

Gefördert mit Mitteln des Bundesamtes für Bauwesen und Raumordnung

FORSCHUNGSINITIATIVE
Zukunft BAU

Oliver Fischer, Josef Landler

Innovativer Hochleistungsfaserbeton zur deutlichen Steigerung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken



Bundesinstitut
für Bau-, Stadt- und
Raumforschung

im Bundesamt für Bauwesen
und Raumordnung



Fraunhofer IRB ■ Verlag

Oliver Fischer, Josef Landler

Innovativer Hochleistungsfaserbeton zur deutlichen Steigerung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken

F 3224

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlussberichtes einer vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) im Rahmen der Forschungsinitiative »Zukunft Bau« geförderten Forschungsarbeit. Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2021

ISBN 978-3-7388-0627-4

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00

Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/tauforschung

Lehrstuhl für Massivbau
Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt
Technische Universität München

Abschlussbericht

Innovativer Hochleistungsfaserbeton zur deutlichen Steigerung der Durchstanz- tragfähigkeit von Flachdecken

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer
Josef Landler, M.Sc.

München, den 15.12.2019

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert.

(Aktenzeichen: SWD 10.08.18.7-17.58)
Die Verantwortung für den Inhalt des Berichts liegt bei den Autoren.

Kurzbeschreibung

In den vergangenen Jahrzehnten haben sich Flachdecken im modernen Hoch- und Industriebau aufgrund zahlreicher Vorzüge fest etabliert und linienförmig gelagerte Deckensysteme vielfach verdrängt. Die Lagerung der Decke erfolgt unmittelbar auf den Stützen, was zu einer optimalen Konstruktionshöhe sowie einer ebenen Deckenuntersicht führt. Im Bauablauf sowie in der Wirtschaftlichkeit weisen Flachdecken zudem deutliche Vorteile auf. Konstruktionsbedingt resultiert jedoch im Bereich der Decken-Stützenverbindung eine konzentrierte Momenten- und Querkraftbeanspruchung, weshalb dies in der Planung meist den neuralgischen Punkt kennzeichnet. Zur Verstärkung dieses Knotenpunktes, haben sich zahlreiche Durchstanzbewehrungselemente auf dem Markt etabliert, die verschiedenste systembedingte Nachteile aufweisen. Ziel des Forschungsvorhabens war es, die Eignung und Anwendbarkeit moderner Hochleistungsstahldrahtfasern als Alternative zu diesen herkömmlichen Durchstanzbewehrungselementen zu untersuchen.

Mit der bauaufsichtlichen Einführung der Richtlinie „Stahlfaserbeton“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) gewinnt der Einsatz von Makrofasern aus Stahl in der Baupraxis vermehrt an Bedeutung, insbesondere für den Bereich von tragenden Betonkonstruktionen. In den vergangenen Jahren wurde zudem die Leistungsfähigkeit moderner Stahldrahtfasergenerationen deutlich verbessert. Der Einsatz von hochfesten Drähten in Verbindung mit neuartigen mechanischen Verankerungen ermöglicht höhere Nachrisszugfestigkeiten sowie in Abhängigkeit des Fasergehaltes auch ein deutlich überkritisches Verhalten im Nachbruchbereich. Nach Eintreten der Rissbildung im Beton ermöglichen Makrofasern aus Stahl eine effektive Übertragung von Zugspannungen über den Riss hinweg, was sich in Bezug auf das Durchstanztragverhalten als besonders vorteilhaft erweist.

Zu Beginn des Forschungsvorhabens erfolgte eine Sichtung nationaler und internationaler Literatur zu dokumentierten Durchstanzversuchen an stahlfaserbewehrten Flachdeckenausschnitten. Eine Auswertung von insgesamt 284 Einzelversuchen zeigte, dass bisher vorwiegend sehr dünne Versuchskörper mit Plattendicken bis 150 mm und entsprechend maßstäblich kleinen Stützenabmessungen geprüft wurden. Die Auswertung einer an der TUM zugänglichen Gebäudedatenbank des Birkhäuser Verlags ermöglichte zudem, den praxisrelevanten Bereich für im Hoch- und Industriebau übliche Deckenstärken auf oberhalb von 200 mm bis 250 mm festzulegen. Somit kann die tatsächliche Baupraxis mit der vorliegenden Datenbasis nur sehr bedingt abgebildet werden. Aufgrund des bei geringen Plattenstärken zu erwartenden negativen Einflusses der Schalkanten auf die Faserorientierung und -verteilung sowie in den vergangenen Jahren erzielte Verbesserungen im Bereich der Leistungsfähigkeit von Stahldrahtfasern konnte der Bedarf an einer Überprüfung der vorliegenden Erkenntnisse und Bemessungsansätze für praxisrelevante Plattenstärken bekräftigt werden.

Um die beschriebenen Lücken der Datenbasis zu schließen, wurden zehn Durchstanzversuche an oktagonalen Flachdeckenausschnitten mit Plattendicken von 250 mm sowie 300 mm unter Variation des Stahlfasertyps, Stahlfasergehaltes sowie des Längsbewehrungsgrades durchgeführt. Die Versuchskörper wiesen einen Abspannradius von 2,40 m auf und wurden zur Vermeidung eines frühzeitigen Biegeversagens mit einer konventionellen Biegebewehrung in drei Längsbewehrungsgraden von 0,75 %, 1,23 % und 1,75 % versehen. Die mittlere Betondruckfestigkeit lag in einem für Hochbauten typischen

Bereich von 40 N/mm² bis 50 N/mm². Die verwendeten Stahldrahtfasern vom Typ Dramix 4D und Dramix 5D wurden von der Firma Bekaert GmbH zur Verfügung gestellt und mit einem Fasergehalt von 0,5 Vol.-% und 1,0 Vol.-% dem Beton beigegeben. Bei beiden Fasertypen handelt es sich um endverankerte Stahldrahtfasern mit einem Faserdurchmesser d_f von 0,9 mm und einer Länge l_f von 60 mm, was einer Faserschlankheit λ von 65 entspricht. Während die Faser Dramix 4D eine typische normalfeste Stahldrahtfaser darstellt, liegt mit der Faser Dramix 5D eine hochfeste Faser mit einer Drahtzugfestigkeit von 2300 N/mm² mit optimierter Endhakenausbildung vor.

Für die Versuchsdurchführung konnte eine bestehende Versuchseinrichtung verwendet werden. Bei dieser erfolgt die Lastaufbringung durch einen Hydraulikzylinder, der die Kraft zentrisch über den Stützenabschnitt in die Platte einleitet. Das vertikale Gleichgewicht der Kräfte wird durch zwölf in einem Radius von 1,20 m angeordnete Abspannungen aus Gewindestangen gewährleistet, die ihrerseits durch Hohlkolbenzylinder hydraulisch an einer Widerlagerplatte verankert sind. Die Hohlkolbenzylinder sind über eine Ringleitung gekoppelt, wodurch weitestgehend gleichmäßige Kräfte in allen Abspannungen erzielt werden können.

Die faserfreien Referenzversuchen zeigten bei der Versuchsdurchführung ein sehr sprödes Durchstanzversagen mit schlagartigem Lastabfall. Die Stahlfaserzugabe bewirkte eine Veränderung des Versagensbildes hinsichtlich eines duktilen Durchstanzversagens mit deutlicher Laststeigerung. Ein Vergleich der experimentellen Höchstlasten mit dem rechnerischen Durchstanzwiderstand faserfreier Versuchskörper ohne Durchstanzbewehrung nach DIN EN 1992-1-1 führte bei einem Stahlfasergehalt von 1,0 Vol.-% zu Traglastfaktoren von bis zu 1,75. Die Leistungsfähigkeit liegt daher in einem Bereich der maximalen Tragfähigkeit von konventionellen Bügeln als Durchstanzbewehrung. Auch die Rissbildung konnte durch die Faserzugabe in Form einer größeren Rissanzahl und daher deutlich feineren Rissbreiten positiv beeinflusst werden. Es resultierte somit ein verbessertes Gebrauchstauglichkeits- und Tragverhalten.

Parallel zu den experimentellen Untersuchungen wurden numerische Simulationen der Durchstanzversuche mit der nichtlinearen Finite-Elemente Softwarelösung ABAQUS UNIFIED FEA durchgeführt. Sowohl bei der Abbildung des Tragverhaltens wie auch des Rissverhaltens konnte eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Versuchsergebnissen erzielt werden.

Zur Überprüfung und Bewertung der Bemessungsansätze nach fib Model Code 2010 sowie der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ erfolgte abschließend eine Nachrechnung der Versuche und ein Vergleich mit den erzielten Höchstlasten. Auch hier zeigte sich eine sehr gute Übereinstimmung, sodass beide Ansätze auch für praxisrelevante Plattendicken und moderne Stahlfasergenerationen als geeignet bewertet werden können. Die gewonnenen Ergebnisse dienen als Grundlage für die Entwicklung und Validierung zukünftiger Normengenerationen und werden unmittelbar in derzeitige Normengremien mit eingebracht.

Abstract

The design and construction of reinforced concrete flat slabs has become increasingly common due to the construction and architectural benefits to office buildings, residential buildings and parking structures. Because of the optimized construction height, in conjunction with the flat underside of the slab, this type of construction meets a variety of requirements for the owners and contractors. Flat slabs fulfil the demands for a high level of flexibility in the floor plan, the easy placement and installation of the building services, as well as the high standards for aesthetics and economic construction practice. However, flat slabs have a concentrated moment and shear force interaction in the area of the slab column connection, which is therefore usually the neuralgic point for the design. To strengthen this critical node, numerous punching shear reinforcement systems have been established, though all of them have various system-related disadvantages. The aim of this research project was to investigate the suitability and applicability of modern high-performance steel fibre reinforced concrete as an alternative to conventional punching shear reinforcement.

With the introduction of the guideline "Steel Fibre Reinforced Concrete" of the German Committee for Reinforced Concrete (DAfStb), the use of macro steel fibres gains more and more importance in construction practice, especially in the field of statically relevant components. In recent years, the performance of steel fibres has also been significantly improved. The use of high-strength wires in combination with improved geometry of the mechanical anchoring causes higher post-cracking tensile strengths and also a clearly supercritical behaviour in the post-cracking area for given fibre contents. Therefore, after the occurrence of cracks in the concrete, macro fibres enable an effective transmission of tensile stresses via the crack.

At the beginning of the project, a review of national and international literature regarding punching shear tests on steel fibre reinforced flat specimens was carried out. An evaluation of a total of 284 individual tests showed that mainly very thin test specimens with slab thicknesses up to 150 mm and correspondingly small column dimensions have been tested up to now. Through the evaluation of a building database of the "Birkhäuser Verlag" it was possible to determine the lower limit of 200 mm to 250 mm for the panel thicknesses common in building practice. Thus, the actual building practice can only be represented to a very limited extent with the available database. Due to the expected negative influence of the formwork on the fibre orientation and distribution as well as further developments in the field of the performance of steel fibres in recent years, the need for a review of the available knowledge and design approaches for practical slab thicknesses became apparent.

In order to close these gaps of the experimental database, ten punching tests were carried out on octagonal flat slab specimens with slab thicknesses of 250 mm and 300 mm, varying the steel fibre type, the steel fibre content and the degree of longitudinal reinforcement. The test specimens had a bracing radius of 2.40 m and were provided with a conventional reinforcement layout in three different grades of 0.75 %, 1.23 % and 1.75 % to prevent premature bending failure. The average concrete compressive strength was in the range of 40 N/mm² to 50 N/mm², which is typical for construction practice. The steel fibres used, Dramix 4D and Dramix 5D, were provided by Bekaert GmbH and were added to the concrete with a fibre content of 0.5 % and 1.0 % by volume. Both fibre types are end

anchored steel fibres with a diameter d_f of 0.9 mm and a length l_f of 60 mm, which corresponds to a fibre slenderness λ of 65. While the Dramix 4D fibre is a typical normal-strength steel fibre, the Dramix 5D fibre is a high-strength fibre with a tensile strength of 2.300 N/mm² and optimized end hook design.

To conduct the experimental work an existing test setup was used. The load was applied by a hydraulic cylinder, which introduces the force centrally into the slab via a concrete column stub. The vertical equilibrium of forces was ensured by twelve bracings arranged in a radius of 1.20 m, which in turn were hydraulically anchored to an abutment plate by hollow plunger cylinders. The hollow plunger cylinders were coupled via a common manifold, whereby almost uniform forces could be achieved in all bracings.

During the test procedure, a very brittle punching shear failure with sudden load decrease was observed in the specimens without fibres. The addition of steel fibres caused a change in the failure pattern along with a ductile punching failure with a significant increase in load capacity. A comparison of the experimental maximum loads with the calculated punching shear resistance of fibre-free specimens and punching shear reinforcement according to DIN EN 1992-1-1 resulted in load factors of up to 1.75 for a steel fibre content of 1.0 vol.%. As a result, the performance capability of the fibre punching shear reinforcement is very much comparable to the maximum punching shear resistance of a specimen with conventional stirrups. The crack formation was positively influenced by the addition of fibres in terms of a larger number of cracks and therefore considerably smaller crack widths. This results in an improved serviceability and ultimate load capacity.

Parallel to the experimental investigations, numerical simulations of the punching tests were carried out with the non-linear finite element software solution ABAQUS UNIFIED FEA. A good accordance with the experimental test results could be achieved for the illustration of the ultimate load and the crack behavior.

To check and evaluate the design approaches according to fib Model Code 2010 and the DAfStb guideline "Steel Fibre Reinforced Concrete", the tests were recalculated, and the values were compared with the maximum loads achieved. The results showed a very good agreement, so that both approaches can also be considered as suitable for practically relevant slab thicknesses and modern steel fibre generations. The results obtained will serve as a basis for the development and validation of future generations of standards and will be directly incorporated into current standards committees.

Danksagung

Das Forschungsvorhaben wurde mit finanzieller Unterstützung des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) im Rahmen der Forschungsinitiative Zukunft Bau durchgeführt. Herzlich danken wir den Förderern für die Unterstützung und die Hilfe bei der Durchführung der Arbeiten.

Besonderer Dank gilt:

- Herrn Andreas Haus M.Sc. und der Firma BEKAERT GmbH für die Bereitstellung und Lieferung der Stahldrahtfasern und Unterstützung bei faserbetontechnischen Fragestellungen,
- dem Ingenieurbüro „henke rapolder frühe Ingenieure“ für die Unterstützung bei der Festlegung und Dimensionierung des Versuchskonzeptes mit praxisrelevanten Abmessungen und Längsbewehrungsgraden,
- dem Ingenieurbüro „bwp Burggraf + Reiminger Beratende Ingenieure GmbH“ für die Unterstützung bei der Bewertung und Entwicklung von Bemessungsansätzen,
- allen projektbeteiligten Mitarbeitern des MPA BAU der Technischen Universität München für die Unterstützung bei der Herstellung der Versuchskörper sowie der Durchführung der Versuche,
- den wissenschaftlichen Hilfskräften Frau Martina Riegger, M.Sc., Herrn Christoph Przibilla, M.Sc., Herrn Sören Faustmann, M.Sc., Herrn Daniel Auer, M.Sc. sowie Herrn Johannes Maier, M.Sc. für die fachlichen und handwerklichen Beiträge zu dieser Arbeit sowie allen weiteren wissenschaftlichen Hilfskräften und Studenten für ihre tatkräftige Mitwirkung.

