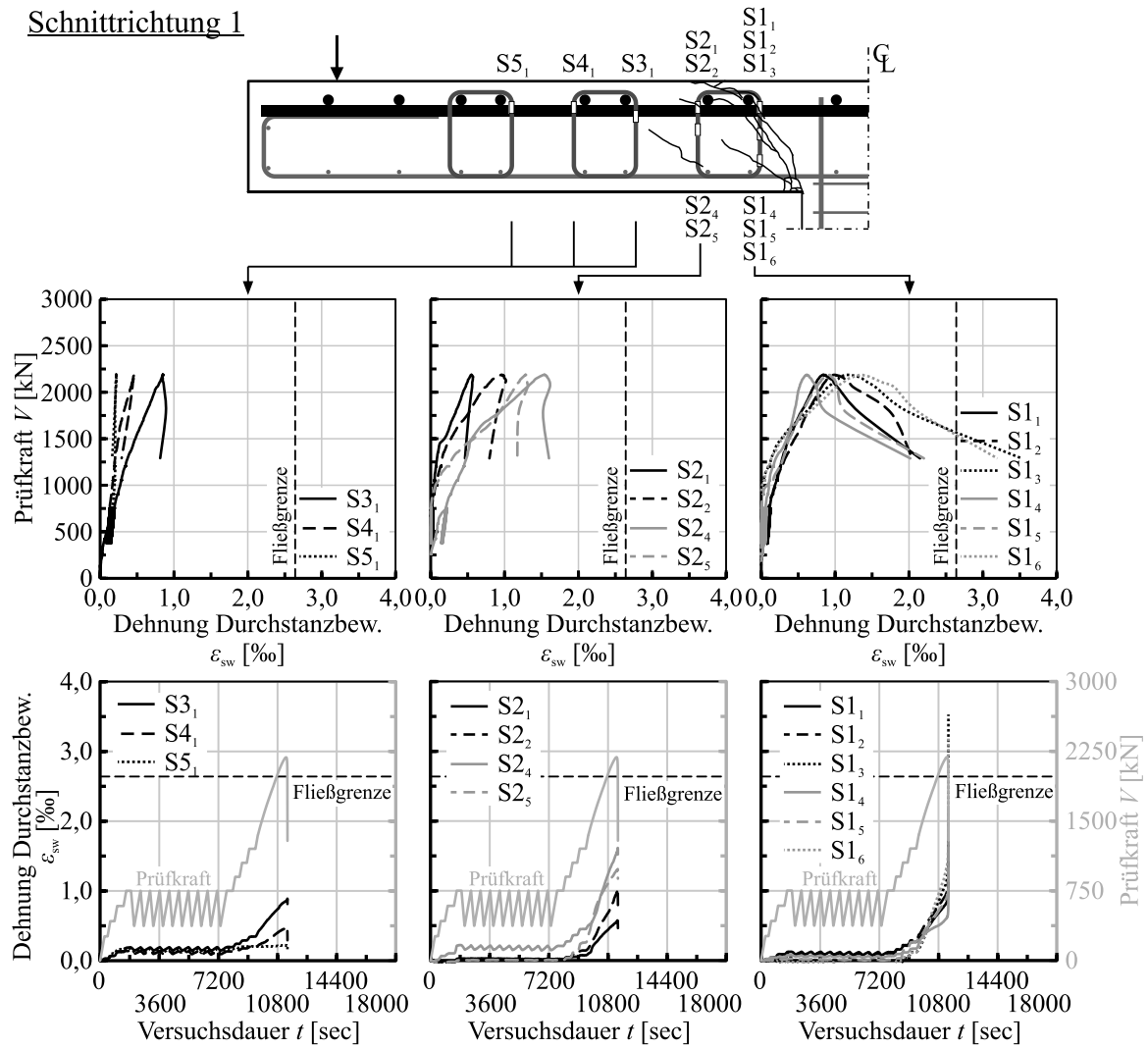


Bild A.158: Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung $\epsilon_{s,w}$ des Versuchskörpers M3-25-1.75-B10 in der Schnittrichtung 1 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

Schnittrichtung 2

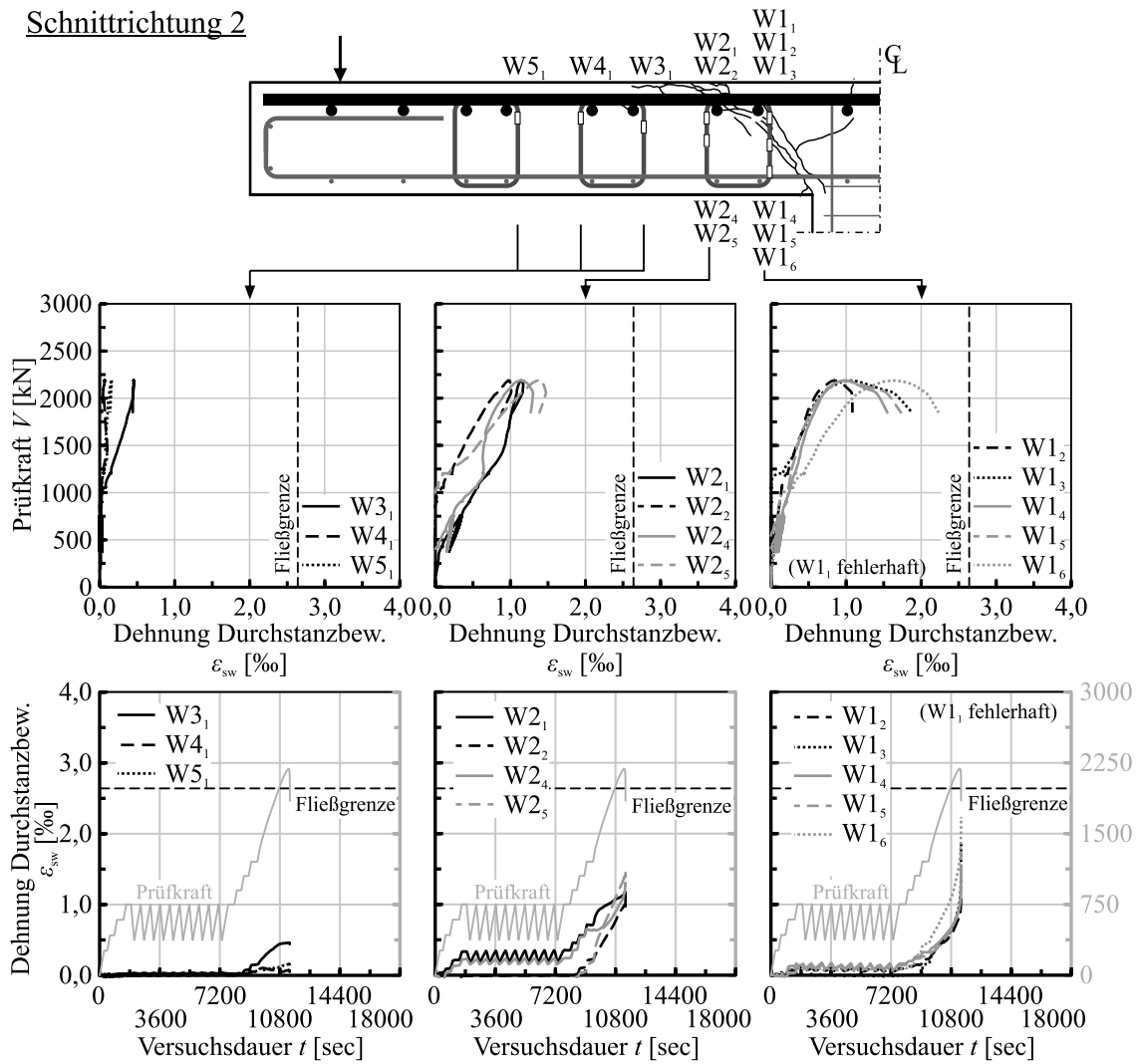


Bild A.159: Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung $\epsilon_{s,w}$ des Versuchskörpers M3-25-1.75-B10 in der Schnittrichtung 2 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

A.4.15 Versuchskörper M0-25-1.75-D20

d_m [mm]	V_f [Vol.-%]	Faser- typ	ρ_1 [%]	f_{ym} [N/mm ²]	Durch- stanzbew.	$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	V_{max} [kN]
186	-	-	1,85	968	Doppel- kopfbolzen	40,2	-	-	2153

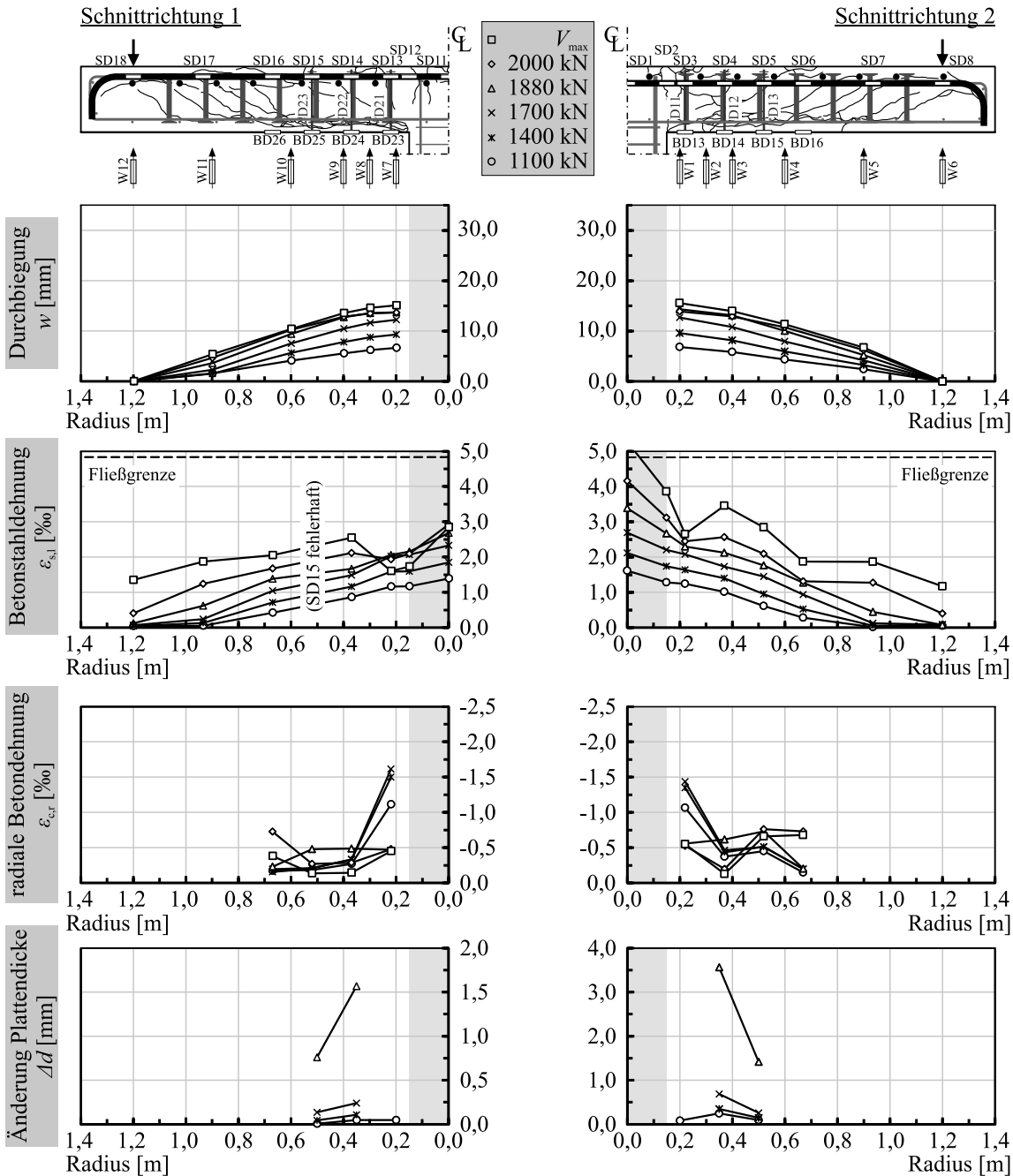
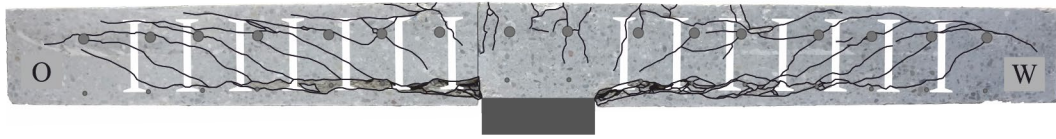


Bild A.160: Durchbiegung w , Betonstahldehnung der Biegezugbewehrung $\varepsilon_{s,l}$, radiale Betondehnung $\varepsilon_{c,r}$ und Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M0-25-1.75-D20 in verschiedenen Laststufen

Trennschnitt 1



Trennschnitt 2

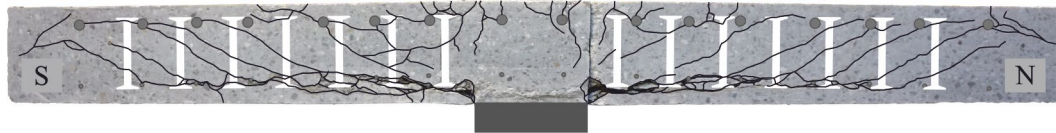


Bild A.161: Rissbilder der Trennschnitte 1 und 2 des Versuchskörpers M0-25-1.75-D20

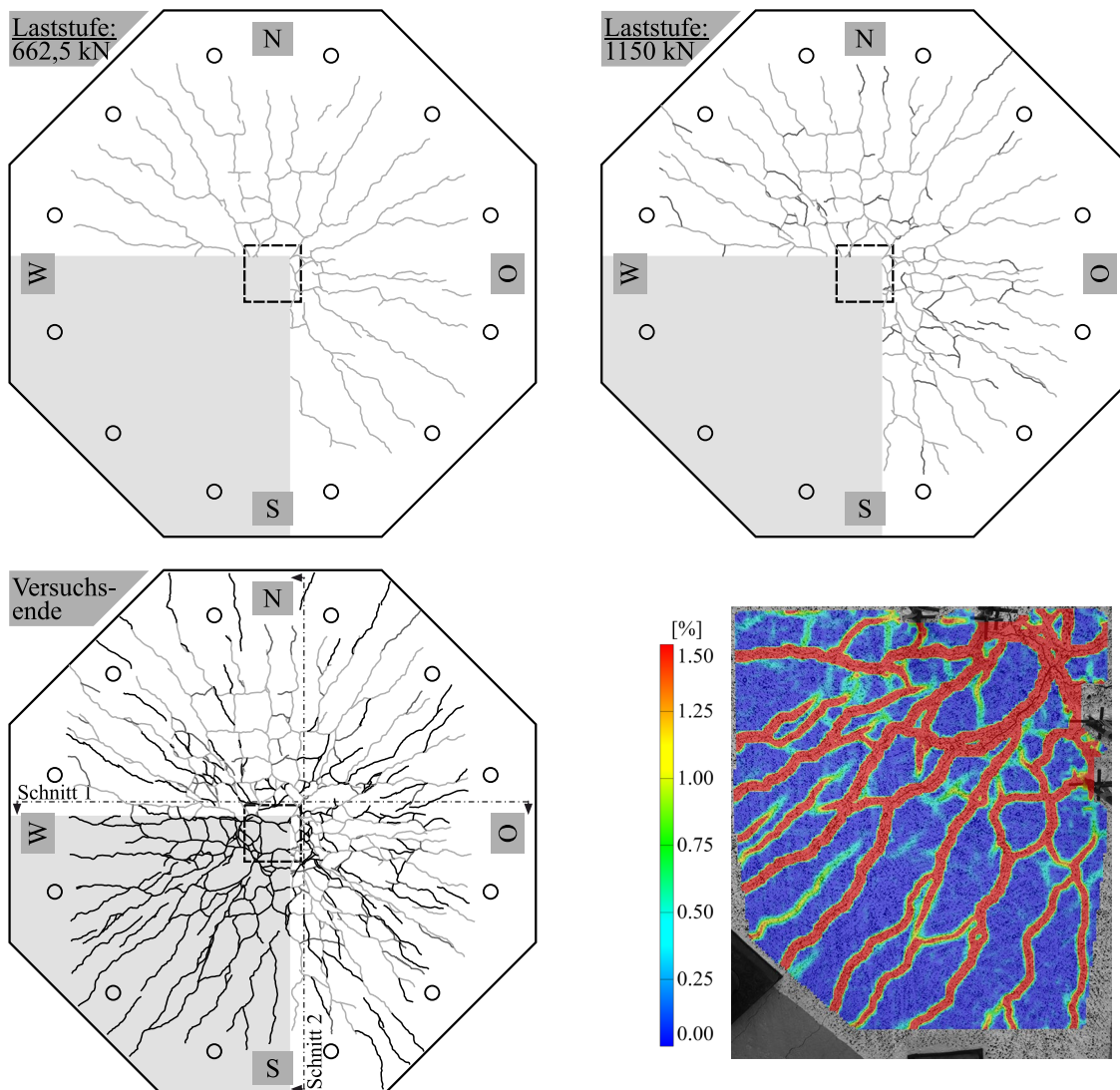


Bild A.162: Rissbilder der gezogenen Plattenoberseite der Versuchskörpers M0-25-1.75-D20 bei drei Laststufen (662,5 kN, 1150 kN, nach Versuchsende) und Rissbild in Form der Hauptformdehnung aus der optischen Messung mit Aramis bei V_{\max}

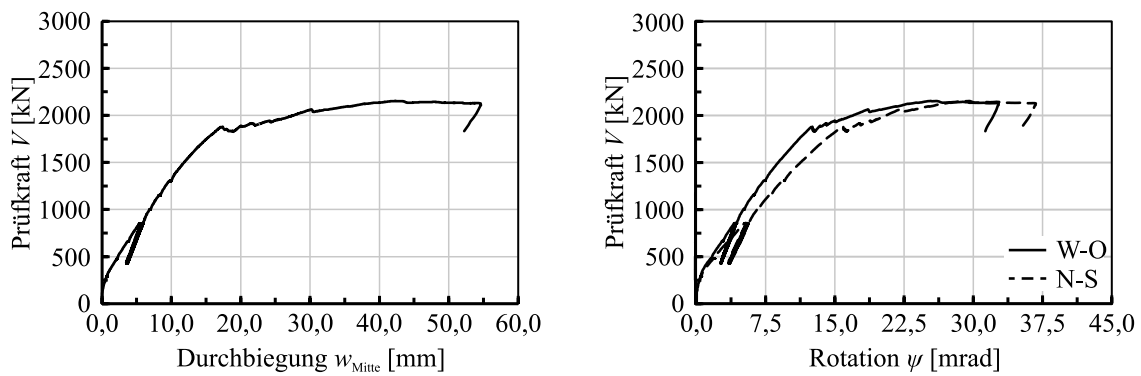


Bild A.163: Plattenmittenverformung w_{Mitte} und Plattenrotation ψ des Versuchskörpers M0-25-1.75-D20 aufgetragen über die Prüfkraft V

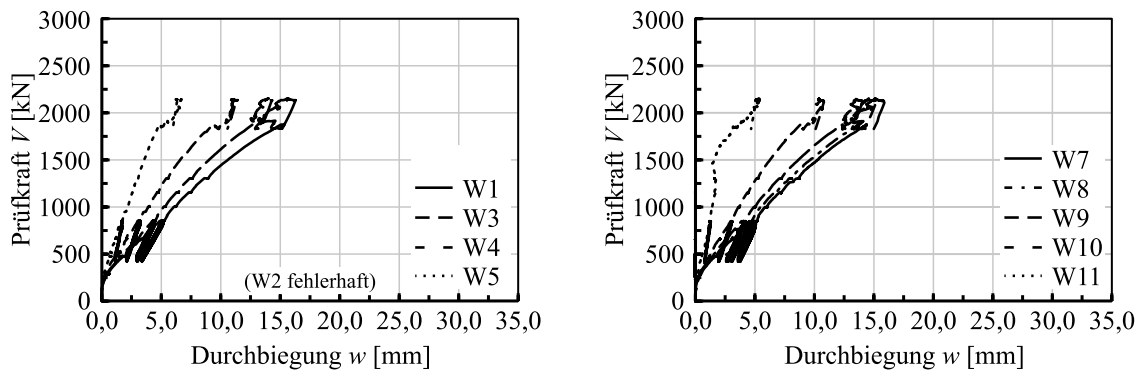


Bild A.164: Durchbiegungen w des Versuchskörpers M0-25-1.75-D20 aufgetragen über die Prüfkraft V

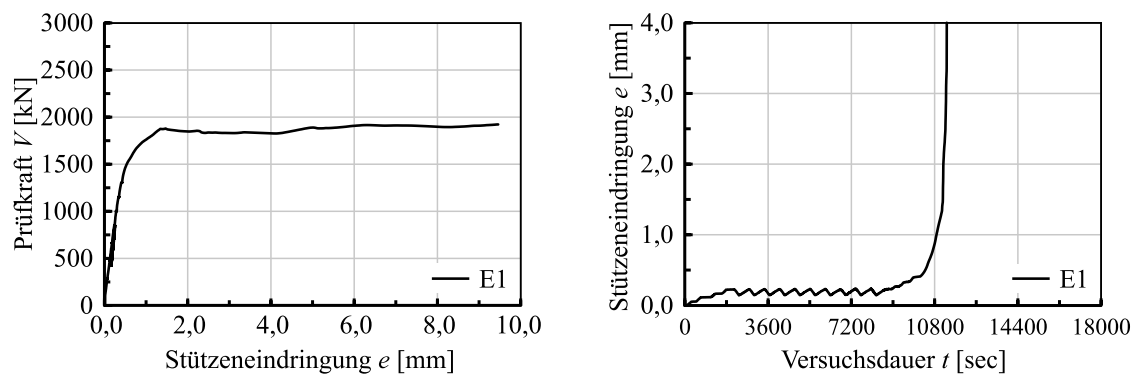


Bild A.165: Eindringung der Stütze in die Platte e des Versuchskörpers M0-25-1.75-D20 aufgetragen über die Prüfkraft V

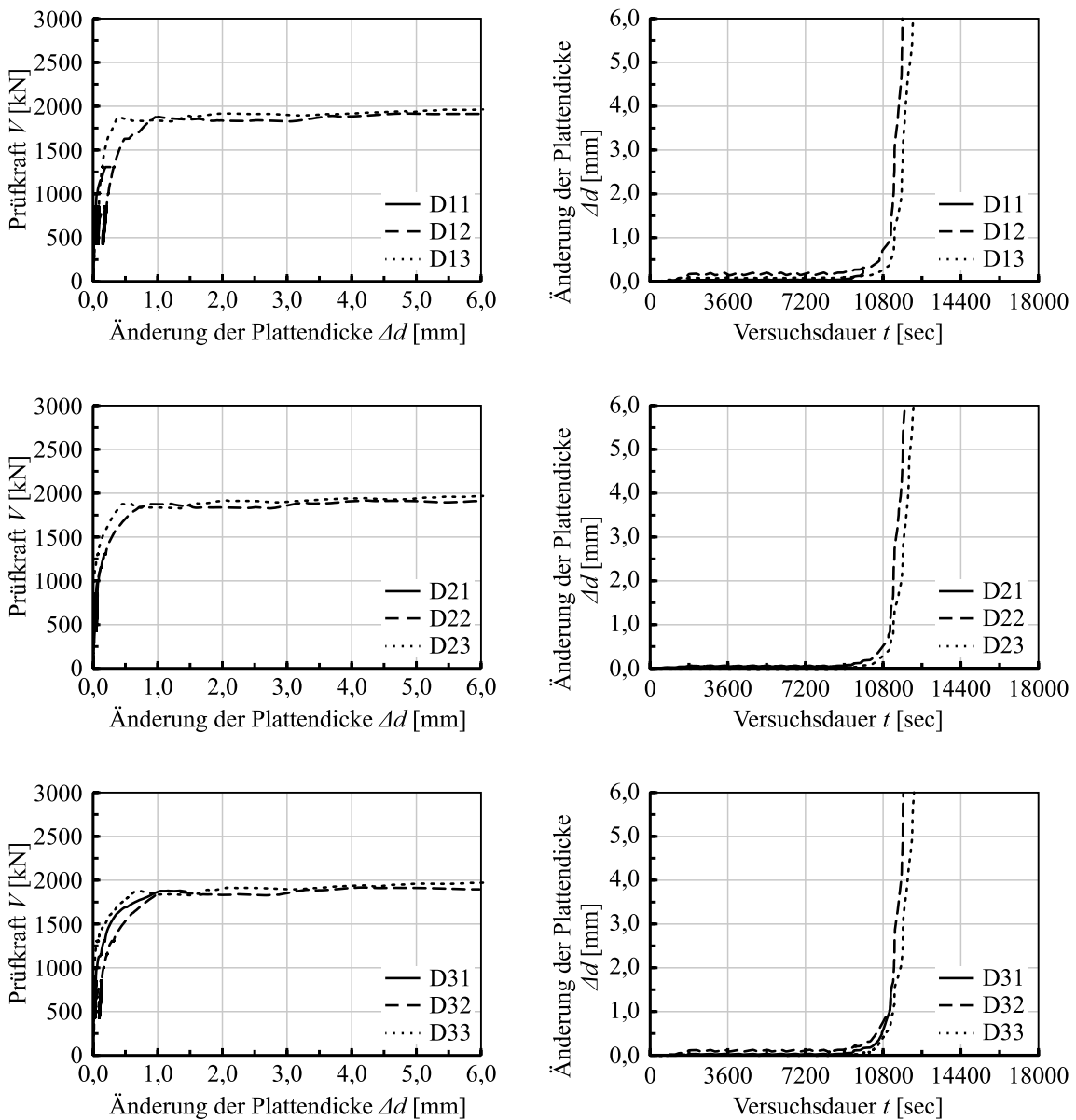


Bild A.166: Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M0-25-1.75-D20 aufgetragen über die Prüfkraft V bzw. die Versuchsdauer t

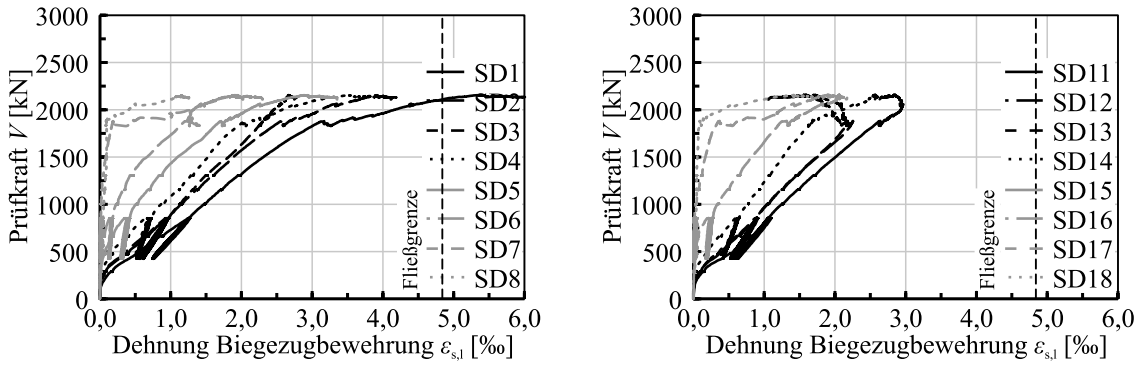


Bild A.167: Stahldehnungen der Biegezugbewehrung $\epsilon_{s,l}$ des Versuchskörpers M0-25-1.75-D20 aufgetragen über die Prüfkraft V

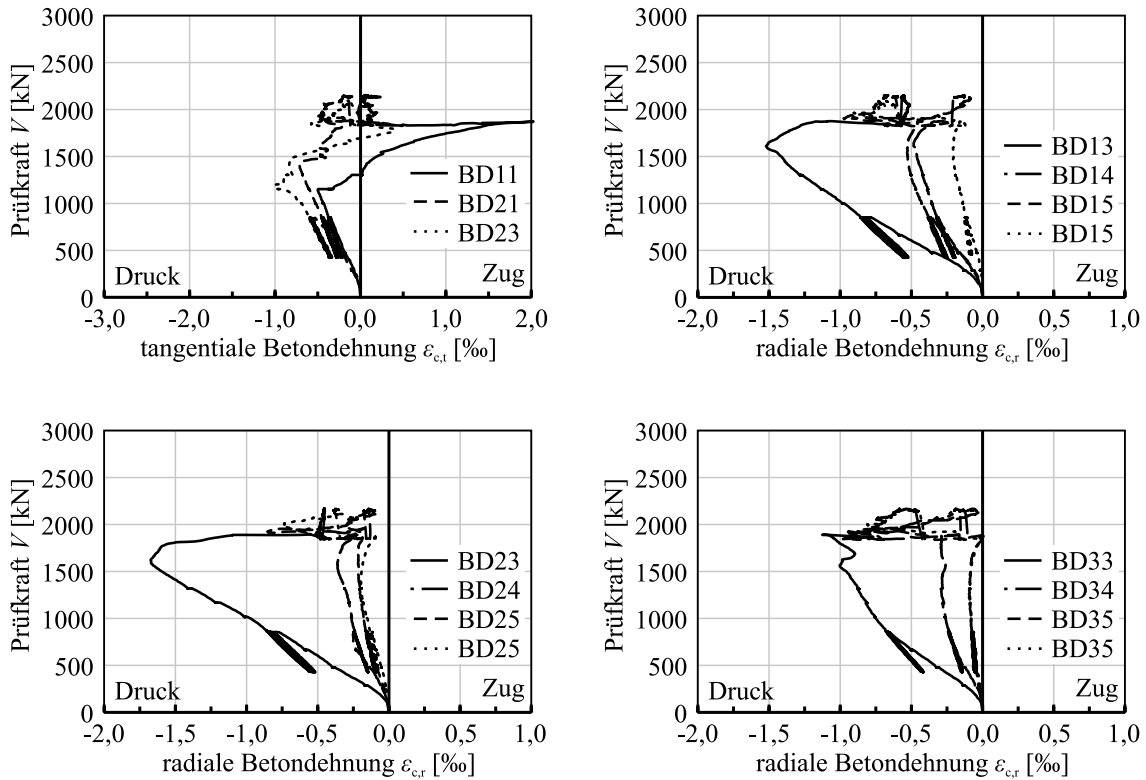


Bild A.168: Radiale und tangentielle Betondehnungen ϵ_{cr} und ϵ_{ct} des Versuchskörpers M0-25-1.75-D20 aufgetragen über die Prüfkraft V