Inhalt

Kurzbeschreibung	I
Abstract	III
Danksagung	V
Inhalt	1
1 Einleitung.....	3
1.1 Vorbemerkung.....	3
1.2 Motivation.....	3
1.3 Methodik	5
2 Stand der Technik	7
2.1 Stahlfaserbeton.....	8
2.1.1 Allgemeines	8
2.1.2 Verhalten unter Druckbeanspruchung	10
2.1.3 Verhalten unter zentrischer Zugbeanspruchung und Biegezugbeanspruchung	12
2.2 Geschichtliche Entwicklung von Stahlbetonflachdecken.....	15
2.3 Durchstantragfähigkeit stahlfaserbewehrter Stahlbetonflachdecken.....	17
3 Experimentelle Untersuchungen zur Durchstantragfähigkeit stahlfaserbewehrter Flachdecken.....	25
3.1 Allgemeines	25
3.2 Versuchsprogramm.....	26
3.3 Materialkennwerte.....	30
3.3.1 Allgemeines	30
3.3.2 Festbetoneigenschaften	30
3.3.3 Betonstahleigenschaften.....	33
3.3.4 Eigenschaften der Stahldrahtfasern.....	33
3.4 Versuchskörperherstellung	35
3.5 Versuchsaufbau und verwendete Messtechnik	37
3.6 Versuchsdurchführung.....	41
3.7 Versuchsergebnisse.....	42
3.7.1 Allgemeines	42
3.7.2 Last-Verformungsverhalten	43
3.7.3 Rissbildung und Rissentwicklung	46
3.7.4 Versagenslast und Versagenscharakteristik	49
3.8 Zusammenfassung der experimentellen Untersuchung.....	51
4 Numerische Untersuchungen zur Durchstantragfähigkeit	53
4.1 Allgemeines	53
4.2 Grundlagen Nichtlinearer Finite Element Berechnungen.....	53
4.3 Berechnungsmethode.....	54
4.4 Materialmodellierung von Beton und Betonstahl	56
4.4.1 Allgemeines	56
4.4.2 Concrete Damaged Plasticity-Modell	57

4.4.3	Materialmodell Betonstahl.....	63
4.5	Numerische Abbildung von 3-Punkt Biegezugversuchen	64
4.5.1	Allgemeines	64
4.5.2	Entwicklung eines B-Splines basierten Algorithmus zur Ableitung der Zugspannungs- Rissöffnungs-Beziehung	64
4.5.3	Ergebnisse der numerischen Nachrechnung	71
4.6	Modellbildung Durchstanzversuche	74
4.7	Ergebnisse.....	76
5	Bemessungsansätze	81
5.1	Allgemeines	81
5.2	Bemessungsansätze stahlfaserbewehrter Flachdecken	82
5.2.1	Allgemeines	82
5.2.2	DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“	82
5.2.3	Model Code 2010.....	83
5.2.4	Ansatz nach Maya et al.	87
5.3	Vergleich der Versuchsergebnisse mit Bemessungsansätzen	89
5.3.1	Allgemeines	89
5.3.2	Auswertung nach DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton	89
5.3.3	Auswertung nach Model Code 2010, LoA I- LoA II – LoA IV	90
5.3.4	Auswertung nach Maya et al.....	92
5.3.5	Vergleich der Bemessungsmodelle.....	92
6	Zusammenfassung und Ausblick	95
	Tabellenverzeichnis.....	97
	Abbildungsverzeichnis.....	98
	Literaturverzeichnis.....	102
	Anhang A: Materialkennwerte.....	109
	Anhang B: Detailergebnisse der einzelnen Versuche.....	110

1 Einleitung

1.1 Vorbemerkung

Der vorliegende Abschlussbericht fasst die Ergebnisse des Forschungsprojektes „Innovativer Hochleistungsfaserbeton zur deutlichen Steigerung der Durchstantragfähigkeit von Flachdecken“ gefördert aus Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft BAU des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung zusammen, welches am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München (TUM) bearbeitet wurde. Sowohl die experimentellen als auch die numerischen Untersuchungen zu stahlfaserbewehrten Stahlbetonflachdecken wurden am Lehrstuhl für Massivbau bzw. im angeschlossenen Labor des Materialprüfungsamts für das Bauwesen der TUM durchgeführt. Die beteiligten Drittmittelgeber in Form der beiden Ingenieurbüros „henke rapolder frühe Ingenieurgesellschaft mbH“ sowie „bwp Burggraf + Reiminger Beratende Ingenieure GmbH“ wirkten unterstützend bei der praxisrelevanten Festlegung der Versuchskörperabmessungen sowie deren Dimensionierung wie auch bei der Bewertung praxismittler Bemessungsansätze mit. Die Firma „BEKAERT GmbH“ beteiligte sich als Drittmittelgeber bei der Festlegung einer sinnvollen Betonrezeptur des verwendeten Stahlfaserbetons sowie durch die Bereitstellung der verwendeten Stahldrahtfasern.

1.2 Motivation

In den vergangenen Jahrzehnten haben sich Flachdecken im modernen Hoch- und Industriebau aufgrund zahlreicher Vorzüge fest etabliert und linienförmig gelagerte Deckensysteme vielfach verdrängt. Die Lagerung der Decke erfolgt unmittelbar auf den Stützen, was zu einer optimalen Konstruktionshöhe sowie einer ebenen Deckenunterseite führt. Dies ermöglicht eine nahezu freie Anordnung und Verlegung von Installationen der modernen Haustechnik sowie eine beliebige Raumeinteilung in den jeweiligen Geschossen. Im Bauablauf sowie in der Wirtschaftlichkeit zeigen Flachdecken zudem deutliche Vorteile, da eine aufwendige Schalungs- und Bewehrungserstellung für Unterzüge und Balken vollständig entfällt. Ebenso werden die Verlegearbeiten der Betonstahlbewehrung merklich vereinfacht und beschleunigt. Flachdecken erfüllen daher vielfältige gehobene Ansprüche hinsichtlich einer ästhetischen und wirtschaftlichen sowie qualitativ hochwertigen Bauausführung.

Konstruktionsbedingt resultiert im Bereich der Decken-Stützenverbindung eine konzentrierte Momenten- und Querkraftbeanspruchung, weshalb dies in der Planung den bemessungsrelevanten Punkt kennzeichnet. Während sich die Biegetragfähigkeit in der Bemessung vergleichsweise leicht nachweisen lässt, birgt der Abtrag auflagenaher Querkkräfte und die damit einhergehende Sicherheit gegen lokales Durchstanzen im Bereich der Stütze häufig Probleme (vgl. Abbildung 1.1).

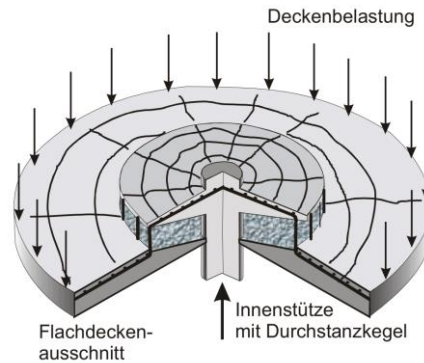


Abbildung 1.1: Prinzipielles Versagensbild beim Durchstanzen von Flachdecken [1]

Zur Gewährleistung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken haben sich in der Vergangenheit verschiedenste Durchstanzbewehrungselemente wie beispielsweise der Einbau von Schubbügeln, Dübelleisten oder einbetonierten Stahlprofilen bewährt und etabliert. Jedoch weisen all diese Elemente systembedingte Nachteile sowohl in der Bemessung wie auch in der Bauausführung auf. An dieser Stelle sollen nur ein paar dieser Nachteile auszugsweise erläutert werden. Mit Ausnahme der Schubbügel erfolgt die Bemessung derartiger Systeme nicht nach normativen Bestimmungen, sondern wird im Rahmen von bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt. Aus derartigen Zulassungen ergeben sich neben systemabhängigen Bemessungsverfahren auch Vorgaben zu Mindestplattendicken sowie zu erforderlichen Lage- bzw. Einbaugenauigkeiten. Eine Betrachtung der Wirtschaftlichkeit derartiger Elemente verdeutlicht, dass neben den Kosten für diese Elemente auch der erhöhte zeitliche Aufwand bei der Bauausführung für den Einbau zu berücksichtigen ist.

Eine vielversprechende Alternative zu diesen in der Baupraxis etablierten Systemen stellt der Einsatz von Stahlfaserbeton im Bereich des Decken-Stützen-Knotens dar. Mit der Veröffentlichung und bauaufsichtlichen Einführung der Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2] des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) in Deutschland gewinnt der Einsatz von Makrofasern aus Stahl in der Baupraxis vermehrt an Bedeutung. Während klassische Anwendungsgebiete bisher im Bereich von großflächigen Bauteilen wie beispielsweise Industriefußböden oder auch Tübbings im Tunnelbau zu finden waren [3], wird das Potenzial von Stahlfaserbeton für tragende Bauteile im Hoch- und Ingenieurbau vermehrt erkannt und genutzt. In den vergangenen Jahren konnte die Leistungsfähigkeit moderner Stahldrahtfasergenerationen deutlich verbessert werden, was deren Attraktivität für einen Einsatz in tragenden Bauteilen zunehmend fördert. Der Einsatz hochfester Drähte in Verbindung mit neuartigen mechanischen Verankerungen ermöglicht höhere Nachrisszugfestigkeiten sowie in Abhängigkeit des Fasergehaltes auch ein deutlich überkritisches Verhalten im Nachbruchbereich.

Die Zugabe von mechanisch verankerten Makrofasern aus Stahl in Beton ermöglicht es, die mit steigender Beanspruchung eintretende Rissbildung sowie die anschließende Rissöffnung im Beton zu behindern beziehungsweise zu verzögern. Die Fasern verbinden die mit Eintreten der Rissbildung entstehenden gegenüberliegenden Rissufer miteinander, wodurch sich Zugkräfte über den Riss hinweg übertragen lassen. Im Versuch zeigt Stahlfaserbeton hierdurch eine explizite Nachrisszugfestigkeit, deren Charakteristik der Arbeitslinie sich in Abhängigkeit des Fasertyps und Fasergehaltes ent- oder verfestigend einstellt. Bildhaft lässt sich die Wirkung der Stahldrahtfasern im Beton daher als eine zufällig in der Betonmatrix verteilte Bewehrung beschreiben. In Bezug auf das Trag- und Verformungsverhalten ermöglicht die Nachrisszugfestigkeit neben einem duktileren Nachbruchverhalten auch eine

Verbesserung der Querschnittstragfähigkeit stahlfaserbewehrter Bauteile, z. B. bei Biege- und Schubbeanspruchung.

In der Vergangenheit konnte bereits durch zahlreiche Untersuchungen (vgl. [4], [5], [6], [7], [8], [9]) das Potenzial von Stahlfaserbeton zur Verbesserung der Durchstanstragfähigkeit im Bereich des Decken-Stützen-Knotens von Flachdecken verdeutlicht werden. In Abhängigkeit des Stahlfasertyps und des Stahlfasergehaltes wurden Steigerungen der Durchstanstragfähigkeit von 30 % bis 60 % im Vergleich zu faserfreien Versuchskörpern erzielt. Ein Großteil der bisher durchgeführten Versuche an stahlfaserbewehrten Flachdeckenausschnitten erfolgte an sehr dünnen Platten von unter 150 mm Dicke, die nur eine bedingte Praxisrelevanz vorweisen können [10]. Es stellt sich daher die berechnete Frage, inwieweit diese Ergebnisse auf für die Baupraxis relevante Plattendicken von i. d. R. über 180 mm bis 200 mm übertragbar sind. Zudem konnte die Stahlfaserindustrie in den vergangenen Jahren deutliche Fortschritte in der Leistungsfähigkeit der Fasern bezüglich Verankerung und Stahlfestigkeit erzielen, weshalb sich zusätzlich die Frage stellt, inwieweit die vorliegenden Ergebnisse auf neue Fasergenerationen übertragbar sind.

1.3 Methodik

Der Einsatz von Stahlfaserbeton im Bereich des Decken-Stützen-Knotens von Flachdecken bildet eine vielversprechende Alternative zu klassischen Durchstanzbewehrungselementen, welche durch einen einfacheren Einbau zur Verbesserung der Ausführungsqualität von Bauwerken beitragen kann. Gleichzeitig lässt sich bei gleicher Tragfähigkeit die Längsbewehrung auf das für die Biegebemessung erforderliche Minimum reduzieren, wodurch eine ressourcenschonende Bauweise und wirtschaftliche Vorteile resultieren. Zur Untersuchung des tatsächlichen Potenzials von Stahlfaserbeton für den beschriebenen Anwendungsfall bei praxisrelevanten Plattendicken werden im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens experimentelle und numerische Untersuchungen an Flachdeckenausschnitten durchgeführt.

Der vorliegende Abschlussbericht orientiert sich in seiner Gliederung an den durchgeführten Bearbeitungsschritten. Um die Wirksamkeit von Stahlfaserbeton als Alternative zu konventionellen Durchstanzbewehrungselementen untersuchen zu können, wurde zunächst eine umfangreiche Literaturrecherche durchgeführt (Kapitel 2). Hierbei wird der Stand der Technik zum Materialverhalten von Stahlfaserbeton und zu bereits durchgeführten Durchstanzversuchen an stahlfaserverstärkten Flachdecken dargestellt.

Kapitel 3 befasst sich mit den durchgeführten, experimentellen Versuchen zur Durchstanstragfähigkeit stahlfaserbewehrter Stahlbetonflachdecken. Zunächst erfolgt eine Beschreibung des gewählten Versuchsprogramms, anschließend folgen die ermittelten Materialkennwerte sowie die Beschreibung der eingesetzten Messtechnik. Nach Erläuterungen zum Versuchsaufbau und zur Versuchsdurchführung folgt letztendlich eine detaillierte Darstellung und Erläuterung der erzielten Ergebnisse und Erkenntnisse.

Kapitel 4 befasst sich mit den durchgeführten numerischen Untersuchungen. Einleitend wird kurz auf die Hintergründe der Finite Element Methode sowie auf die Hintergründe der verwendeten Materialmodellierung von Beton eingegangen. Anschließend wird das verwendete Materialmodell an experimentell durchgeführten 3-Punkt Biegezugversuchen kalibriert und validiert, wobei insbesondere eine

zutreffende Abbildung des Nachbruchverhaltens von Stahlfaserbeton im Mittelpunkt steht. Letztendlich wird das gewonnene Materialmodell zur numerischen Nachrechnung durchgeführter Durchstanzversuche herangezogen.

Eine Übersicht über derzeit normativ geregelte Bemessungsansätze sowie zukunftssträchtige, wissenschaftliche Ansätze liefert Kapitel 5. Nach der Vorstellung von drei Bemessungsansätzen erfolgt eine Nachrechnung der durchgeführten Versuche mit diesen. Ein Vergleich der experimentell gewonnenen Traglast mit der rechnerischen Traglast ermöglicht schließlich eine Aussage über die Eignung und Prognosegenauigkeit des jeweiligen Ansatzes für stahlfaserbewehrte Platten mit praxisrelevanten Plattendicken.

Die Erkenntnisse und Ergebnisse des vorliegenden Forschungsvorhabens „Innovativer Hochleistungs-faserbeton zur deutlichen Steigerung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken“ werden abschließend in Kapitel 6 noch einmal übersichtlich zusammengefasst.

2 Stand der Technik

2.1 Allgemeines

Zur Untersuchung der Durchstanztragfähigkeit stahlfaserbewehrter Stahlbetonflachdecken mit modernen Hochleistungsstahlfasern wurde zunächst eine Literaturstudie durchgeführt und der Stand der Technik für Stahlfaserbeton, der Konstruktion von Stahlbetonflachdecken sowie bisher durchgeführten Durchstanzversuchen an stahlfaserbewehrten Versuchskörpern zusammengefasst.

Die Vielseitigkeit und Leistungsfähigkeit des Baustoffs Beton haben in den vergangenen Jahrzehnten dazu geführt, dass kaum ein Bauvorhaben ohne die Verwendung von Beton realisiert wurde bzw. wird. Jedoch weist Beton einen entscheidenden werkstoffbedingten Nachteil auf, welcher in der im Vergleich zur Druckfestigkeit vergleichsweise geringen Zugfestigkeit liegt und ein sehr sprödes und damit ungünstiges Bruchverhalten bewirkt. Um diesem Nachteil entgegenzuwirken, bietet es sich an, den Beton als Verbundbaustoff mit zugfesten Baustoffen einzusetzen. Hierbei bieten sich neben gerichteten, stabförmigen Bewehrungselementen - der klassischen Betonstahlbewehrung - auch die Zugabe von kurzen Fasern während des Mischens oder der Verarbeitung des Betons an. Der Vorteil der Faserzugabe ist vor allem im vergleichsweise einfachen Herstellungsprozess zu finden, welcher sich relativ robust in Bezug auf Herstellungs- und Ausführungsfehler verhält. In den vergangenen Jahren konnte ein stetig wachsendes Interesse an Faserbetonkonstruktionen beobachtet werden, welche in der Baupraxis auch zunehmend als Alternative zu klassischen Stahlbetonkonstruktionen gesehen werden. Hierbei zeigen sich häufig Kombinationen aus Fasern und konventioneller Betonstahlbewehrung als besonders geeignet. [3], [11]

Geschichtlich gesehen können Faserbetone auf eine lange Entwicklung zurückblicken. So wurden bereits im Altertum spröde Baustoffe wie beispielsweise Lehm gezielt durch das Beimischen von Strohfasern oder Tierhaaren verstärkt, was als erste Form von Faserbetonen bezeichnet werden kann. 1874 wurde von Berard das erste Patent für den Einsatz von Stahlfasern zur Verstärkung von Beton eingereicht. Eine Intensivierung des praktischen Einsatzes von Stahlfaserbeton in Bauteilen erfolgte jedoch erst Ende der sechziger Jahre in den USA und erst gegen Ende der siebziger Jahre in Deutschland. Mit Beginn der 1980er Jahre nahm der weltweite baupraktische Einsatz von Stahlfaserbeton deutlich zu, wobei die wesentlichen Anwendungsbereiche bei flächigen Bauteilen wie beispielsweise Industriefußböden und Flugbetriebsflächen oder bei Abwasserrohren und wasserundurchlässigen Bauteilen zu finden waren. Mit der bauaufsichtlichen Einführung der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2] in Deutschland liegt seit 2012 erstmals ein normatives Regelwerk zur Bemessung von stahlfaserbewehrten Bauteilen vor, wodurch sich auch ein deutlicher Anstieg dessen Verwendung in der Baupraxis feststellen lässt. In der zukünftigen Version des Eurocodes 2 (DIN EN 1992-1-1) ist derzeit mit Anhang L zudem ein eigenes Kapitel für Faserbeton vorgesehen. [11]

2.2 Stahlfaserbeton

Im Rahmen des Kapitels 2.2 sollen die wesentlichen Eigenschaften von Stahlfaserbeton zusammenfassend dargestellt werden, welche für das Verständnis und die Erläuterungen der weiteren Kapitel Relevanz besitzen. Für tiefergehende baustofftechnologische Fragestellungen und Gesichtspunkte wird auf die einschlägige Fachliteratur verwiesen.

Alle nachfolgenden Betrachtungen beschränken sich auf mechanisch verankerte Makrofasern aus Stahl sowie auf Betone der Druckfestigkeitsklassen kleiner C50/60, da dies dem Anwendungsbereich der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton [2] und damit dem derzeit normativ geregelten Bereich entspricht. Die Fragestellungen des vorliegenden Forschungsvorhabens zielen zudem vordergründig auf den üblichen Hoch- und Industriebau ab, bei welchem Betone des genannten Bereichs den größten Marktanteil stellen.

2.2.1 Allgemeines

Die Bezeichnung Beton beschreibt einen Baustoff aus Zement, Betonzuschlag (Gesteinskörnung) und Wasser, dem zur Veränderung bestimmter Eigenschaften Betonzusatzmittel und Zusatzstoffe beigegeben werden können. Es handelt sich hierbei um einen Baustoff, der belastungsspezifisch stark unterschiedliche Festigkeiten aufweist. So beträgt die Zugfestigkeit nur etwa ein Zehntel der Druckfestigkeit. Um dieses Defizit auszugleichen, besteht ein seit Jahrzehnten bewährtes Prinzip darin, stabförmig gerichtete Betonstabstähle zur Aufnahme von Zugspannungen in den Beton einzubauen. In den vergangenen Jahren findet auch Zugabe von kurzen, schlanken und räumlich verteilten Stahlfasern immer breitere Einsatzgebiete in der Baupraxis. [3], [11] Definitionsgemäß handelt es sich bei Stahlfaserbeton nach DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2] um herkömmlichen Beton nach DIN EN 206-1 [12] bzw. DIN 1045-2 [13], welchem Stahlfasern zugegeben werden. Aus betontechnologischer Sicht werden Stahlfasern den Betonzusatzstoffen zugeordnet, welche daher in der Stoffraumrechnung berücksichtigt werden müssen [11].

Die Anwendung von Stahlfaserbeton rückt vor allem aufgrund von zwei mechanischen Eigenschaften in das Interesse von konstruktiven Ingenieuren. Zum einen ist an dieser Stelle die bei Stahlfaserbeton ansetzbare Nachrisszugfestigkeit zu nennen, die aus einer statisch, konstruktiv nutzbaren Zugkraftübertragung über Rissfronten hinweg resultiert. Zum anderen führt die Stahlfaserzugabe zu einem deutlich feineren Rissbild, welches aus einer Verteilung, Verzweigung und Vereinzeln der Einzelrisse resultiert. [14] Der wesentliche Vorteil von Stahlfaserbeton besteht nun darin, dass diese Eigenschaften sich über das gesamte Betonvolumen einstellen. Nach Göttsche et al. [14] eignet sich eine Stahlfaserzugabe daher für Bauteile

- mit vorwiegender Biege- oder Zugbeanspruchung durch eine zusätzliche Tragkomponente der Zugzone.
- mit Querhaft- oder Durchstanzbeanspruchung, da die Stahlfasern eine Verstärkung der Zugstreben tragfähigkeit durch geneigte Zugspannungen, Rissvernadelungen und eine Verzahnung der Rissufer bewirken.
- mit mechanischer Beanspruchung aus Abrieb, Stoß oder Anprall durch Verstärkung der oberflächennahen Betonschichten.

Insbesondere die Tatsache, dass die Stahlfasern systembedingt im gesamten Betonvolumen vorhanden sind, bietet die Möglichkeit, Spannungen in beliebige Richtungen aufzunehmen, was sich bei wechselnder Beanspruchungsrichtung als besonders vorteilhaft erweist.

In Abhängigkeit von Material, Herstellung und Formgebung existiert eine große Anzahl an verschiedenster Stahlfasern, die herstellungstechnisch im Wesentlichen in Stahldrahtfasern, Blechfasern und Spanfasern unterteilt werden können. [11] Aufgrund geringer Festigkeiten von Blechfasern und Spanfasern sowie geringer Verbundfestigkeiten gerader Fasern haben sich in der heutigen Baupraxis vor allem endverankerte, kaltgezogene Stahldrahtfasern auf dem Markt etabliert [15]. Typische Zugfestigkeitswerte von marktüblichen Stahlfasern liegen zwischen 1.000 bis 2.500 N/mm². Übliche Faserlängen liegen in einem Bereich von 12 bis 70 mm, Faserdurchmesser bei 0,15 bis 1,2 mm. Ein Kennwert zur Beschreibung der Leistungsfähigkeit von Stahldrahtfasern ist die Faserschlankheit, die sich definitionsgemäß als das Verhältnis aus Faserlänge l_f zum äquivalenten Faserdurchmesser d_f berechnet. Bevorzugte Faserschlankheiten liegen in einem Bereich zwischen 45 und 80. Je größer dieser Wert ist, umso leistungsfähiger ist grundsätzlich die Stahldrahtfaser. Jedoch begrenzt die Verarbeitbarkeit des Stahlfaserbetons diesen Wert nach oben hin. [3], [11] Abbildung 2.1 zeigt die Bruchflächen eines Biegezugbalkens mit 40 kg/m² (links) und 80 kg/m² (rechts) Stahlfasern. Kürzere Fasern werden als Mikrofasern bezeichnet, welche vorwiegend die Mikrorissbildung beeinflussen und daher für statische Tragwirkung bei Normalbetonbauteilen kaum eine Rolle spielen. Mikrofasern werden daher vorwiegend bei Ultrahochfesten Betonen (UHPC) eingesetzt.



Abbildung 2.1: Bruchquerschnitt eines Biegezugbalkens bei 0,5 Vol.-% (links) und 1,0 Vol.-% (rechts)

Entscheidende Kenngröße für die Leistungsfähigkeit eines Stahlfaserbetons ist dessen Fasergehalt. Die Angabe erfolgt üblicherweise in Volumenprozent (Vol.-%, vgl. Gleichung (2.1)), bezogen auf das Betonvolumen. Alternativ ist die Angabe auch als Gewichtsgröße in kg/m³ Beton möglich.

$$V_f [\text{Vol. -\%}] = \frac{\text{Fasergehalt} [\text{kg/m}^3]}{\text{Betonwichte} [\text{kg/m}^3]} \cdot 100 \quad (2.1)$$

Die Festlegung des Fasergehaltes erfolgt in Abhängigkeit der Beanspruchung, der gewünschten Frischbetonkonsistenz, der Mischtechnik, des verwendeten Fasertyps sowie dem spezifischen Anwendungsfall. Baupraktisch übliche Fasergehalte äußerten sich in den vergangenen Jahren in einem Bereich von 0,2 bis 1,0 Vol. %, was in etwa 15 bis 80 kg/m³ entspricht. Unterhalb der Grenze von 0,2 Vol.-% nimmt die Wirksamkeit von Stahldrahtfasern im Beton deutlich ab, sodass kaum eine Wirkung hinsichtlich verbessertem Verformungs- oder Rissverhalten erkennbar wird. Mit zunehmendem Fasergehalt nimmt die Verarbeitbarkeit des Stahlfaserbetons ab und das Risiko der Bildung von massiven Konglomeraten („Igelbildung“) nimmt zu. Ab Fasergehalten von 1,0 Vol.-% bis 1,25 Vol.-% kann es bereits

zur Igelbildung kommen. Abbildung 2.2 links zeigt hierzu ein Bild eines Stahlfaserbetons mit homogener Faserverteilung, während das rechte Bild ein Agglomerat von Stahlfasern (aus [11]) zeigt.

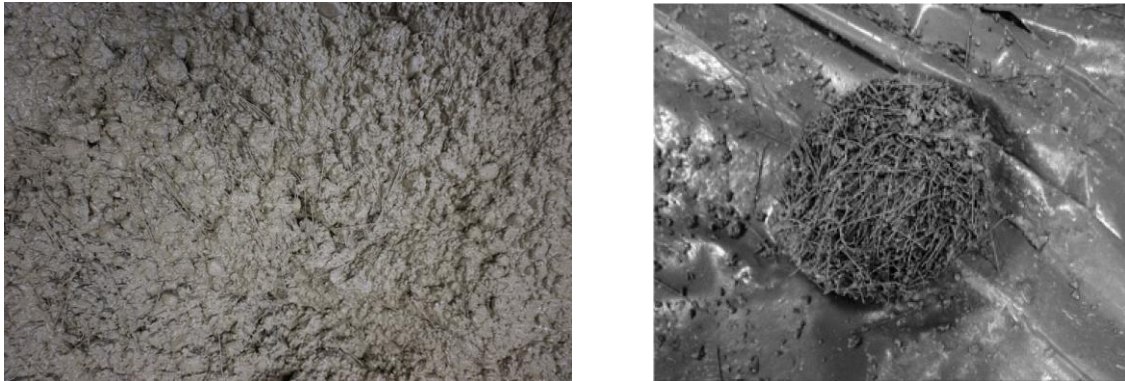


Abbildung 2.2: Homogene Faserverteilung (eigene Betonage M1) und Agglomeration von Stahlfasern (rechts, aus [11]) im Frischbeton

2.2.2 Verhalten unter Druckbeanspruchung

Um das Verhalten von Stahlfaserbeton unter Druckbeanspruchung zu erläutern, ist es zweckmäßig zunächst das entsprechende Verhalten von Normalbeton zu betrachten. Hierzu bietet es sich an, den erhärteten Beton als Zweiphasensystem aus Zuschlag und Matrix zu definieren. Das resultierende Trag- und Verformungsverhalten bestimmt sich dabei maßgebend aus den Eigenschaften beider Phasen sowie deren Zusammenwirken. Im Druckfestigkeitsbereich der Normalbetone ($< C50/60$) ist die Festigkeit und Steifigkeit der Zuschläge in der Regel deutlich größer als die der Zementmatrix. Dies bewirkt, dass bei Druckbeanspruchung aufgebrachte Druckspannungen vor allem über das Zuschlagskorn übertragen werden. Infolge der Umlenkung des Kraftflusses zwischen den einzelnen Zuschlagskörnern entstehen Querspannungen, die ab etwa 40 % der Druckfestigkeit Mikrorisse im Übergangsbereich Zuschlagskorn – Zementmatrix bewirken. Bei weiterer Steigerung der Druckbeanspruchung nimmt die Mikrorissbildung kontinuierlich zu bis sich die Mikrorisse letztendlich zu die Zuschlagskörner umlaufenden Makrorisse vereinigen. Hieraus resultiert mehr und mehr ein Steifigkeitsverlust, weshalb der Verlauf der Last-Verformungs-Kurve immer stärker abflacht. Die zunehmende Auflockerung des Betongefüges führt letztendlich zum Versagen des Betons. Abbildung 2.3 zeigt schematisch diese Zusammenhänge des Verhaltens von Normalbeton unter Druckbeanspruchung. [16]

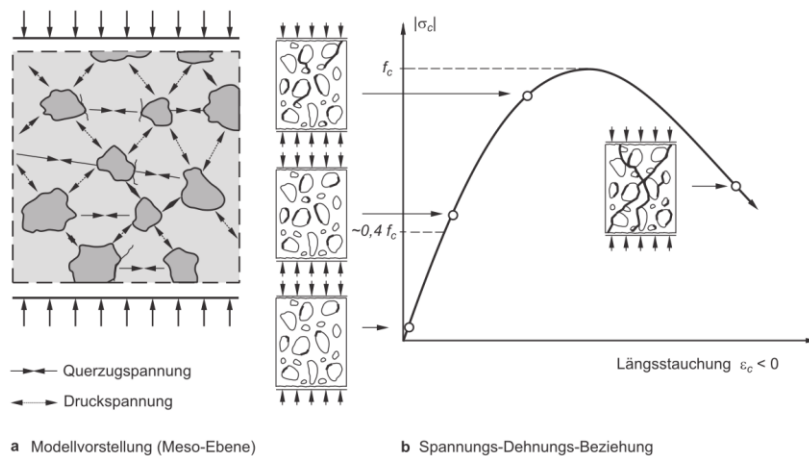


Abbildung 2.3: Modellvorstellung des Tragverhaltens von Normalbeton [16]

Werden dem Beton Stahlfasern zugegeben, spielen diese in Bezug auf das Verhalten unter Druckbeanspruchung nur eine untergeordnete Rolle, da hierfür wie soeben beschrieben, vor allem die Matrixfestigkeit von entscheidender Bedeutung ist. Der günstige Einfluss der Stahldrahtfasern auf die Mikrorissbildung überlagert sich meist mit dem negativen Effekt aus dem erhöhten Gehalt an Verdichtungs- und Porensporen, welcher aus der schlechteren Verarbeitbarkeit des Stahlfaserbetons resultieren. In Bezug auf die oben beschriebenen und in Abbildung 2.3 dargestellten Bereiche der Last-Verformungskurve, können dennoch folgende Einflüsse abgeleitet werden [3], [11]:

- Im ungerissenen Zustand I des Betons beteiligen sich die Stahlfasern entsprechend dem Verhältnis ihrer Dehnsteifigkeiten und der Dehnsteifigkeit des Betons, weshalb im nahezu linear-elastisch verlaufenden Anfangsbereich kaum Änderungen auftreten.
- Im nichtlinear verlaufenden Bereich können infolge einer Stahlfaserzugabe marginale Zunahmen der Steifigkeit vor dem Bruch sowie der Bruchfestigkeit und deren zugehöriger Betonstauchung verzeichnet werden.
- Der größte Einfluss der Stahlfasern zeigt sich im Nachbruchbereich, indem der abfallende Ast mit zunehmendem Fasergehalt immer flacher verläuft (vgl. Abbildung 2.5). Das Versagen wird deutlich duktiler, da die in belastungsparalleler Richtung einsetzende Rissbildung durch die Stahlfasern verzögert bzw. gehemmt wird. Letztendlich stellt sich ein deutlich feingliedrigeres Rissbild im Vergleich zu Normalbeton am Probekörper ein (vgl. Abbildung 2.4).