Schnitttrichtung 1

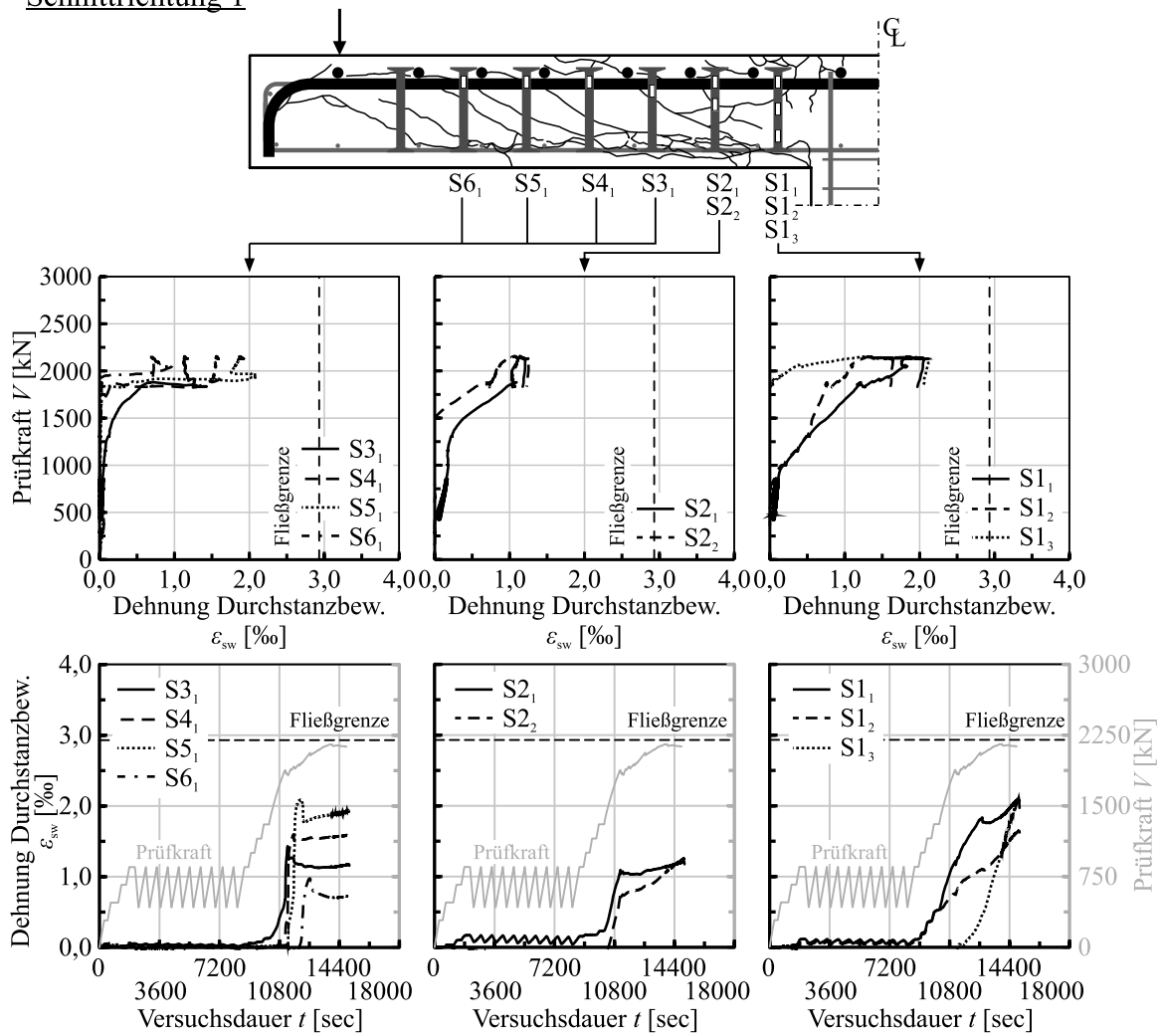


Bild A.169: Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung $\epsilon_{s,w}$ des Versuchskörpers M0-25-1.75-D20 in der Schnitttrichtung 1 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

Schnitttrichtung 2

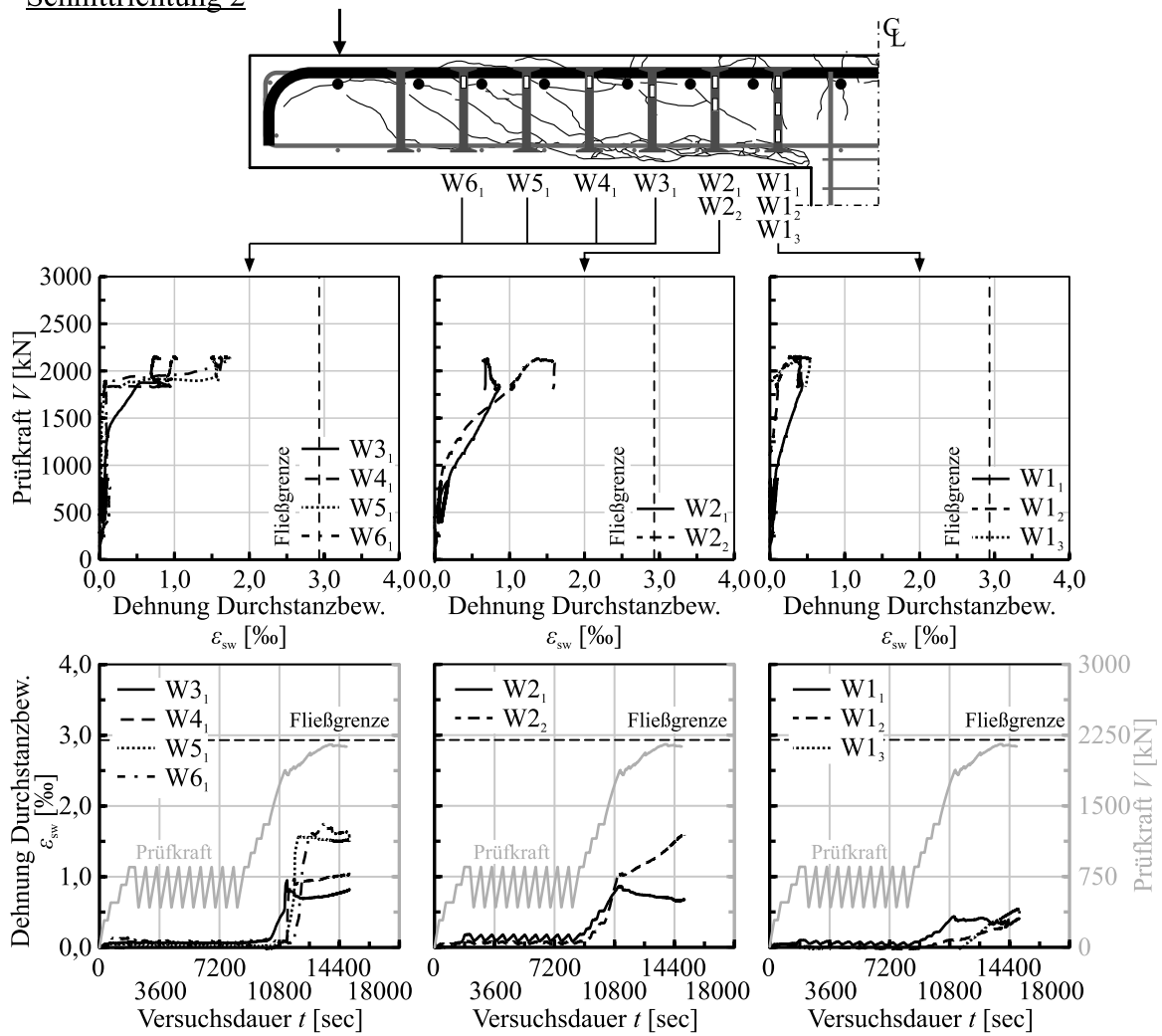


Bild A.170: Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung $\epsilon_{s,w}$ des Versuchskörpers M0-25-1.75-D20 in der Schnitttrichtung 2 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

A.4.16 Versuchskörper M3-25-1.75-D14

d_m [mm]	V_f [Vol.-%]	Faser- typ	ρ_1 [%]	f_{ym} [N/mm ²]	Durch- stanzbew.	$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	V_{max} [kN]
184	1,0	5D	1,87	968	Doppel- kopfbolzen	34,8	10,16	9,23	2584

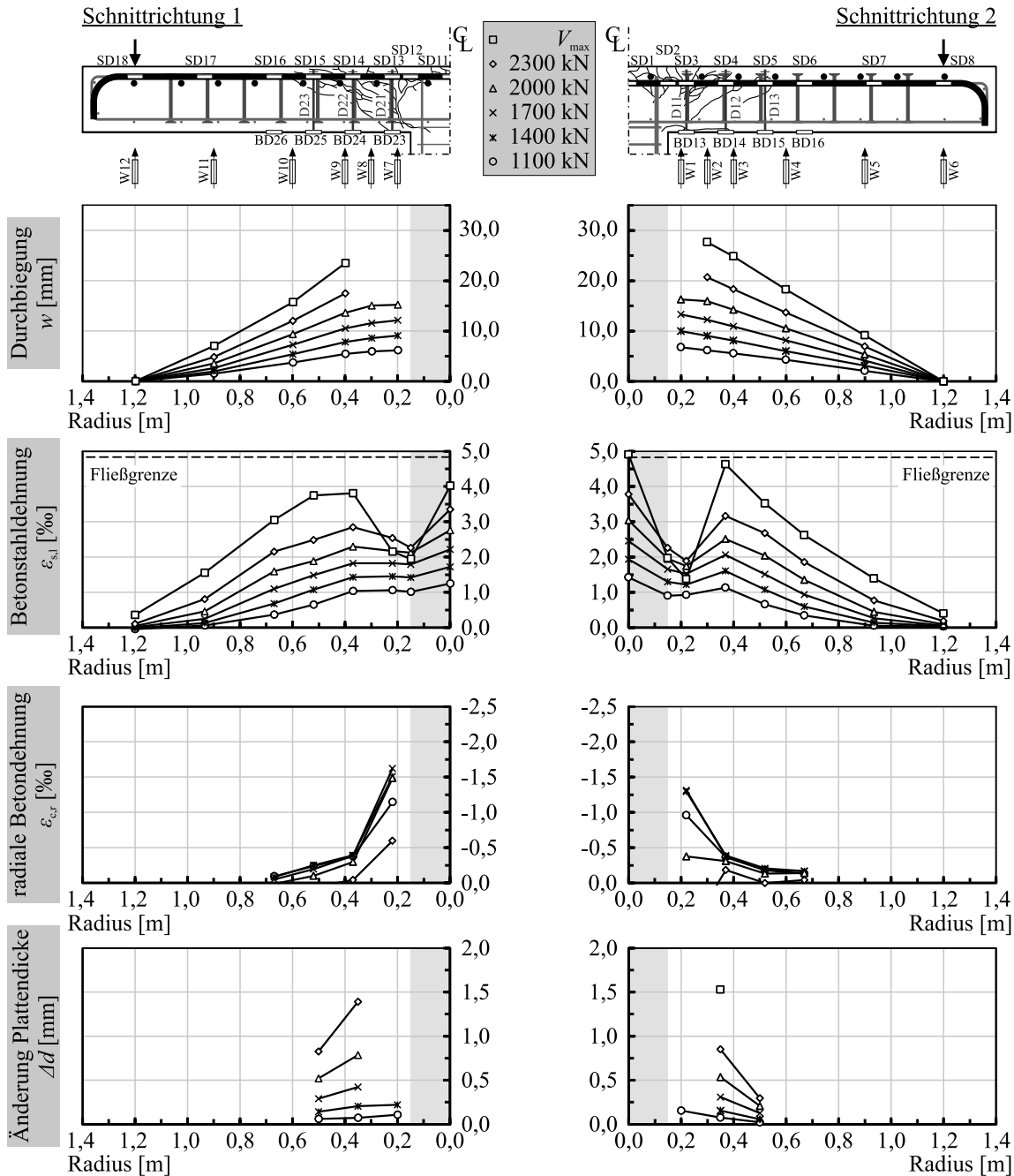
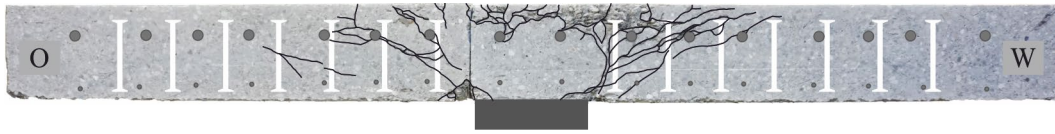


Bild A.171: Durchbiegung w , Betonstahldehnung der Biegezugbewehrung $\epsilon_{s,l}$, radiale Betondehnung $\epsilon_{c,r}$ und Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M3-25-1.75-D14 in verschiedenen Laststufen

Trennschnitt 1



Trennschnitt 2

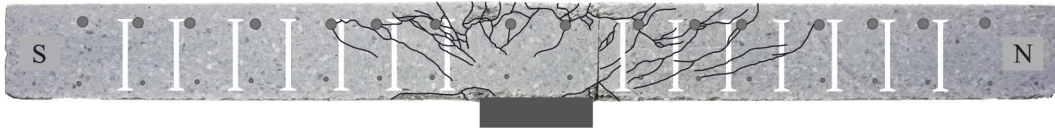


Bild A.172: Rissbilder der Trennschnitte 1 und 2 des Versuchskörpers M3-25-1.75-D14

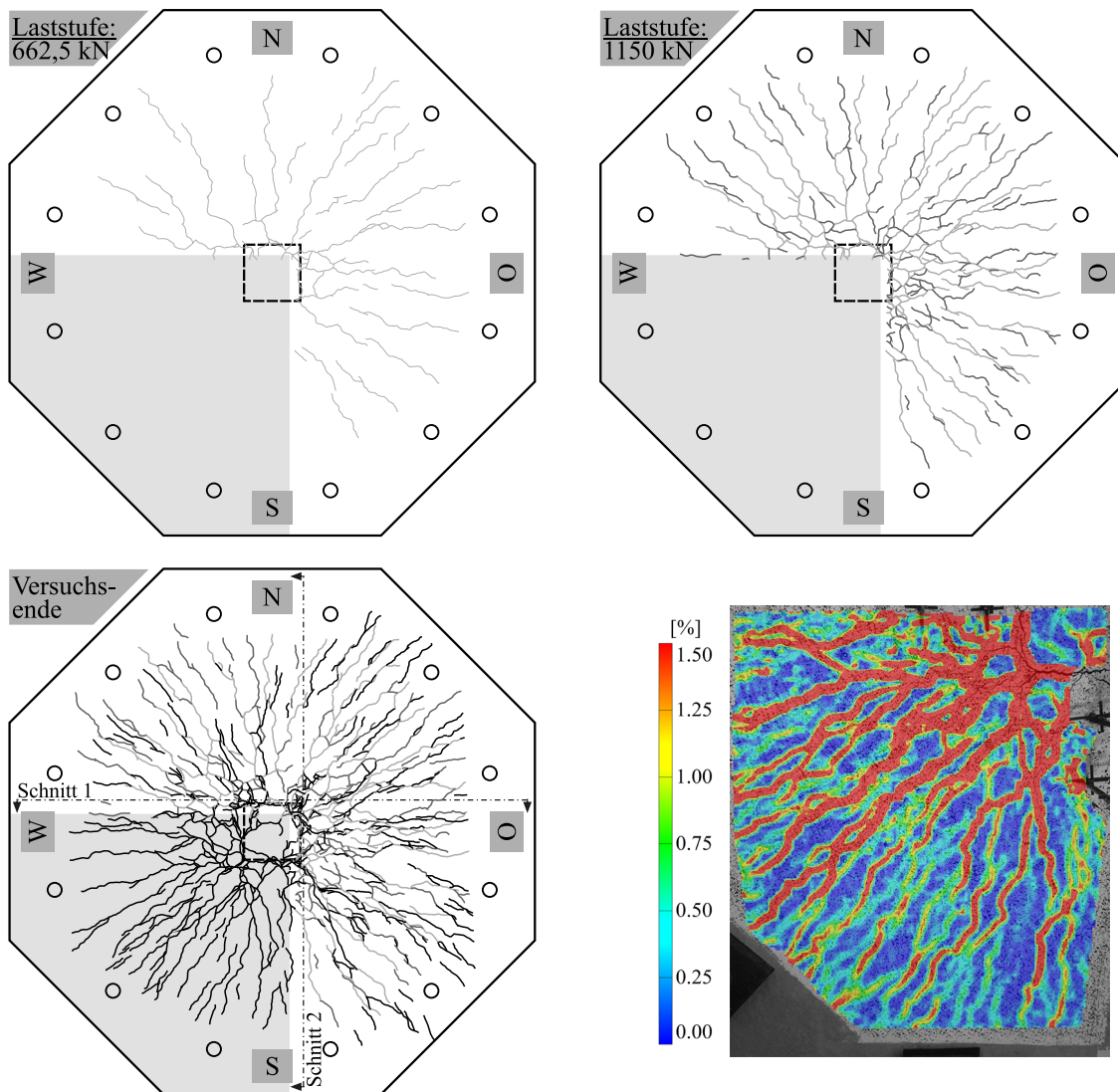


Bild A.173: Rissbilder der gezogenen Plattenoberseite des Versuchskörpers M3-25-1.75-D14 bei drei Laststufen (662,5 kN, 1150 kN, nach Versuchsende) und Rissbild in Form der Hauptformdehnung aus der optischen Messung mit Aramis bei V_{\max}

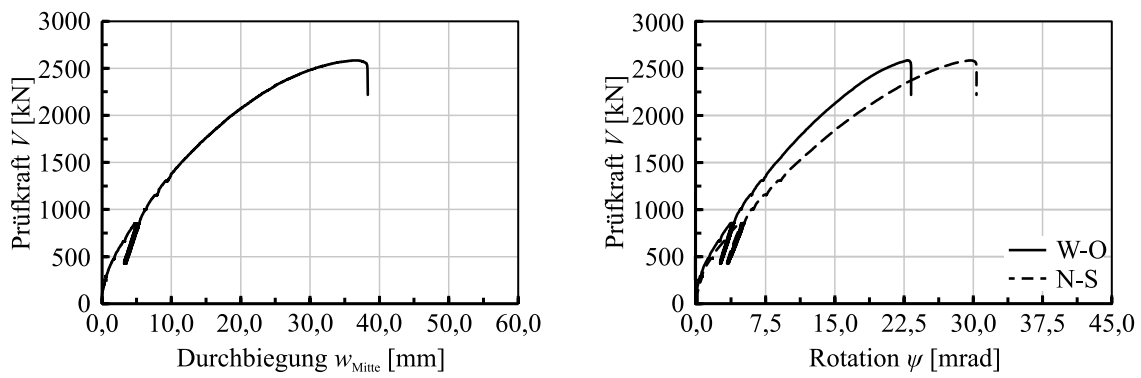


Bild A.174: Plattenmitterverformung w_{Mitte} und Plattenrotation ψ des Versuchs M3-25-1.75-D14 aufgetragen über die Prüfkraft V

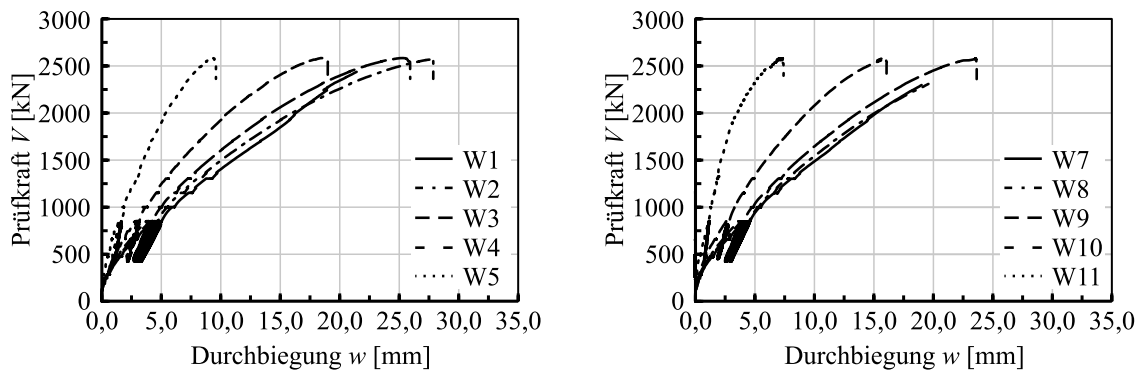


Bild A.175: Durchbiegungen w des Versuchskörpers M3-25-1.75-D14 aufgetragen über die Prüfkraft V

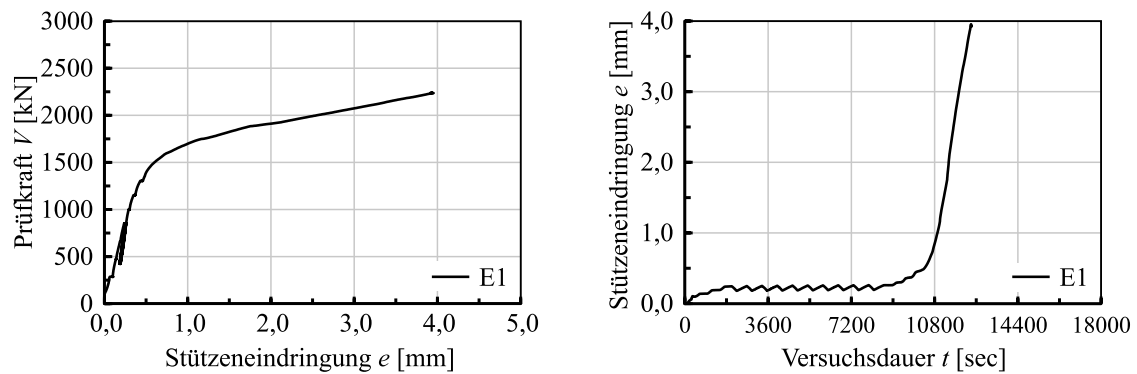


Bild A.176: Eindringung der Stütze in die Platte e des Versuchskörpers M3-25-1.75-D14 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

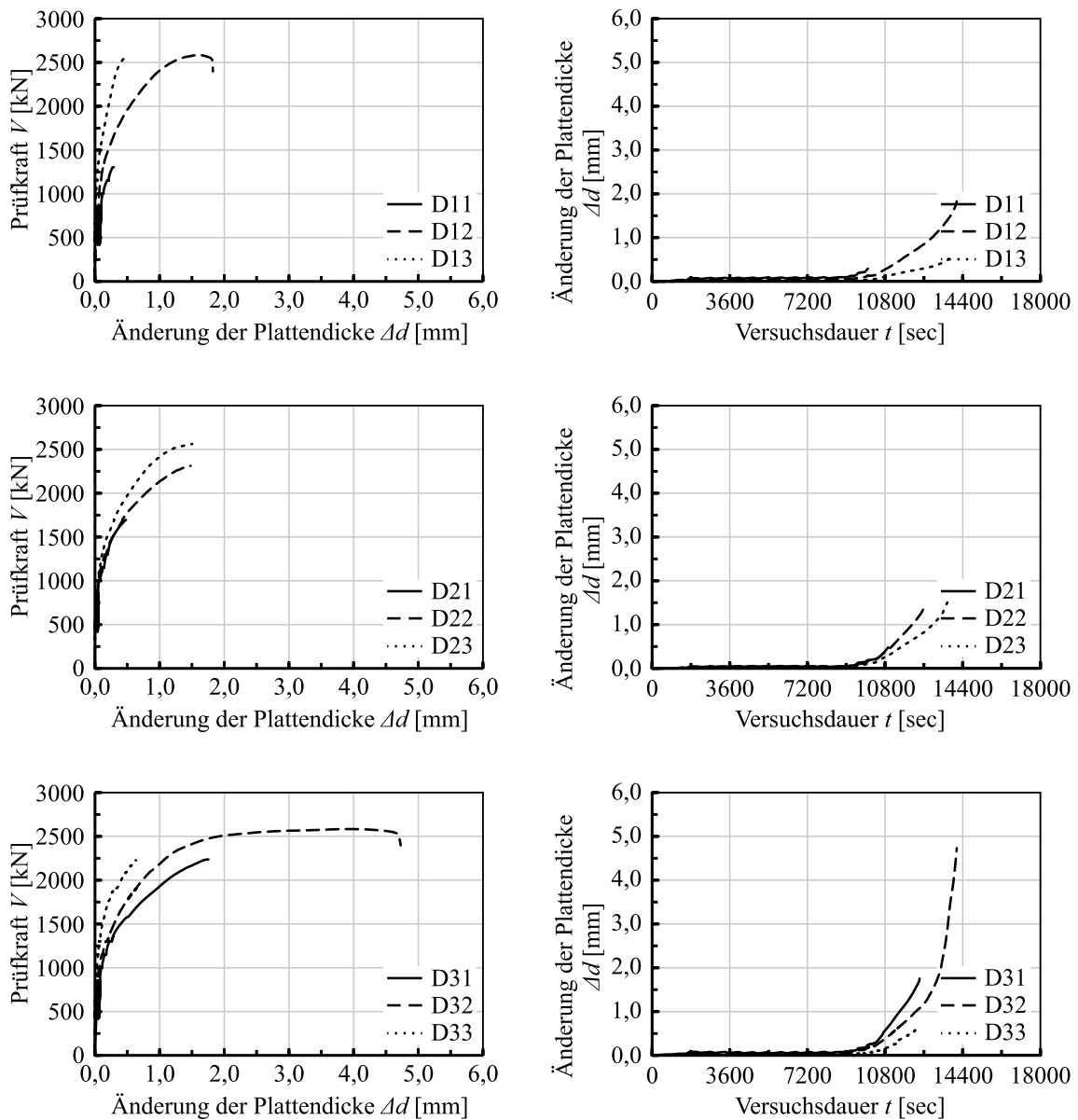


Bild A.177: Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M3-25-1.75-D14 aufgetragen über die Prüfkraft V bzw. die Versuchsdauer t

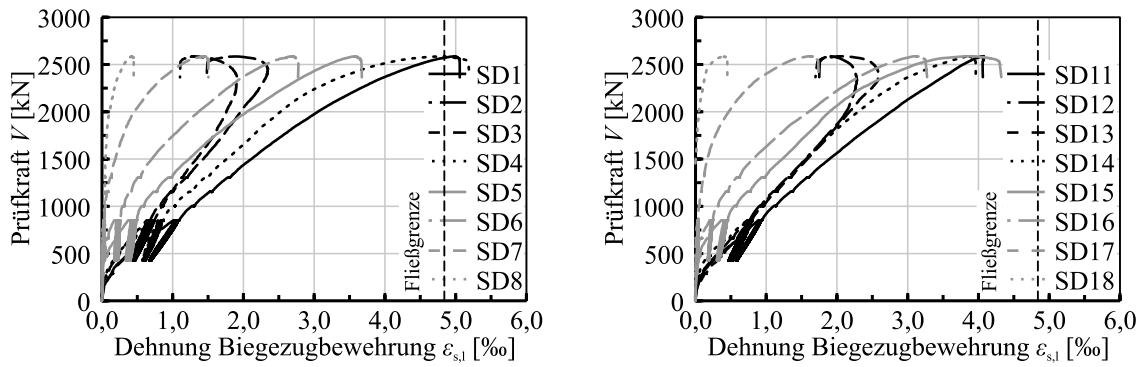


Bild A.178: Stahldehnungen der Biegezugbewehrung $\epsilon_{s,l}$ des Versuchskörpers M3-25-1.75-D14 aufgetragen über die Prüfkraft V

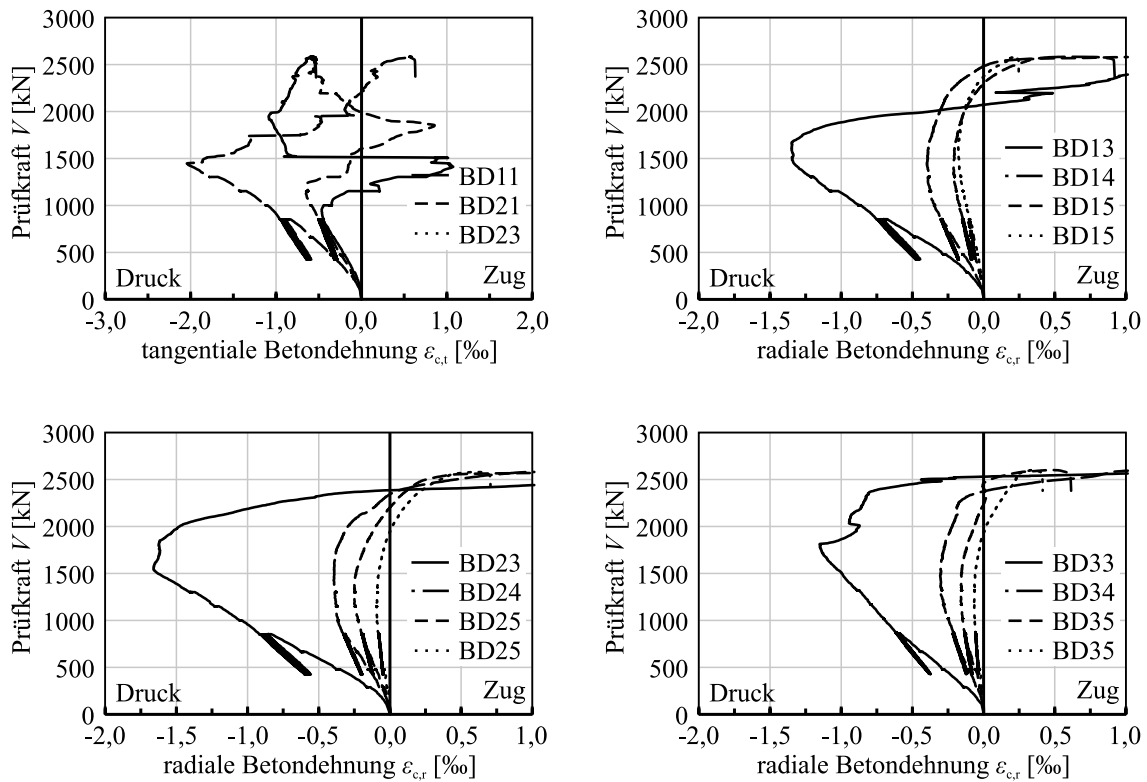


Bild A.179: Radiale und tangentielle Betondehnungen ϵ_{cr} und ϵ_{ct} des Versuchskörpers M3-25-1.75-D14 aufgetragen über die Prüfkraft V

Schnittrichtung 1

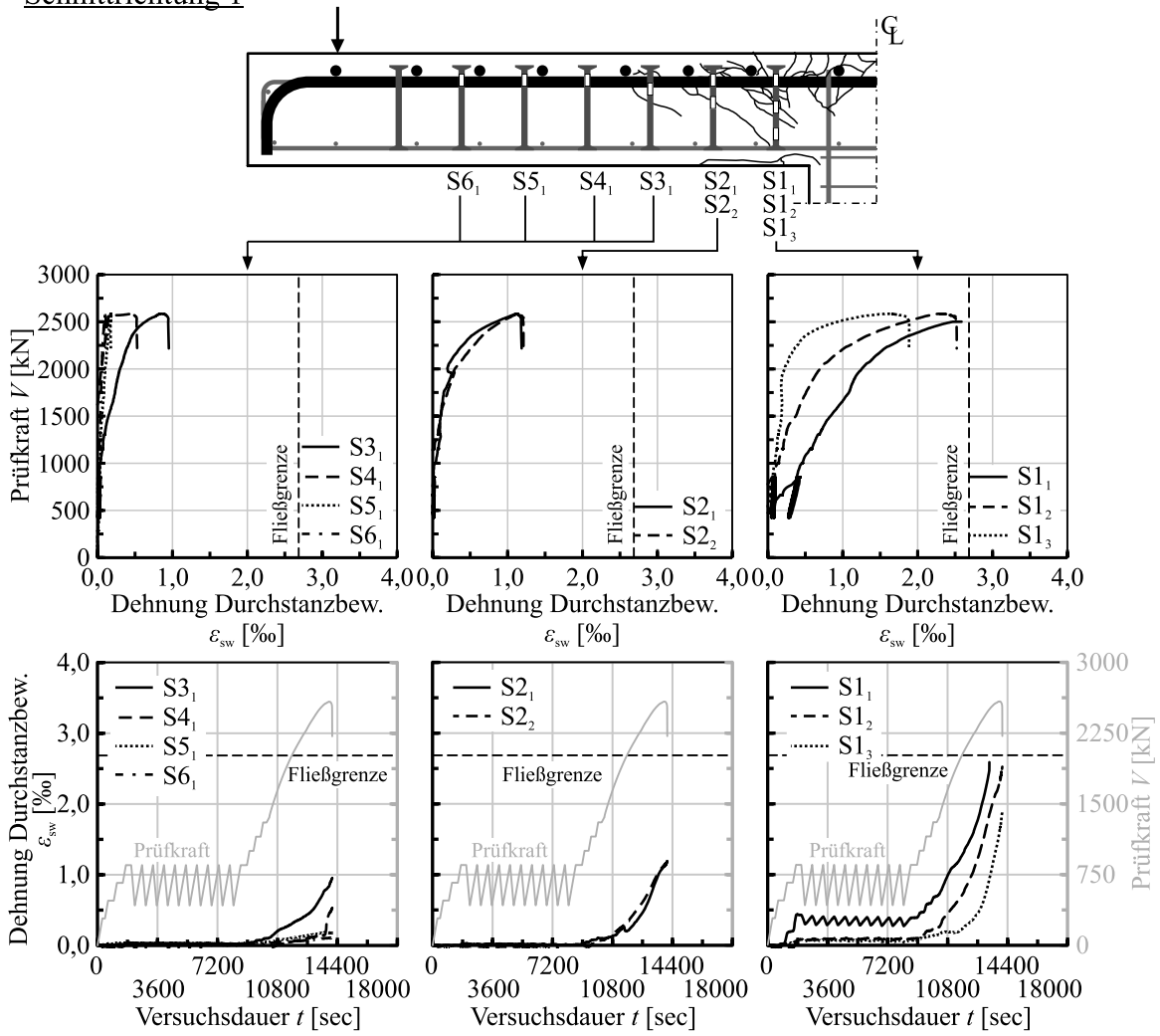


Bild A.180: Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung $\epsilon_{s,w}$ des Versuchskörpers M3-25-1.75-D14 in der Schnittrichtung 1 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