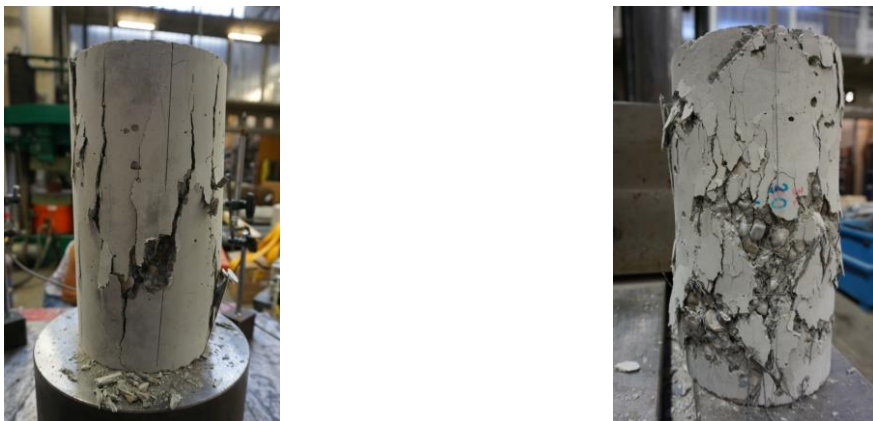


Abbildung 2.4: Bruchbild nach Zylinderdruckversuch einer Normalbetonprobe (links) und einer Stahlfaserbetonprobe (rechts)

Abbildung 2.5 zeigt die Ergebnisse von im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführten Zylinderdruckversuchen mit variierendem Stahlfasergehalt. Das linke Diagramm bildet die tatsächlichen Druckspannungs-Stauchungs-Verläufe ab, während im rechten Diagramm die Druckspannungen auf die Druckfestigkeit bezogen wurden, um den Einfluss der Stahlfasern unabhängig vom Betrag der Druckfestigkeit veranschaulichen zu können. Die zuvor erläuterten Effekte werden aus diesen beiden Diagrammen sehr deutlich. Während im Bereich üblicher Schwankungen kaum ein Einfluss auf die Druckfestigkeit sowie deren zugehörige Stauchung erkennbar ist, wird der Kurvenverlauf mit zunehmendem Fasergehalt im Nachbruchbereich deutlich flacher. Aus Abbildung 2.4 wird zudem das geänderte Rissbild eines Betonzylinders nach Abschluss eines Zylinderdruckversuchs bei Faserzugabe deutlich.

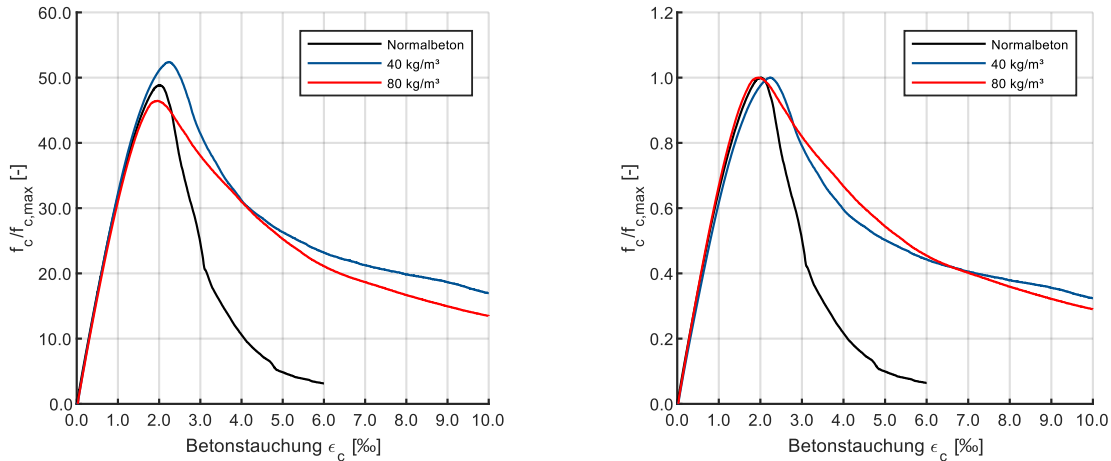


Abbildung 2.5: Einfluss von Stahldrahtfasern auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton in Abhängigkeit vom Stahlfasergehalt und vom Stahlfasertyp (eigene Untersuchungen). Links tatsächliche Druckspannungen, rechts auf die Druckfestigkeit bezogene Druckspannung

2.2.3 Verhalten unter zentrischer Zugbeanspruchung und Biegezugbeanspruchung

Zur Veranschaulichung des Verhaltens von Beton bzw. Stahlfaserbeton unter Zugbeanspruchung eignet sich erneut das bereits in 2.2.2 beschriebene Zweiphasensystem aus Zuschlagskörnern, die in eine Zementsteinmatrix eingebettet sind. [16] Auch an dieser Stelle ist es zweckmäßig, zunächst das zentrische Zugtragverhalten von Normalbeton aufzugreifen, welches im weiteren Verlauf durch die Stahlfaserwirkung ergänzt wird.

Wie bei Druckbeanspruchung zeigt Beton bei Zugbeanspruchung zunächst ein nahezu linear elastisches Verhalten, welches bis etwa 70 % der Matrixzugfestigkeit vorliegt. Die Steifigkeit in diesem Bereich lässt sich näherungsweise mit dem für Druckbeanspruchung ermittelten E-Modul ableiten. Aufgrund von Einflüssen während der Betonerhärtung, wie beispielsweise Schwindvorgängen oder Temperatureinflüssen, weist Beton bereits im unbelasteten Zustand Mikrorisse auf. Wird in einem Zugversuch die Belastung über den elastischen Bereich hinaus gesteigert, vergrößern sich diese Mikrorisse zunehmend. Zudem bilden sich in einem räumlich begrenzten Raum, der sogenannten Rissprozesszone vermehrt Mikrorisse senkrecht zur Beanspruchungsrichtung, welche sich sukzessive zu sichtbaren Makrorissen vereinigen. Bei normalfesten Betongütern bis C50/60, verlaufen diese Makrorisse vorwiegend entlang der Kontaktfläche der beiden Phasen Matrix und Zuschlag. Die Vereinigung dieser Risse führt zu einer überproportionalen Zunahme der Dehnungen in der räumlich begrenzten Rissprozesszone. Durch die hierbei resultierende zunehmende Rissöffnung nimmt die Kraftübertragung aus Kornverzahnung kontinuierlich ab, bis der Beton letztendlich spröde bricht. Die Last-Verformungskurve eines Zugversuchs fällt dementsprechend nach Überschreitung der Matrixzugfestigkeit stetig bis zur vollständigen Trennung der Rissufer und somit dem Bruch (vgl. Abbildung 2.6 „Beton $V_f = 0$ “). [16]

Auch unter Biegezugbeanspruchung tritt das Versagen infolge eines Zugbruchs ein, wobei sich jedoch die Rissprozesszone nicht über den gesamten Querschnitt, sondern lediglich der resultierenden Zugzone einstellt. Mit zunehmender Biegebeanspruchung wandert die Rissprozesszone vom gezogenen Querschnittsrand in das Bauteilinnere und führt letztendlich zur Einschnürung der Druckzone. Auf Querschnittsebene gewährleistet diese über die Bauteilhöhe fortschreitende Rissprozesszone

Umlagerungsmöglichkeiten, welche trotz entfestigenden Verhaltens im Nachbruchbereich eine gewisse Laststeigerung ermöglicht. Aus diesem Grund liegt die aus einem Biegezugversuch gewonnene Zugfestigkeit häufig etwas oberhalb derer aus einem reinen zentrischen Zugversuch. [3]

Wird nun die Stahlfaserwirkung in die Betrachtungen mit einbezogen, so zeigt eine Zugabe von praxisüblichen Stahlfasergehalten auch bei Zugbeanspruchung im linear elastischen Bereich und somit vor Eintreten einer Rissbildung nahezu keinen Einfluss auf das Tragverhalten. Die resultierende Zugfestigkeit sowie die zugehörige Bruchdehnung nehmen analog zur Druckfestigkeit lediglich in einem sehr geringen Maß zu. Mit Eintreten der ersten Mikrorissbildung wird der Spannungszustand innerhalb der Betonmatrix durch die Stahlfasern günstig beeinflusst, indem die Stahlfasern eine Art Verdübelung und ein „Vernähen“ der Rissufer bewirken. Mit zunehmender Rissöffnung und dem Entfall der Zugkraftübertragung durch Kornverzahnung übernehmen die Stahlfasern die alleinige Abtragung der gesamten Zugkraft. Mit dem Eintreten erster Mikrorisse und fortschreitender Rissbildung ermöglichen die Stahlfasern die Übertragung von Zugkräften über die Rissufer hinweg, weshalb das sehr spröde Versagen von Normalbeton in einen deutlich duktilen Versagen mit ausgeprägtem Nachbruchbereich übergeht (vgl. Abbildung 2.6 bzw. Abbildung 2.7). [3]

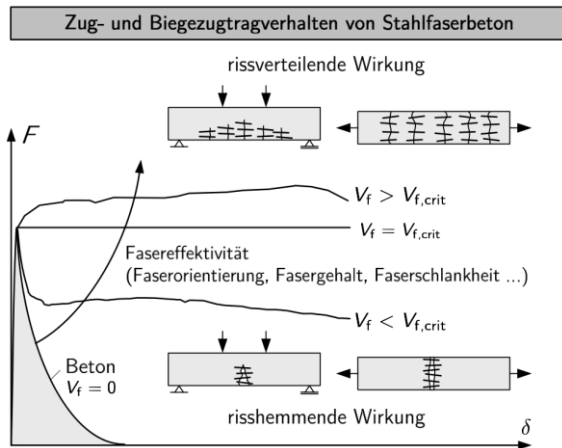


Abbildung 2.6: Schematische Darstellung des Tragverhaltens von Stahlfaserbeton unter Zug- und Biegezugbeanspruchung [3]

Der Verlauf der Last-Verformungskurve eines Biegezugversuchs (vgl. Abbildung 2.6) im Nachbruchbereich wird im Wesentlichen vom Stahlfasergehalt beeinflusst. Sind die vorhandenen Stahlfasern in der Lage, die bei Erstrissbildung freiwerdenden Zugkräfte vollständig aufzunehmen, spricht man von einem kritischen Stahlfasergehalt $V_{f,crit}$. Entsprechend Abbildung 2.6 verläuft die Last-Verformungskurve in diesem theoretischen Fall nach Erstrissbildung horizontal ($V_f = V_{f,crit}$). Als kritischer Fasergehalt wird entsprechend der Fasergehalt bezeichnet, der eine vollständige Aufnahme der Erstrisschnittgröße auf Querschnittsebene ermöglicht. Kann durch eine Faserzugabe nach Erstrissbildung eine Steigerung der Traglast erzielt werden, bewirken die Stahlfasern eine rissverteilende Wirkung und das Tragverhalten ähnelt dem eines mindestbewehrten Stahlbetons. Ein entsprechender Fasergehalt wird als überkritischer Fasergehalt bezeichnet, wobei die Last-Verformungskurve nach Erstrissbildung ansteigt ($V_f > V_{f,crit}$). Können die Stahlfasern die bei Erstriss freiwerdende Zugkraft hingegen nicht vollständig aufnehmen, stellt sich nach Erstrissbildung ein entfestigendes Verhalten in der Last-Verformungskurve ein und der vorliegende Fasergehalt wird als unterkritischer Fasergehalt bezeichnet ($V_f < V_{f,crit}$). [3]

Zu beachten ist an dieser Stelle, dass der kritische Fasergehalt weder einen allgemeingültigen Wert noch eine Materialkenngröße darstellt. Der Betrag des kritischen Fasergehaltes wird z.B. von Einflussgrößen wie der Verbundspannung, der Faserschlankheit oder auch der risserzeugenden Belastungsart beeinflusst. Beispielsweise ist aufgrund der zuvor erläuterten Lastumlagerungsmöglichkeit bei Biegezugbeanspruchung der kritische Fasergehalt geringer als für zentrische Zugbeanspruchung. Auch eine Normalkraft wirkt sich günstig und somit senkend auf den kritischen Fasergehalt aus. [3]

Abbildung 2.7 zeigt Mittelwerte von gewonnenen Last-Rissöffnungs (CMOD)–Kurven (engl. Crack Mouth Opening Displacement) aus im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführten 3-Punkt-Biegezugversuchen nach DIN EN 14651 [17]. Neben der Kurve eines faserfreien Normalbetons (schwarz) ist eine Kurve mit einem Fasergehalt von 40 kg/m³ (blau) sowie eine Kurve mit 80 kg/m³ (rot) dargestellt. Entsprechend den zuvor beschriebenen Zusammenhängen zeigt Abbildung 2.7, dass aus einer Faserzugabe resultierende duktile Nachbruchverhalten. Während bei einem Stahlfasergehalt von 40 kg/m³ gerade so die Erstrisslast im Nachbruchbereich erreicht wird, ermöglicht ein Stahlfasergehalt von 80 kg/m³ die Last deutlich über die Erstrisslast hinweg zu steigern, weshalb man hier von einem überkritischen Verhalten spricht. Zudem wird deutlich, dass die Verläufe aller drei Kurven bei einer in etwa identischen Prüfkraft abknicken. Dies verdeutlicht, dass eine Stahlfaserzugabe keinen nennenswerten Einfluss auf die Erstrisslast besitzt.

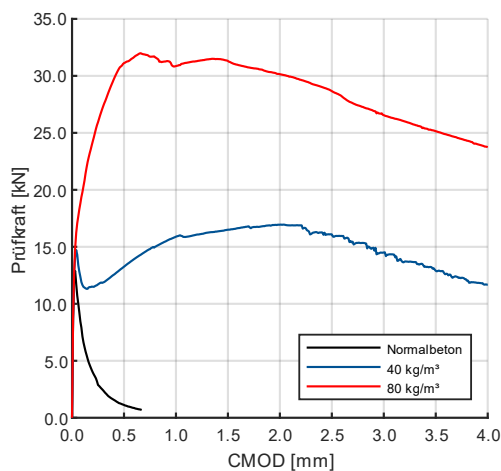


Abbildung 2.7: Mittelwerte der Last-Rissöffnung (CMOD)-Kurven von durchgeführten 3-Punkt-Biegezugversuchen nach DIN EN 14651 [17]

2.3 Geschichtliche Entwicklung von Stahlbetonflachdecken

Aufgrund zahlreicher wirtschaftlicher und ästhetischer Vorzüge haben sich Stahlbetonflachdecken im modernen Hoch- und Industriebau fest etabliert. Ein geschichtlicher Rückblick bietet die Möglichkeit, Hintergründe über die Entwicklung dieser Bauweise zu verstehen. Welsch und Held geben in [18] einen ausführlichen Überblick über die historische Entwicklung von Stahlbetonflachdecken, deren wesentliche Meilensteine und Zusammenhänge als Überblick nachfolgend kurz zusammengefasst wiedergegeben werden sollen.