Schnittrichtung 2

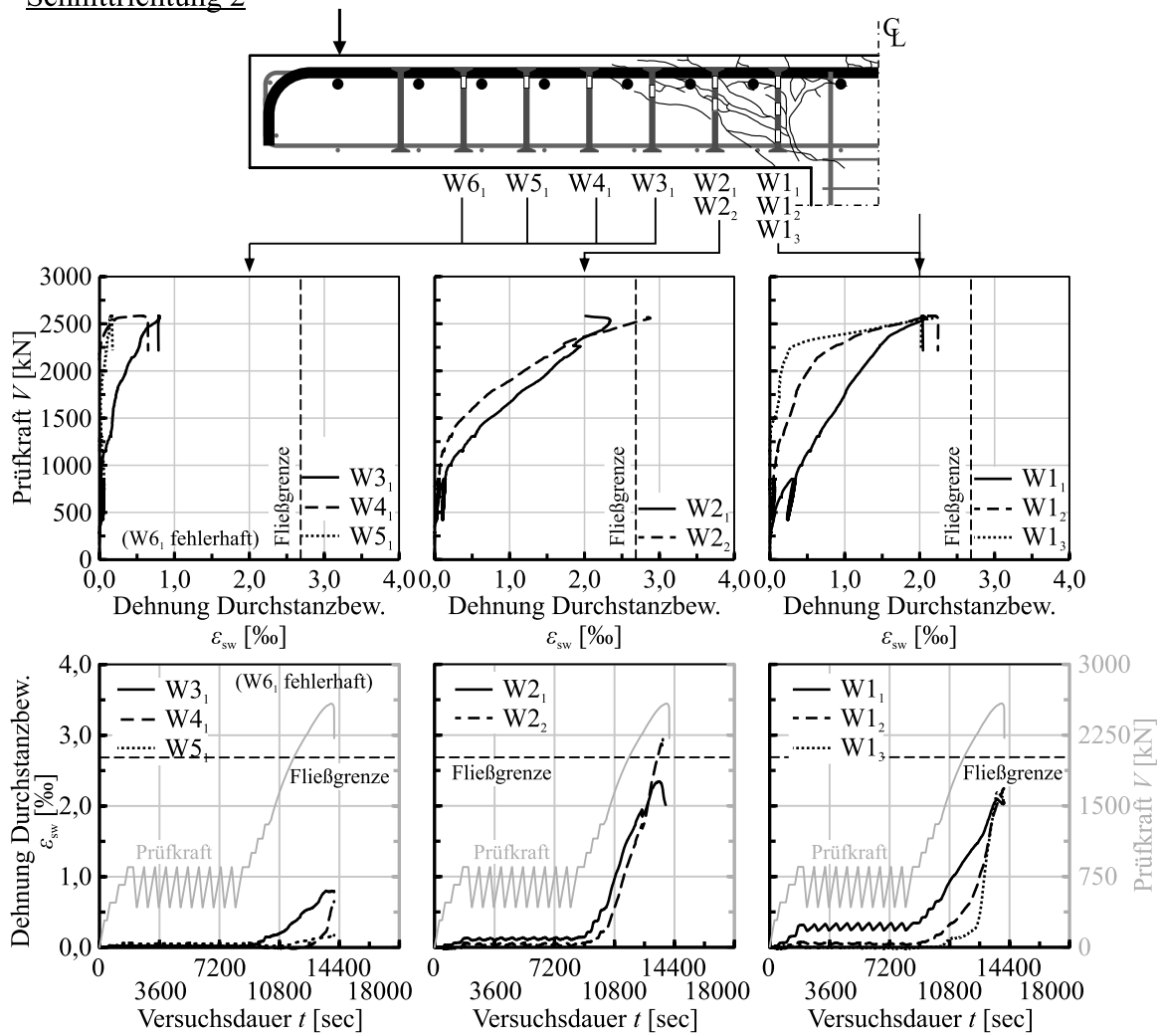


Bild A.181: Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung $\epsilon_{s,w}$ des Versuchskörpers M3-25-1.75-D14 in der Schnittrichtung 2 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

A.4.17 Versuchskörper M3-25-1.75-D20

d_m [mm]	V_f [Vol.-%]	Faser- typ	ρ_1 [%]	f_{ym} [N/mm ²]	Durch- stanzbew.	$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	V_{max} [kN]
185	1,0	5D	1,86	968	Doppel- kopfbolzen	36,3	10,08	9,13	2866

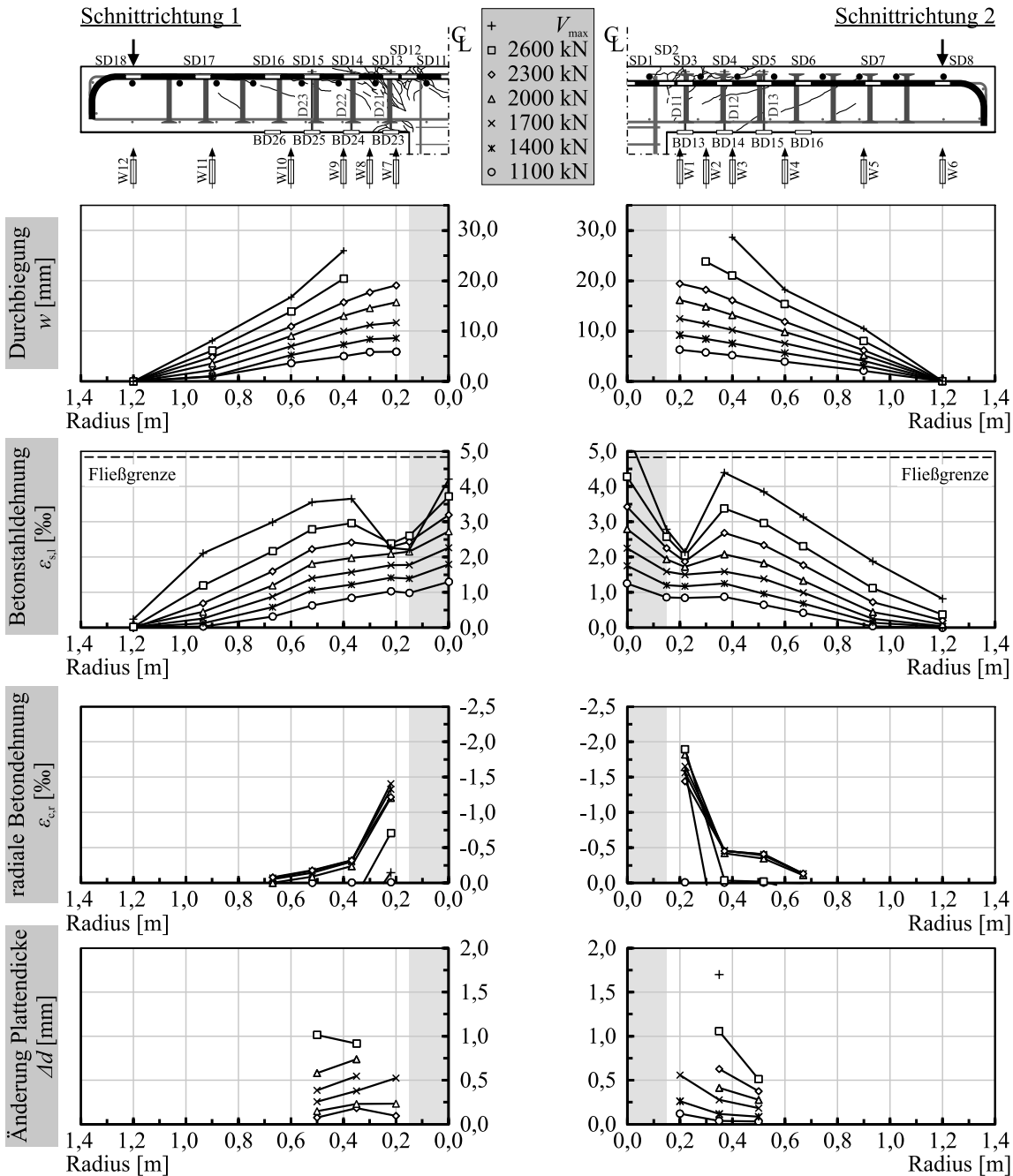
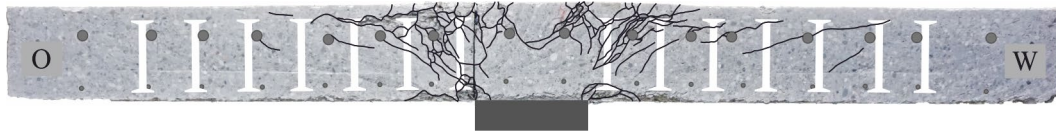


Bild A.182: Durchbiegung w , Betonstahldehnung der Biegezugbewehrung $\varepsilon_{s,l}$, radiale Betondehnung $\varepsilon_{c,r}$ und Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M3-25-1.75-D20 in verschiedenen Laststufen

Trennschnitt 1



Trennschnitt 2

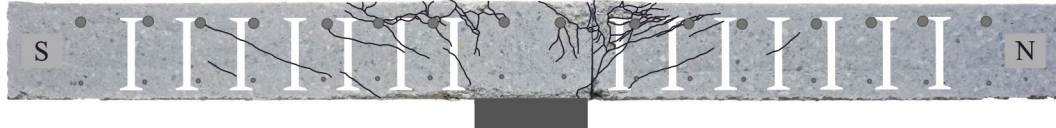


Bild A.183: Rissbilder der Trennschnitte 1 und 2 des Versuchskörpers M3-25-1.75-D20

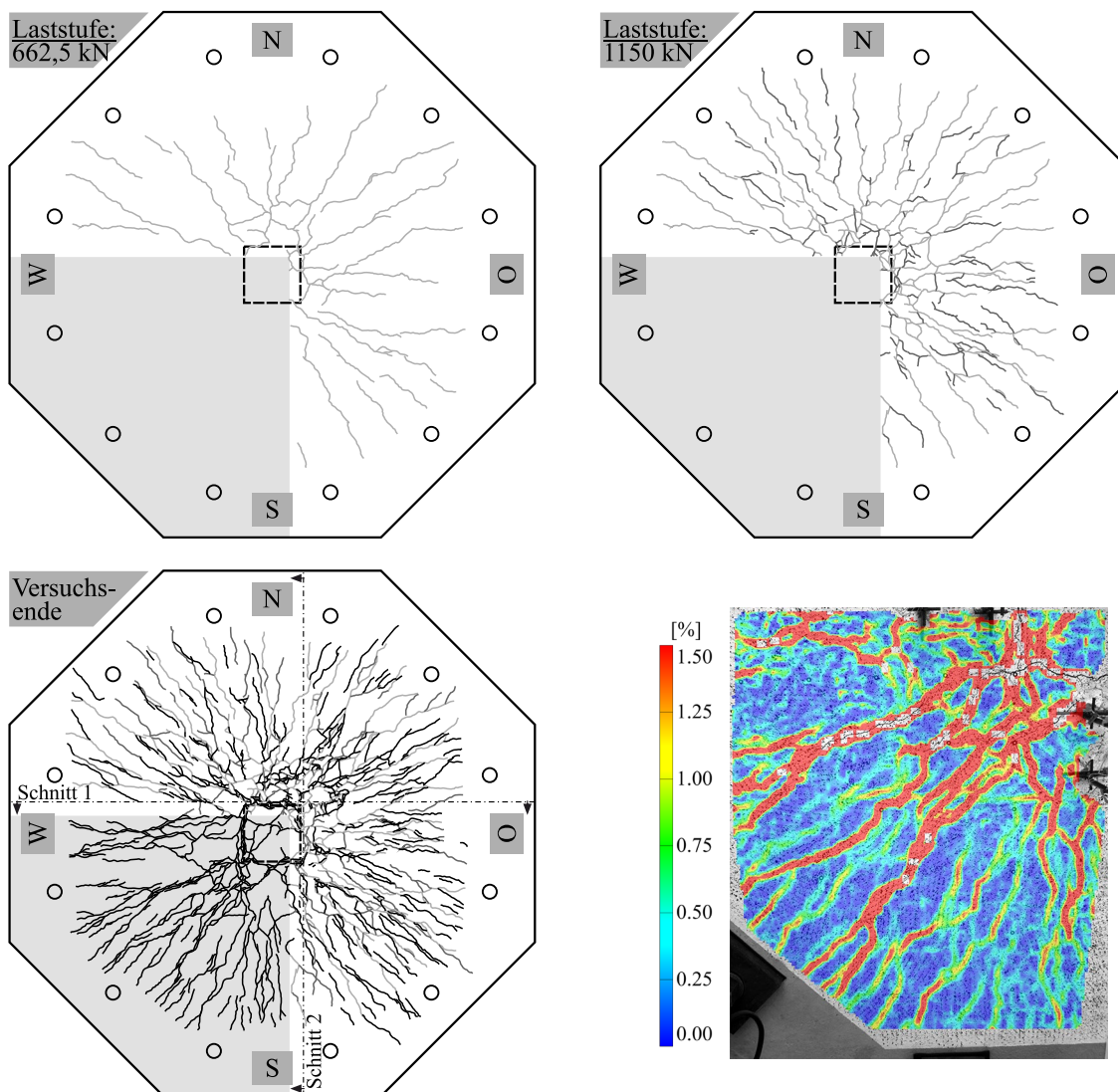


Bild A.184: Rissbilder der gezogenen Plattenoberseite des Versuchskörpers M3-25-1.75-D20 bei drei Laststufen (662,5 kN, 1150 kN, nach Versuchsende) und Rissbild in Form der Hauptformdehnung aus der optischen Messung mit Aramis bei V_{\max}

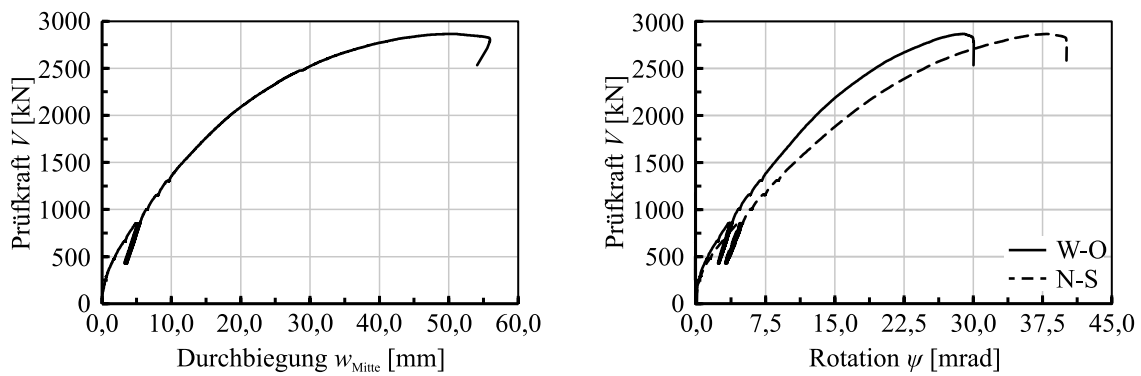


Bild A.185: Plattenmitterverformung w_{Mitte} und Plattenrotation ψ des Versuchskörpers M3-25-1.75-D20 aufgetragen über die Prüfkraft V

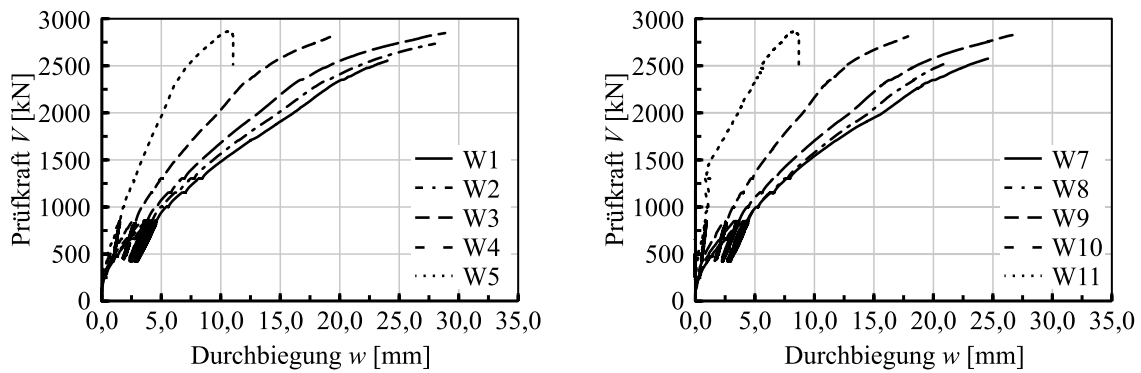


Bild A.186: Durchbiegungen w des Versuchskörpers M3-25-1.75-D20 aufgetragen über die Prüfkraft V

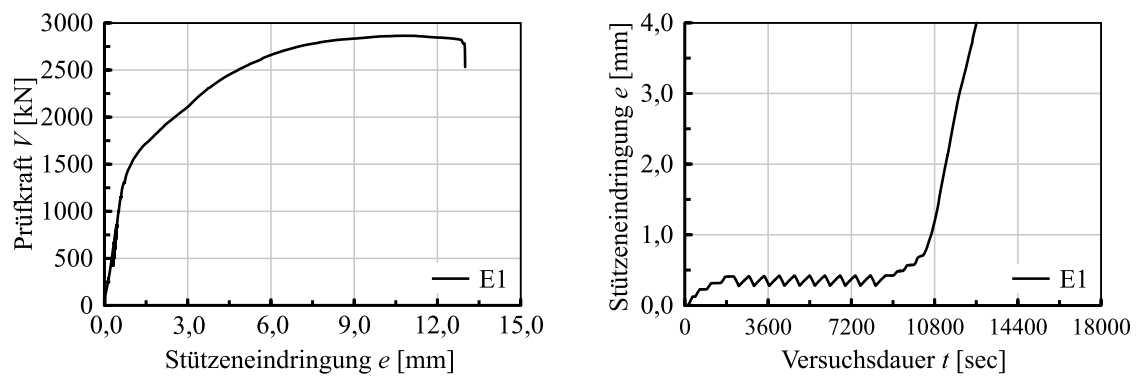


Bild A.187: Eindringung der Stütze in die Platte e des Versuchskörpers M3-25-1.75-D20 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

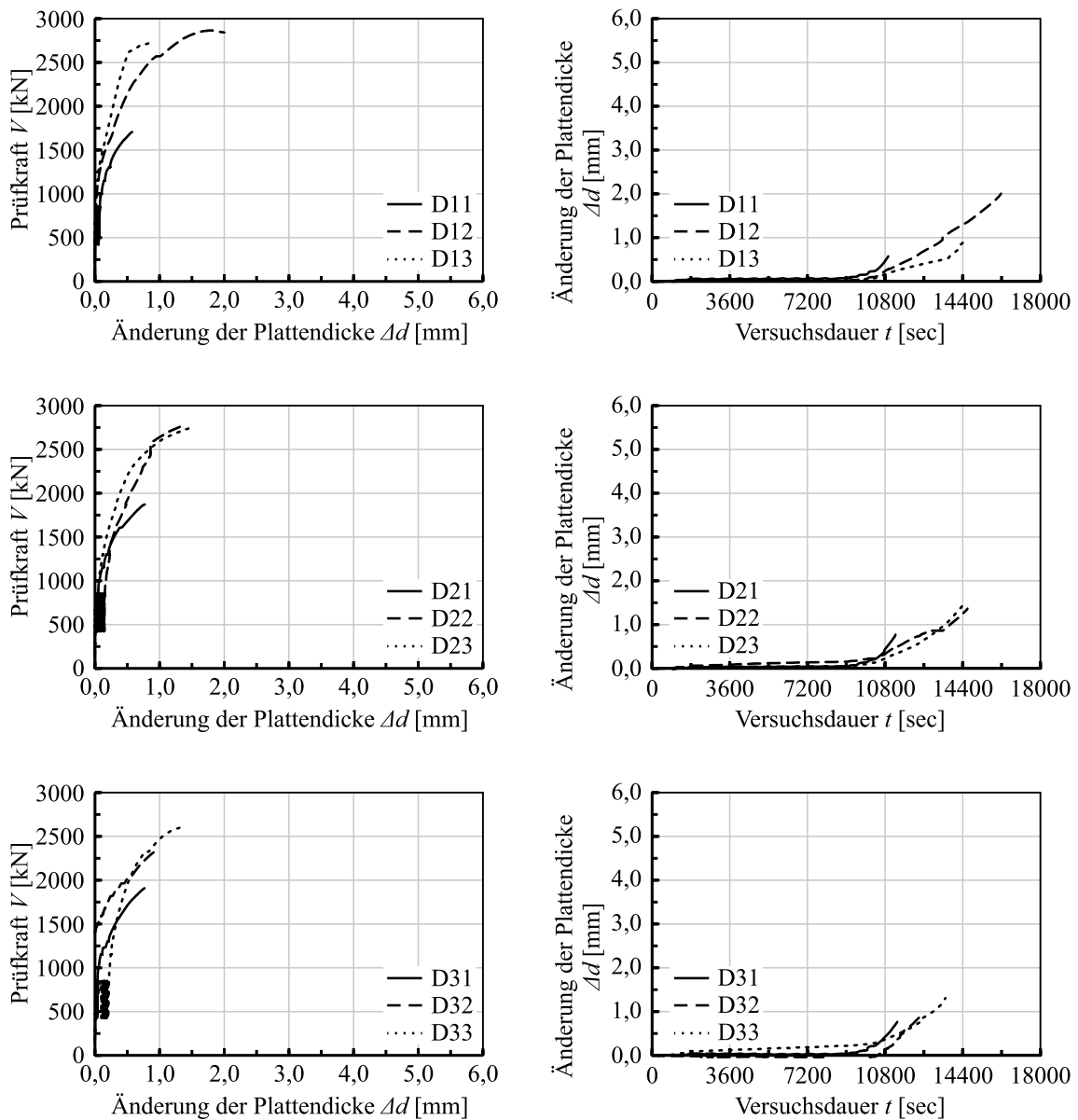


Bild A.188: Änderung der Plattendicke Δd des Versuchskörpers M3-25-1.75-D20 aufgetragen über die Prüfkraft V bzw. die Versuchsdauer t

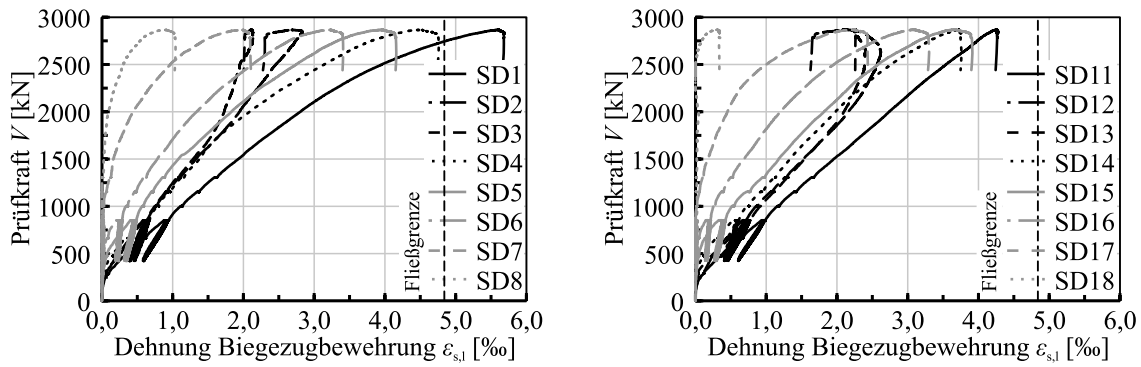


Bild A.189: Stahldehnungen der Biegezugbewehrung $\epsilon_{s,l}$ des Versuchskörpers M3-25-1.75-D20 aufgetragen über die Prüfkraft V

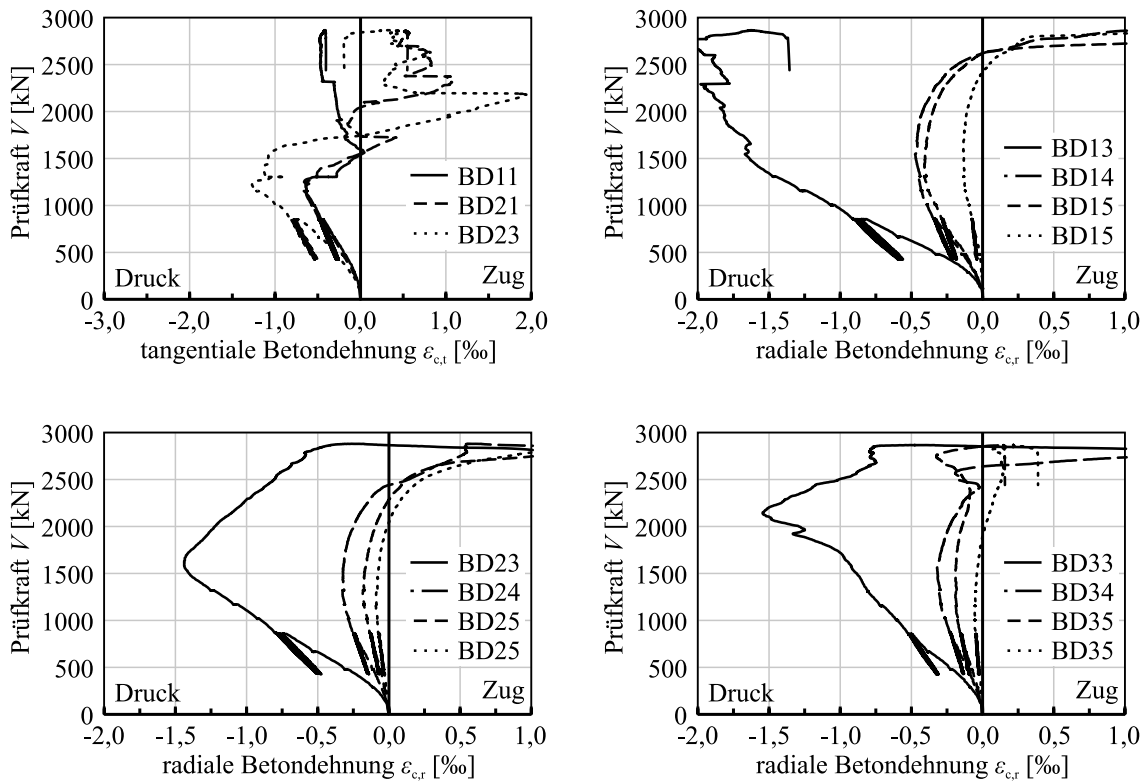


Bild A.190: Radiale und tangentielle Betondehnungen ϵ_{cr} und ϵ_{ct} des Versuchskörpers M3-25-1.75-D20 aufgetragen über die Prüfkraft V

Schnittrichtung 1

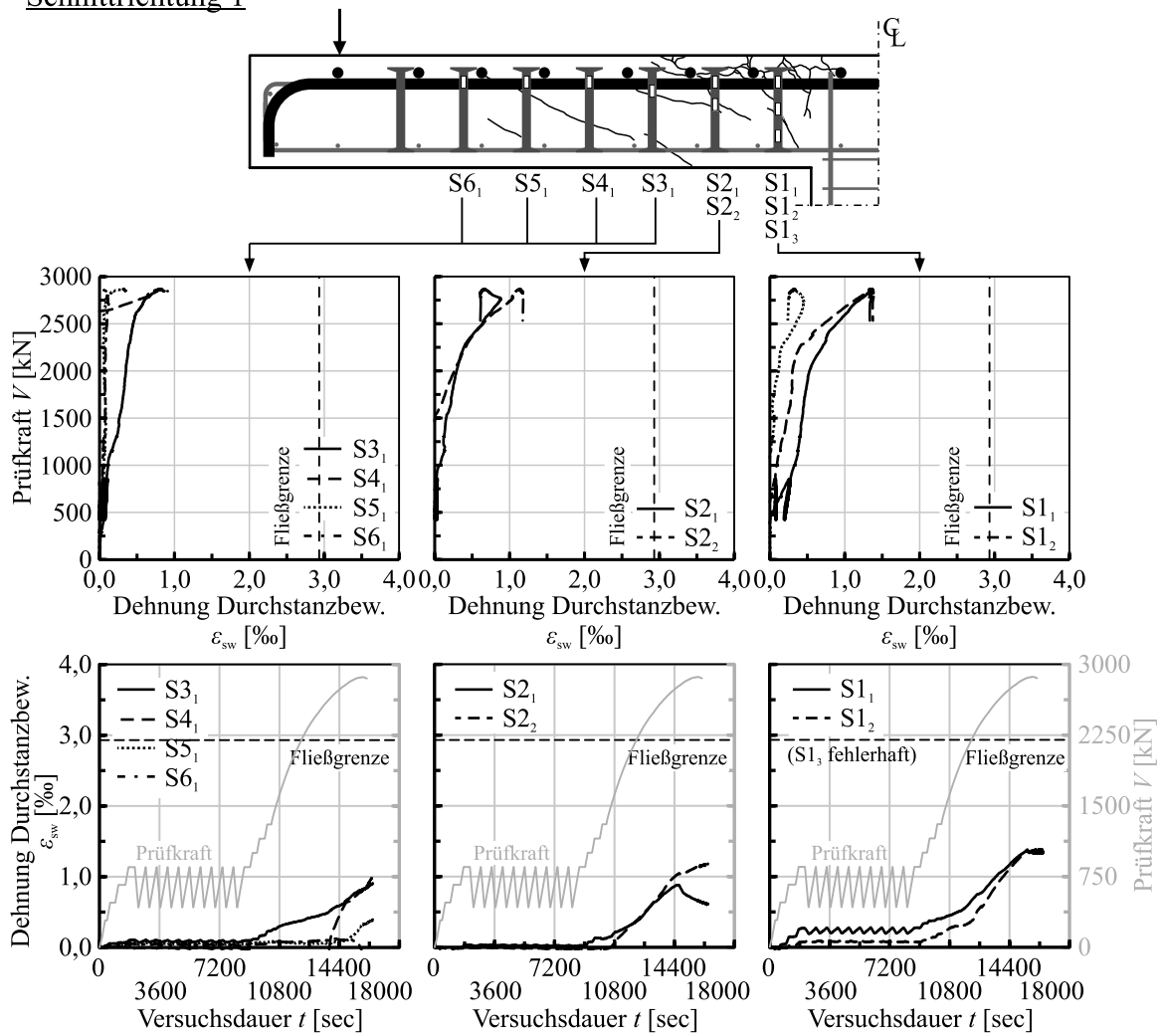


Bild A.191: Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung $\epsilon_{s,w}$ des Versuchskörpers M3-25-1.75-D20 in der Schnittrichtung 1 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

Schnittrichtung 2

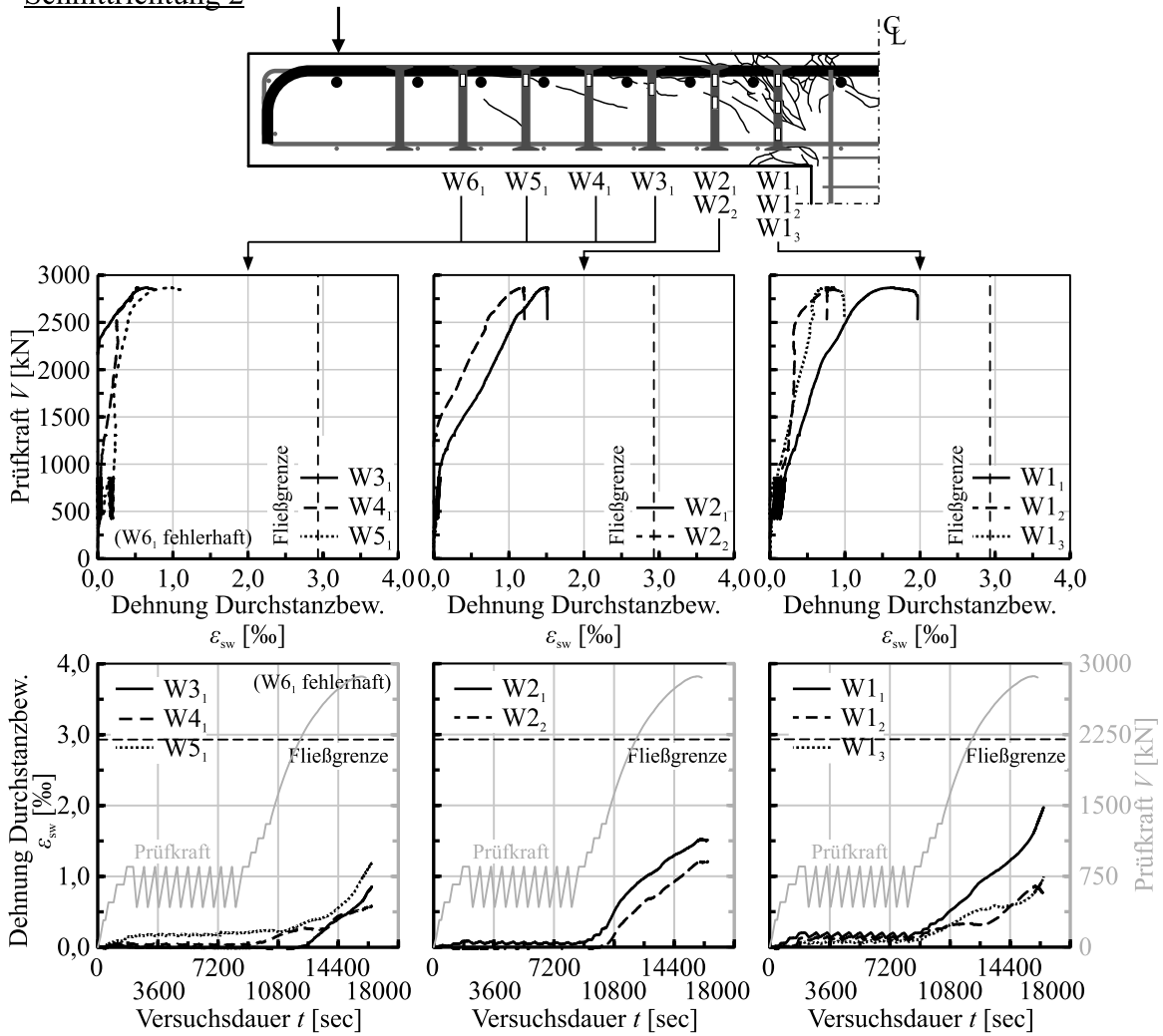


Bild A.192: Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung $\epsilon_{s,w}$ des Versuchskörpers M3-25-1.75-D20 in der Schnittrichtung 2 aufgetragen über die Prüfkraft V und die Versuchsdauer t

Anhang B

Datenbank zu stahlfaserbewehrten Durchstanzversuchen

B.1 Umrechnung von Materialkennwerten

Zur Gewährleistung einer aussagekräftigen Auswertung der Datenbank und Vergleichbarkeit der Ergebnisse mit bestehenden Datenbanken ist es notwendig, die dokumentierten Versuchsdaten auf eine einheitliche geometrische und materielle Bezugsbasis zu überführen. Hierbei wird auf das Vorgehen zahlreicher bestehender Datenbanken der Literatur (z. B. [124, 198, 210, 211, 213, 215, 270, 285]) zu verschiedensten Fragestellungen und Bauteilen des Stahlbetonbaus zurückgegriffen. Neben der grundsätzlichen Festlegung der Angabe in SI-Einheiten spielt insbesondere die Definition der Betondruckfestigkeit eine zentrale Rolle, da diese signifikant durch die gewählte Versuchskörpergeometrie und Versuchsdurchführung beeinflusst wird. Zahlreiche Untersuchungen zeigten (z. B. [22, 93, 205, 223]), dass neben den geometrischen Faktoren Schlankheit und Größe der Probekörper, auch Abhängigkeiten von der verwendeten Zementart sowie den Lagerungsbedingungen und der Belastungsgeschwindigkeit während der Versuchsdurchführung bestehen [248].

Die in dieser Arbeit berücksichtigten Versuchsdokumentationen der Literatur beinhalten in der Regel keine Angaben bezüglich der zuletzt genannten Faktoren, Zementart, Lagerungsbedingungen und Prüfungsgeschwindigkeit. Entsprechend den Erläuterungen von STALLER [248] sind diese Einflussgrößen jedoch als untergeordnet zu betrachten und können im Folgenden generell vernachlässigt werden. Im Gegensatz hierzu ist eine Erfassung der Faktoren Prüfkörperform und Schlankheit auf Basis von gestaltungs- und formabhängigen Umrechnungsfaktoren von großer Bedeutung, da diese einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Betondruckfestigkeit vorweisen. Einen zusammenfassenden Überblick über zutreffende Umrechnungsfaktoren geben beispielsweise [89, 107, 213, 219, 220], wobei deutliche Unterschiede in den genannten Umrechnungsfaktoren bestehen. Die Eignung der Faktoren nach [213] konnte bereits mehrfach bei der Erstellung bzw. Auswertung von Querkraft- und Durchstanzdatenbanken (z. B. [124, 210, 211, 213, 215, 270, 285]) bestätigt werden, weshalb diese Faktoren auch an dieser Stelle für die Anpassung der dokumentierten Werte als Grundlage dienen.

Als Bezugswert der Betondruckfestigkeit wird die an einer zylindrischen Probe mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm ermittelte Druckfestigkeit $f_{c,cyl}$ festgelegt. Ausgehend von diesem Wert erfolgt in der späteren Datenbankauswertung schließlich eine Umrechnung auf die geforderte Bezugsgröße entsprechend den Anforderungen der verschiedenen Regelwerke. Liegen innerhalb

einer Versuchsserie Festigkeitswerte an verschiedenen Prüfkörperformen vor, so werden für die Festlegung von $f_{c,cyl}$ bei gleicher Versuchsanzahl die Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ der Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ vorgezogen. Sofern in den Berichten nichts anderes angegeben, werden die genannten Festigkeitswerte als Mittelwert f_{cm} betrachtet.

Aus dem nordamerikanischen Raum stammende Versuchsberichte geben die Betondruckfestigkeit meist als 9 %-Fraktile der Grundgesamtheit der Zylinderdruckfestigkeit f_c' an, weshalb dieser Wert nicht gleichbedeutend mit der Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} als 5 %-Fraktile europäischer Regelwerke ist. Zur Umrechnung zwischen beiden Werten dienen nachfolgend die Ansätze nach [211], wobei in Anlehnung an [213] der in amerikanischen Versuchsberichten angegebene Wert f_c' gleich des Mittelwertes f_{cm}' gesetzt wird.

Des Weiteren weisen Versuchskörper aus dem nordamerikanischen Raum in Bezug auf Durchmesser und Bezeichnung von Bewehrungsstäben deutliche Unterschiede zum europäischen Raum auf. Während sich die Bezeichnung in den USA aus dem Symbol „#“ und dem Durchmesser des Bewehrungsstabes in 1/8 inch als nachgestellte Zahl zusammensetzt, wird in Kanada der auf 5 mm aufgerundete Nenn-durchmesser mit einem nachgestellten „M“ als Bezeichnung verwendet. [270] Tabelle B-1 fasst für die gängigsten Bewehrungsstäbe die Umrechnung in metrische Einheiten zusammen.

Umrechnung auf SI-Einheiten

1“	= 25,4 mm
1‘	= 12“ = 304,8 mm
1 in	= 25,4 mm
1 in ²	= 645,16 mm ²
1 lbf	= 1 pound = 4,4482 N
1 kip	= 1000 pound = 4,4482 kN
1 psi	= 1 lbf/in ² = 6,8948 · 10 ⁻³ N/mm ²
1 kg/cm ²	= 0,0981 N/mm ²

Betondruckfestigkeit

Bezugsgröße der Betondruckfestigkeit (Zylinder ø150/300 mm) $f_{c,cyl} = f_{c,cyl,150/300}$

Umrechnung der Betondruckfestigkeit (nach [213])

Würfel - Würfel (Kantenlängen in Indizes in [mm])

$$f_{c,cube,150} = 0,90 \cdot f_{c,cube,100} \quad (B1-1)$$

Zylinder - Zylinder (Kantenlängen in Indizes in mm)

$$f_{c,cyl,150/300} = (0,92/0,95) \cdot f_{c,cyl,100/200} \quad (B1-2)$$

Würfel - Zylinder (Kantenlängen in Indizes in mm)

$$f_{c,cyl,150/300} = (0,75/0,95) \cdot f_{c,cu,150} \quad (B1-3)$$

Umrechnung charakteristische Betondruckfestigkeit auf Mittelwert der Betondruckfestigkeit [66, 211]

$$f_{cm} = f_{ck} + 4 \text{ N/mm}^2 \text{ (für Laborbedingungen)} \quad (\text{B1-4})$$

Umrechnung der Zylinderdruckfestigkeit f_c' nach ACI 318 [211]

$$f_{ck} = f_c' - 1,6 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B1-5})$$

$$f_{cm} = f_c' + 2,4 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B1-6})$$

Umrechnung des Bewehrungsdurchmessers

Tabelle B-1 Stabdurchmesser $\varnothing_{s,l}$ und Querschnittsflächen A_s von im nordamerikanischen Raum gängigen Bewehrungsstäben

USA	$\varnothing_{s,l}$ [mm]	A_s [mm ²]	Kanada	$\varnothing_{s,l}$ [mm]	A_s [mm ²]
#3	9,53	71,3	10M	11,28	100
#4	12,70	126,7	15M	15,96	200
#5	15,88	197,9	20M	19,54	300
#6	19,05	285,0	25M	25,23	500
#7	22,23	387,9	30M	29,85	700
#8	25,40	506,7	35M	35,68	1000

B.2 Plastische Momententragfähigkeit stahlfaserverstärkter Querschnitte

Die der Biegetragfähigkeit einer Platte entsprechende Prüfkraft V_{flex} berechnet sich auf Basis der Bruchlinientheorie anhand des Systembeiwertes a und der plastischen Momententragfähigkeit eines rechteckigen Querschnitts m_{pl} (vgl. Kap. 5.2). Nachfolgend wird für die Bestimmung von m_{pl} eines stahlfaserverstärkten Querschnitts der in DAfStb Heft 597 [212] von REINECK ET AL. vorgeschlagene Algorithmus für Stahlbetonquerschnitte um die Fasertragwirkung erweitert und an die Regelungen der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ in Verbindung mit EC2+NA(D) [63, 64] bzw. prEC2 mit Anhang L [34] zur Definition der wirksamen Nachrisszugfestigkeit sowie des in der Betondruckzone wirksamen Spannungsblocks angepasst. Aufgrund der bei Durchstanzversuchen an Flachdeckenausschnitten beobachteten geringen Ausnutzung der Biegedruckbewehrung wird deren Einfluss in nachfolgender Gleichgewichtsbetrachtung vernachlässigt [18]. Zudem bleiben zeitabhängige Faktoren in Form der Dauerstandsbeiwerte α_{cc} und α_c^f sowohl auf der Druck- wie auch auf der Zugseite der Betonkennwerte unberücksichtigt. Lediglich die in diesen Beiwerten enthaltene Umrechnung der Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} des Betons auf den einachsialen Festigkeitswert $f_{1cm} \approx 0,95 \cdot f_{cm}$ wird bei der Festlegung des Spannungsblocks nach REINECK ET AL. [212] erfasst. MAYA ET AL. veröffentlichten bereits in [166] einen ähnlichen Zusammenhang, der sich im Wesentlichen im Hinblick auf die Beiwerte λ und η unterscheidet.

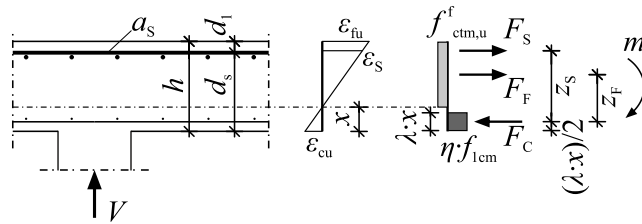


Bild B.1: Dehnungs- und Spannungsverteilung eines stahlfaserverstärkten Rechteckquerschnitts bei Biegebeanspruchung

Bild B.1 veranschaulicht den zu Grunde gelegten Dehnungs- und Spannungsverlauf eines auf Biegung beanspruchten stahlfaserverstärkten Rechteckquerschnitts, woraus sich nachfolgende innere Kraftresultierende ergeben.

$$F_C = \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{1cm} \quad \text{Druckkraft der Betondruckzone (Annahme Spannungsblock)} \quad (B-1)$$

[kN/m]

$$F_S = a_s \cdot f_y \quad \text{Zugkraft in der Zuggurtbewehrung [kN/m]} \quad (B-2)$$

$$F_F = (h - x) \cdot f_{ctm,u}^f \quad \text{Zugkraft der Stahlfaserwirkung in der gerissenen Zugzone [kN/m]} \quad (B-3)$$

Das Kräftegleichgewicht dieser horizontal wirkenden Kraftresultierenden liefert die Betondruckzonenhöhe x und die wirksamen inneren Hebelarme z_S und z_F nach den Gleichungen (B-4) bis (B-6).

$$x = \frac{\rho_l \cdot d_s \cdot f_y + f_{ctm,u}^f \cdot h}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{1cm} + f_{ctm,u}^f} \quad \text{Druckzonenhöhe des Querschnitts} \quad (B-4)$$

$$z_S = d_s - \lambda/2 \cdot x \quad \text{Mittlere Verbundspannung zwischen Faser und Matrix [N/mm}^2] \quad (B-5)$$

$$z_F = 1/2 \cdot (h + x(1 - \lambda)) \quad \text{Innerer Hebelarm der resultierenden Stahlfaserzugkraft} \quad (B-6)$$

Die plastische Momententragfähigkeit m_{pl} ergibt sich aus der Momentensumme um den Angriffspunkt der Druckspannungsresultierenden F_C ($m_r = F_S \cdot z_S + F_F \cdot z_F$) zu Gleichung (B-7). Zu beachten ist, dass

m_{pl} ein Versagen der Betonstahlbewehrung und somit ein Zugversagen des Querschnitts voraussetzt und ein Betondruckzonenversagen unberücksichtigt bleibt bzw. ausgeschlossen wird.

$$m_{pl} = \rho_1 \cdot d_s^2 \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{\lambda}{2} \cdot \frac{\rho_1 \cdot f_y + f_{ctm,u}^f \cdot h / d_s}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{1cm} + f_{ctm,u}^f} \right) + \frac{h^2 \cdot f_{ctm,u}^f}{2} \cdot \left(1 - \frac{\rho_1 \cdot f_y \cdot d_s / h + f_{ctm,u}^f}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{1cm} + f_{ctm,u}^f} \right) \cdot \left(1 + \frac{\rho_1 \cdot f_y \cdot d_s / h + f_{ctm,u}^f}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{1cm} + f_{ctm,u}^f} \cdot (1 - \lambda) \right) \quad (B-7)$$

Die Beiwerte λ und η erfassen die Völligkeit der Spannungsverteilung in der Betondruckzone und ermöglichen die Umrechnung der Druckzonenhöhe x und der Betondruckfestigkeit f_{1cm} auf die jeweiligen effektiven Werte des äquivalenten Spannungsblocks. Nach EC2+NA(D) [63, 64] bzw. prEC2 [34] berechnen sich die Beiwerte zu:

$$\lambda \leq \begin{cases} 0,8 & \text{für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \\ 0,8 - (f_{ck} - 50) / 400 & \text{für } 50 < f_{ck} \leq 100 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (B-8)$$

$$\eta \leq \begin{cases} 1,0 & \text{für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \\ 1,0 - (f_{ck} - 50) / 200 & \text{für } 50 < f_{ck} \leq 100 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (B-9)$$

Für die Bestimmung der wirksamen Nachrisszugfestigkeit $f_{ctm,u}^f$ wird der Spannungsblock nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ in Form des Mittelwertes der Nachrisszugfestigkeit bei einer Durchbiegung von 3,5 mm im 4-Punkt-Biegezugversuch verwendet. Unter Vernachlässigung der unterschiedlichen Versuchsbasis in Bezug auf einen 3-Punkt-Biegezugversuch nach EN 14651 [57] ist dieser Wert näherungsweise mit f_{Ftu} des prEC2 Anhang L [34] vergleichbar.

$$f_{ctm,u}^f = \beta_u \cdot \kappa_F^f \cdot \kappa_G^f \cdot f_{cflm,L2}^f = 0,37 \cdot \kappa_F^f \cdot \kappa_G^f \cdot f_{cflm,L2}^f \quad (B-10)$$

Während κ_F^f für flächenhafte Bauteile unter Biege- und Zugbeanspruchung zu 1,0 angenommen werden darf, wird κ_G^f nach Gleichung (2-18) definiert. Eine eventuell reduzierte Faserwirkung infolge der zusätzlich vorhandenen Biegezugbewehrung, wie diese von PFYL [201] insbesondere bei hohen Längsbewehrungsgraden beobachtet wurde, sowie weiterführende Einflüsse aus der Bauteilhöhe auf die Faserorientierung werden in dieser Betrachtung vernachlässigt. Es ist daher davon auszugehen, dass die beschriebene Abschätzung der Momententragfähigkeit einen oberen Grenzwert darstellt (vgl. auch ROSENBUSCH [221]).

Für einen faserfreien Stahlbetonquerschnitt ($f_{ctm,u}^f = 0$) geht der Zusammenhang in die bekannte und auch im Rahmen der CSCT [181] verwendete Gleichung (B-11) über. Um die Zusammenhänge der CSCT [181] im Rahmen der Erstellung des prEC2 [34] in einen praxistauglichen, geschlossenen Bemessungsansatz zu überführen, idealisierten MUTTONI / RUIZ / SIMÕES [180, 185] diesen Ansatz anhand einer Regressionsanalyse (in Anlehnung an das Vorgehen nach ZSUTTY [287]) zu einem rein multiplikativen, vereinfachten Ansatz auf Basis der wesentlichen, geometrischen und materiellen Einflussparameter d , ρ_1 , f_y und f_{1cm} (Gl. (B-11)).

$$m_{pl,NC} = \rho_1 \cdot d_s^2 \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{\lambda}{2} \cdot \frac{\rho_1 \cdot f_y}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{1cm}} \right) \approx 0,75 \cdot d^2 \cdot \rho_1^{0,9} \cdot f_y^{0,9} \cdot f_{1cm}^{0,1} \quad (B-11)$$

Um den Einfluss einer Faserzugabe auf den Durchstanzwiderstand eines reinen Stahlbetonquerschnitts $V_{R,c}$ zu erfassen und in den bestehenden Ansatz des Durchstanzwiderstandes nach prEC2 [34] zu integrieren, gilt es die plastische Momententragfähigkeit $m_{pl,SFRC}$ nach Gleichung (B-7) als Vielfaches der

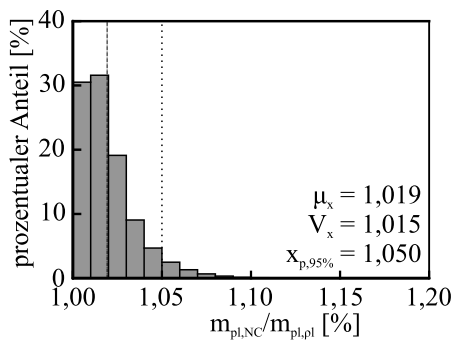
eines reinen Stahlbetonquerschnitts (Gl. (B-11)) in Anlehnung an die Vereinfachung in Gleichung (B-11) auszudrücken (vgl. Gl. (B-12) bzw. Kap. 6.3.3.2). Zur Realisierung dieses Ziels soll nachfolgend die Fasertragwirkung durch Einführung eines zusätzlichen, äquivalenten Längsbewehrungsgrades $\rho_{l,F}$ dargestellt werden. Dieser lässt sich im weiteren Vorgehen in Gleichung (B-11) integrieren, wodurch näherungsweise $m_{pl,SFRC}$ berechnet werden kann. Hierzu bietet sich eine vertiefte Betrachtung bzw. Auswertung des Aufbaus von Gleichung (B-7) an.

$$m_{pl,SFRC} = \alpha_B \cdot m_{pl,NC} \quad (B-12)$$

Gleichung (B-7) beschreibt die plastische Momententragfähigkeit $m_{pl,SFRC}$ anhand eines additiven Zusammenhanges bestehend aus den Traganteilen der Biegezugbewehrung $m_{pl,p}$ sowie der Stahlfaserwirkung $m_{pl,F}$ nach Gleichung (B-13).

$$m_{pl,SFRC} = m_{pl,p} + m_{pl,F} \quad (B-13)$$

Sowohl $m_{pl,p}$ wie auch $m_{pl,F}$ werden durch die im Riss wirksamen Zugspannungen des Stahlfaserbetons beeinflusst. Während sich $m_{pl,F}$ rein aus der Fasertragwirkung definiert, beeinflusst die Nachrisszugfestigkeit $f_{ctm,u}^f$ im Anteil $m_{pl,p}$ lediglich die Betondruckzonenhöhe und somit den inneren Hebelarm der Stahlzugkraft der Biegezugbewehrung. Der Einfluss von $f_{ctm,u}^f$ auf den resultierenden Hebelarm soll nachfolgend anhand eines Vergleichs von $m_{pl,NC}$ (Gl. (B-11)) und $m_{pl,p}$ (1. Anteil Gl. (B-7)) überprüft werden. Hierzu wurde $m_{pl,NC}$ und $m_{pl,p}$ mittels einer numerischen Simulation für ein Berechnungsnetz von etwa 225 Millionen möglichen Konfigurationen der in Bild B.2 dargestellten Parameterbereiche ermittelt und die resultierenden Verhältniszerte $m_{pl,p}/m_{pl,NC}$ in einem Histogramm in Bild B.2 ausgewertet. Für die geometrischen und materiellen Kenngrößen Biegezugbewehrungsgrad ρ_l , Plattendicke h , auf die Plattendicke h bezogene statische Nutzhöhe d/h , Fließgrenze der Biegezugbewehrung f_y , Betondruckfestigkeit f_{cm} sowie Nachrisszugfestigkeit $f_{R,3}$ wurde hierfür ein möglichst praxisrelevanter Bereich abgeschätzt. Aufgrund der Natur beider Gleichungen liegen alle Verhältniszerte $m_{pl,p}/m_{pl,NC}$ oberhalb 1,0. Ein arithmetischer Mittelwert von 1,024 ($V_x = 0,018$) bei einem Maximalwert von 1,146 drückt in Verbindung mit der allgemeinen Verteilung des Histogramms (95 % der Werte $\leq 1,05$) den geringen Einfluss von $f_{ctm,u}^f$ auf die Betondruckzonenhöhe und somit auf $m_{pl,p}$ aus.



Variationsbereich der Parameter:

$\rho_l = 0,4 \text{ \% bis } 2,0 \text{ \%}$	$\Delta\rho_l = 0,05 \text{ \%}$
$h = 150 \text{ bis } 400 \text{ mm}$	$\Delta h = 5 \text{ mm}$
$d/h = 0,6 \text{ bis } 0,95$	$\Delta d/h = 0,025$
$f_y = 400 \text{ bis } 600 \text{ N/mm}^2$	$\Delta f_y = 20 \text{ N/mm}^2$
$f_{cm} = 20 \text{ bis } 100 \text{ N/mm}^2$	$\Delta f_{cm} = 5 \text{ N/mm}^2$
$f_{R,3} = 0,25 \text{ bis } 10 \text{ N/mm}^2$	$\Delta f_{R,3} = 0,25 \text{ N/mm}^2$

Bild B.2: Verteilung der Verhältniszerte $m_{pl,p}/m_{pl,NC}$ für den dargestellten Parameterbereich

Für die Ableitung eines vereinfachten Ansatzes wird nachfolgend der Einfluss von $f_{ctm,u}^f$ auf den Anteil $m_{pl,p}$ vernachlässigt und $m_{pl,p} = m_{pl,NC}$ angenommen. Aus dieser Vereinfachung resultieren zwei voneinander unabhängige Traganteile $m_{pl,p}$ und $m_{pl,F}$. Auf Grundlage von Gleichung (B-11) lässt sich nun der Traganteil $m_{pl,F}$ durch einen äquivalenten Biegezugbewehrungsgrad $\rho_{l,F}$ nach Gleichung (B-14) ausdrücken, der indirekt die Fasertragwirkung beschreibt.

$$\begin{aligned}
 m_{pl,NC}(\rho_{1,F}) &= m_{pl,F} \\
 0,75 \cdot d^2 \cdot \rho_{1,F}^{0,9} \cdot f_y^{0,9} \cdot f_{1cm}^{0,1} & \\
 &= \frac{h^2 \cdot f_{ctm,u}^f}{2} \cdot \left(1 - \frac{\rho_1 \cdot f_y \cdot d_s / h + f_{ctm,u}^f}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{1cm} + f_{ctm,u}^f} \right) \cdot \left(1 + \frac{\rho_1 \cdot f_y \cdot d_s / h + f_{ctm,u}^f}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{1cm} + f_{ctm,u}^f} \cdot (1 - \lambda) \right)
 \end{aligned} \tag{B-14}$$

Der erste Klammerausdruck in Gleichung (B-14) beschreibt mit Werten kleiner 1,0 die bezogene Zugzonenhöhe. Der zweite Klammerausdruck erfasst den bezogenen inneren Hebelarm der Resultierenden der Faserzugkraft, dessen Werte immer größer 1,0 sind. Für den in Bild B.2 dargestellten, an üblichen Werten des Hoch- und Industriebaus ausgerichteten Parameterbereichs variiert der erste Term entsprechend den Darstellungen in Bild B.3 in einem Bereich zwischen 0,2 und 0,99 bei einem arithmetischen Mittel von 0,83 und einem Medianwert von 0,86. Es ist zu erkennen, dass etwa 80% der Ergebnisse oberhalb 0,80 liegen. Der zweite Term bewegt sich in einem kleineren Wertebereich von 1,00 bis 1,16, wobei sowohl das arithmetische Mittel wie auch der Medianwert bei 1,03 und 95 % der Werte unter 1,075 liegen.

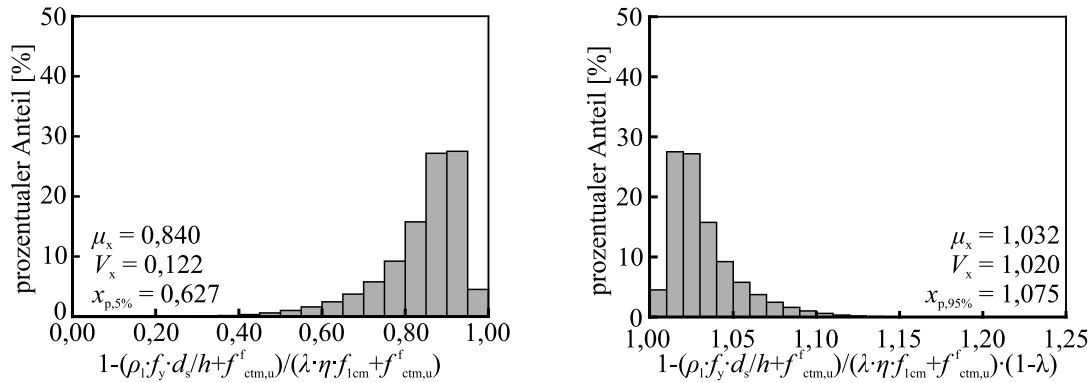


Bild B.3: Auswertung der bezogenen Zugzonenhöhe (links, 1. Klammerausdruck) sowie des bezogenen inneren Hebelarms (rechts, 2. Klammerausdruck) für den in Bild B.2 definierten Bereich praxisüblicher materieller und geometrischer Parameter in Gl. (B-14)

Durch Verwendung der genannten Mittelwerte anstelle der exakten Klammerausdrücke sowie weiteren Idealisierungen auf Basis des genannten Parameterbereichs, lässt sich $\rho_{1,F}$ ausschließlich in Abhängigkeit der Nachrisszugfestigkeit $f_{ctm,u}^f$ vereinfacht durch Gleichung (B-15) ausdrücken.

$$\begin{aligned}
 0,75 \cdot \rho_{1,F}^{0,9} \cdot f_y^{0,9} \cdot f_{1cm}^{0,1} &= \frac{(h/d)^2 \cdot f_{ctm,u}^f}{2} \cdot 0,845 \cdot 1,03 \\
 \rho_{1,F} &= \left(0,58 \cdot \frac{(d/h)^2 \cdot f_{ctm,u}^f}{f_y^{0,9} \cdot f_{1cm}^{0,1}} \right)^{10/9} \approx 0,00125 \cdot f_{ctm,u}^f{}^{10/9}
 \end{aligned} \tag{B-15}$$

Aus der Summe des tatsächlich verbauten Biegezugbewehrungsgrades ρ_1 und des aus der Faserwirkung resultierenden äquivalenten Biegezugbewehrungsgrades $\rho_{1,F}$ kann nun die plastische Momententragfähigkeit eines stahlfaserverstärkten Stahlbetonquerschnitts $m_{pl,SFRC}$ entsprechend Gleichung (B-16) abgeschätzt werden.

$$m_{pl,SFRC} \approx \alpha_B \cdot 0,75 \cdot d^2 \cdot (\rho_1^f)^{0,9} \cdot f_y^{0,9} \cdot f_c^{0,1}$$

$$m_{pl,SFRC} \approx \left(\frac{\rho_1 + 0,00125 \cdot f_{ctm,u}^{10/9}}{\rho_1} \right)^{0,9} \cdot 0,75 \cdot d^2 \cdot \rho_1^{0,9} \cdot f_y^{0,9} \cdot f_c^{0,1} \quad (B-16)$$

Die Bewertung der Prognosegenauigkeit dieses Näherungsansatzes erfolgt auf Basis einer Überprüfung anhand einer numerischen Simulation von $m_{pl,SFRC,exakt}$ (Gl. (B-7)) und $m_{pl,SFRC,Näherung}$ (Gl. (B-16)) für den in Bild B.2 festgelegten Parameterbereich. Die ermittelte Häufigkeitsverteilung der Verhältniswerte $m_{pl,SFRC,Näherung} / m_{pl,SFRC,exakt}$ veranschaulicht das Histogramm in Bild B.4. Mit einem arithmetischen Mittel von 0,97 und einem Variationskoeffizient von 0,072 äußert sich hier eine zutreffende Abschätzung der Biegetragfähigkeit des stahlfaserverstärkten Stahlbetonquerschnitts. Anhand des 5 %-Fraktilwertes von 0,841 sowie einem 95 %-Fraktilwert von 1,074 lässt sich unter Berücksichtigung der ohnehin streuenden Stahlfaserwirkung von einer ausreichenden Prognosegenauigkeit für weiterführende Untersuchungen ausgehen. Ergänzend ist an dieser Stelle zu erwähnen, dass das mit den Parametern aus Bild B.2 sehr allgemein und weit aufgespannte Berechnungsnetz auch baupraktisch nicht relevante bzw. teilweise unrealistische Randbereiche beinhaltet bzw. abdeckt, welche insbesondere zu von 1,0 abweichenden Werten führen. Eine nähere Eingrenzung bzw. der Ausschluss gewisser Kombinationen lässt an dieser Stelle eine Verbesserung der Ergebnisse erwarten. Im Vergleich zur Prognosegenauigkeit von Gleichung (B-11) liegt lediglich ein leicht reduziertes Niveau vor.