Die Erstellung erster Decken aus Beton begann in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts in Europa und den USA aus dem neuartigen Verbundwerkstoff „Eisenbeton“. Bis zu diesem Zeitpunkt war es üblich, vorwiegend mit stabförmigen Elementen aus Holz oder Stahl zu bauen, weshalb auch die Deckenbemessung durch Zerlegung in Tragstreifen erfolgte. [19] 1902 reichte Orlando W. Norcross in den USA das erste Patent für punktgestützte Betondecken ein, wobei die Einleitung der Auflagerkraft in die Deckenplatte mittels Kopfplatten aus Stahl erfolgte, die mit einer Vier-Bahnen-Bewehrung versehen wurde. Die Idee dieser Bauweise und das Patent waren jedoch seiner Zeit etwas voraus, weshalb dieses Patent kaum Anwendung fand. [20]

Als erster Meilenstein für die Entwicklung von Flachdecken kann das von Claude A. Turner im Jahre 1906 entwickelte System bezeichnet werden. In Turners Konstruktion wurden erstmals pilzförmige Stützenkopfverstärkungen zur Einleitung der Auflagerkraft in die Deckenplatte angeordnet. Zusammen mit radial angeordneten Stäben und einer kreisförmigen Bewehrung sollten diese zur Gewährleistung der Sicherheit gegen ein Querkraftversagen beitragen. Die Biegezugbewehrung bestand auch in diesem Fall aus einer Vier-Bahnen-Bewehrung aus Stabstahl. Nachdem die Funktionsweise und Tragfähigkeit dieser unterzugslosen Bauweise durch einen in situ Belastungsversuch nachgewiesen wurde, konnten in den Jahren zwischen 1906 und 1913 bei über 1000 Gebäuden Decken in dieser Bauweise erstellt werden. [21], [22]

In Europa reichte der Ingenieur und Baumeister Robert Maillart das erste Patent für unterzugslose Stahlbetondecken im Jahr 1909 ein. Abweichend zu Turner war Maillarts Bauweise durch Anordnung eines orthogonalen Bewehrungsnetzes (Zwei-Bahnen-Bewehrung) und einem abgeschrägten, stetigen Übergang zwischen Betonstütze und -decke gekennzeichnet. Anhand von Belastungsversuchen erbrachte auch Maillart den Nachweis einer ausreichenden Tragfähigkeit seiner Konstruktion. Durch Variation der Laststellung konnte Maillart dabei Biegelinien seiner Deckenkonstruktion ermitteln und durch einen Vergleich mit Biegelinien eines frei drehbar gelagerten, analog bewehrten Balkens mit gleicher Dicke die Momentenverteilung innerhalb der Decke ableiten. Aufgrund der guten Wirtschaftlichkeit dieses Verfahrens wurden in der Folgezeit zahlreiche Gebäude in der Schweiz und innerhalb Europas hiermit erstellt. [21], [23]

Lediglich in Deutschland war die Ausführung unterzugsloser Decken nicht zulässig, da keine anerkannten theoretischen Bemessungsverfahren vorlagen, sondern lediglich ingenieurmäßige, empirische Bemessungsverfahren [23]. Lewe veröffentlichte 1914/15 ein erstes Verfahren zur näherungsweise Bemessung von Flachdecken, welches von der Baupolizei in Hamburg und Altona anerkannt wurde. Mit den Arbeiten von Lewe 1922 [24] und Marcus 1924 [25] erschienen in Deutschland erstmals theoretische Abhaltungen zur Bemessung unterzugsloser Decken. Insbesondere die Arbeit von Marcus diente

1925 letztendlich als Grundlage für die erste normative Regelung von Flachdecken als Teil der „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (DIN 1045)“.

Ende der 1950er Jahre wuchs das Bestreben, auf die bisher üblichen Stützenkopfverstärkungen zu verzichten und die Ausführung des Knotens Flachdecke – Stütze weiter zu vereinfachen. Hierdurch rückte zwangsläufig das Problem des Durchstanzens in den Vordergrund. Aufgrund fehlender, expliziter Untersuchungen zur Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken wurde dieses Thema wesentlicher Bestandteil zukünftiger Forschungsaktivitäten. Zu nennen sind in diesem Zusammenhang die wegweisenden Arbeiten von Elstner und Hognestad [26] sowie Kinnunen und Nylander [27]. All diese Untersuchungen führten dazu, dass fortan rechnerische Nachweise für Flachdecken ohne Stützenkopfverstärkung möglich waren. Dies ebnete den Weg punktgestützter Flachdecken und etablierte diese von nun an als ein wesentliches Element der täglichen Baupraxis.

In der Folgezeit wurden zahlreiche Durchstanzbewehrungselemente aus Betonstahl oder Stahlprofilen entwickelt, welche die Durchstanztragfähigkeit verbessern und steigern sollten. Die von Andrä 1980 entwickelten Kopfbolzen-Dübelleisten revolutionierten die Bewehrungselemente gegen Durchstanzen aufgrund ihrer einfachen und zeitsparenden Handhabung. Eine etwas abgeänderte Form dieser Dübelleiste wird heute von zahlreichen Anbietern auf dem Markt vertrieben und bildet heute den größten Marktanteil bei Durchstanzbewehrungselementen. [28]

In dem Zeitraum der 1980er bis 1990er Jahre rückte letztendlich der Stahlfaserbeton als Verstärkungsmaßnahme gegen Durchstanzen in den Vordergrund, worauf jedoch ausführlich im folgenden Kapitel näher eingegangen werden soll.

Als jüngste Entwicklung in der Ausführung von Stahlbetonflachdecken ist der Einsatz von Gitterträger-Elementdecken seit Beginn der 2000er Jahre zu nennen. Hierbei werden im Fertigteilwerk vorgefertigte, meist 5 bis 7 cm dicke Halbfertigteile mit einbetonierten Gitterträgern als Verbund- und Durchstanzbewehrung eingesetzt, die auf der Baustelle durch eine Ortbetonschicht zur vollständig tragfähigen Decke ergänzt werden. Anhand dieser Bauweise wird in Deutschland heute ein Großteil der jährlich verbauten Flachdecken ausgeführt [29]

2.4 Durchstanztragfähigkeit stahlfaserbewehrter Stahlbetonflächdecken

Wie bereits in Abschnitt 2.3 angedeutet, begannen mit Beginn der 1980er Jahre Untersuchungen zur Durchstanztragfähigkeit stahlfaserbewehrter Flachdecken. Erste Ergebnisse stahlfaserbewehrter Durchstanzversuche wurden von Swamy und Ali 1982 in [4] veröffentlicht. 1983/84 folgten Untersuchungen von Walraven et al. an der Technischen Universität Delft, welche in [5] der Fachöffentlichkeit vorgestellt wurden. In Deutschland befasste sich lediglich Kubat 1996 in [30] mit Untersuchungen an stahlfaserbewehrten Flachdecken, wobei der Schwerpunkt auf vorgespannten, faserbewehrten Deckenkonstruktionen lag. Seit 2010 rücken Untersuchungen an Stahlfaserbeton erneut vermehrt in den Blickpunkt der Forschung, was an der Zunahme an Veröffentlichungen zur Durchstanztragfähigkeit stahlfaserbewehrter Bauteile ersichtlich wird. Aufgrund der Vielzahl, der bis heute durchgeführten Untersuchungen sollen nachfolgend lediglich vier Forschungsvorhaben näher betrachtet werden, von denen zwei in den vergangenen zwei Jahren durchgeführt wurden. Diese beiden Vorhaben bilden aufgrund ihrer Aktualität sowie der verwendeten Stahldrahtfasern und Versuchskörperabmessungen eine gute Vergleichsbasis und Grundlage für die Untersuchungen im Rahmen dieses Forschungsvorhabens.

Gossia (2006)

Gossia führte in Bissen, Luxemburg an einer 18,30 m x 18,30 m großen und 20 cm starken rein stahlfaserbewehrten Deckenplatte mit 3 x 3 Feldern Untersuchungen zur Gebrauchs- und Traglast durch, welche in [31] veröffentlicht wurden und Abbildung 2.8 zeigt. Die Versuchsplatte wurde rein aus Stahlfaserbeton mit einem Stahlfasergehalt von 100 kg/m³ erstellt. Die einzige herkömmliche Betonstahlbewehrung wurde in der unteren Bewehrungslage der Stützstreifen zur Vermeidung eines progressiven Kollaps in Form von 3 ø 16 mm angeordnet.

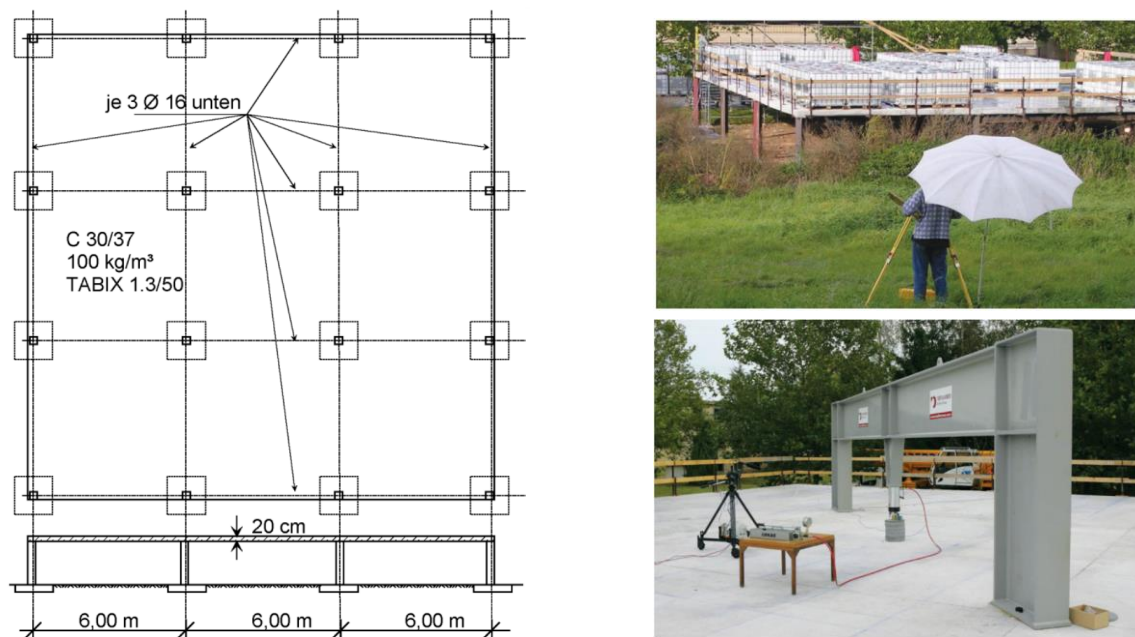


Abbildung 2.8: System und Versuchsaufbau der Gebrauchslast- und Tragfähigkeitsversuche an der Bissener-Versuchsdecke [31]

Zur Untersuchung des Verhaltens unter Gebrauchslast wurde die Deckenplatte mit 120 1,0 m³ Wassercontainern unter Variation der Laststellung belastet und die sich einstellenden Verformungen gemessen. Zudem wurden in vier Feldern mittels eines Stahlrahmens und Hydraulikzylinders Traglastversuche durchgeführt. Gossla folgerte schließlich, dass bei rein stahlfaserbewehrten Flachdecken i. d. R. ein Biegeversagen eintritt und ein Durchstanzversagen ausgeschlossen werden kann.

Michels et al. (2010)

Michels bestätigte in [32] anhand einer Versuchsserie von sechs Durchstanzversuchen die Annahme von Gossla [31], dass bei Flachdecken mit reiner Faserbewehrung und unter rotationssymmetrischer Belastung kein Durchstanzversagen auftreten kann und immer ein Biegeversagen mit deutlicher Bruchlinienbildung maßgebend wird. Die Versuchskörper wiesen einen Durchmesser von 2,34 m bei Plattendicken von 20 cm, 25 cm, 30 cm und 40 cm auf (vgl. Abbildung 2.9). Die Geometrie der verwendeten Stahlfasern hatte eine Faserlänge von 50 mm und einen Faserdurchmesser von 1,3 mm. Der Stahlfasergehalt betrug 1,3 Vol.-%, was in etwa 100 kg/m³ entspricht. Alle sechs Versuche zeigten das soeben beschriebene Verhalten.

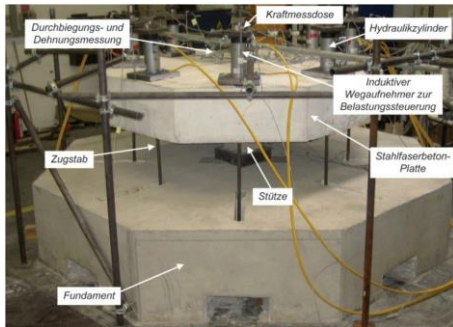


Abbildung 2.9: Versuchsaufbau der rein faserbewehrten Plattenversuche [32]

Aufgrund der in [31] und [32] gewonnenen Erkenntnisse werden für alle weiteren Betrachtungen lediglich Versuchsserien herangezogen, welche Versuchskörper mit einer Kombination aus Stahlfaserbeton und konventioneller Biegezugbewehrung beinhalten.

Gouveia et al. (2014, 2017, 2018)

Gouveia et al. bearbeiteten an der Universidade Nova de Lisboa insgesamt drei Versuchsprogramme mit in Summe 16 Versuchskörpern [33], [7], [34], wovon zwölf aus stahlfaserbewehrtem Stahlbeton erstellt wurden. In [33] wurden fünf quadratische Versuchskörper mit einer Seitenlänge von 1.650 mm sowie einer Plattendicke von 125 mm untersucht. Die Lasteinleitung erfolgt mittels einer quadratischen Stahlplatte mit 200 mm x 200 mm Grundfläche (vgl. Abbildung 2.10). Vier Versuchskörper wurden hierbei aus Stahlfaserbeton unter Variation des Stahlfasergehaltes erstellt. Bei einem Stahlfasergehalt von 1.25 Vol.-% konnte Gouveia et al. eine Traglaststeigerung von 64,1 % beobachten. In [7] betrachtete Gouveia et al. fünf oktagonale Versuchskörper mit einem Innkreisdurchmesser von 2.200 mm und einer Plattendicke von 160 mm. Als Lasteinleitung diente wiederum eine quadratische Stahlplatte mit einer Kantenlänge von 200 mm. Ziel dieser Serie war die Untersuchung des Einflusses des Stahlfasergehaltes sowie des Längsbewehrungsgrades auf die Durchstanztragfähigkeit, wobei aus drei faserbewehrten Versuchskörpern bei einem Fasergehalt von 1,0 Vol.-% eine maximale Traglaststeigerung von 55 % resultierte. 2019 veröffentlichte Gouveia seine letzte Versuchsserie in [34], wobei der Stahlfaserbeton

lediglich in unmittelbarer Stützennähe ($< 3d$ vom Stützenanschnitt) angeordnet wurde. Hierdurch sollte eine wirtschaftliche Bauweise durch gezielten, lastorientierten Materialeinsatz ermöglicht werden. Unter Variation des Längsbewehrungsgrades und des Stahlfasergehaltes zeigte sich bei einer Plattendicke von 150 mm eine Traglaststeigerung von etwa 40 % (Fasergehalt von 1,0 Vol.-%). Gouveia folgerte zudem, dass es für eine vollständige Tragfähigkeit grundsätzlich ausreichend sei, den Stahlfaserbeton lediglich in einem Bereich von $3d$ um die Stütze anzuordnen.