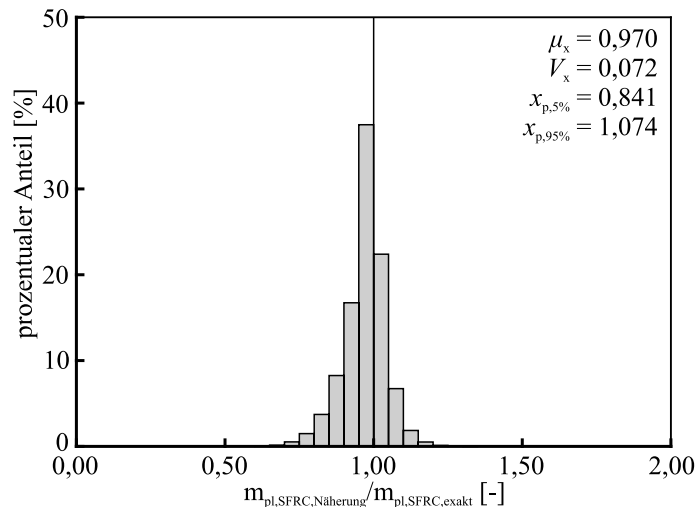


Bild B.4: Vergleich der mit Gleichung (B-7) $m_{pl,SFRC,exakt}$ und Gleichung (B-16) $m_{pl,SFRC,Näherung}$ ermittelten Biegetragfähigkeiten eines stahlfaserverstärkten Rechteckquerschnitts für den in Bild B.2 definierten Bereich praxisüblicher materieller und geometrischer Parameter

Allgemein gilt bei der Abschätzung der Biegetragfähigkeit stahlfaserverstärkter Bauteile mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung zu beachten, dass sich der Zuwachs an Biegetragfähigkeit bei Faserzugabe lediglich proportional zu den gezogenen Querschnittsbereichen und wirksamen inneren Hebelarmen einstellt. Daher ist insbesondere bei gering biegebewehrten Querschnitten bzw. geringen Biegebeanspruchungen ein Anstieg der aus der Faserwirksamkeit resultierenden Biegetragfähigkeit zu erwarten. [155]

B.3 Stahlfaserverstärkte Durchstanzversuche ohne Durchstanzbewehrung

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Nr.	Veröffentlichung	Bezeichnung Versuchskörper	Geometrie der Versuchskörper								Beton			
			Plattengeometrie	r_s [mm]	Lasteinleitung	r_q [mm]	h [mm]	d [mm]	Stützenform	$l_{c,1/2}$ [mm]	$f_{m,cyl,150/300}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	d_g [mm]
1.	SWAMY / ALI [253]	S-1	qa	1800	q	1690	125	100	q	150	37,3	[-]	[-]	10
2.		S-2	qa	1800	q	1690	125	100	q	150	38,4	[-]	[-]	10
3.		S-3	qa	1800	q	1690	125	100	q	150	37,3	[-]	[-]	10
4.		S-5	qa	1800	q	1690	125	100	q	150	37,3	[-]	[-]	10
5.		S-7	qa	1800	q	1690	125	100	q	150	40,7	[-]	[-]	10
6.		S-11	qa	1800	q	1690	125	100	q	150	36,6	[-]	[-]	10
7.		S-12	qa	1800	q	1690	125	100	q	150	36,3	[-]	[-]	10
8.	HIRASAWA / ITO [130]	A-0	qa	900	q	800	100	75	q	120	48,8	[-]	[-]	15
9.		A-1.0	qa	900	q	800	100	75	q	120	49,2	[-]	[-]	15
10.		B-1.0	qa	900	q	800	100	75	q	120	49,2	[-]	[-]	15
11.		C-1.0	qa	900	q	800	100	75	q	120	49,2	[-]	[-]	15
12.	D-1.0	qa	900	q	800	100	75	q	120	49,2	[-]	[-]	15	
13.	ALEXANDER / SIMMONDS [9]	P11F0	qs	2750	q	1820	155	132,7	q	200	33,2	[-]	[-]	12
14.		P11F31	qs	2750	q	1820	155	132,7	q	200	35,8	[-]	[-]	12
15.		P11F66	qs	2750	q	1820	155	132,7	q	200	35	[-]	[-]	12
16.		P38F0	qs	2750	q	1820	155	105,7	q	200	35,6	[-]	[-]	12
17.		P38F34	qs	2750	q	1820	155	105,7	q	200	38,4	[-]	[-]	12
18.	P38F69	qs	2750	q	1820	155	105,7	q	200	38,5	[-]	[-]	12	
19.	WALRAVEN / PAT / MARKOV [273, 274]	Walraven 4	k	1750	k	1650	140	110	k	250	32,7	[-]	[-]	16
20.		Walraven 5	k	1750	k	1650	140	110	k	250	37,1	[-]	[-]	16
21.		Walraven 6	k	1750	k	1650	140	110	k	250	38,3	[-]	[-]	16
22.		Walraven 7	k	1750	k	1650	140	110	k	250	37,5	[-]	[-]	16
23.		Walraven 8	k	1750	k	1650	140	110	k	250	35,6	[-]	[-]	16
24.		Walraven 9	k	1750	k	1650	140	110	k	250	35,6	[-]	[-]	16
25.	HARAJLI / MAALOUF / KHATIB [116]	B1	qa	650	q	610	75	55	q	100	31,4	[-]	[-]	10
26.		B2	qa	650	q	610	75	55	q	100	31,4	[-]	[-]	10
27.		B3	qa	650	q	610	75	55	q	100	31,8	[-]	[-]	10
28.		B4	qa	650	q	610	75	55	q	100	29,1	[-]	[-]	10
29.	AZEVEDO [15]	OSC.S1	qa	1160	q	900	100	80	q	80	42,3	[-]	[-]	12
30.		OSC.S2	qa	1160	q	900	100	80	q	80	45	[-]	[-]	12
31.		OSC.S3	qa	1160	q	900	100	80	q	80	29,8	[-]	[-]	12
32.		HSC.S1	qa	1160	q	900	100	80	q	80	83,9	[-]	[-]	12
33.		HSC.S2	qa	1160	q	900	100	80	q	80	79,3	[-]	[-]	12
34.	MCHARG ET AL. [167]	NU	qa	2300	k	2000	150	109	q	225	30	[-]	[-]	20
35.		NB	qa	2300	k	2000	150	109	q	225	30	[-]	[-]	20
36.		FSU	qa	2300	k	2000	150	109	q	225	41,5	[-]	[-]	20
37.		FSB	qa	2300	k	2000	150	109	q	225	41,5	[-]	[-]	20
38.	WAKABAYASHI / MARUYAMA [269]	Type 1	qa	550	q	500	70	58	q	60	43,2	[-]	[-]	12
39.		Type 2	qa	550	q	500	70	58	q	60	48,5	[-]	[-]	12
40.	OZDEN ET AL. [199]	NR1E0F0	k	1500	k	1200	120	100	q	200	21,6	[-]	[-]	12

Anhang B Datenbank zu stahlfaserbewehrten Durchstanzversuchen

1	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
	Stahlfasern						Längsbewehrung				Höchstlast mit Verformung	
Nr.	Faserart	V_f [Vol.-%]	l_f [mm]	d_f [mm]	λ_f [-]	f_{if} [N/mm ²]	$n_{s,l}$ [-]	$\phi_{s,l}$ [mm]	$\rho_{s,l}$ [-]	$f_{y,sl}$ [N/mm ²]	$V_{T,est}$ [kN]	δ [mm]
1.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	6/6	10	0,524	462	197,7	24,2
2.	gewellt	0,6	50	0,5	100	2066	6/6	10	0,524	462	243,6	24,5
3.	gewellt	0,9	50	0,5	100	2066	6/6	10	0,524	462	262,9	33,1
4.	gewellt	0,9	50	0,5	100	2066	6/6	10	0,524	462	267,2	30,9
5.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	8/4	10	0,698	462	221,7	27,6
6.	gewellt	0,9	50	0,5	100	2066	8/4	10	0,698	462	262	35,4
7.	endverankert	0,9	50	0,5	100	1160	8/4	10	0,698	462	249	22,8
8.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	9	10	1,047	398,3	188	9
9.	endverankert	1	30	0,5	60	1079	9	10	1,047	398,3	230	9,7
10.	endverankert	1	30	0,5	60	1079	7	10	0,943	398,3	207	10,9
11.	endverankert	1	30	0,5	60	1079	7	10	0,838	398,3	216	8
12.	endverankert	1	30	0,5	60	1079	7	10	0,732	398,3	181	8
13.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	12	11,3	0,502	438	257	48
14.	gewellt	0,395	50	0,5	100	[-]	12	11,3	0,502	438	324	69
15.	gewellt	0,841	50	0,5	100	[-]	12	11,3	0,502	438	345	75
16.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	12	11,3	0,631	438	264	62
17.	gewellt	0,433	50	0,5	100	[-]	12	11,3	0,631	438	308	85
18.	gewellt	0,879	50	0,5	100	[-]	12	11,3	0,631	438	330	98
19.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	1000	17	12	0,998	465	405,5	19
20.	endverankert	0,51	50	0,8	62,5	1000	17	12	0,998	465	461,8	18
21.	endverankert	1,02	50	0,8	62,5	1000	17	12	0,998	465	454,3	18
22.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	1000	17	16	1,837	460	467,21	9,5
23.	endverankert	0,51	50	0,8	62,5	1000	17	16	1,837	460	502,8	9
24.	endverankert	1,02	50	0,8	62,5	1000	17	16	1,837	460	540,4	10
25.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	7	10	1,538	501	99,36	3,5
26.	endverankert	0,45	50	0,5	100	[-]	7	10	1,538	501	114,65	3,9
27.	endverankert	0,8	50	0,5	100	[-]	7	10	1,538	501	117,3	4,1
28.	endverankert	1	30	0,5	60	[-]	7	10	1,538	501	117,73	5,9
29.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	20	10	1,58	609,88	176,48	4,6
30.	endverankert	0,75	30	0,45	66,7	1100	20	10	1,58	609,88	191,96	16
31.	endverankert	1,5	30	0,45	66,7	1100	20	10	1,58	609,88	197,61	21,3
32.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	20	10	1,58	609,88	190,72	5,7
33.	endverankert	0,75	30	0,45	66,7	1100	20	10	1,58	609,88	206,81	19,1
34.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	14	15,96	1,117	434	306	17,2
35.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	8/6	15,96	1,67	434	349	15,3
36.	endverankert	0,5	30	0,5	60	1200	14	15,96	1,117	434	422	36
37.	endverankert	0,5	30	0,5	60	1200	8/6	15,96	1,67	434	438	32,8
38.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	11	6	1,22	490	90	4,5
39.	endverankert	0,5	30	0,3	100	[-]	11	6	1,22	490	94,1	2,5
40.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	14	10	0,73	507	188	6,4

B.3 Stahlfaserverstärkte Durchstanzversuche ohne Durchstanzbewehrung

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Nr.	Veröffentlichung	Bezeichnung Versuchskörper	Geometrie der Versuchskörper								Beton			
			Plattengeometrie	r_s [mm]	Lasteinleitung	r_q [mm]	h [mm]	d [mm]	Stützenform	$l_{e,1,2}$ [mm]	$f_{cm,cyl,1,50/300}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	d_g [mm]
41.	OZDEN ET AL. [199]	NR2E0F0	k	1500	k	1200	120	100	q	200	20	[-]	[-]	12
42.		NR1E0F1	k	1500	k	1200	120	100	q	200	19,6	[-]	[-]	12
43.		NR2E0F1	k	1500	k	1200	120	100	q	200	19,3	[-]	[-]	12
44.	DE HANAI / HOLLANDA [47]	L1	qa	1160	q	1000	100	80	q	80	23,1	[-]	[-]	6,3
45.		L2	qa	1160	q	1000	100	80	q	80	24,4	[-]	[-]	6,3
46.		L4	qa	1160	q	1000	100	80	q	80	57	[-]	[-]	6,3
47.		L5	qa	1160	q	1000	100	80	q	80	59,7	[-]	[-]	6,3
48.		L7	qa	1160	q	1000	100	80	q	80	36,6	[-]	[-]	6,3
49.	AFONSO [4]	AC0	qa	2500	k	2165	180	144	q	250	56,1	[-]	[-]	16
50.		FC0	qa	2500	k	2165	180	144	q	250	39,3	[-]	[-]	16
51.	CHENG / PARRA-MONTESINOS [159]	S1	qa	1520	q	1469	152	127	q	152	46,2	[-]	[-]	13
52.		S2	qa	1520	q	1469	152	127	q	152	46,2	[-]	[-]	13
53.		S3	qa	1520	q	1469	152	127	q	152	24,6	[-]	[-]	13
54.		S4	qa	1520	q	1469	152	127	q	152	24,6	[-]	[-]	13
55.		S7	qa	1520	q	1469	152	127	q	152	30	[-]	[-]	13
56.	SUTER / MOREILLON [251]	B1-01	qa	1240	k	1130	120	90	k	120	99	[-]	[-]	8
57.		B3-01	qa	1240	k	1130	120	90	k	120	108	10,4	9,3	8
58.		B3-05	qa	1240	k	1130	120	92	k	120	108	10,4	9,3	8
59.		B1-06	qa	1240	k	1130	120	88	k	120	99	[-]	[-]	8
60.		B3-06	qa	1240	k	1130	120	88	k	120	108	10,4	9,3	8
61.	HIGASHIYAMA / OTA / MIZUKOSHI [127]	t100-0.67	qa	1200	q	1000	100	70	q	100	23,8	[-]	[-]	20
62.		t140-0.67	qa	1200	q	1000	140	110	q	100	23,8	[-]	[-]	20
63.		t180-0.67	qa	1200	q	1000	180	150	q	100	23,8	[-]	[-]	20
64.		t100-0.72	qa	1200	q	1000	100	65	q	100	41,1	[-]	[-]	20
65.		t140-0.72	qa	1200	q	1000	140	105	q	100	41,1	[-]	[-]	20
66.		t180-0.72	qa	1200	q	1000	180	145	q	100	41,1	[-]	[-]	20
67.		t100-0.91	qa	1200	q	1000	100	65	q	100	20,9	[-]	[-]	20
68.		t140-0.91	qa	1200	q	1000	140	105	q	100	20,9	[-]	[-]	20
69.		t180-0.91	qa	1200	q	1000	180	145	q	100	20,9	[-]	[-]	20
70.		t100-0.63	qa	1200	q	1000	100	70	q	100	26,9	[-]	[-]	20
71.		t100-0.94	qa	1200	q	1000	100	70	q	100	30,1	[-]	[-]	20
72.		t100-1.03	qa	1200	q	1000	100	70	q	100	29,4	[-]	[-]	20
73.	NGUYEN-MINH / ROVNÁK / TRAN-QUOC [194]	A0	qa	1150	q	1050	125	105	q	200	21,4	[-]	[-]	22
74.		A1	qa	1150	q	1050	125	105	q	200	22	[-]	[-]	22
75.		A2	qa	1150	q	1050	125	105	q	200	23,1	[-]	[-]	22
76.		A3	qa	1150	q	1050	125	105	q	200	24,9	[-]	[-]	22
77.		B0	qa	1500	q	1350	125	105	q	200	21,4	[-]	[-]	22
78.		B1	qa	1500	q	1350	125	105	q	200	22	[-]	[-]	22
79.		B2	qa	1500	q	1350	125	105	q	200	23,1	[-]	[-]	22
80.		B3	qa	1500	q	1350	125	105	q	200	24,9	[-]	[-]	22

Anhang B Datenbank zu stahlfaserbewehrten Durchstanzversuchen

1	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
	Stahlfasern						Längsbewehrung				Höchstlast mit Verformung	
Nr.	Faserart	V_f [Vol.-%]	l_f [mm]	d_f [mm]	λ_f [-]	f_{if} [N/mm ²]	$n_{s,l}$ [-]	$\phi_{s,l}$ [mm]	$\rho_{s,l}$ [-]	f_{ysl} [N/mm ²]	$V_{T_{est}}$ [kN]	δ [mm]
41.	-	0	-	-	-	-	20	10	1,09	507	202	5,5
42.	endverankert	0,96	60	0,8	75	1100	14	10	0,73	507	266	7,5
43.	endverankert	0,96	60	0,8	75	1100	20	10	1,09	507	245	5,7
44.	-	0	-	-	-	-	17	10	1,57	548,63	137,2	3,3
45.	endverankert	1	30	0,55	54,5	1150	17	10	1,57	548,63	139,55	4
46.	-	0	-	-	-	-	17	10	1,57	548,63	192,8	5,2
47.	endverankert	1	30	0,55	54,5	1150	17	10	1,57	548,63	215,14	4,4
48.	endverankert	0,75	50	1,05	47,6	1000	17	10	1,57	548,63	182,8	4,8
49.	-	0	-	-	-	-	19	16	1,17	550	685	9
50.	endverankert	0,5	60	0,9	66,7	1160	19	16	1,17	605	651	11
51.	-	0	-	-	-	-	15	12,7	1,025	471	433	18
52.	-	0	-	-	-	-	11	12,7	0,688	471	379	25
53.	endverankert	1	30	0,55	54,5	1100	15	12,7	1,025	455	386	20
54.	endverankert	1	30	0,55	54,5	1100	11	12,7	0,688	455	389	23
55.	endverankert	1,5	30	0,55	54,5	1100	15	12,7	1,025	449	522	20
56.	-	0	-	-	-	-	12	10	0,873	500	262	13
57.	endverankert	0,51	30	0,375	80	2300	12	10	0,873	500	343	17
58.	endverankert	0,51	30	0,375	80	2300	12	8	0,546	500	286	15,1
59.	-	0	-	-	-	-	12	12	1,285	500	252	9
60.	endverankert	0,51	30	0,375	80	2300	12	12	1,285	500	361	11,6
61.	endverankert	0,67	30	0,62	48,4	1119	9	9,53	0,849	377	137,5	7,7
62.	endverankert	0,67	30	0,62	48,4	1119	9	9,53	0,54	377	210,2	4,6
63.	endverankert	0,67	30	0,62	48,4	1119	9	9,53	0,396	377	297,6	2,8
64.	endverankert	0,72	30	0,62	48,4	1119	9	9,53	0,914	377	140,8	12,7
65.	endverankert	0,72	30	0,62	48,4	1119	9	9,53	0,566	377	213,2	5,8
66.	endverankert	0,72	30	0,62	48,4	1119	9	9,53	0,41	377	290,7	3,9
67.	endverankert	0,91	30	0,62	48,4	1119	9	9,53	0,914	377	120,8	12,8
68.	endverankert	0,91	30	0,62	48,4	1119	9	9,53	0,566	377	183,1	5,6
69.	endverankert	0,91	30	0,62	48,4	1119	9	9,53	0,41	377	231,2	4,1
70.	endverankert	0,63	30	0,62	48,4	1119	9	9,53	0,849	377	152,3	5,7
71.	endverankert	0,94	30	0,62	48,4	1119	9	9,53	0,849	377	147,9	6,2
72.	endverankert	1,03	30	0,62	48,4	1119	9	9,53	0,849	377	158,9	7,3
73.	-	0	-	-	-	-	8/6	10	0,66	492	284	4,1
74.	endverankert	0,38	60	0,75	80	1100	8/6	10	0,66	492	330	5,5
75.	endverankert	0,57	60	0,75	80	1100	8/6	10	0,66	492	345	6,8
76.	endverankert	0,76	60	0,75	80	1100	8/6	10	0,66	492	397	6,7
77.	-	0	-	-	-	-	8/6	10	0,75	492	275	11,7
78.	endverankert	0,38	60	0,75	80	1100	8/6	10	0,75	492	328	13,2
79.	endverankert	0,57	60	0,75	80	1100	8/6	10	0,75	492	337	13,1
80.	endverankert	0,76	60	0,75	80	1100	8/6	10	0,75	492	347	14

B.3 Stahlfaserverstärkte Durchstanzversuche ohne Durchstanzbewehrung

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Nr.	Veröffentlichung	Bezeichnung Versuchskörper	Geometrie der Versuchskörper								Beton			
			Plattengeometrie	r_s [mm]	Lasteinleitung	r_q [mm]	h [mm]	d [mm]	Stützenform	$l_{c,1,2}$ [mm]	$f_{cm,cyl,1,150/300}$ [N/mm ²]	$f_{k,1}$ [N/mm ²]	$f_{k,3}$ [N/mm ²]	d_g [mm]
81.	NGUYEN-MINH / ROVNÁK / TRAN-QUOC [194]	C0	qa	1800	q	1650	125	105	q	200	21,4	[-]	[-]	22
82.		C1	qa	1800	q	1650	125	105	q	200	22	[-]	[-]	22
83.		C2	qa	1800	q	1650	125	105	q	200	23,1	[-]	[-]	22
84.		C3	qa	1800	q	1650	125	105	q	200	24,9	[-]	[-]	22
85.	GRIMALDI / MEDA / RINALDI [106]	S1c-1	qa	2400	q	2000	200	150	q	400	50,1	[-]	[-]	12
86.		S2c-2	qa	2400	q	2000	200	150	q	400	47,8	[-]	[-]	12
87.		S1f-2	qa	2400	q	2000	200	150	q	400	47,8	3,4	3,58	12
88.		S2f-2	qa	2400	q	2000	200	150	q	400	47,8	3,4	3,58	12
89.	GOUVEIA ET AL. [98]	ND0	qa	1650	k	1532	125	105	q	200	35,4	[-]	[-]	12,5
90.		ND2	qa	1650	k	1532	125	105	q	200	31,4	4,54	5,35	12,5
91.		ND3	qa	1650	k	1532	125	105	q	200	45,6	6,97	4,99	12,5
92.		ND4	qa	1650	k	1532	125	105	q	200	45,2	6,93	6,58	12,5
93.		ND5	qa	1650	k	1532	125	105	q	200	43,9	9,6	9,24	12,5
94.	SERMET / OZDEMIR [231]	PMNF	qa	1000	q	900	100	80	k	150	26	[-]	[-]	12
95.		PMSF	qa	1000	q	900	100	80	k	150	26	[-]	[-]	12
96.	ABDEL-RAHMAN / HASSAN / SOLIMAN [5]	A1	qa	1700	q	1600	150	125	q	200	23,7	[-]	[-]	12
97.		D1	qa	1700	q	1600	150	125	q	200	23,7	[-]	[-]	12
98.		D2	qa	1700	q	1600	150	125	q	200	23,7	[-]	[-]	12
99.		D3	qa	1700	q	1600	150	125	q	200	23,7	[-]	[-]	12
100.	GOUVEIA ET AL. [100]	F0_R0.75	o	2200	k	2160	160	135,9	q	200	54,2	[-]	[-]	12
101.		F0_R1.5	o	2200	k	2160	160	127,9	q	200	54,9	[-]	[-]	12
102.		F1_R0.75	o	2200	k	2160	160	135,2	q	200	46,7	8,81	7,77	12
103.		F1_R1.5	o	2200	k	2160	160	127,8	q	200	44,8	8,19	7,61	12
104.		F1.5_R1.5	o	2200	k	2160	160	127,9	q	200	45,5	9,53	9,12	12
105.	GOUVEIA ET AL. [102]	F0_R1.0	o	2200	k	2160	150	117,5	q	250	66,3	[-]	[-]	22
106.		F0.5_R1.0	o	2200	k	2160	150	118,5	q	250	69,7	4,84	3,67	22
107.		F0.75_R1.5	o	2200	k	2160	150	114	q	250	67,6	6,83	5,93	22
108.	CHANTHABOUALA [37]	F09-00	qa	2200	k	1932	150	117	q	200	80	[-]	[-]	20
109.		F09-03	qa	2200	k	1932	150	117	q	200	89	4,2	6,5	20
110.		F14-00	qa	2200	k	1932	150	114	q	200	80	[-]	[-]	20
111.		F14-03	qa	2200	k	1932	150	114	q	200	89	4,2	6,5	20
112.	MUSSE ET AL. [178]	L1	qa	1800	k	1650	130	90	q	150	41,7	[-]	[-]	12
113.		LF1	qa	1800	k	1650	130	90	q	150	35,8	[-]	[-]	12
114.	LANDLER / FISCHER [148]	M0-25	o	2800	k	2400	250	204	q	300	47,8	[-]	[-]	16
115.		M1-25	o	2800	k	2400	250	195	q	300	48,1	4,01	4,27	16
116.		M2-25	o	2800	k	2400	250	202	q	300	39,8	4,48	5,16	16
117.		M3-25	o	2800	k	2400	250	196	q	300	44,2	9,96	9,17	16
118.		M0-30	o	2800	k	2400	300	254	q	300	48,2	[-]	[-]	16
119.		M1-30	o	2800	k	2400	300	248	q	300	48,9	4,24	5,15	16
120.		M2-30	o	2800	k	2400	300	248	q	300	40,3	3,61	5,18	16

Anhang B Datenbank zu stahlfaserbewehrten Durchstanzversuchen

1	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
	Stahlfasern						Längsbewehrung				Höchstlast mit Verformung	
Nr.	Faserart	V_f [Vol.-%]	l_f [mm]	d_f [mm]	λ_f [-]	f_{fr} [N/mm ²]	$n_{s,l}$ [-]	$\phi_{s,l}$ [mm]	$\rho_{s,l}$ [-]	$f_{y,sl}$ [N/mm ²]	$V_{T,est}$ [kN]	δ [mm]
81.	-	0	-	-	-	-	8/6	10	0,7	492	264	22
82.	endverankert	0,38	60	0,75	80	1100	8/6	10	0,7	492	307	23,6
83.	endverankert	0,57	60	0,75	80	1100	8/6	10	0,7	492	310	23,1
84.	endverankert	0,76	60	0,75	80	1100	8/6	10	0,7	492	326	26,5
85.	-	0	-	-	-	-	12	20	1,05	450	878	18
86.	-	0	-	-	-	-	12	20	1,05	450	828	18
87.	endverankert	0,5	50	0,75	66,7	-	12	20	1,05	450	1205	28,5
88.	endverankert	0,5	50	0,75	66,7	-	12	20	1,05	450	1074	27
89.	-	0	-	-	-	-	22	10	1	523	289,2	6,5
90.	endverankert	0,75	35	0,55	63,6	1150	22	10	1	523	369,3	10
91.	endverankert	0,75	35	0,55	63,6	1150	22	10	1	523	450,7	16
92.	endverankert	1	35	0,55	63,6	1150	22	10	1	523	456	16
93.	endverankert	1,25	35	0,55	63,6	1150	22	10	1	523	474,7	16
94.	-	0	-	-	-	-	10	10	0,98	451	152,8	7,4
95.	endverankert	0,5	35	0,55	63,6	1100	10	10	0,98	451	185,5	8,3
96.	-	0	-	-	-	-	13	16	1,23	400	275	16,6
97.	gewellt	0,5	50	0,69	72,5	400	13	16	1,23	400	345	13,6
98.	gewellt	1	50	0,69	72,5	400	13	16	1,23	400	369	11,8
99.	gewellt	1,5	50	0,69	72,5	400	13	16	1,23	400	385	11,4
100.	-	0	-	-	-	-	20	12	0,75	534	385	13,7
101.	-	0	-	-	-	-	21	16	1,5	529	507,9	11,7
102.	endverankert	1	35	0,55	63,6	1345	20	12	0,75	534	594,6	40,5
103.	endverankert	1	35	0,55	63,6	1345	21	16	1,5	529	674,2	17,6
104.	endverankert	1,5	35	0,55	63,6	1345	21	16	1,5	529	708,2	21,5
105.	-	0	-	-	-	0	10/6	12	1	530	348,4	16,7
106.	endverankert	0,5	60	0,9	66,7	1500	10/6	12	1	530	447,3	49,3
107.	endverankert	0,75	60	0,9	66,7	1500	8/6	16	1,5	529	619,2	42,4
108.	-	0	-	-	-	0	18	13	0,961	585	381,7	14
109.	endverankert	0,3	60	0,9	66,7	2300	18	13	0,961	585	461	19,5
110.	-	0	-	-	-	0	18	16	1,495	575	382,3	11
111.	endverankert	0,3	60	0,9	66,7	2300	18	16	1,495	575	466	14
112.	-	0	-	-	-	-	19	12,5	1,38	508	309	7,1
113.	endverankert	0,9	60	0,75	80	1225	19	12,5	1,38	508	390	10,9
114.	-	0	-	-	-	-	21	20	1,23	523	1170,5	8,2
115.	endverankert	0,5	60	0,9	66,7	1600	21	20	1,29	523	1394,4	10,3
116.	endverankert	0,5	60	0,9	66,7	2300	21	20	1,24	523	1345,9	9,8
117.	endverankert	1	60	0,9	66,7	2300	21	20	1,28	523	1740,6	17,8
118.	-	0	-	-	-	-	27	20	1,24	523	1639	6,3
119.	endverankert	0,5	60	0,9	66,7	1600	27	20	1,27	523	1982	7,3
120.	endverankert	0,5	60	0,9	66,7	2300	27	20	1,27	523	1776	6,4

B.3 Stahlfaserverstärkte Durchstanzversuche ohne Durchstanzbewehrung

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Nr.	Veröffentlichung	Bezeichnung Versuchskörper	Geometrie der Versuchskörper								Beton			
			Plattengeometrie	r_s [mm]	Lasteinleitung	r_q [mm]	h [mm]	d [mm]	Stützenform	$l_{c,1,2}$ [mm]	$f_{cm,cyl,1,50/300}$ [N/mm ²]	$f_{k,1}$ [N/mm ²]	$f_{k,3}$ [N/mm ²]	d_g [mm]
121.	LANDLER / FISCHER [148] bzw. diese Arbeit	M3-30	o	2800	k	2400	300	248	q	300	47	8,8	7,32	16
122.		M3-25-075	o	2800	k	2400	250	200	q	300	41,2	8,91	8,42	16
123.		M3-25-175	o	2800	k	2400	250	195	q	300	40,9	8,91	8,42	16
124.	ALVES ET AL. [11]	L1-0	qa	1800	q	1500	130	99	q	250	40,7	[-]	[-]	19
125.		L2-0	qa	1800	q	1500	130	99	r	300	40,7	[-]	[-]	19
126.		L3-0	qa	1800	q	1500	130	99	r	335	47,5	[-]	[-]	19
127.		L1-50	qa	1800	q	1500	130	99	q	250	40,7	[-]	[-]	19
128.		L2-50	qa	1800	q	1500	130	99	r	300	40,7	[-]	[-]	19
129.		L3-50	qa	1800	q	1500	130	99	r	335	41,6	[-]	[-]	19
130.		L1-60	qa	1800	q	1500	130	99	q	250	44,5	[-]	[-]	19
131.		L2-60	qa	1800	q	1500	130	99	r	300	39,7	[-]	[-]	19
132.		L3-60	qa	1800	q	1500	130	99	r	335	48,4	[-]	[-]	19

1	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
Nr.	Faserart	Stahlfasern					Längsbewehrung				Höchstlast mit Verformung	
		V_f [Vol.-%]	l_f [mm]	d_f [mm]	λ_f [-]	f_{tf} [N/mm ²]	$n_{s,l}$ [-]	$\phi_{s,l}$ [mm]	$\rho_{s,l}$ [-]	$f_{y,st}$ [N/mm ²]	$V_{T,est}$ [kN]	δ [mm]
121.	endverankert	1	60	0,9	66,7	2300	27	20	1,27	523	2316	12,4
122.	endverankert	1	60	0,9	66,7	2300	17	18	0,77	980	1692,2	22,1
123.	endverankert	1	60	0,9	66,7	2300	19	25	1,80	540	1905,9	16
124.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	19	16	2,03	617	351	0
125.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	19	16	2,03	617	466	0
126.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	19	16	2,03	617	460	0
127.	endverankert	0,637	60	0,9	66,7	1160	19	16	2,03	617	469	0
128.	endverankert	0,637	60	0,9	66,7	1160	19	16	2,03	617	513	0
129.	endverankert	0,637	60	0,9	66,7	1160	19	16	2,03	617	455	0
130.	endverankert	0,764	60	0,9	66,7	1160	19	16	2,03	617	594	0
131.	endverankert	0,764	60	0,9	66,7	1160	19	16	2,03	617	701	0
132.	endverankert	0,764	60	0,9	66,7	1160	19	16	2,03	617	691	0

B.4 Stahlfaserverstärkte Durchstanzversuche mit Durchstanzbewehrung

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Nr.	Veröffentlichung	Bezeichnung Versuchskörper	Geometrie der Versuchskörper								Beton			
			Plattengeometrie	r_s [mm]	Lasteinleitung	r_q [mm]	h [mm]	d [mm]	Stützenform	$l_{c,1/2}$ [mm]	$f_{cm,cyl,150/300}$ [N/mm ²]	$f_{R,1}$ [N/mm ²]	$f_{R,3}$ [N/mm ²]	d_g [mm]
1.	SWAMY / ALI [253]	S-15	qa	1800	q	1690	125	100	q	150	38,4	[-]	[-]	10
2.		S-17	qa	1800	q	1690	125	100	q	150	37,9	[-]	[-]	10
3.	ZAMBRANA VARGAS [283]	L4	qa	800	q	700	60	40	q	100	25,2	[-]	[-]	12
4.		L5	qa	800	q	700	60	40	q	100	30,5	[-]	[-]	12
5.		L6	qa	800	q	700	60	40	q	100	30,6	[-]	[-]	12
6.		L10	qa	800	q	700	60	40	q	100	85,9	[-]	[-]	12
7.		L11	qa	800	q	700	60	40	q	100	76,5	[-]	[-]	12
8.		L12	qa	800	q	0	60	40	q	100	90,1	[-]	[-]	12
9.	AZEVEDO [15]	OSC.S4	qa	1160	q	900	100	80	q	80	37,6	[-]	[-]	12
10.		OSC.S5	qa	1160	q	900	100	80	q	80	35,9	[-]	[-]	12
11.		OSC.S6	qa	1160	q	900	100	80	q	80	38,5	[-]	[-]	12
12.		HSC.S4	qa	1160	q	900	100	80	q	80	80,1	[-]	[-]	12
13.		HSC.S5	qa	1160	q	900	100	80	q	80	71,2	[-]	[-]	12
14.		HSC.S6	qa	1160	q	2000	100	80	q	80	69,2	[-]	[-]	12
15.	MUSSE ET AL. [178]	L2	qa	1800	k	1650	130	90	q	150	42	[-]	[-]	12
16.		L3	qa	1800	k	1650	130	90	q	150	42,2	[-]	[-]	12
17.		L4	qa	1800	k	1650	130	90	q	150	42,2	[-]	[-]	12
18.		LF2	qa	1800	k	1650	130	90	q	150	36	[-]	[-]	12
19.		LF3	qa	1800	k	1650	130	90	q	150	36,2	[-]	[-]	12
20.		LF4	qa	1800	k	700	130	90	q	150	36,2	[-]	[-]	12
21.	LANDLER / FISCHER [150]	M0-25-B10	o	2800	k	2400	250	190	q	300	39,6	[-]	[-]	16
22.		M3-25-B8	o	2800	k	2400	250	192	q	300	39,7	9,23	8,43	16
23.		M3-25-B10	o	2800	k	2400	250	186	q	300	41,3	8,41	7,69	16
24.		M0-25-D20	o	2800	k	2400	250	186	q	300	40,2	[-]	[-]	16
25.		M3-25-D14	o	2800	k	2400	250	184	q	300	34,8	10,08	9,13	16
26.		M3-25-D20	o	2800	k	2400	250	185	q	300	36,3	10,16	9,23	16

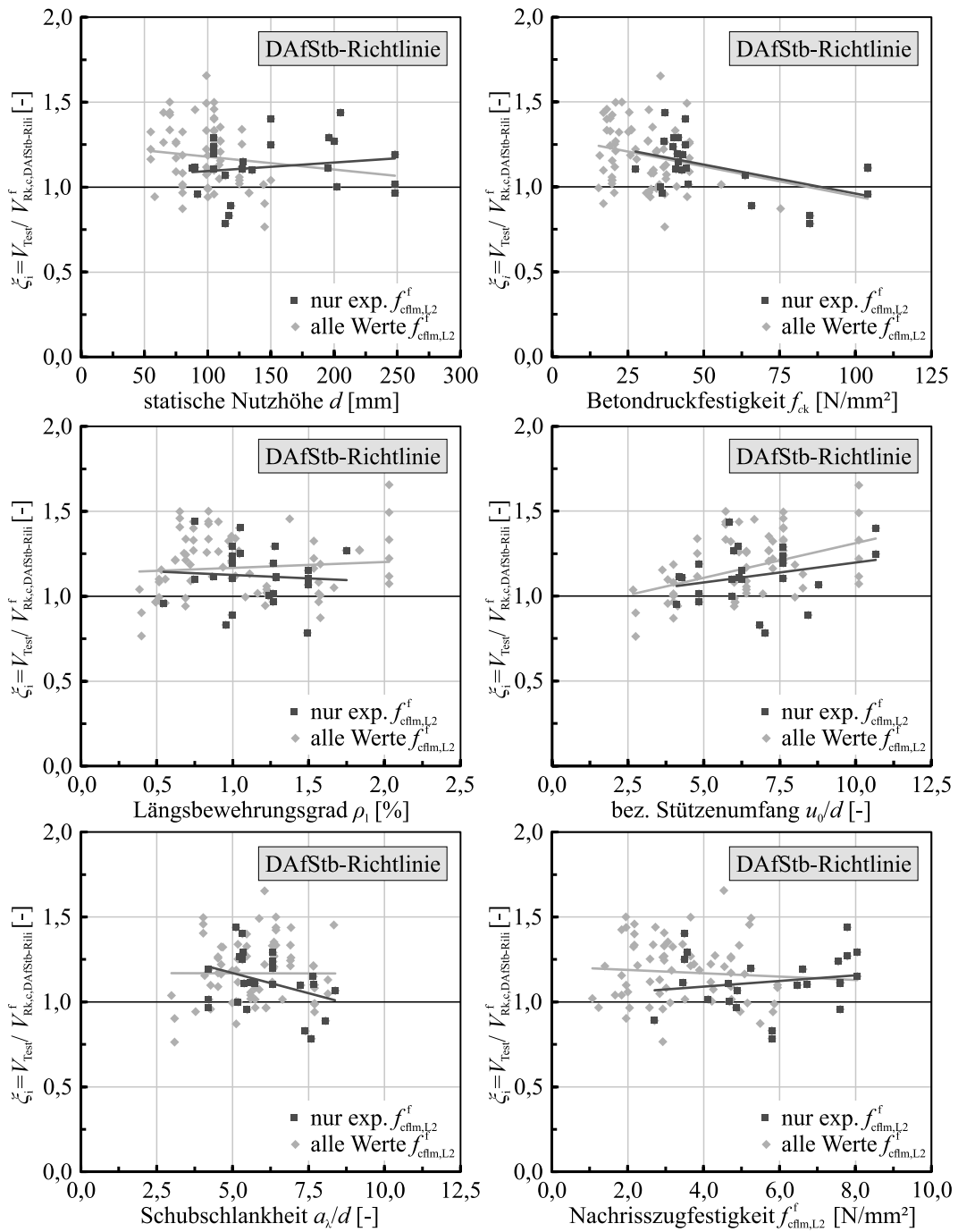
B.4 Stahlfaserverstärkte Durchstanzversuche mit Durchstanzbewehrung

1	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
	Stahlfasern						Längsbewehrung			
Nr.	Faserart	V_f [Vol.-%]	l_f [mm]	d_f [mm]	λ_f [-]	f_{tf} [N/mm ²]	$n_{s,l}$ [-]	$\phi_{s,l}$ [mm]	$\rho_{s,l}$ [-]	f_{yst} [N/mm ²]
1.	gewellt	0,9	50	0,5	100	2066	8/4	10	0,698	462
2.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	8/4	10	0,698	462
3.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	9	10	2,07	602
4.	endverankert	0,75	25	0,67	37,5	[-]	9	10	2,07	602
5.	endverankert	1,5	25	0,67	37,5	[-]	9	10	2,07	602
6.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	9	10	2,07	602
7.	endverankert	0,75	25	0,67	37,5	[-]	9	10	2,07	602
8.	endverankert	1,5	25	0,67	37,5	[-]	9	10	2,07	602
9.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	20	10	1,58	609,9
10.	endverankert	0,75	30	0,45	66,7	1100	20	10	1,58	609,9
11.	endverankert	1,5	30	0,45	66,7	1100	20	10	1,58	609,9
12.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	20	10	1,58	609,9
13.	endverankert	0,75	30	0,45	66,7	1100	20	10	1,58	609,9
14.	endverankert	1,5	30	0,45	66,7	1100	20	10	1,58	609,9
15.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	19	12,5	1,38	508
16.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	19	12,5	1,38	508
17.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	19	12,5	1,38	508
18.	endverankert	0,9	60	0,75	80	1225	19	12,5	1,38	508
19.	endverankert	0,9	60	0,75	80	1225	19	12,5	1,38	508
20.	endverankert	0,9	60	0,75	80	1225	19	12,5	1,38	508
21.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	18	25	1,78	780
22.	endverankert	1	60	0,9	66,7	2300	18	25	1,76	780
23.	endverankert	1	60	0,9	66,7	2300	18	25	1,82	780
24.	[-]	0	[-]	[-]	[-]	[-]	16	26,5	1,85	968
25.	endverankert	1	60	0,9	66,7	2300	16	26,5	1,87	968
26.	endverankert	1	60	0,9	66,7	2300	16	26,5	1,86	968

1	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
	Durchstanzbewehrung									Höchstlast mit Verformung	
Nr.	Art	Verteilung	f_{yw} [N/mm ²]	$\phi_{s,w}$ [mm]	$A_{sw,Element}$ [mm ²]	α [°]	s_0 [mm]	s_r [mm]	n_r [-]	F_{Test} [kN]	δ [mm]
1.	Schubaufbiegungen	kreuzförmig	462	10	78,5	k.A.	k.A.	k.A.	5	469,7	45,5
2.	Schubaufbiegungen	kreuzförmig	462	10	78,5	k.A.	k.A.	k.A.	5	356,7	19,5
3.	verschw. Bolzen glatt	kreuzförmig	623	6,3	31,2	90	k.A.	k.A.	3	100	[-]
4.	verschw. Bolzen glatt	kreuzförmig	623	6,3	31,2	90	k.A.	k.A.	3	126	[-]
5.	verschw. Bolzen glatt	kreuzförmig	623	6,3	31,2	90	k.A.	k.A.	3	130	[-]
6.	verschw. Bolzen glatt	kreuzförmig	623	6,3	31,2	90	k.A.	k.A.	3	110	[-]
7.	verschw. Bolzen glatt	kreuzförmig	623	6,3	31,2	90	k.A.	k.A.	3	157	[-]
8.	verschw. Bolzen glatt	kreuzförmig	623	6,3	31,2	90	k.A.	k.A.	3	170	[-]
9.	verschw. Bolzen glatt	radial	392	6,6	34,2	90	35	55	3	270,4	7
10.	verschw. Bolzen glatt	radial	392	6,6	34,2	90	35	55	3	292,8	23,2
11.	verschw. Bolzen glatt	radial	392	6,6	34,2	90	35	55	3	329,6	22,4
12.	verschw. Bolzen glatt	radial	392	6,6	34,2	90	35	55	3	293,4	7,9
13.	verschw. Bolzen glatt	radial	392	6,6	34,2	90	35	55	3	388,7	27,3
14.	verschw. Bolzen glatt	radial	392	6,6	34,2	90	35	55	3	439,1	37,8
15.	verschw. Bolzen glatt	radial	839	10	78,5	90	42	42	3	460	15,7
16.	verschw. Bolzen glatt	radial	839	10	78,5	90	42	63	5	472	18,7
17.	verschw. Bolzen glatt	radial	624	5	19,6	90	42	42	7	467	16,8
18.	verschw. Bolzen glatt	radial	839	10	78,5	90	42	42	3	517	18,3
19.	verschw. Bolzen glatt	radial	839	10	78,5	90	42	63	5	541	24,3
20.	verschw. Bolzen glatt	radial	624	5	19,6	90	42	42	7	501	29,3
21.	Bügel	radial	528	10	78,5	90	95	140	6	1985,6	21,7
22.	Bügel	radial	566	8	50,3	90	95	140	6	2343,1	21,1
23.	Bügel	radial	528	10	78,5	90	95	140	6	2186,4	21,5
24.	Doppelkopfbolzen	radial	586	20	314,2	90	70	140	7	2153,2	42,3
25.	Doppelkopfbolzen	radial	537	14	153,9	90	70	140	7	2583,7	36,7
26.	Doppelkopfbolzen	radial	586	20	314,2	90	70	140	7	2865,8	50,3

B.5 Erweiterte Auswertungen der Datenbank

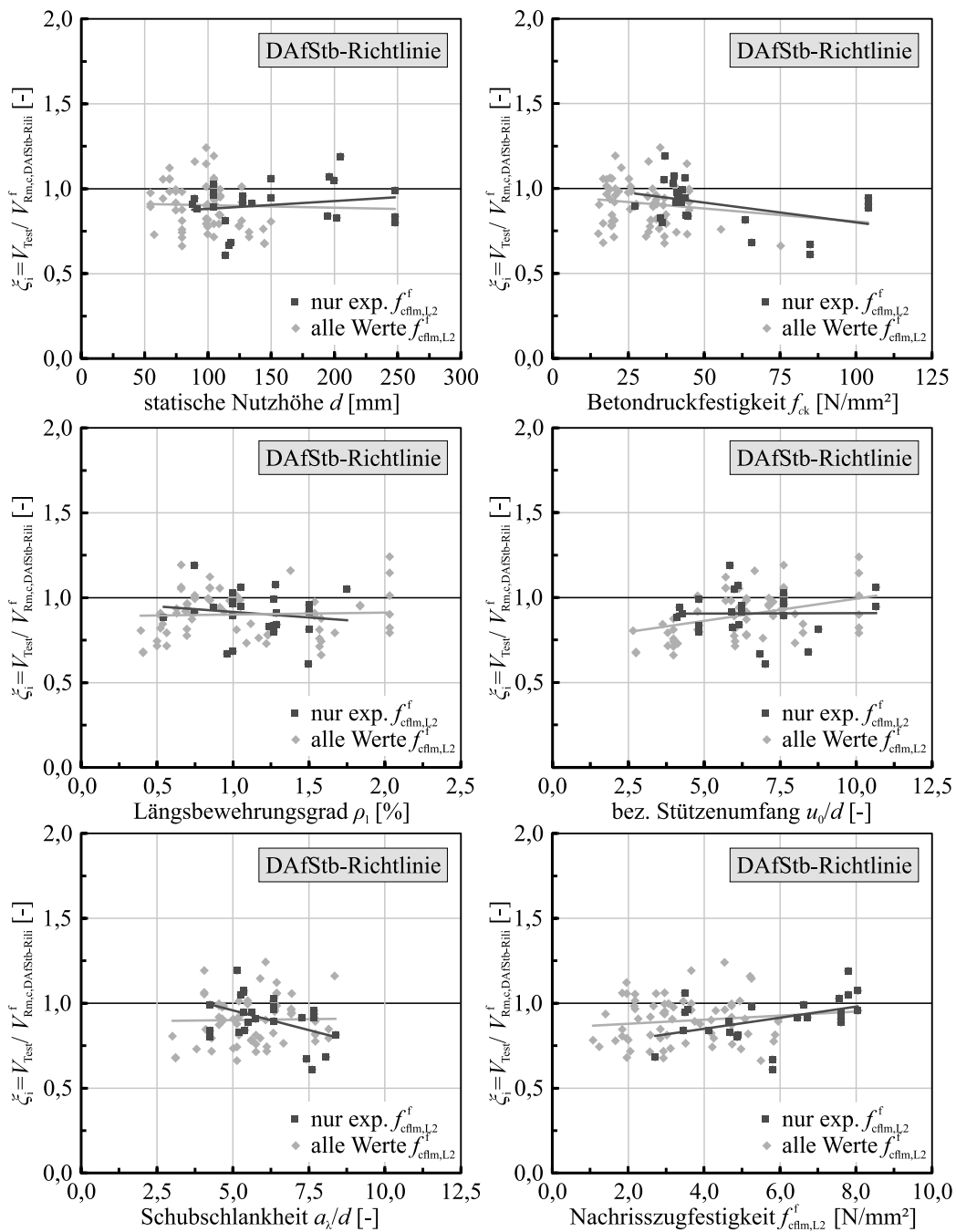
Die Datenbankauswertung der betrachteten Bemessungsmodelle in Kapitel 5.3 wird in gewisser Weise von den Streuungen des gewählten Ansatzes zur Abschätzung fehlender Werte der Nachrisszugfestigkeit beeinflusst. Aus diesem Grund ist nachfolgend eine analoge Auswertung der drei Bemessungsmodelle nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44], Model Code 2010 [88] sowie prEC2 Anhang L [34] unter Beschränkung auf die stahlfaserverstärkten Versuchskörper mit experimentell bestimmter Nachrisszugfestigkeit dargestellt. Für einen Vergleich der gewonnenen Ergebnisse enthalten nachfolgende Diagramme sowohl die Ergebnisse der gesamten Datenbasis an faserverstärkten Versuchskörpern (91 Versuchskörper, hellgrau) wie auch die der reduzierten Datenbasis mit ausschließlich experimentell bestimmter Nachrisszugfestigkeit (24 Versuchskörper, dunkelgrau). Infolge der geringen Datenbasis von 24 Versuchskörpern mit experimentell bestimmter Nachrisszugfestigkeit ist die begrenzte Aussagekraft dieser Auswertung zu bedenken.



EC2+NA(D)+DAfStb-Rili	nur exp. $f_{cfm,L,2}^f$				alle Werte $f_{cfm,L,2}^f$			
	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Standardnormalverteilung	24	1,12	0,15	0,85	91	1,17	0,15	0,87
Log-Normalverteilung	24	1,11	0,15	0,86	91	1,16	0,16	0,89

— Linear Regression; $f_{ck} = f_{cm} - 4$ [N/mm²]; $f_{cfk,L,2}^f = 0,60 \cdot f_{cfm,L,2}^f$ [N/mm²]; $C_{Rd,k} = 0,18$

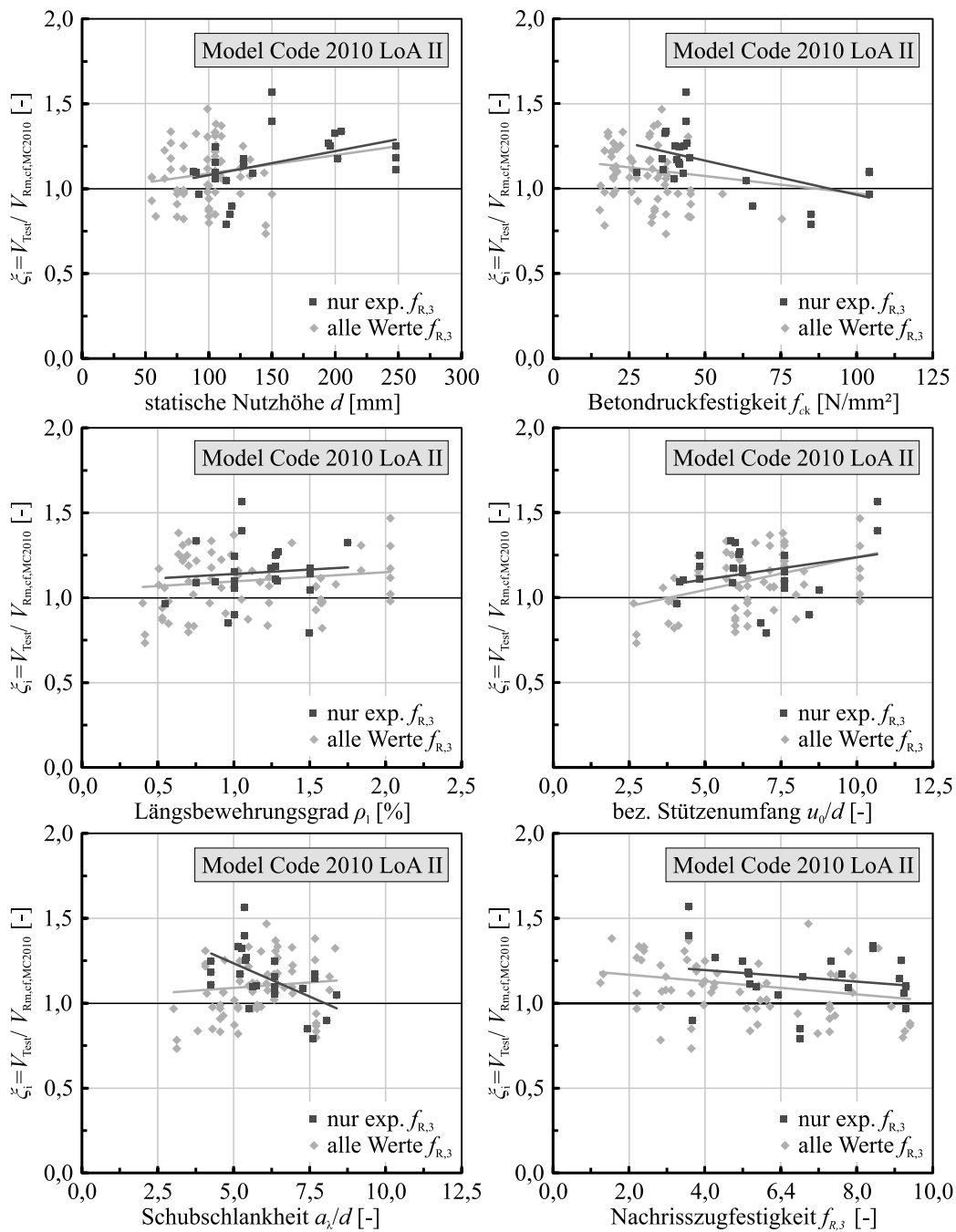
Bild B.5: Vergleich der Prognosefaktoren ξ_i der gesamten SFRC-Datenbankauswertung mit den Ergebnissen der Versuchskörper mit vorliegender experimenteller Nachrisszugfestigkeit nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] unter Verwendung charakteristischer Materialkennwerte



EC2+NA(D)+DAfStb-Rili	nur exp. $f_{cfm,L2}^f$				alle Werte $f_{cfm,L2}^f$			
	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Standardnormalverteilung	24	0,91	0,15	0,69	91	0,90	0,15	0,68
Log-Normalverteilung	24	0,90	0,16	0,69	91	0,89	0,15	0,70

— Lineare Regression; $f_{ck} = f_{cm}$ [N/mm²] / $f_{cfk,L2}^f = f_{cfm,L2}^f$ [N/mm²]; $C_{Rd,m} = 0,21$

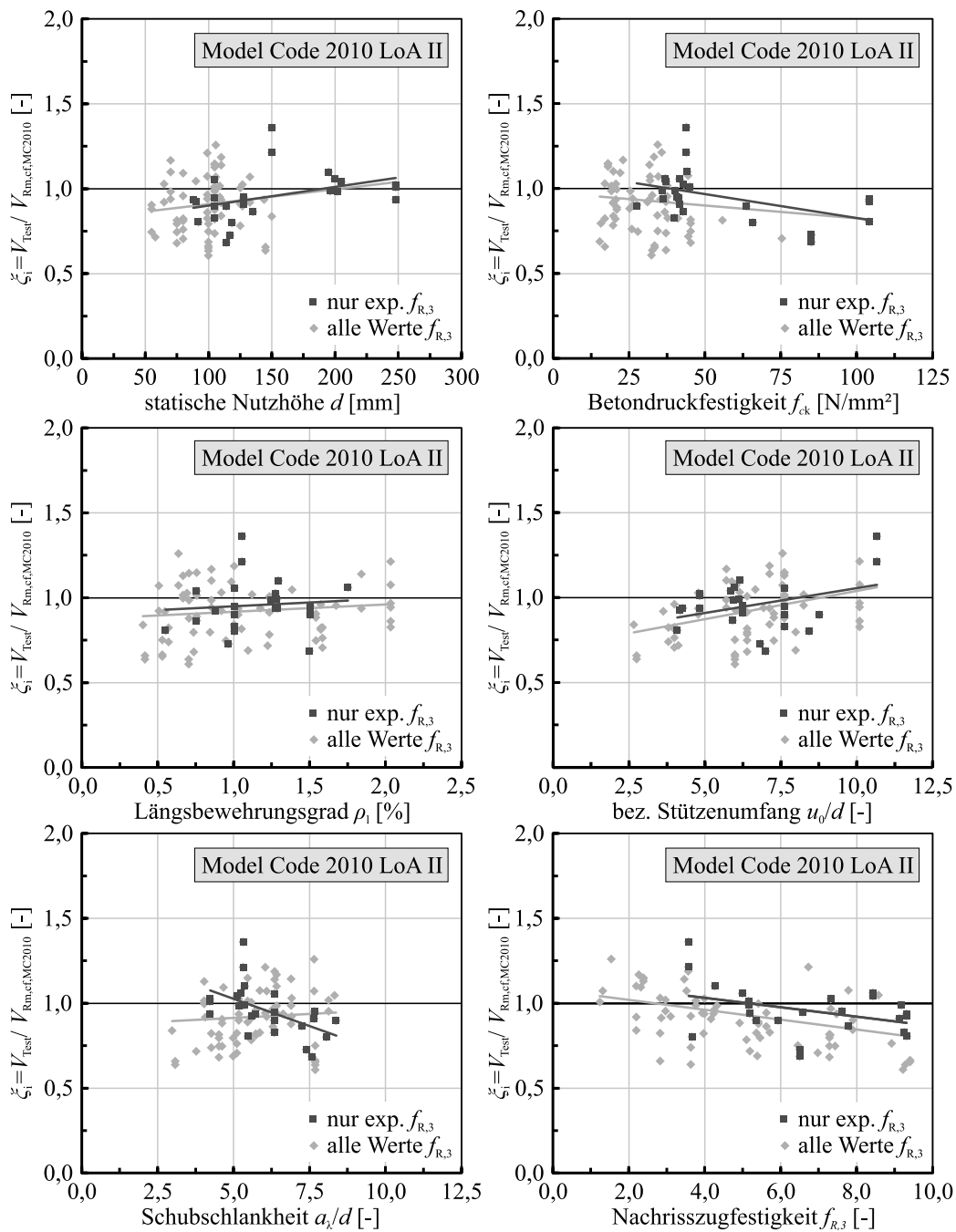
Bild B.6: Vergleich der Prognosefaktoren ξ_i der gesamten SFRC-Datenbankauswertung mit den Ergebnissen der Versuchskörper mit vorliegender experimenteller Nachrisszugfestigkeit nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [44] unter Verwendung mittlerer Materialkennwerte



	nur exp. $f_{R,3}$				alle Werte f^f			
Model Code 2010 LoA II	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Standardnormalverteilung	24	1,15	0,15	0,86	91	1,10	0,16	0,82
Log-Normalverteilung	24	1,14	0,16	0,88	91	1,09	0,16	0,84

— Linear Regression; $f_{ck} = f_{cm} - 4 \text{ [N/mm}^2\text{]} / f_{R,1/3,k} = 0,60 \cdot f_{R,1/3,m} \text{ [N/mm}^2\text{]}$

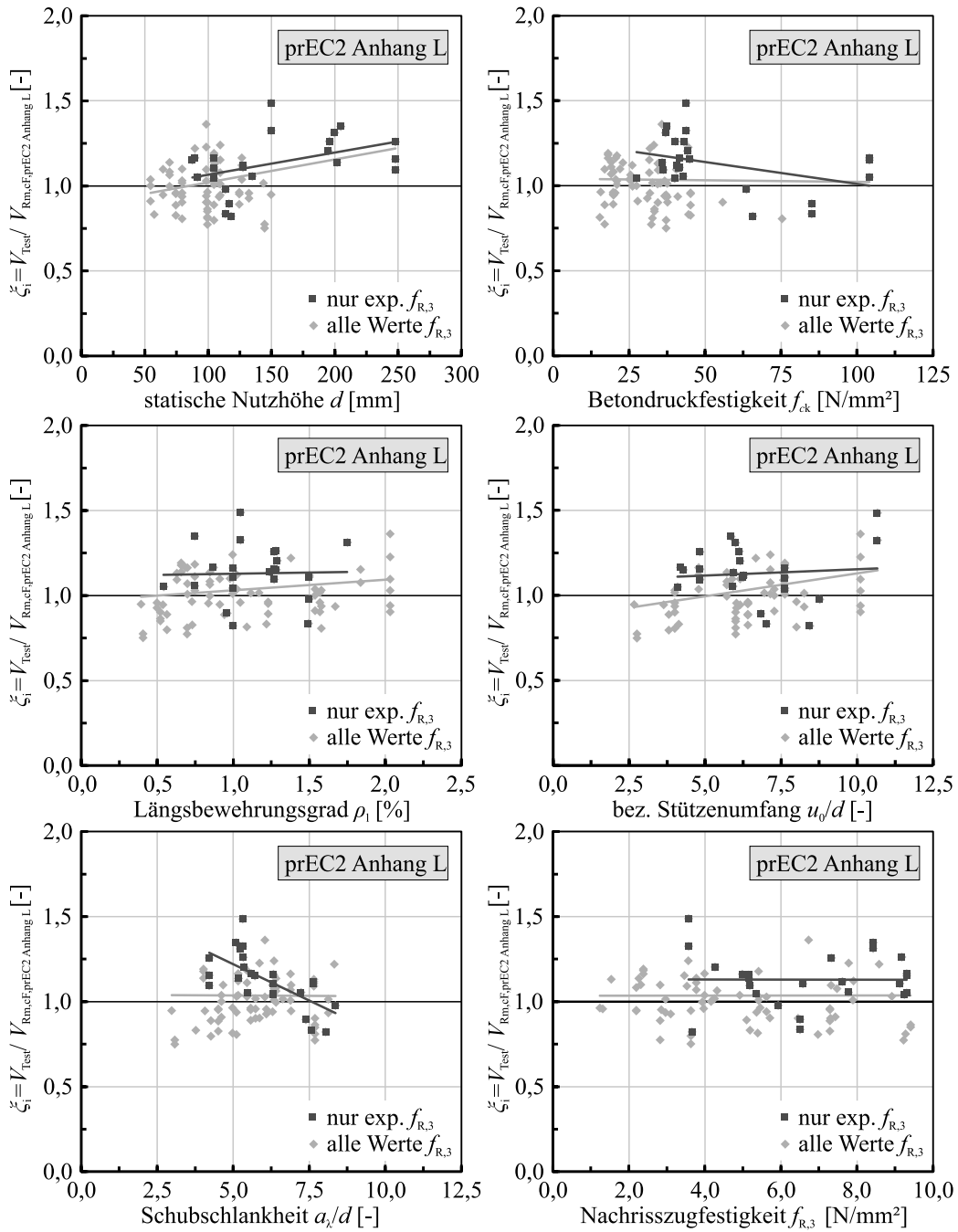
Bild B.7: Vergleich der Prognosefaktoren ξ_1 der gesamten SFRC-Datenbankauswertung mit den Ergebnissen der Versuchskörper mit vorliegender experimenteller Nachrisszugfestigkeit nach Model Code 2010 [88] unter Verwendung charakteristischer Materialkennwerte



Model Code 2010 LoA II	nur exp. $f_{R,3}$				alle Werte $f_{R,3}$			
	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Standardnormalverteilung	24	0,96	0,15	0,72	91	0,92	0,17	0,66
Log-Normalverteilung	24	0,95	0,15	0,74	91	0,91	0,18	0,68

— Linear Regression; $f_{ck} = f_{cm}$ [N/mm²] / $f_{R,1/3,k} = f_{R,1/3,m}$ [N/mm²]