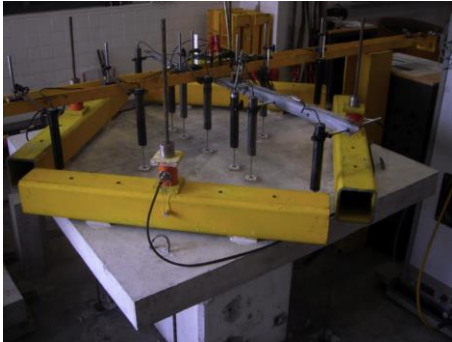


Abbildung 2.10: Versuchsaufbau der durchgeführten Durchstanzversuche [33]

Chanthabouala et al. (2019)

An der Technischen Universität Nanyang in Singapur führte Chanthabouala et al. in [8] experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Durchstanztragfähigkeit stahlfaserbewehrter Flachdecken durch. Das Versuchsprogramm sah insgesamt zehn Durchstanzversuche vor, wobei neben dem Fasergehalt auch der Längsbewehrungsgrad der Biegezugbewehrung variiert wurde. Für alle Versuche kamen identische Fasern in Form von geraden Stahldrahtfasern mit doppelten Endhaken zum Einsatz. Die Versuche erfolgten an quadratischen Platten mit einer Kantenlänge von 2200 mm und einer Plattendicke von 150 mm. Zur Lasteinleitung war ein monolithisch angeformter, quadratischer Stützenabschnitt mit einer Seitenlänge von 200 mm anbetoniert. In Abhängigkeit des Stahlfasergehaltes konnte Chanthabouala et al. eine Traglaststeigerung von bis zu 156 % sowie ein im Vergleich zu den fasernfreien Referenzversuchskörpern äußerst duktiles Versagensbild beobachten. Aufbauend auf diese Untersuchungen erfolgte eine Bewertung der Bemessungsansätze stahlfaserbewehrter Flachdecken nach TR 34 [35] und Model Code 2010 [36].

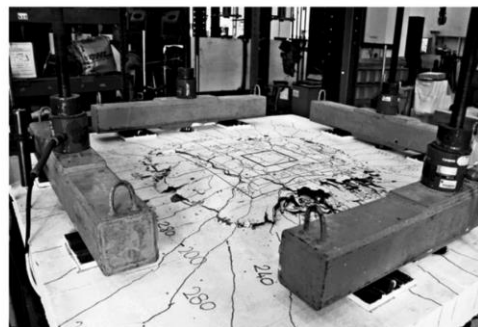
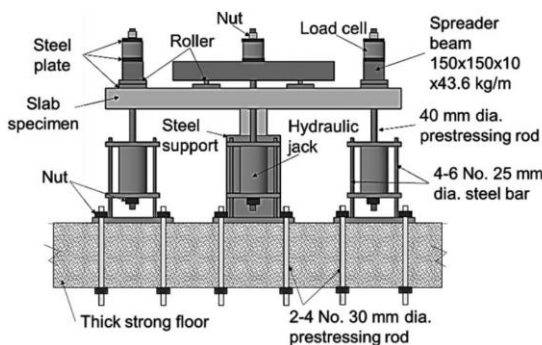
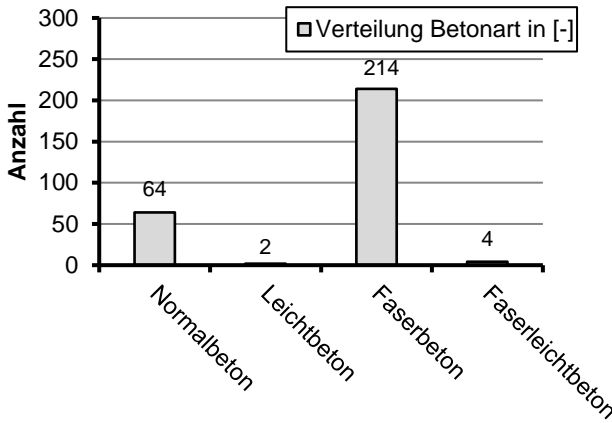


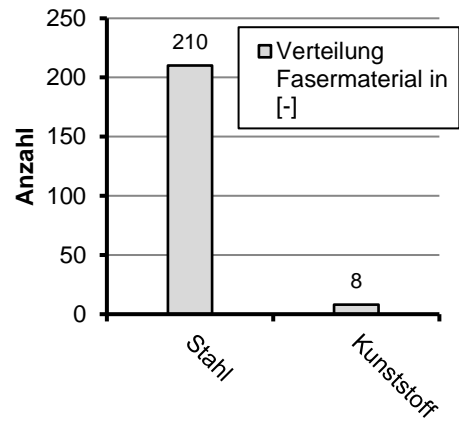
Abbildung 2.11: Versuchsaufbau und geprüfter Versuchskörper nach Chanthabouala et al. [8]

Um für dieses Forschungsvorhaben einen Überblick über die bestehende Datenbasis stahlfaserbewehrter Durchstanzversuche zu erhalten, wurden bis zum Zeitpunkt der Berichterstellung insgesamt 26 Versuchsserien an stahlfaserbewehrten Flachdeckenausschnitten gesichtet. Ziel war es, vorhandene Lücken der Datenbasis zu identifizieren und diese anhand der eigenen Versuche möglichst zu

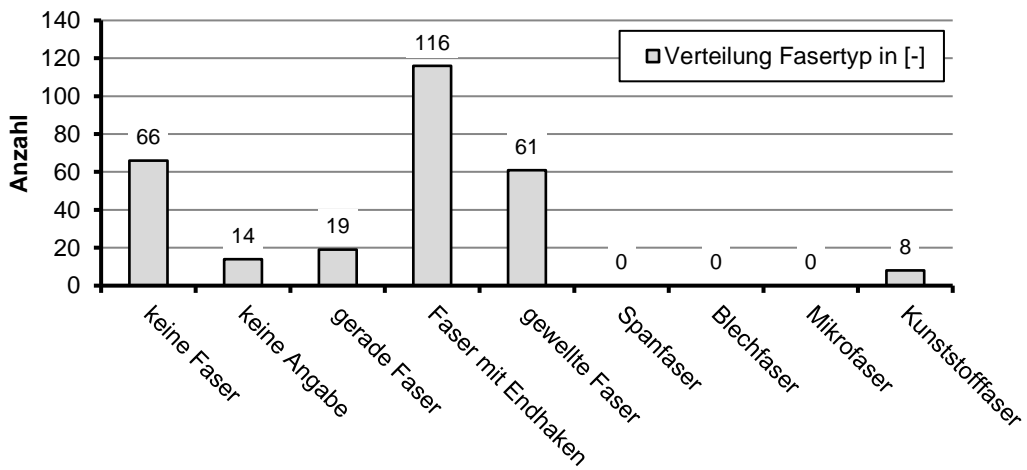
schließen. Abbildung 2.12 veranschaulicht die resultierenden Häufigkeitsverteilungen aller in den Versuchsserien enthaltenen Versuche in Bezug auf die Einflussparameter Betontyp (a), Fasermaterial (b), Fasertyp (c), Plattendicke (d), mittlere Zylinderdruckfestigkeit (e), Stützendurchmesser (f) sowie den Längsbewehrungsgrad (g) in Form von Säulendiagrammen.



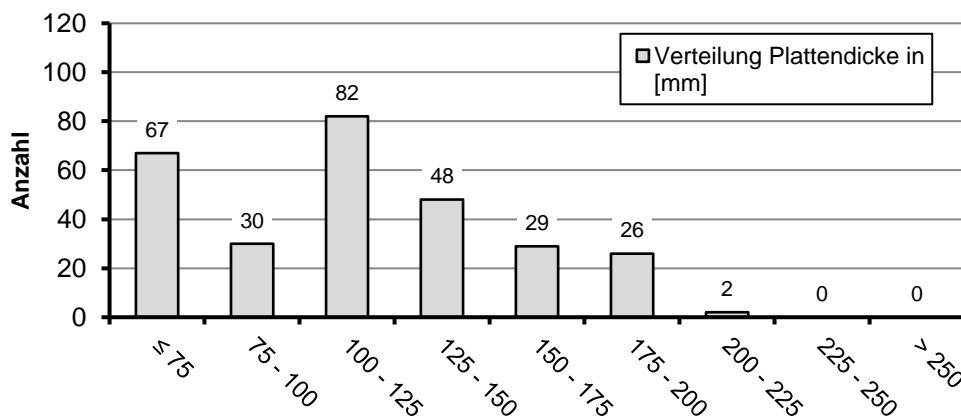
a) verwendeter Betontyp



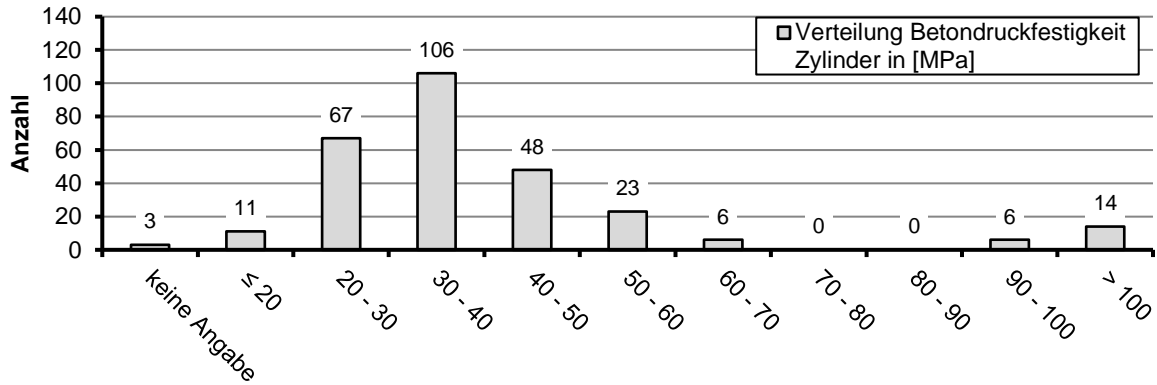
b) verwendetes Fasermaterial



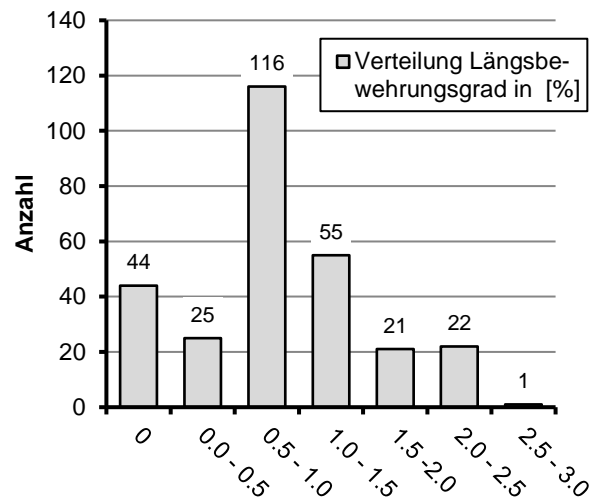
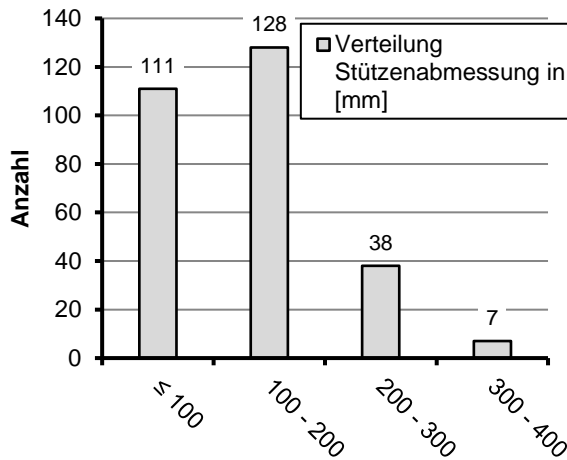
c) verwendeter Fasertyp



d) Plattendicke h [mm]



e) Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} [N/mm²]



f) Stützendurchmesser bzw. Stützenabmessung l_c [mm]

g) Längsbewehrungsgrad ρ_l [%]

Abbildung 2.12: Häufigkeitsverteilungen für 284 Versuche in Abhängigkeit des Betontyps (a), des Fasermaterials (b), des Fasertyps (c), der Plattendicke h (d), der mittleren Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} (e), der Stützenabmessung l_c (f) sowie des geometrischen Längsbewehrungsgrades ρ_l (g)

Die betrachtete Datenbasis umfasst derzeit 214 Versuchskörper aus faserbewehrtem Normalbeton und vier aus faserbewehrtem Leichtbeton. Diese 218 faserbewehrten Versuchskörper werden durch 64 faserfreie Referenzkörper aus Normalbeton sowie zwei Referenzkörper aus Leichtbeton ergänzt, welche schließlich einen Vergleich mit dem reinen Betontraganteil ermöglichen. Die Gesamtmenge von 218 faserbewehrten Versuchskörpern setzt sich wiederum aus 8 Versuchskörpern mit Kunststofffasern und 210 mit Stahlfasern zusammen.

Als Stahlfasern kamen in der nationalen und internationalen Literatur vorwiegend Stahldrahtfasern mit gerader oder gewellter Geometrie sowie gerade Fasern mit Endhaken zum Einsatz, wobei letztgenannte über 50 % der Versuchskörper abdecken. Untersuchungen mit Span- und Blechfasern sowie Mikrofasern an Versuchskörpern aus normalfesten Stahlfaserbeton konnten in der nationalen und internationalen Literatur nicht gefunden werden. Es sei an dieser Stelle angemerkt, dass diese drei Stahlfasertypen in der praxisrelevanten Anwendung von normalfesten Stahlfaserbetonen im Grenzzustand der Tragfähigkeit lediglich eine untergeordnete Rolle spielen und daher vernachlässigt werden können [11].

Die Häufigkeitsverteilung der 284 Versuchskörper zeigt hinsichtlich der untersuchten mittleren Zylinderdruckfestigkeiten f_{cm} in Abbildung 2.12 e) eine umfangreiche Erfassung des für den üblichen Hoch- und Industriebau relevanten Druckfestigkeitsbereich normalfester Betone ($< C50/60$). Im Rahmen der Nachweisführung gegen Durchstanzen für Normalbetonbauteile ohne Durchstanzbewehrung nach DIN EN 1992-1-1 +NAD [37], [38] wird der ansetzbare Längsbewehrungsgrad auf 2,0 % begrenzt, was somit auch den baupraktisch relevanten Bereich entsprechend eingrenzt. Die erfassten Versuche in Abbildung 2.12 g) liegen nahezu alle in dieser Größenordnung, weshalb dieser Bereich als weitestgehend abgedeckt betrachtet werden kann. Die Verteilungshäufigkeit der Plattendicken in Abbildung 2.12 d) verdeutlicht, dass tendenziell dünne Platten geprüft wurden, da etwa 80 % der Versuche mit Plattendicken kleiner 150 mm geprüft wurden. Passend zu den dünnen Plattendicken liegen auch die verwendeten Stützenabmessungen entsprechend Abbildung 2.12 f) vor allem in einem Bereich kleiner 200 mm.