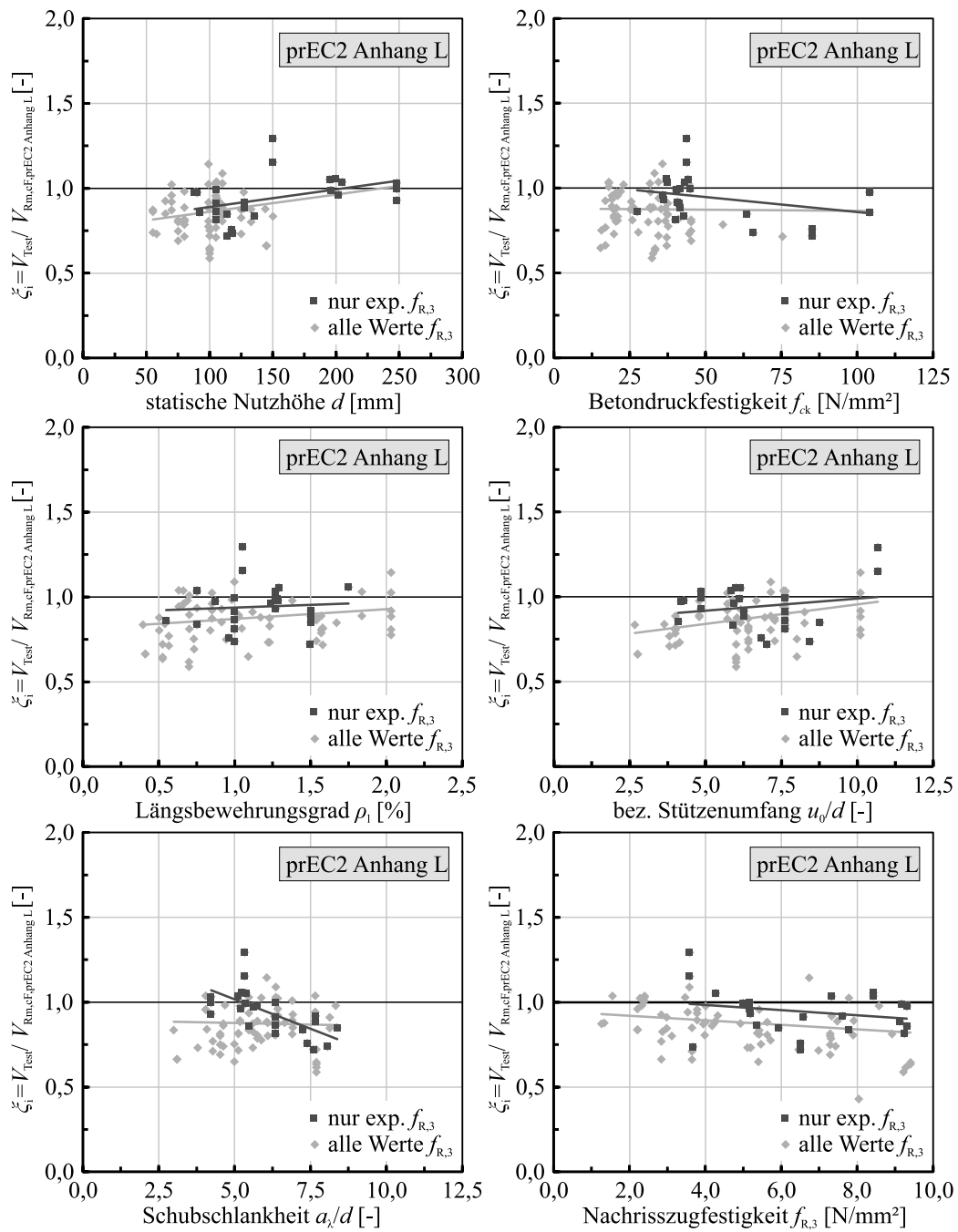
Bild B.8: Vergleich der Prognosefaktoren ξ_1 der gesamten SFRC-Datenbankauswertung mit den Ergebnissen der Versuchskörper mit vorliegender experimenteller Nachrisszugfestigkeit nach Model Code 2010 [88] unter Verwendung mittlerer Materialkennwerte



prEC2 Anhang L (7. Entw.)	nur exp. $f_{R,3}$				alle Werte f^f			
	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Standardnormalverteilung	24	1,13	0,14	0,87	91	1,04	0,14	0,79
Log-Normalverteilung	24	1,12	0,15	0,88	91	1,03	0,15	0,81

— Linear Regression; $f_{ck} = f_{cm} - 4$ [N/mm²] / $f_{R,3,k} = 0,60 \cdot f_{R,3,m}$ [N/mm²]

Bild B.9: Vergleich der Prognosefaktoren ξ_i der gesamten SFRC-Datenbankauswertung mit den Ergebnissen der Versuchskörper mit vorliegender experimenteller Nachrisszugfestigkeit nach dem 7. Entwurf der nächsten Generation des Eurocode 2 Anhang L [34] unter Verwendung charakteristischer Materialkennwerte



prEC2 Anhang L (7. Entw.)	nur exp. $f_{R,3}$				alle Werte $f_{R,3}$			
	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Standardnormalverteilung	24	0,94	0,14	0,73	91	0,88	0,15	0,66
Log-Normalverteilung	24	0,93	0,14	0,74	91	0,87	0,15	0,68

— Lineare Regression; $f_{ck} = f_{cm}$ [N/mm²] / $f_{R,3,k} = f_{R,3,m}$ [N/mm²]

Bild B.10: Vergleich der Prognosefaktoren ξ_i der gesamten SFRC-Datenbankauswertung mit den Ergebnissen der Versuchskörper mit vorliegender experimenteller Nachrisszugfestigkeit nach dem 7. Entwurf der nächsten Generation des Eurocode 2 Anhang L [34] unter Verwendung mittlerer Materialkennwerte

Anhang C

Ergänzende Betrachtungen zur Ableitung eines Bemessungsansatzes

C.1 Experimentelle und theoretische Rotationsverläufe

Ergänzend zu der in Kapitel 6.3.2.3 enthaltenen Gegenüberstellung von experimentellen Verläufen der Plattenrotation mit den theoretischen Ergebnissen nach Gleichung (6-3) und (6-5) der in Kapitel 4.3.1 vorgestellten Versuchskörper, wurde ein Vergleich mit den Ergebnissen zahlreicher, in der Literatur dokumentierter Versuchskörper durchgeführt. Hierbei ist zu beachten, dass nur in wenigen Fällen eine Angabe hinsichtlich der Plattenrotation vorlag, weshalb die Plattenrotation näherungsweise auf Basis der Kleinwinkelnäherung aus dem Quotienten der Verformungen und des Lasteinleitungsradius ($\psi = w/r_q$) abgeleitet wurde. Zudem liegen in einigen Fällen nur die theoretischen bzw. rechnerischen Werte der statischen Nutzhöhen d sowie des Biegezugbewehrungsgrads ρ_1 vor, woraus infolge der tatsächlich im Versuchskörper vorhandenen Werte ebenfalls leichte Abweichungen auftreten können. Unter Berücksichtigung dieser Einschränkungen geben nachfolgende Diagramme dennoch einen Überblick über den Einfluss der Stahlfaserzugabe auf das Last-Rotations-Verhalten.

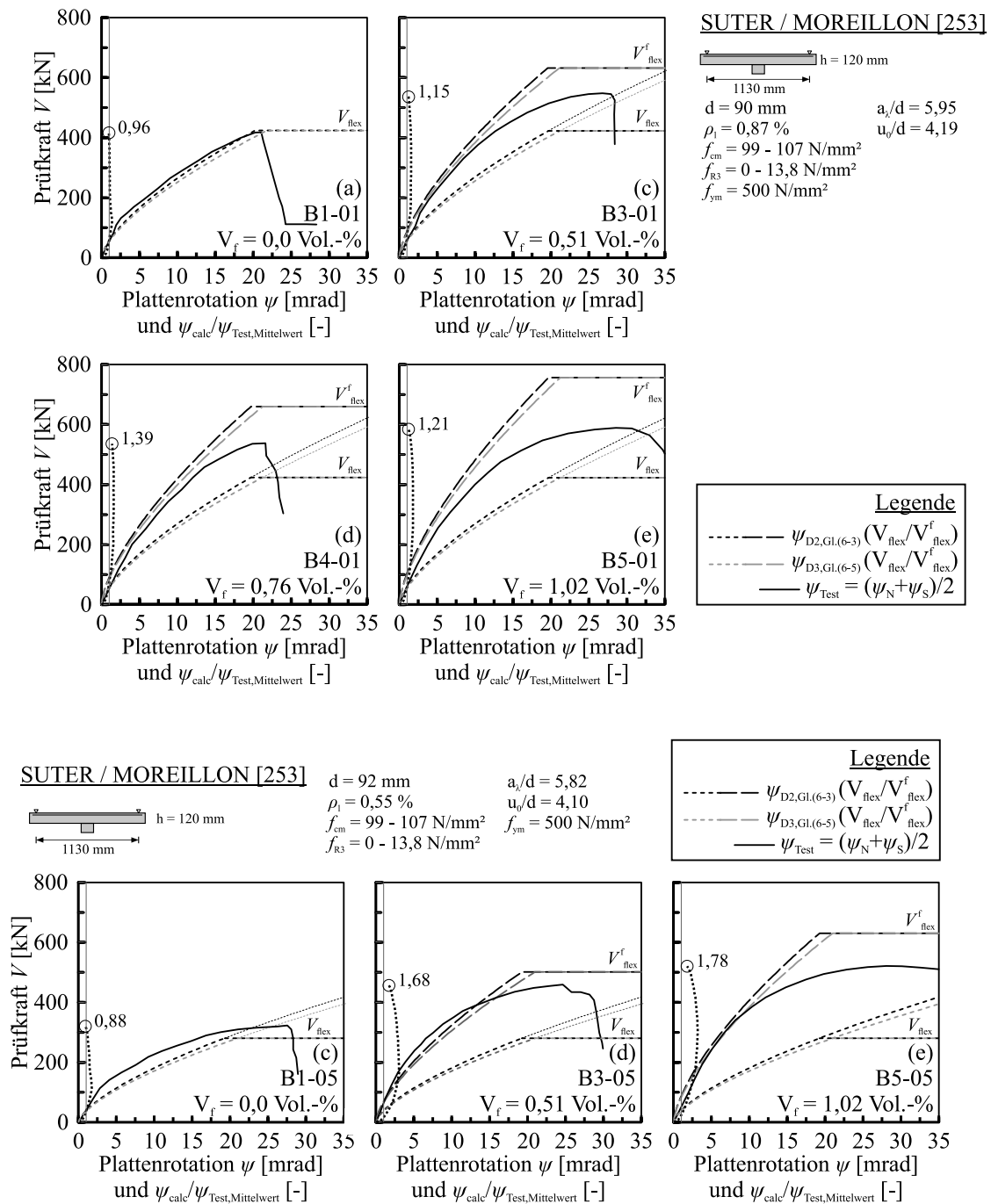


Bild C.1: Gegenüberstellung der beiden Ansätze (Gl. (6-3) und (6-5)) zur rechnerischen Ermittlung der Plattenrotation ψ_{D2} und ψ_{D3} mit den experimentellen Kurvenverläufen der fasernfreien und faserverstärkten Versuchskörper von SUTER / MOREILLON [251] mit einem Biegezugbewehrungsgrad von $\rho_1 = 0,87 \%$ und $0,55 \%$.

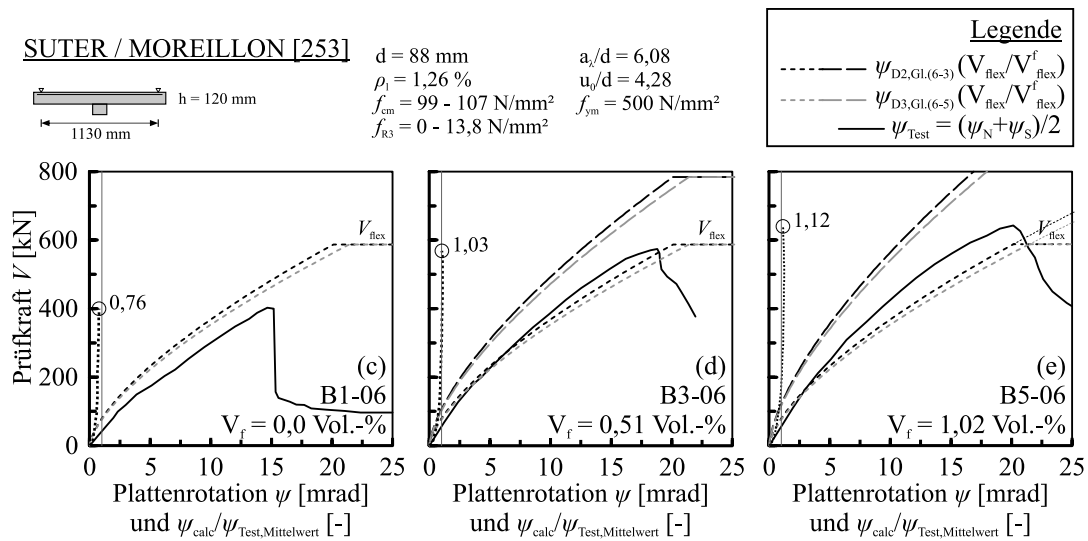


Bild C.2: Gegenüberstellung der beiden Ansätze (Gl. (6-3) und (6-5)) zur rechnerischen Ermittlung der Plattenrotation ψ_{D2} und ψ_{D3} mit den experimentellen Kurvenverläufen der fasernfreien und faserverstärkten Versuchskörper von SUTER / MOREILLON [251] mit einem Biegezugbewehrungsgrad von $\rho_1 = 1,26 \%$.

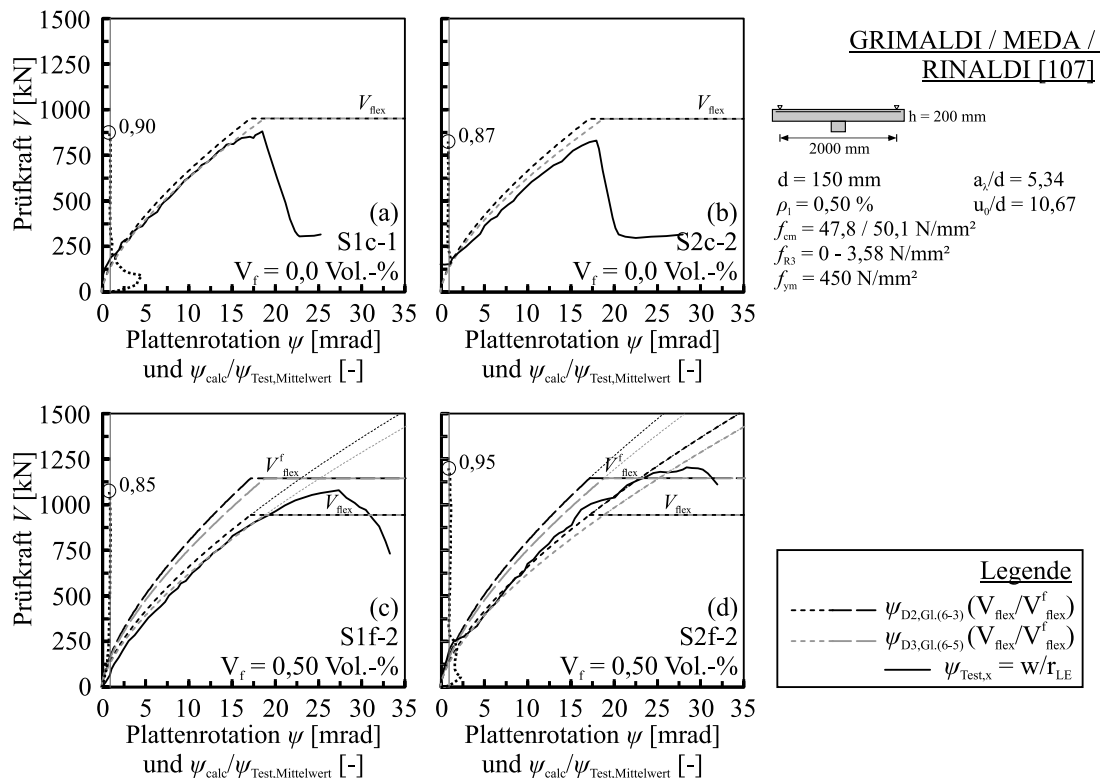


Bild C.3: Gegenüberstellung der beiden Ansätze (Gl. (6-3) und (6-5)) zur rechnerischen Ermittlung der Plattenrotation ψ_{D2} und ψ_{D3} mit den experimentellen Kurvenverläufen der fasernfreien und faserverstärkten Versuchskörper von GRIMALDI / MEDA / RINALDI [106] mit einem Biegezugbewehrungsgrad von $\rho_1 = 0,50 \%$.

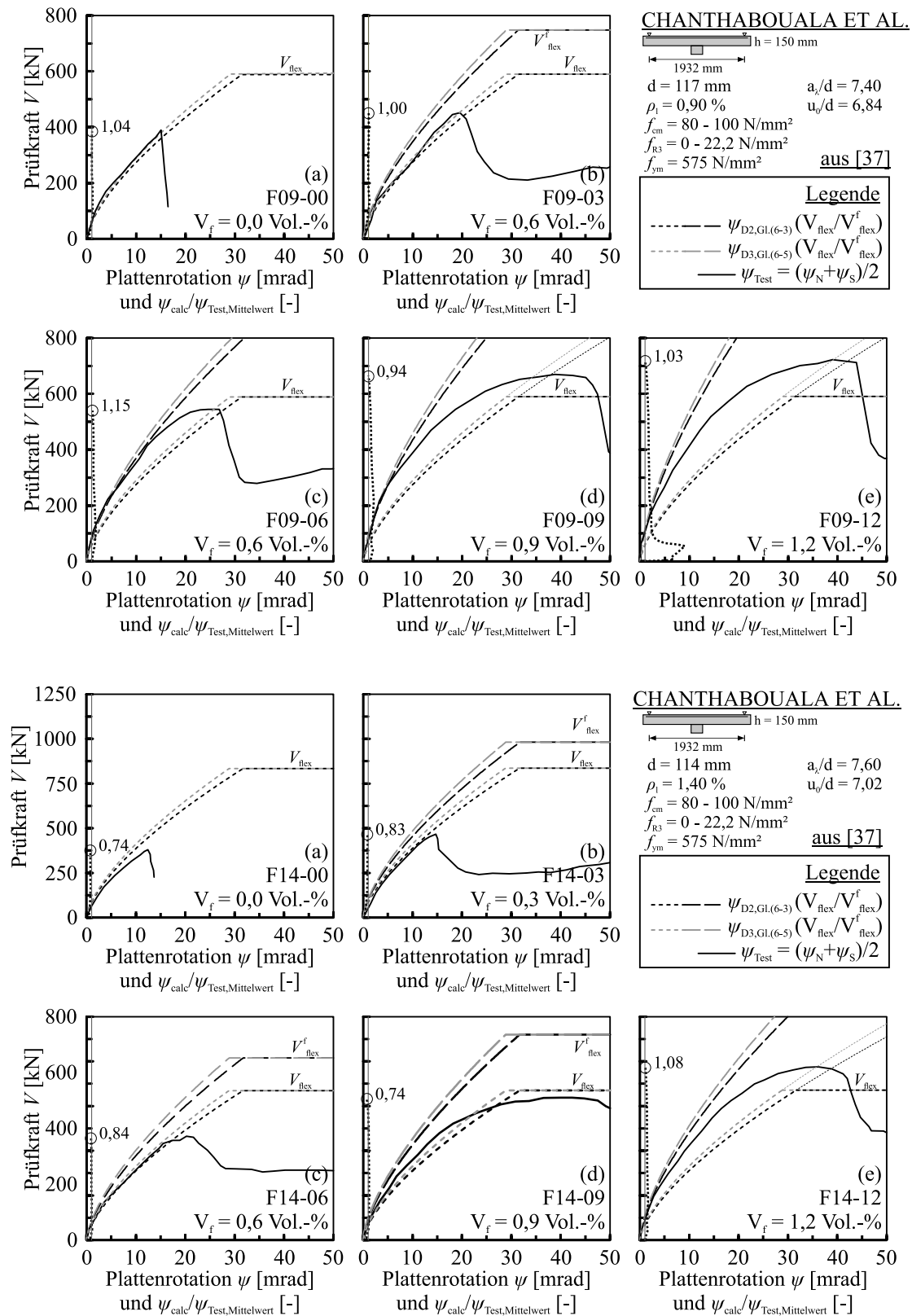


Bild C.4: Gegenüberstellung der beiden Ansätze (Gl. (6-3) und (6-5)) zur rechnerischen Ermittlung der Plattenrotation ψ_{D2} und ψ_{D3} mit den experimentellen Kurvenverläufen der fasernfreien und faserverstärkten Versuchskörper von CHANTHABOUALA ET AL. [37] mit einem Biegezugbewehrungsgrad von $\rho_f = 0,90 \%$ und $1,40 \%$.

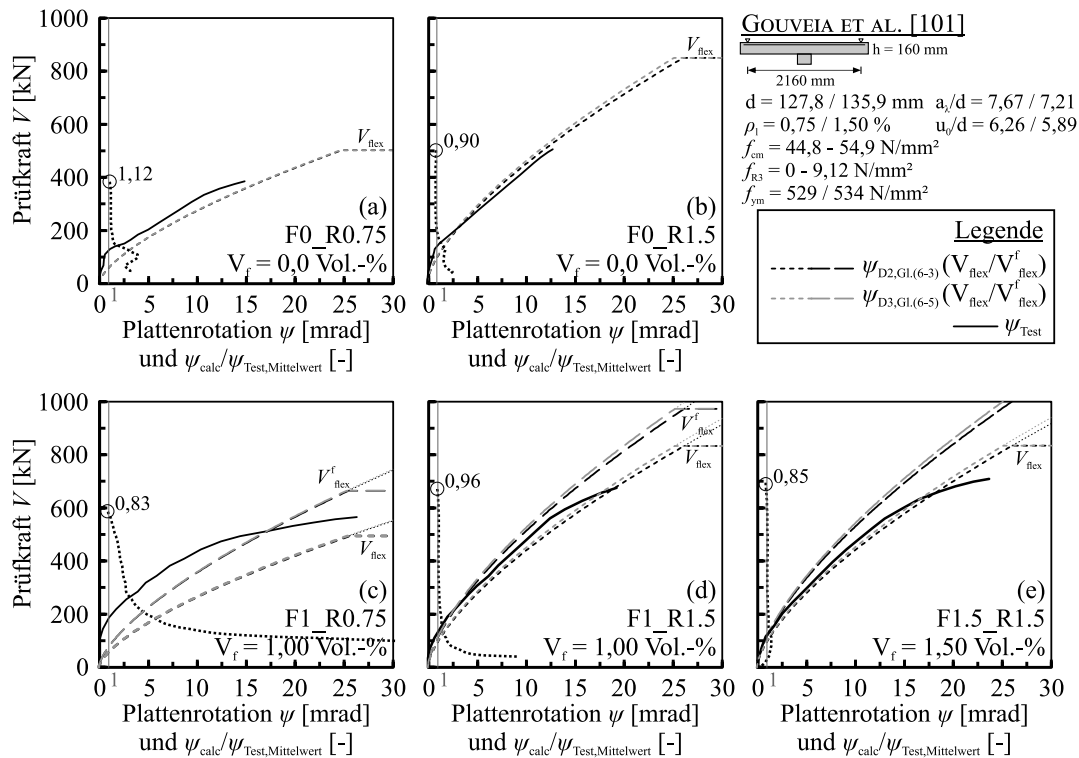


Bild C.5: Gegenüberstellung der beiden Ansätze (Gl. (6-3) und (6-5)) zur rechnerischen Ermittlung der Plattenrotation ψ_{D2} und ψ_{D3} mit den experimentellen Kurvenverläufen der faserfreien und faserverstärkten Versuchskörper von GOUVEIA ET AL [100] mit einem Biegezugbewehrungsgrad von $\rho_1 = 0,75\%$ und $1,50\%$.

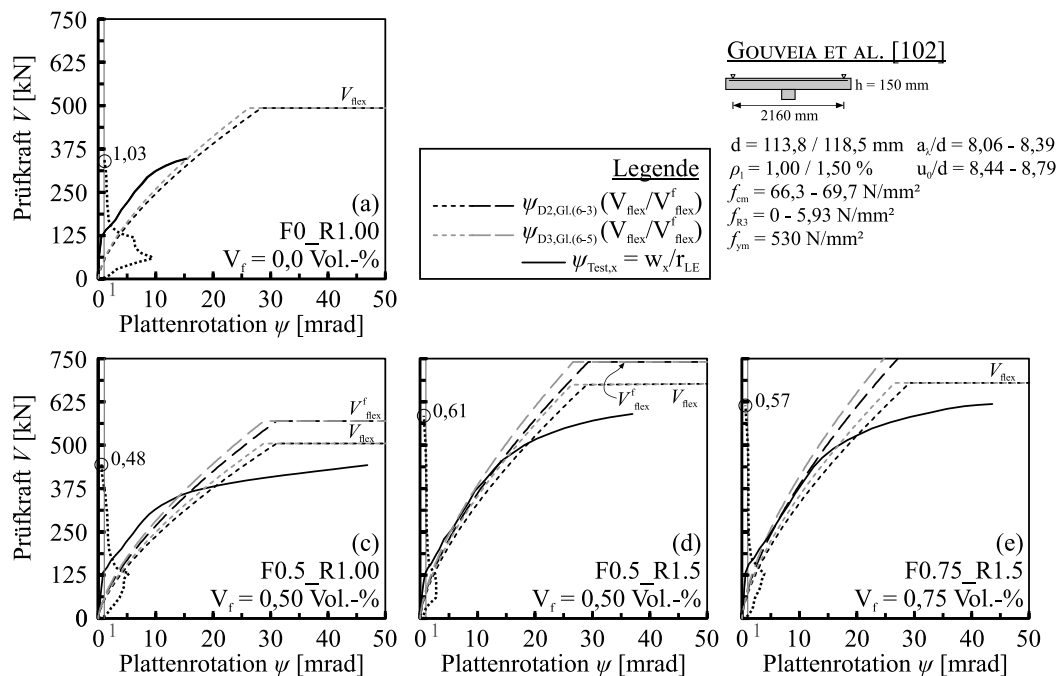


Bild C.6: Gegenüberstellung der beiden Ansätze (Gl. (6-3) und (6-5)) zur rechnerischen Ermittlung der Plattenrotation ψ_{D2} und ψ_{D3} mit den experimentellen Kurvenverläufen der faserfreien und faserverstärkten Versuchskörper von GOUVEIA ET AL [101] mit einem Biegezugbewehrungsgrad von $\rho_1 = 1,00\%$ und $1,50\%$.

C.2 Ermittlung der Neigung des kritischen Schubrisses

Die Abschätzung der tatsächlichen Fläche des Bruchkegels im Rahmen der rechnerischen Bestimmung des Stahlfasertraganteils erfordert die Kenntnis über die Neigung des im Versuch eingetretenen kritischen Schubrisses. Anhand der dokumentierten Trennschnitte wird die Rissneigung in Form des Winkels der Verbindungslinie zwischen dem Rissursprung am Ende der Betondruckzone und dem Schnittpunkt mit der Lage der Biegezugbewehrung zur Horizontalen in jedem Plattenviertel bestimmt. Während für die im Rahmen dieser Arbeit geprüften Versuchskörper jeweils zwei Trennschnitte vorliegen und somit die Rissneigung für jedes Plattenviertel abgeschätzt werden kann, liegt in der Literatur häufig nur ein dokumentierter Trennschnitt vor. Die in den nachfolgenden Darstellungen angegebene Schubrissneigung α_m entspricht dem Mittelwert der an den vorliegenden Trennschnitten ermittelten Neigungswinkel. Grundsätzlich wird die sich im Versuchskörper einstellende Rissneigung von zahlreichen, teils unvorhersehbaren Einflüssen wie beispielsweise Störstellen aus der Betonage oder Inhomogenitäten des Betongefüges beeinflusst. Es sei daher an dieser Stelle ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die bestimmte Rissneigung keinem Absolutwert entspricht, sondern lediglich eine Näherung beschreibt, die rein auf einer optischen Analyse bzw. Abschätzung beruht. Insbesondere bei den aus der Literatur entnommenen Versuchskörpern nach [37, 101] erfolgte teilweise eine Belastung bis weit in den Nachbruchbereich hinein, wodurch die starke Schädigung im Bereich des Schubrisses die Bestimmung der Rissneigung deutlich erschwert.

C.2.1 Eigene Versuchskörper

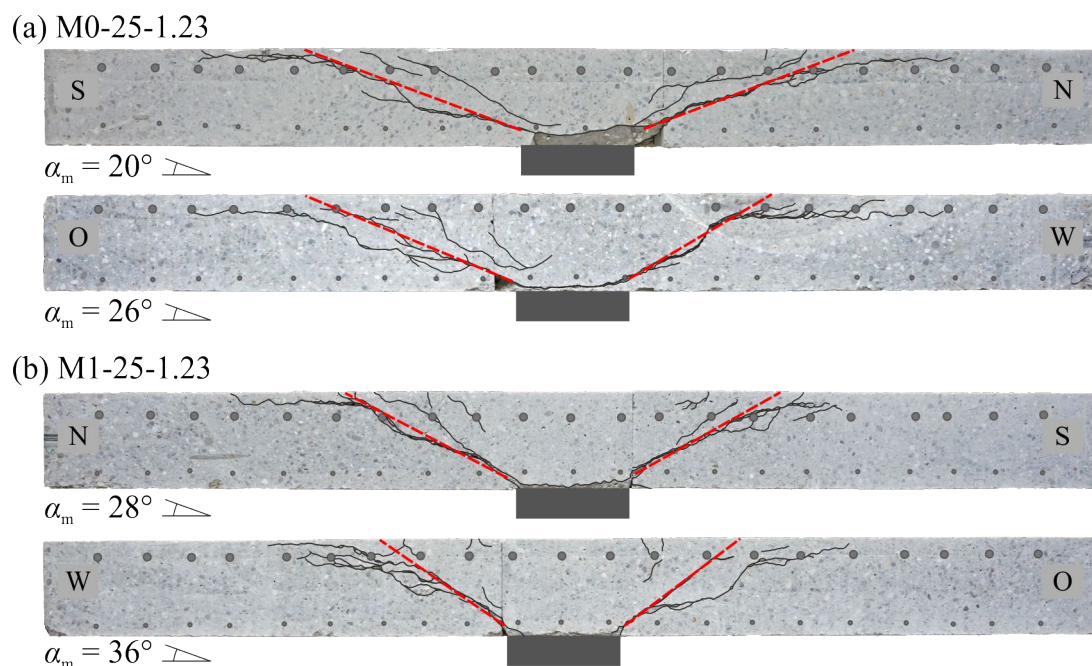
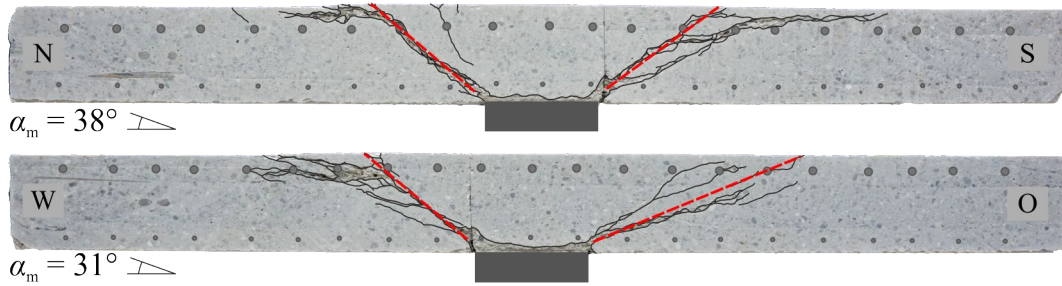
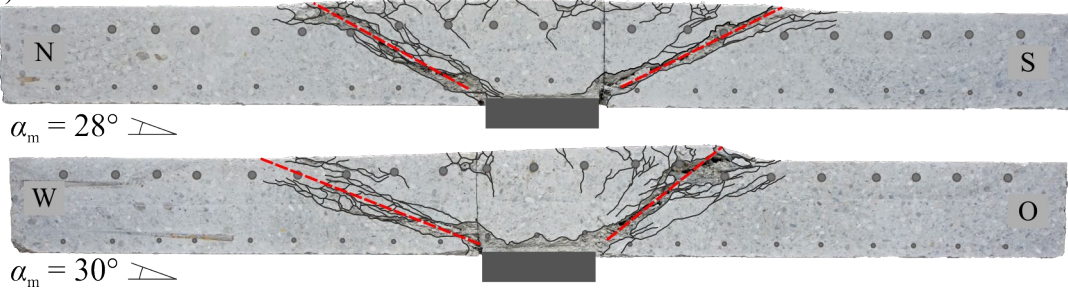


Bild C.7: Trennschnitte mit idealisierter Rissneigung der geprüften stahlfaserverstärkten Flachdeckenausschnitte mit Plattendicken von 250 bzw. 300 mm aus Kapitel 4.3.1 – Teil 1

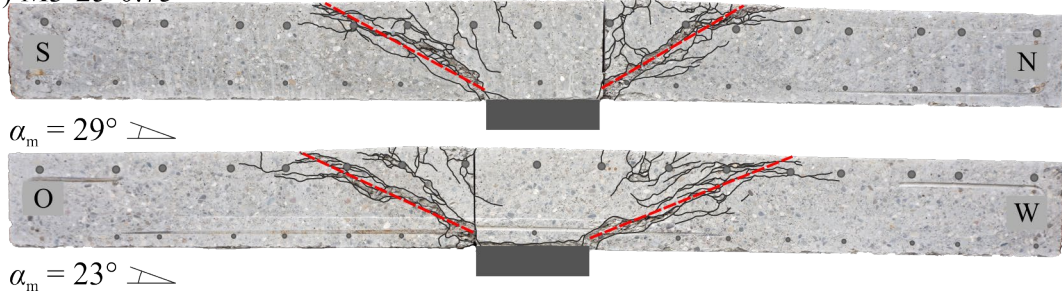
(c) M2-25-1.23



(d) M3-25-1.23



(e) M3-25-0.75



(f) M3-25-1.75

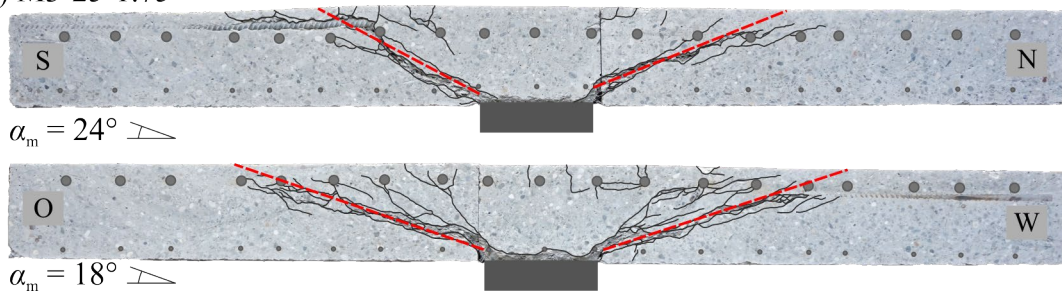


Bild C.8: Trennschnitte mit idealisierter Rissneigung der geprüften stahlfaserverstärkten Flachdeckenausschnitte mit Plattendicken von 250 bzw. 300 mm aus Kapitel 4.3.1 – Teil 2

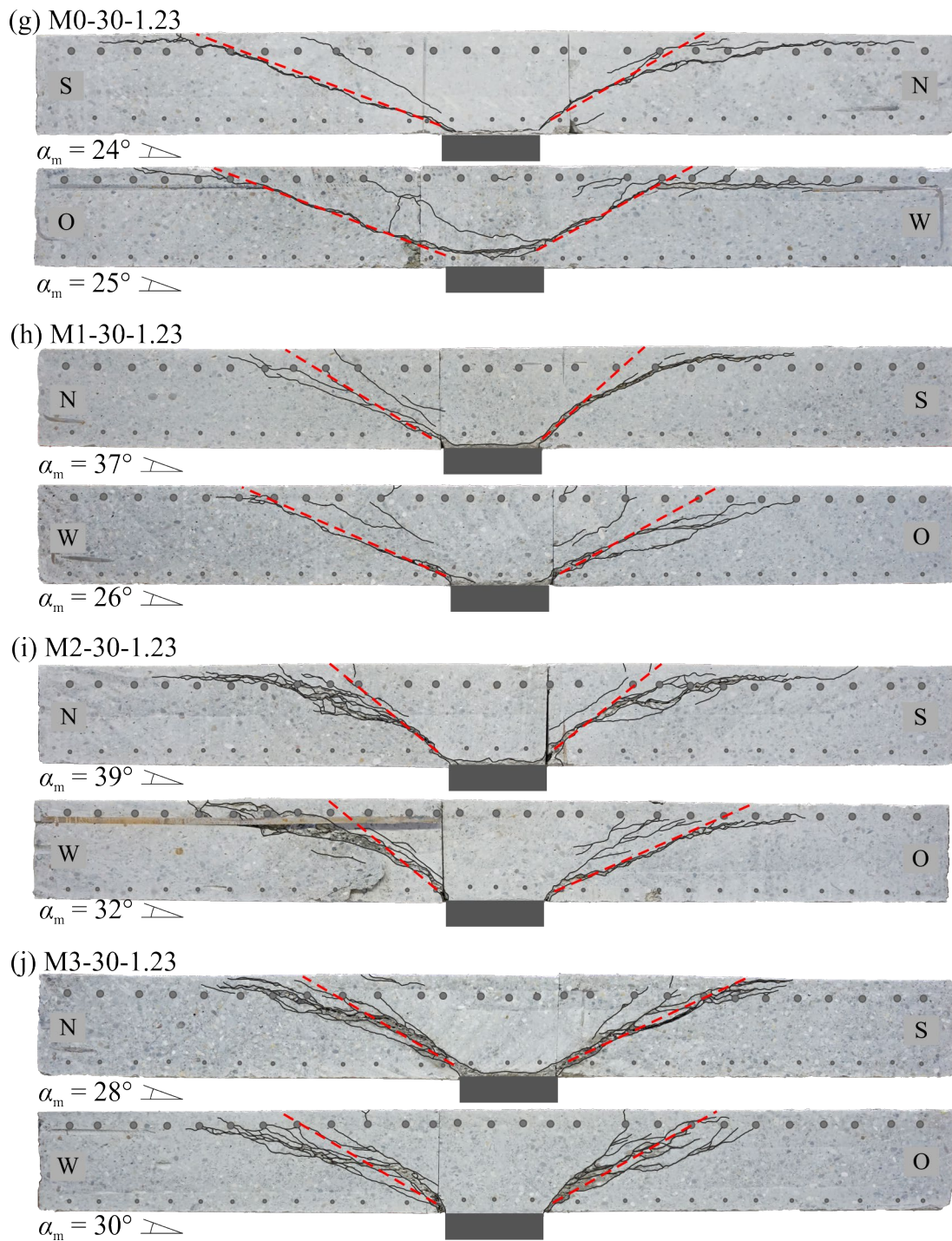


Bild C.9: Trennschnitte mit idealisierter Rissneigung der geprüften stahlfaserverstärkten Flachdeckenausschnitte mit Plattendicken von 250 bzw. 300 mm aus Kapitel 4.3.1 – Teil 3

C.2.2 Versuchskörper nach GOUVEIA ET AL. aus [100]



Bild C.10: Trennschnitte mit idealisierter Rissneigung der stahlfaserverstärkten Flachdeckenausschnitte nach GOUVEIA ET AL., entnommen aus [100]

C.2.3 Versuchskörper nach GOUVEIA ET AL. aus [101]

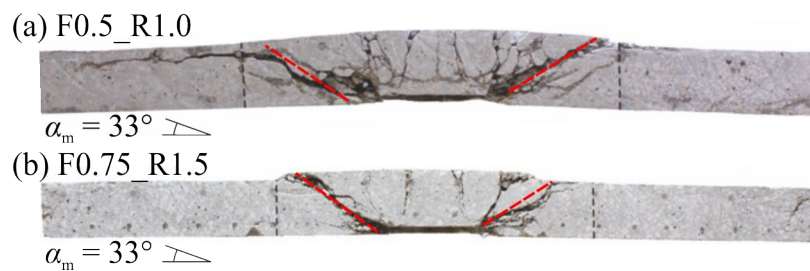


Bild C.11: Trennschnitte mit idealisierter Rissneigung der stahlfaserverstärkten Flachdeckenausschnitte nach GOUVEIA ET AL., entnommen aus [101]

C.2.4 Versuchskörper nach CHANTHABOUALA ET AL. aus [37] bzw. [36]

(a) F09-03



$$\alpha_m = 34^\circ$$

(b) F09-06



$$\alpha_m = 32^\circ$$

(c) F14-03



$$\alpha_m = 32^\circ$$

(d) F14-06

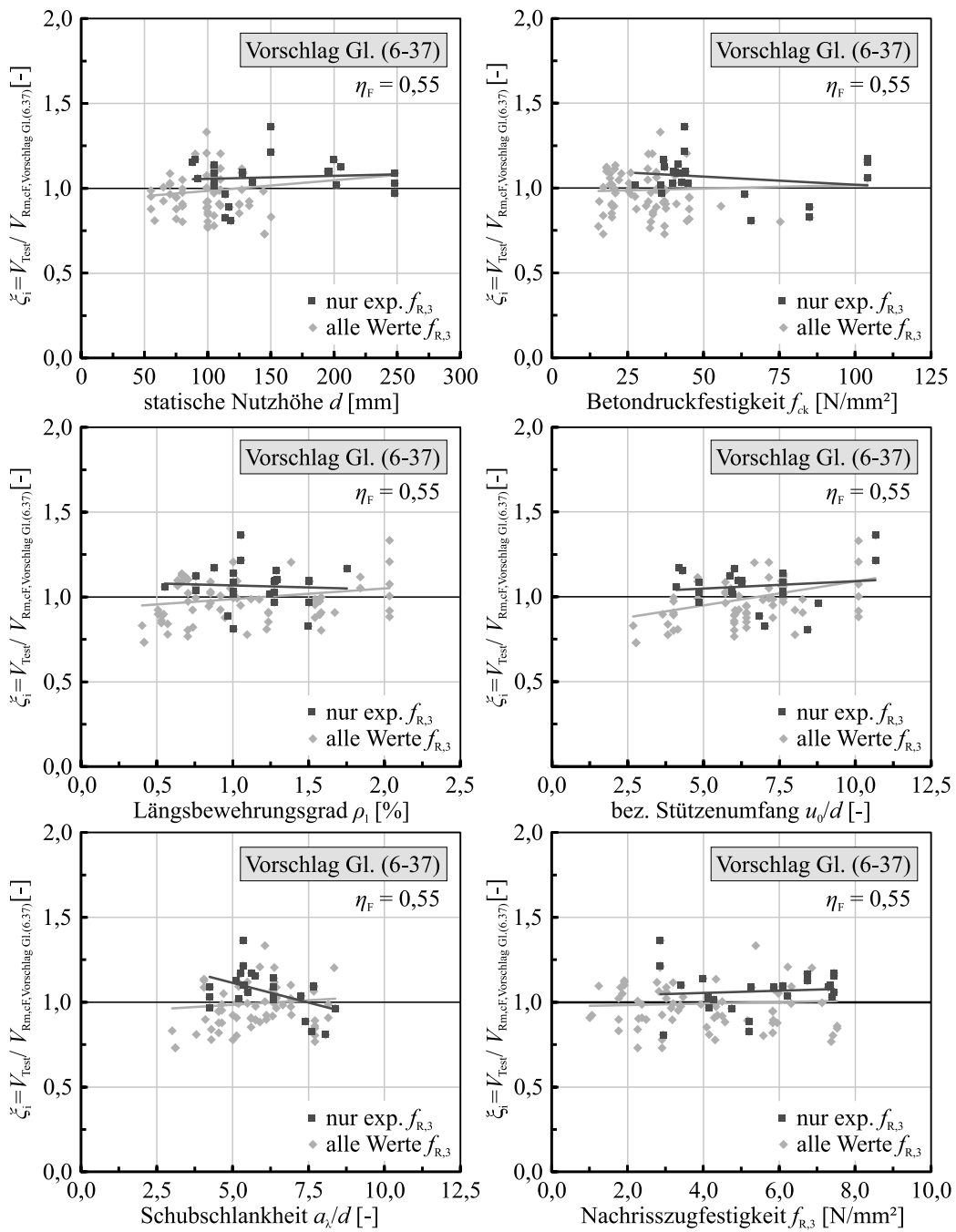


$$\alpha_m = 32^\circ$$

Bild C.12: Trennschnitte mit idealisierter Rissneigung der stahlfaserverstärkten Flachdeckenausschnitte nach CHANTHABOUALA ET AL., entnommen aus [37] bzw. [36]

C.3 Erweiterte Auswertung des Bemessungsansatzes

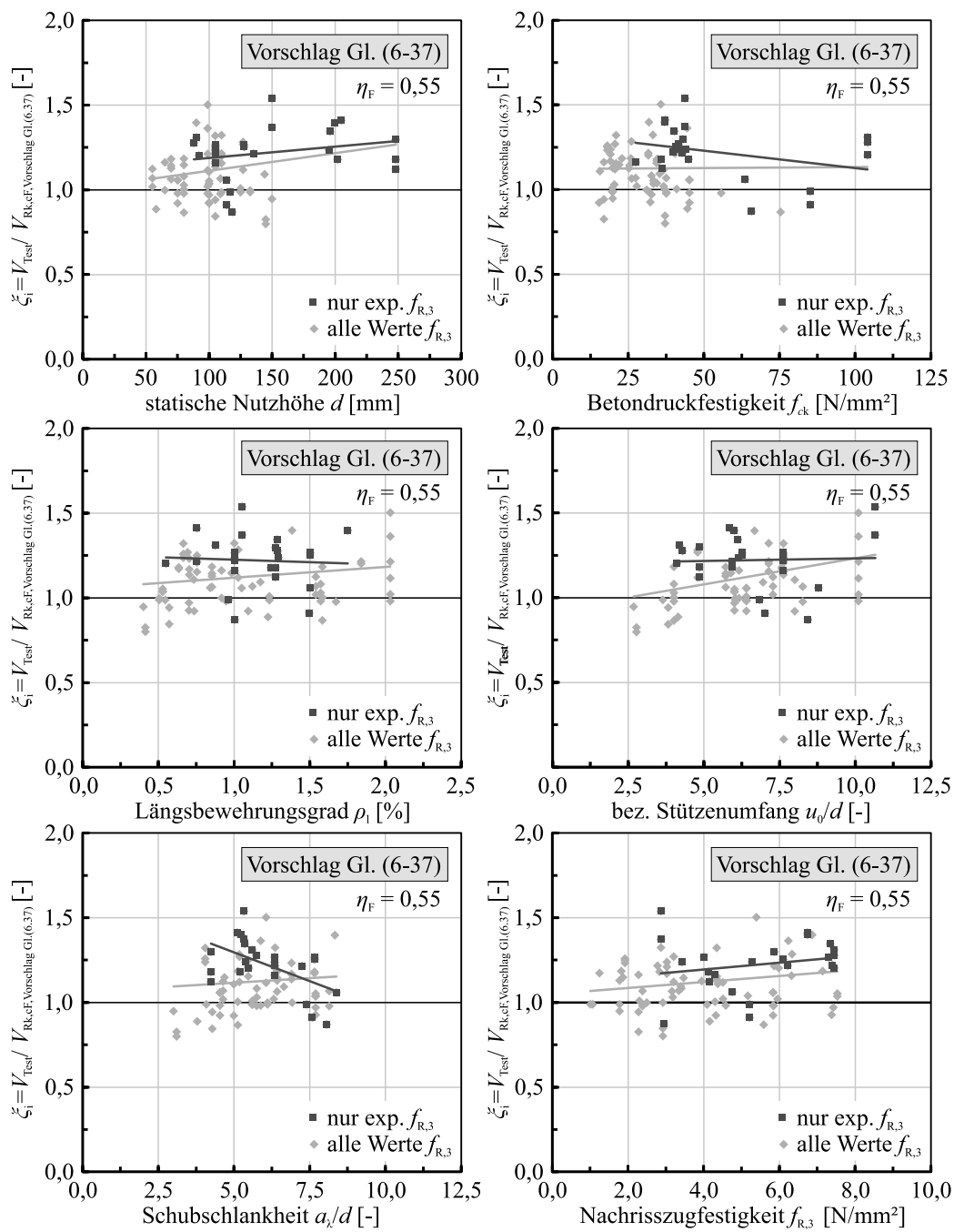
Die Streuungen innerhalb des gewählten Ansatzes zur Abschätzung fehlender Werte der Nachrisszugfestigkeit beeinflusst in gewisser Weise die Auswertung des mit Gleichung (6-37) vorgeschlagenen Bemessungsansatzes aus Kapitel 6.5. Aus diesem Grund erfolgt nachfolgend eine Überprüfung unter Beschränkung auf die stahlfaserverstärkten Versuchskörper mit vorliegender, experimentell bestimmter Nachrisszugfestigkeit. Für einen Vergleich der gewonnenen Ergebnisse enthalten die abgebildeten Diagramme sowohl die Werte der gesamten Datenbasis an faserverstärkten Versuchskörpern (91 Versuchskörper, hellgrau) wie auch die der reduzierten Datenbasis mit ausschließlich experimentell bestimmter Nachrisszugfestigkeit (24 Versuchskörper, dunkelgrau). Infolge der geringen Datenbasis von 24 Versuchskörpern mit experimentell bestimmter Nachrisszugfestigkeit ist die begrenzte Aussagekraft dieser Auswertung zu berücksichtigen.



Vorschlag Gl. (6-37)	nur exp. $f_{R,3}$				alle Werte $f_{R,3}$			
	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Standardnormalverteilung	24	1,07	0,11	0,87	91	0,99	0,13	0,78
Log-Normalverteilung	24	1,06	0,12	0,67	91	0,99	0,13	0,79

— Linear Regression; $f_{ck} = f_{cm}$ [N/mm²] / $f_{R,3,k} = f_{R,3,m}$ [N/mm²]

Bild C.11: Vergleich der Prognosefaktoren ξ_1 der gesamten SFRC-Datenbankauswertung mit den Ergebnissen der Versuchskörper mit vorliegender experimenteller Nachrisszugfestigkeit nach dem vorgeschlagenen Bemessungsmodell nach Gl. (6-37) unter Verwendung mittlerer Materialkennwerte



Vorschlag Gl. (6-37)	nur exp. $f_{R,3}$				alle Werte f^f			
	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$	n_{Test}	μ_x	V_x	$x_{p,5\%}$
Standardnormalverteilung	24	1,22	0,13	0,97	91	1,12	0,14	0,87
Log-Normalverteilung	24	1,21	0,13	0,97	91	1,11	0,14	0,89

— Linear Regression; $f_{ck} = f_{cm} - 4$ [N/mm²] / $f_{R,3,k} = 0,60 \cdot f_{R,3,m}$ [N/mm²]

Bild C.12: Vergleich der Prognosefaktoren ξ_1 der gesamten SFRC-Datenbankauswertung mit den Ergebnissen der Versuchskörper mit vorliegender experimenteller Nachrisszugfestigkeit nach dem vorgeschlagenen Bemessungsmodell nach Gl. (6-37) unter Verwendung charakteristischer Materialkennwerte

C.4 Überprüfung Bemessungsmodell mit weiterem Ansatz zur Nachrisszugfestigkeit

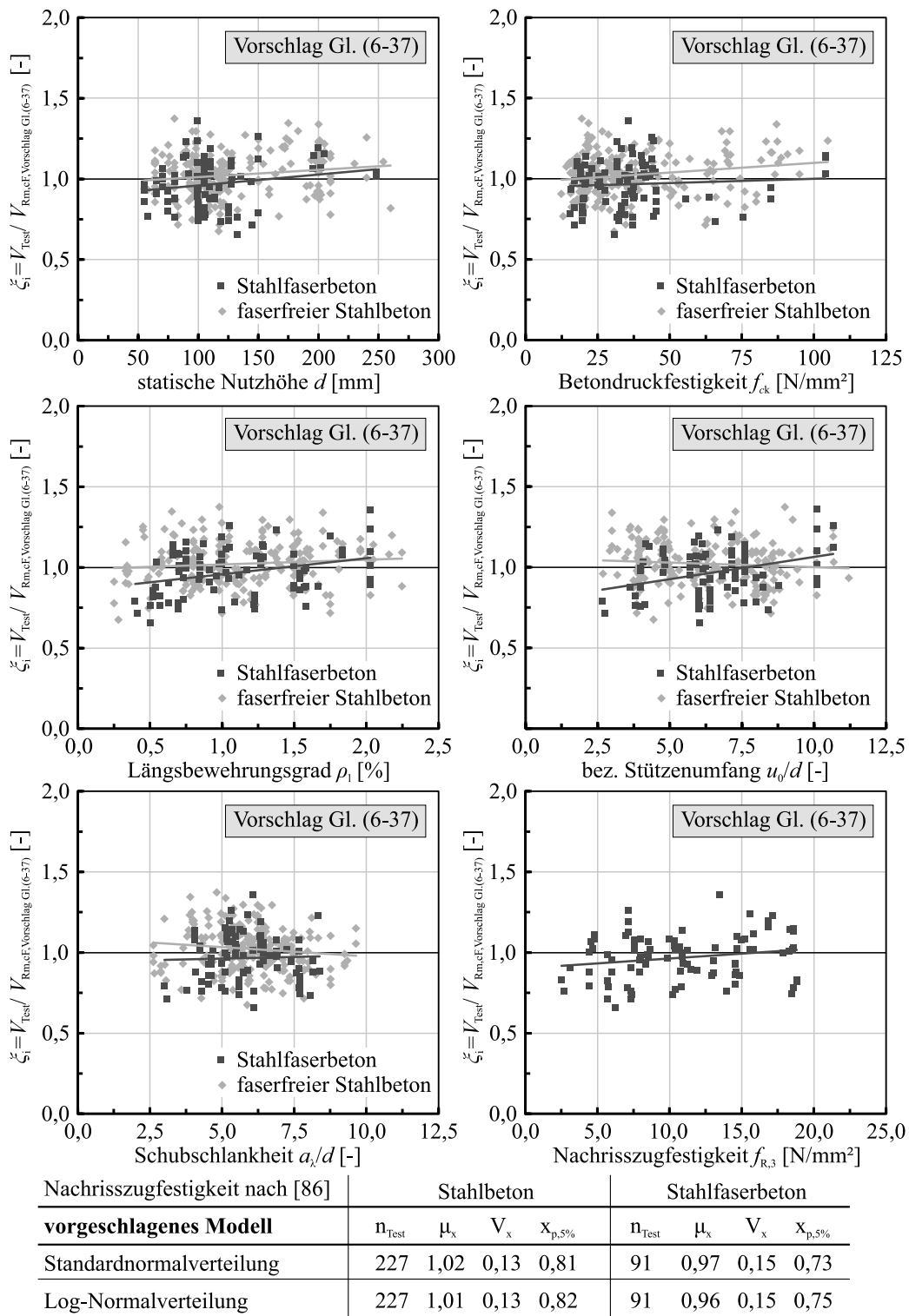
Ergänzend zu den Betrachtungen aus Anhang C.3 soll zur Bewertung der Allgemeingültigkeit des in Kapitel 6.5 vorgeschlagenen Bemessungsmodells nach Gleichung (6-37) eine Datenbankauswertung auf Grundlage eines weiteren, abweichenden Ansatzes zur Abschätzung der Nachrisszugfestigkeit fehlender experimenteller Werte vorgenommen werden. Neben dem in Kapitel 2.4.4 vorgestellten Näherungsansatz zur Abschätzung der Nachrisszugfestigkeiten $f_{R,1}$ und $f_{R,3}$ eines 3-Punkt-Biegezugversuchs nach EN 14651 [57] (nach OETTEL / SCHULZ / HAIST [197]) sind in der internationalen Literatur weitere, meist ebenfalls auf Regressionsanalysen basierende Ansätze empirischer Natur verfügbar (z. B. [85, 174, 266]). Insbesondere der von FACCIN ET AL. [85] an der Universität von Brescia entwickelte und in den Gleichungen (C-1) und (C-2) dargestellte Zusammenhang konnte bei Nachrechnungen von insgesamt 155 Versuchsserien von 3-Punkt-Biegezugversuchen nach EN 14651 [57] sehr gute Prognosegenauigkeiten erzielen. Die verwendete Datenbasis an Biegezugversuchen umfasste Versuchskörper mit mittleren Betondruckfestigkeiten zwischen 20 und 85 MPa sowie Fasergehalten zwischen 0,25 und 1,10 Vol.-%, wodurch weitestgehend praxisübliche Stahlfaserbetone abgedeckt werden (vgl. Kapitel 2.2). Gemäß den Erläuterungen in [85] eignet sich der Ansatz für normal- und hochfeste Stahlfaserbetone und erlaubt eine auf der sicheren Seite liegende Prognose der zu erwartenden Nachrisszugfestigkeiten $f_{R,1}$ und $f_{R,3}$.

$$f_{R,1} = 2,7 \cdot \left(\frac{L_f}{d_f}\right)^{0,8} \cdot V_f^{0,9} \cdot f_{cm}^{0,5} \quad (C-1)$$

$$f_{R,3} = 0,5 \cdot \frac{L_f}{d_f} \cdot V_f^{0,85} \cdot f_{cm}^{2/3} \quad (C-2)$$

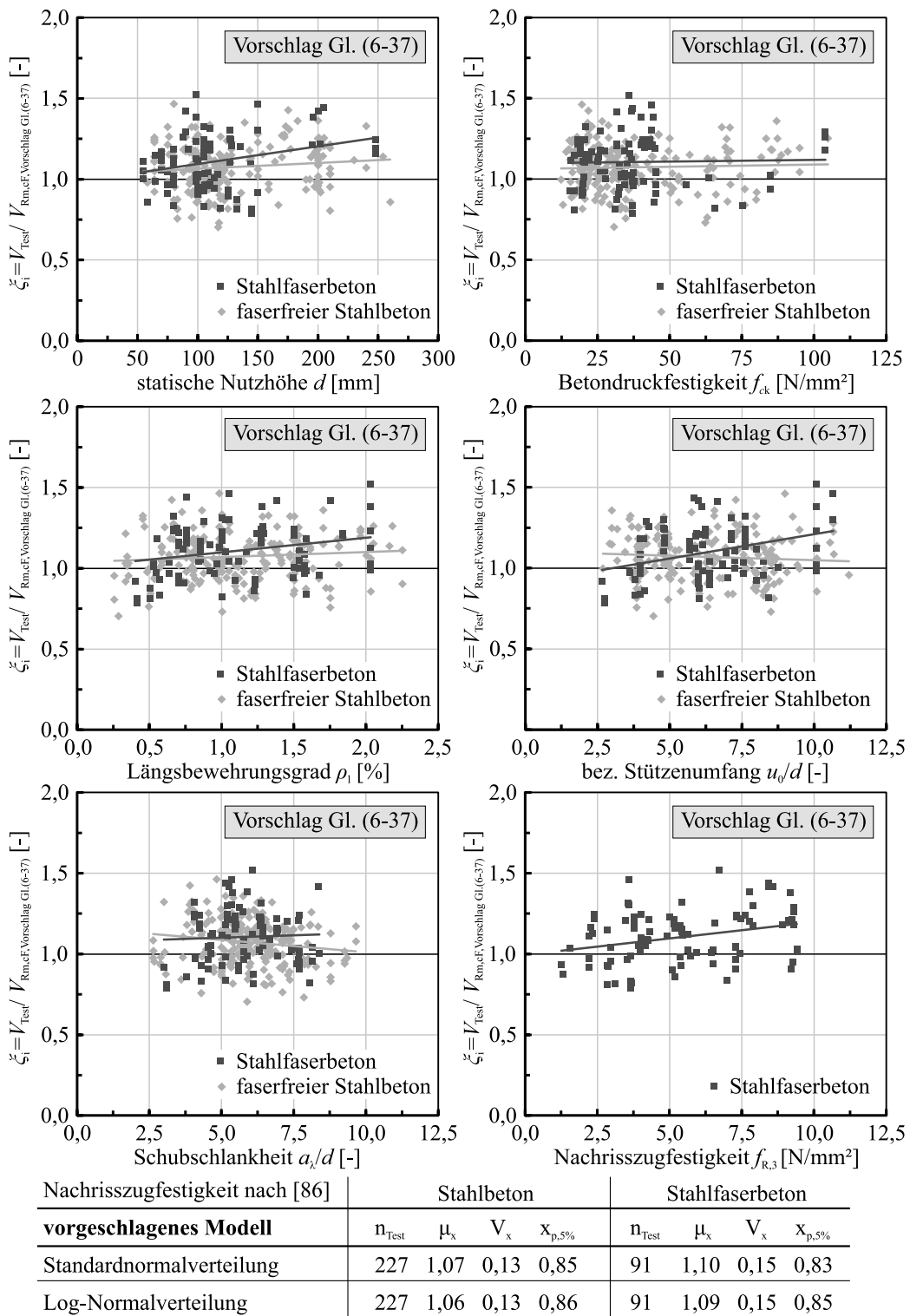
Bild C.13 und Bild C.14 zeigen die zugehörige Gegenüberstellung der experimentellen und theoretischen Durchstanzwiderstände auf Basis des Bemessungsmodells nach Gleichung (6-37) in Form der Prognosefaktoren ξ_i . Die Auswertungen und Darstellungen erfolgten hierbei in Anlehnung an das Vorgehen in Kapitel 5 bzw. Kapitel 6, wobei fehlende Nachrisszugfestigkeiten $f_{R,3}$ anhand Gleichung (C-2) abgeschätzt wurden.

Grundsätzlich zeigen sich in Bild C.13 wie auch in Bild C.14 zu den Auswertungen in Bild 6.15 und Bild 6.16 vergleichbare Trendabhängigkeiten und Verteilungen. Die Mittelwerte der Prognosefaktoren $\xi_i = V_{\text{Test}}/V_{\text{calc}}$ ordnen sich für beide Auswertungen geringfügig unterhalb derer der Ergebnisse auf Basis des Näherungsansatzes für $f_{R,3}$ nach OETTEL / SCHULZ / HAIST [197] (vgl. Kap. 2.4.4.2) an, wobei insgesamt etwas größere Variationskoeffizienten und abnehmende 5 %-Quantilwerte vorliegen. Zusammenfassend lässt sich dennoch ein vergleichbares Ergebnis bestätigen, sodass in Kombination mit dem Ergebnis der alleinigen Auswertung der Versuchskörper mit experimentell bestimmter Nachrisszugfestigkeit $f_{R,3}$ in Anhang C.3 für das vorgeschlagene Bemessungsmodell von einer weitestgehenden Unabhängigkeit vom gewählten Ansatz zur Abschätzung fehlender Werte der Nachrisszugfestigkeit ausgegangen werden kann.



— Lineare Regression; $f_{ck} = f_{cm}$ [N/mm²] / $f_{R3,k} = f_{R3,m}$ [N/mm²]

Bild C.13: Vergleich der Versuchsbruchlasten V_{Test} mit den rechnerischen Durchstanzwiderständen V_R für Platten mit und ohne Stahlfaserbeton unter Verwendung des vorgeschlagenen Bemessungsmodells nach Gl. (6-37) und der Nachrisszugfestigkeit nach [85] auf Basis von mittleren Materialkennwerten



— Lineare Regression; $f_{ck} = f_{cm} - 4$ [N/mm²] / $f_{R,3,k} = 0,60 \cdot f_{R,3,m}$ [N/mm²]

Bild C.14: Vergleich der Versuchsbruchlasten V_{Test} mit den rechnerischen Durchstanzwiderständen V_R für Platten mit und ohne Stahlfaserbeton unter Verwendung des vorgeschlagenen Bemessungsmodells nach Gl. (6-37) und der Nachrisszugfestigkeit nach [85] auf Basis von charakteristischen Materialkennwerten