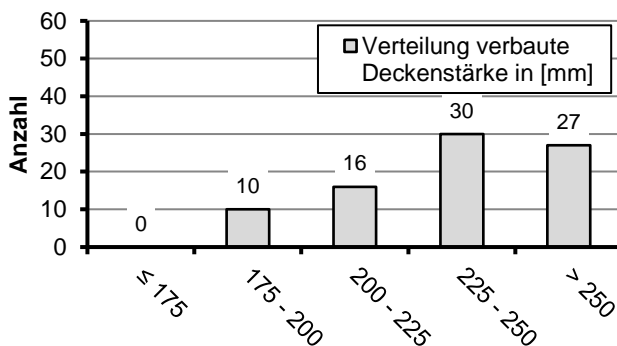


Abbildung 2.13: Häufigkeitsverteilung der Deckenstärke für 83 Wohnungs-, Büro- und Industriebauten in Deutschland

Um den praxisrelevanten Bereich für die im Hoch- und Industriebau üblicherweise verbauten Plattendicken zutreffend abzuschätzen, wurde die online zugängliche Gebäudedatenbank „Building Types Online“ des Birkhäuser Verlags [39] entsprechend gesichtet und ausgewertet. Hierbei konnten Daten zur verbauten Deckenstärke für 83 in Deutschland erstellte Wohn-, Büro- und Industriegebäude entnommen werden. Abbildung 2.13 zeigt die hieraus gewonnene Häufigkeitsverteilung. Lediglich zehn der betrachteten Gebäude weisen Deckenstärken unter 200 mm auf, was dem durch die Versuchsdatenbasis im Wesentlichen erfassten Bereich entspricht. Etwa ein Drittel der erfassten Gebäude weist sogar Deckenstärken größer 250 mm auf.

Ein ähnliches Bild zeigt eine im Schweizer Raum von Müllers durchgeführte Studie in [40], deren Ergebnisse auszugsweise Abbildung 2.14 zeigen. Hierbei wurden insgesamt 50 Stahlbetongebäude mit 5 bis 15 Geschossen ausgewertet und durch das Ergebnis einer Befragung von 14 Tragwerksplanern zu Erfahrungswerten verbauter Plattendicken von Flachdecken ergänzt. Analog zu Abbildung 2.13 zeigt auch diese Datenbasis, dass üblicherweise verbauten Deckenstärken in einem Bereich von größer 25 cm liegen. Entsprechend dieser Plattendicken werden auch vorwiegend Stützenabmessungen in einem Bereich von 25 bis 55 cm verbaut.

Der Bereich für im Hoch- und Industriebau üblicher Flachdeckendicken lässt sich daher auf Grundlage dieser beiden Betrachtungen auf 25 bis 30 cm eingrenzen. Typische Stützenabmessungen liegen entsprechend auch in einem Bereich größer 25 cm. Zusammenfassend lässt sich sagen, dass mit der aus der nationalen und internationalen Literatur vorliegenden Datenbasis diese Bereiche nicht ausreichend

erfasst werden können und an dieser Stelle Untersuchungen zur Vervollständigung der Datenbasis vom Autor als sinnvoll erachtet werden. Da sowohl für die Betondruckfestigkeit wie auch für die verbauten Längsbewehrungsgrade sehr umfangreiche Daten in praxisrelevanten Bereichen vorliegen, sind hier keine weiteren Untersuchungen zwingend notwendig. Aufbauend auf diese Erkenntnisse wurde im weiteren Projektverlauf das Versuchsprogramm festgelegt.

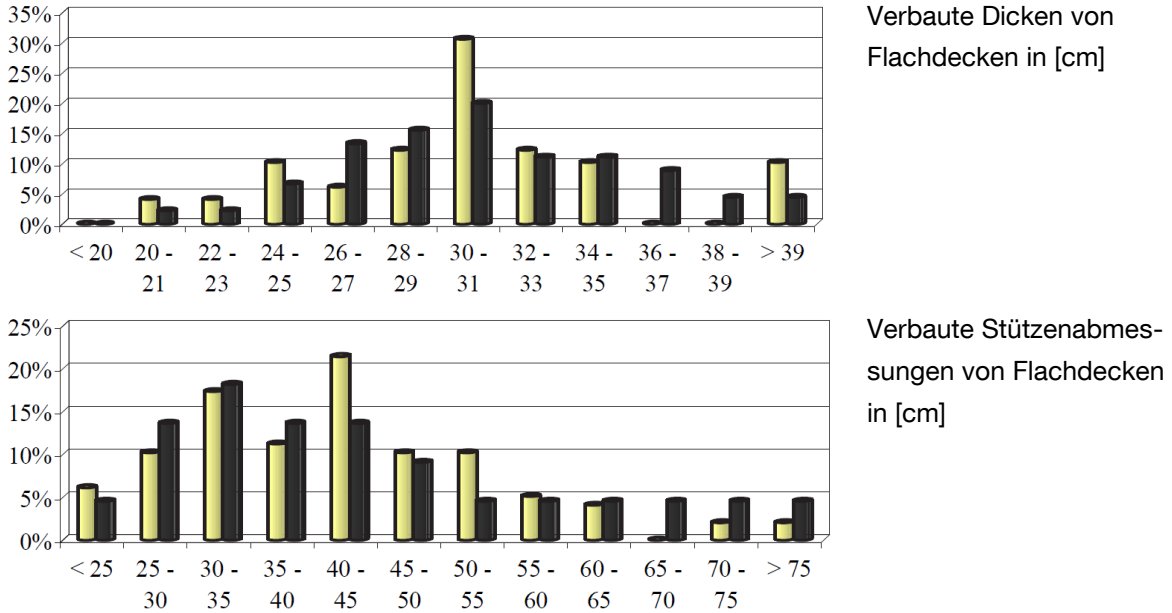


Abbildung 2.14: Häufigkeitsverteilung verbauter Flachdeckendicken und Stützenabmessungen bei Schweizer Gebäuden (entnommen aus [40])

3 Experimentelle Untersuchungen zur Durchstanztragfähigkeit stahlfaserbewehrter Flachdecken

3.1 Allgemeines

Die durchgeführten experimentellen Untersuchungen zur Durchstanztragfähigkeit stahlfaserbewehrter Flachdecken erfolgten anhand von zentrischen Durchstanzversuchen an oktagonalen Flachdeckenausschnitten. Das gewählte Versuchsprogramm umfasste insgesamt zehn Durchstanzversuche, die in zwei Versuchsserien bearbeitet wurden. Die Ausführung von acht der zehn Versuchskörper erfolgte aus stahlfaserbewehrtem Stahlbeton, die verbleibenden zwei Versuchskörper dienen als Referenzversuche und wurden daher aus faserfreiem Stahlbeton erstellt. Alle Versuchskörper wiesen eine einheitliche für Flachdecken übliche orthogonale Biegezugbewehrung aus herkömmlichem Betonstahl entsprechend Abbildung 3.1 auf, weshalb man von „kombibewehrten“ Bauteilen spricht. Zu den untersuchten und variierten Haupteinflussparametern auf die Durchstanztragfähigkeit zählten in Versuchsserie 1 neben Einflüssen der Plattendicke vor allem Einflüsse aus dem Stahlfasergehalt sowie des Stahlfasertyps. Das Hauptaugenmerk von Versuchsserie 2 lag auf dem Einfluss des Längsbewehrungsgrades der Biegezugbewehrung auf den Stahlfasertraganteil und letztendlich die Durchstanztragfähigkeit.

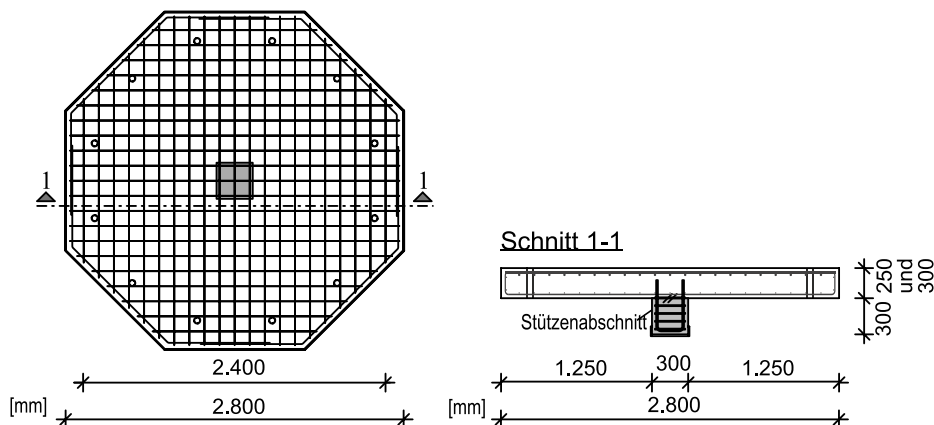


Abbildung 3.1: Versuchskörpergeometrie und Bewehrungsführung (nach [41])

Die Durchführung aller Durchstanzversuche an Flachdeckenausschnitten hatte zur Folge, dass folgende günstig wirkende Einflüsse aus der Gesamtkonstruktion einer Flachdecke in den durchgeführten Versuchen nicht erfasst werden konnten: [1]

- Horizontalschub der internen Druckbögen und Verformungsbehinderung der anschließenden Decke.
- Momenten- und Querkraftumlagerungen in angrenzenden Bauteilen infolge des Steifigkeitsabbaus des Stützbereichs bei fortschreitender Biege- und Schubbrissbildung.

Eine zutreffende versuchstechnische Erfassung dieser günstig wirkenden Einflüsse ist äußerst schwierig und mit einem unverhältnismäßig großen Versuchsaufwand verbunden, weshalb bei Durchstanzversuchen üblicherweise diese Einflüsse auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden.

3.2 Versuchsprogramm

Das gewählte Versuchsprogramm umfasst insgesamt 10 Durchstanzversuche in zwei Serien, deren Parameter Tabelle 3.1 zusammenfasst. Die Bezeichnung der Versuche Mx-yy-zz in Tabelle 3.1 erfolgte auf Grundlage der verwendeten Betonmischung (x), der entsprechenden Plattendicke in cm (yy) sowie des verwendeten Längsbewehrungsgrades ρ_l (zz), z.B. M1-30-1.23 (Mischung M1, 30 cm Plattendicke mit einem Längsbewehrungsgrad von 1,23 %). Alle Versuchskörper setzten sich aus einer oktogonalen Platte und einem monolithisch angeformten Stützenabschnitt zusammen (Abbildung 3.2). Der Innkreisdurchmesser der oktogonalen Platte betrug 2.800 mm bei praxisüblichen Plattendicken h von 250 mm bzw. 300 mm. Der quadratische Stützenabschnitt mit einer Kantenlänge von 300 mm diente zur zentrischen Lasteinleitung. Die Betondeckung der oberen und unteren Bewehrungslage wurde in Anlehnung an übliche Hochbaudecken zu 25 mm gewählt, wodurch statische Nutzhöhen d von 205 bzw. 255 mm resultierten. Die Schubslankheit der Versuchskörper lag mit den gewählten Abmessungen in einem für Durchstanzversuche üblichen Bereich von 4 bis 5. Tabelle 3.1 zeigt zusammenfassend die untersuchten Parameterkonfigurationen aus Geometrie und gewähltem Stahlfasergehalt bzw. Stahlfasertyp der einzelnen Versuchskörper. [41]

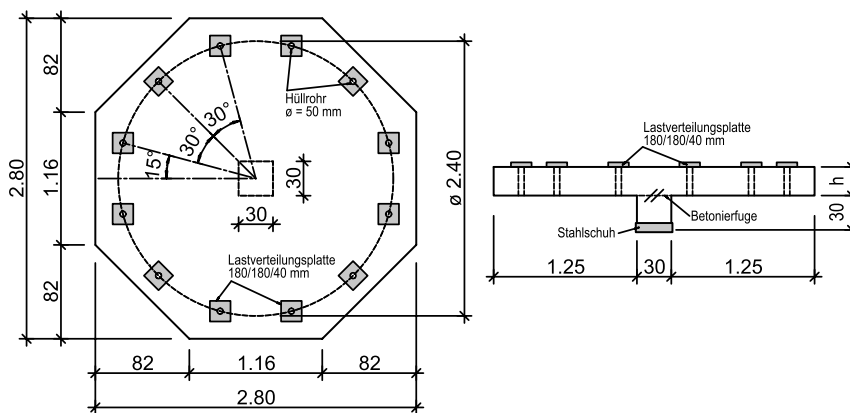


Abbildung 3.2: Geometrie der Versuchskörper in Draufsicht und Querschnitt [42]

Für alle Versuchskörper wurde eine identische Grundzusammensetzung des Betons gewählt, lediglich der Stahlfasertyp und Stahlfasergehalt wurde variiert. Die Mischung M1 wurde mit 0,50 Vol.-% Stahlfasern des Typs BEKAERT Dramix 4D ausgeführt. In den Mischungen M2 und M3 kam der Stahlfasertyp BEKAERT Dramix 5D mit einem Stahlfasergehalt von 0,5 Vol.-% bzw. 1,0 Vol.-% zum Einsatz.

Die Ausführung der Biegezugbewehrung sah für alle zehn Versuchskörper ein einheitliches, orthogonales Bewehrungsnetz entsprechend Abbildung 3.1 vor. Aus der Bewehrungsanordnung resultierende Einflüsse konnten daher ausgeschlossen werden. Die obere Bewehrungslage der Versuchskörper aus Serie 1 wurde aus geripptem Betonstahl der Güte B500 mit einem Durchmesser von 20 mm und einem Stababstand a von 125 mm (bei h = 250 mm) bzw. 100 mm (bei h = 300 mm) erstellt. Dies ergab bei

allen Versuchskörpern einen von der Plattendicke nahezu unabhängigen mechanischen Längsbewehrungsgrad von 1,23 %. In Serie 2 stand die Variation des Längsbewehrungsgrades im Vordergrund, weshalb dieser innerhalb baupraktischer Bereiche zu 0,75 % und 1,75 % gewählt wurde. Um das Risiko eines frühzeitigen Biegeversagens des Versuchskörpers M3-25-0.75 mit 0,75 % Längsbewehrungsgrad zu minimieren, wurden hochfeste Spannstäbe der Güte 950/1050 mit einem Durchmesser von 18 mm und einem Stababstand a von 165 mm gewählt. Für den Versuchskörper M3-25-1.75 mit 1,75 % Längsbewehrungsgrad konnte hingegen herkömmlicher Betonstahl der Güte B500 mit einem Durchmesser von 25 mm und einem Stababstand a von 140 mm verwendet werden. Die Ausführung der unteren Bewehrungslage erfolgte für alle zehn Versuchskörper einheitlich aus Betonstabstahl B500 des Durchmessers 10 mm und zur jeweiligen oberen Lage identischen Stababständen. [41]

Tabelle 3.1: Versuchsmatrix mit Abmessungen und Fasergehalt/-typ der jeweiligen Versuchskörper [41]

	Versuch	Plattendicke h	stat. Nutzhöhe d	quadr. Stütze c	Fasergehalt ρ_f	Fasertyp	obere Bewehrungslage	Längsbewehrungsgrad ρ_l
	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[Vol.-%]			[%]
Serie 1	M0-25-1.23				0,00	--		
	M1-25-1.23	250	205	300	0,50	Dramix 4D	$\varnothing 20 - 12,5$	1,23
	M2-25-1.23				0,50	Dramix 5D		
	M3-25-1.23				1,00	Dramix 5D		
	M0-30-1.23				0,00	--		
	M1-30-1.23	300	255	300	0,50	Dramix 4D	$\varnothing 20 - 10,0$	1,23
	M2-30-1.23				0,50	Dramix 5D		
	M3-30-1.23				1,00	Dramix 5D		
	Serie 2	M3-25-0.75	250	205	300	1,00	Dramix 5D	$\varnothing 18 - 16,5$
M3-25-1.75		1,00				Dramix 5D	$\varnothing 25 - 14,0$	1,75

Abbildung 3.3, Abbildung 3.4, Abbildung 3.5 und Abbildung 3.6 zeigen für beide Plattenstärken der Versuchsserie 1 sowie für die beiden Versuchskörper der Serie 2 schematisch die Bewehrungsführung sowie die in die Schalung fertig eingebauten Bewehrungslagen.

obere und untere Bewehrung:

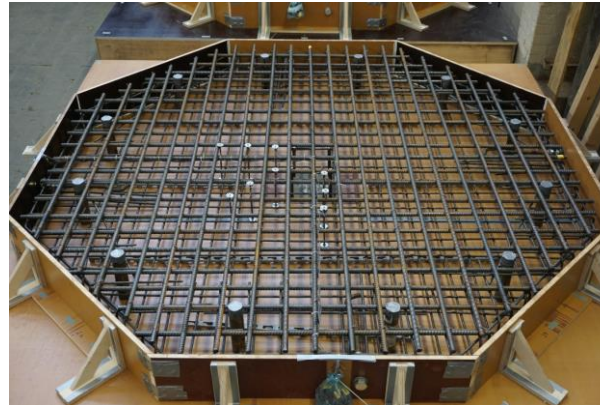
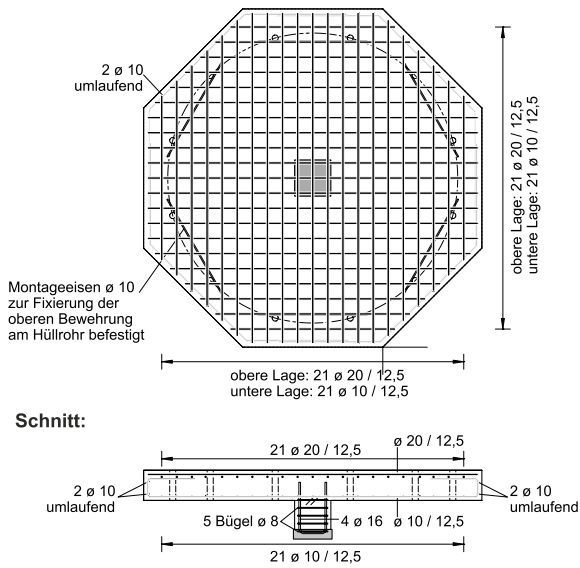


Abbildung 3.3: Bewehrungsführung Versuchsserie 1 bei einer Plattendicke $h = 250$ mm (links), eingebaute Bewehrung (rechts) [42]

obere und untere Bewehrung:

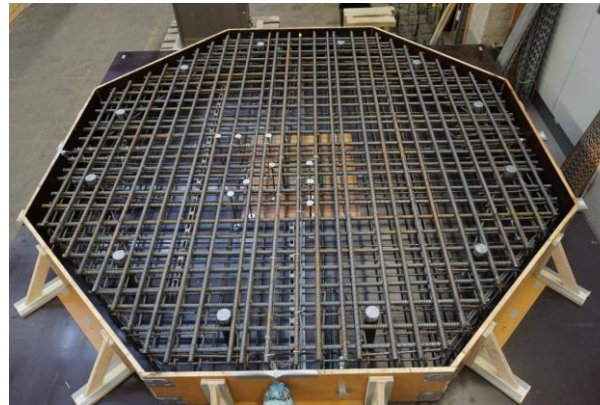
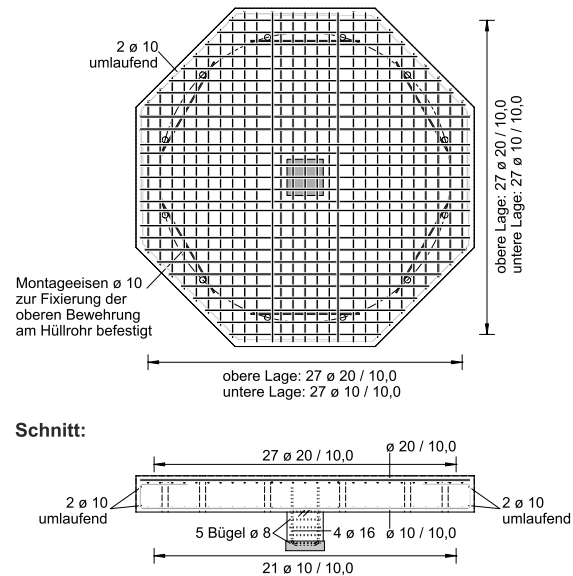


Abbildung 3.4: Bewehrungsführung Versuchsserie 1 bei einer Plattendicke $h = 300$ mm (links), eingebaute Bewehrung (rechts) [42]

obere und untere Bewehrung:

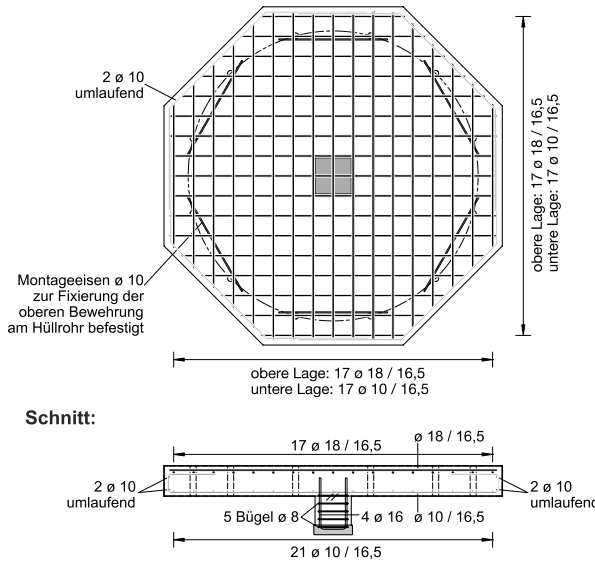


Abbildung 3.5 Bewehrungsführung Versuchsserie 2 bei einem Längsbewehrungsgrad $\rho_l = 0,75\%$ (links), eingebaute Bewehrung (rechts) [42]

obere und untere Bewehrung:

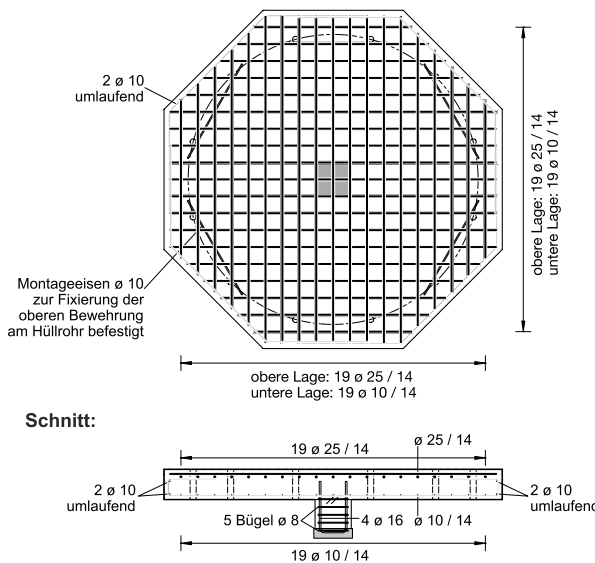


Abbildung 3.6 Bewehrungsführung Versuchsserie 2 bei einem Längsbewehrungsgrad $\rho_l = 1,75\%$ (links), eingebaute Bewehrung (rechts) [42]

Der quadratische Stützenabschnitt mit einer Kantenlänge von 300 mm wurde aus herstellungstechnischen Gründen vorab gefertigt, was Abbildung 3.4 zeigt. Die Bewehrung des Stützenabschnitts bestand für alle zehn Versuchskörper jeweils aus fünf Bügeln mit einem Stabdurchmesser von 8 mm sowie vier Längsstäben mit einem Durchmesser von 16 mm der Güte B500.



Abbildung 3.7: Schalung mit Bewehrung der Stützenabschnitte (links) sowie betonerte Stützenabschnitte (rechts)

3.3 Materialkennwerte

3.3.1 Allgemeines

Sowohl für den verwendeten Betonstahl wie auch für den Stahlfaserbeton wurden zur Bestimmung der Materialkennwerte Untersuchungen entsprechend der gültigen Baustoffprüfnormen durchgeführt. Alle hierbei gewonnenen Ergebnisse sind im Anhang A zusammengefasst. Nachfolgender Abschnitt zeigt die wesentlichen Materialkennwerte in einer übersichtlichen Zusammenstellung.

3.3.2 Festbetoneigenschaften

Für die Fertigung aller Versuchskörper sollte ein Beton, wie für Flachdecken des Hochbaus üblich, der angestrebten Güte C30/37 verwendet werden. Probetonagen zu Projektbeginn zeigten jedoch, dass der Zementleimgehalt eines herkömmlichen C30/37 für einen beabsichtigten Stahlfasergehalt von 1,0 Vol.-% (ca. 80 kg/m³) zu keiner angemessenen Verarbeitbarkeit führte. Daher musste der Zementgehalt etwas erhöht werden, was letztendlich mittlere Zylinderdruckfestigkeiten von 40 bis 48 N/mm² zur Folge hatte.

Für alle im Rahmen dieses Forschungsvorhabens hergestellten Stahlfaserbetonkörper wurde eine handelsübliche Betonmischung eines lokalen Transportbetonwerkes verwendet. Das eingesetzte Größtkorn hatte einen Durchmesser von 16 mm. Der Wasserzementwert (w/z_{eq}) dieser Zusammensetzung betrug 0,51. Innerhalb der Versuchsserie wurde bezüglich der Betonzusammensetzung lediglich der Stahlfasergehalt mit 40 kg/m³ ($\approx 0,5$ Vol.-%) und 80 kg/m³ ($\approx 1,0$ Vol.-%) variiert. Die mit dieser Betonzusammensetzung erzielten Frisch- und Festbetoneigenschaften können Anhang A sowie teilweise Tabelle 3.2 entnommen werden.

Die Fertigung der Versuchskörper sowie der zugehörigen Begleitversuchskörper erfolgte mittels Transportbeton. Die Festbetonkennwerte wurden in einem Betonalter von 28 Tagen sowie am jeweiligen

Prüftag der Durchstanzversuche zu Versuchsbeginn bestimmt. Je Versuchskörper wurde die Druckfestigkeit an Würfeln und Zylindern entsprechend DIN EN 12390-3 [43], der Elastizitätsmodul nach DIN EN 12390-13 [44] sowie die Spaltzugfestigkeit nach DIN EN 12390-6 [45] experimentell bestimmt. Für diese Versuche wurden Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm sowie Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm verwendet. Die Probekörper wurden einen Tag nach der Betonage ausgeschalt und bis zu einem Alter von 7 Tagen im Wasserbad gelagert. Anschließend wurden sie bis zur Prüfung unter identischen Luftbedingungen wie die Versuchskörper aufbewahrt. Alle genannten Materialkennwerte beschreiben Mittelwerte aus mindestens 3 Versuchswerten ohne Berücksichtigung statistischer Streuungen.

Die Bestimmung der Biegezugfestigkeit von Stahlfaserbetonen erfolgt auf europäischer Ebene meist auf Basis gekerbter 3-Punkt-Biegezugversuche nach DIN EN 14651 [17]. Der Vorteil dieses Verfahrens gegenüber den bisher in Deutschland üblichen nicht gekerbten 4-Punkt-Biegezugversuchen nach DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2] liegt in der aus der Kerbe resultierenden Querschnittsschwächung. Die Kerbe gibt den Ort der Rissentstehung vor, wodurch die Möglichkeit einer direkten Messung der Rissöffnung CMOD (engl.: Crack Mouth Opening Displacement) sowie der Definition eines kinematischen Zusammenhanges zwischen Durchbiegung δ und Rissöffnung nach Gleichung (1) besteht. [46]

$$\delta = 0,85 \cdot \text{CMOD} + 0,04 \quad (1)$$

Auch im Rahmen dieses Forschungsvorhabens erfolgte die Bestimmung der Biegezugfestigkeit an gekerbten Biegebalken nach DIN EN 14651 [17]. Nachfolgend soll daher kurz dieses Verfahren erläutert werden. DIN EN 14651 [17] sieht für die Versuchsdurchführung eine Prüfung mittig gekerbter Biegebalken der Stützweite $l = 500 \text{ mm}$ und einem Querschnitt von $b/h = 150/150 \text{ mm}$ vor. Die Kerbe ist im Nasssägeverfahren mit einer Tiefe von $25 \pm 1 \text{ mm}$ und einer Breite von maximal 5 mm zu erstellen. Hierdurch resultiert in Balkenmitte ein effektiver Querschnitt mit einer Breite b von 150 mm und einer Höhe h_{sp} von $125 \pm 1 \text{ mm}$. Für die messtechnische Begleitung der Biegezugversuche stehen nach DIN EN 14651 [17] grundsätzlich zwei verschiedene Möglichkeiten zur Verfügung, die Abbildung 3.8 schematisch zeigt.

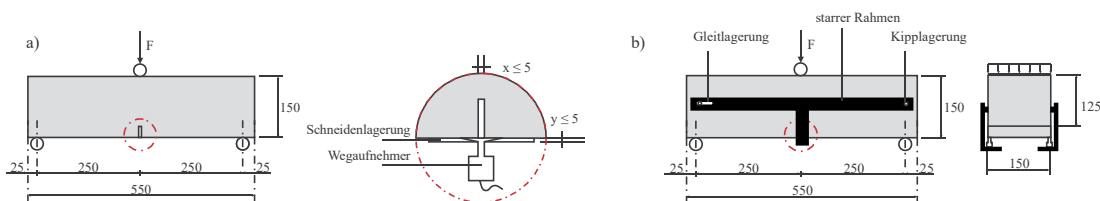


Abbildung 3.8: Versuchsaufbau 3-Punkt-Biegezugversuch nach DIN EN 14651 [17]

Die erste Möglichkeit besteht in der Messung der Verschiebung am Ansatz der Rissöffnung CMOD (vgl. Abbildung 3.8 a)). Das zweite Verfahren schreibt die Messung der Durchbiegung δ in Balkenmitte anhand eines starren Messgerüsts vor, welches auf Höhe der Balkenmitte über den Auflagern angeordnet wird und als Träger der Wegsensoren dient (vgl. Abbildung 3.8 b)). Die Durchbiegung δ beschreibt die Verformungsdifferenz der Balkenmitte in den Auflagerrachsen zur Balkenunterseite. Die Auswertung von Biegezugversuchen nach DIN EN 14651 [17] sieht vor, die Ergebnisse als Kraft-CMOD- oder äquivalent als Kraft-Durchbiegungs-Diagramm darzustellen. Zusätzlich wird die residuelle Biegezugfestigkeit $f_{R,j}$ an vier charakteristischen Stellen ($j = 1,2,3,4$) ausgewertet und angegeben. Hierzu wird die aufgezeichnete Kraft F_j bei den Rissöffnungen CMOD_j bzw. Durchbiegungen δ_j ermittelt und durch Bezug

des Widerstandsmoments des effektiven Querschnitts $W_{\text{eff}} = b \cdot h_{\text{sp}}^2/6$ auf das korrespondierende Biegemoment $M_j = F_j \cdot l/4$ die residuelle Biegezugfestigkeit nach Gleichung (2) bestimmt.

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

Tabelle 3.2: Materialkennwerte des Stahlfaserbetons

Versuch	Alter [Tage]	$f_{\text{cm,cube}}$ [N/mm ²]	$f_{\text{cm,cyl}}$ [N/mm ²]	f_{R1} [N/mm ²]	f_{R2} [N/mm ²]	f_{R3} [N/mm ²]	f_{R4} [N/mm ²]	$f'_{\text{cfllk,L2}}$ [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]
M0-25-1.23	39	57,7	47,8	--	--	--	--	--	34.529
M1-25-1.23	28	55,7	48,1	4,01	4,82	4,27	3,47	2,37	33.736
M2-25-1.23	36	47,2	39,8	4,48	5,38	5,16	4,69	4,10	32.025
M3-25-1.23	28	53,4	44,2	9,96	10,02	9,17	8,05	6,98	31.566
M0-30-1.23	42	58,2	48,2	--	--	--	--	--	34.143
M1-30-1.23	33	56,6	48,9	4,24	5,28	5,15	4,13	3,09	33.985
M2-30-1.23	41	47,8	40,3	3,61	4,91	5,18	4,87	4,45	32.249
M3-30-1.23	37	54,5	47,0	8,80	8,37	7,32	6,60	5,94	33.557
M3-25-0.75	29	47,3	41,2	8,97	8,81	8,42	7,79	6,46	30.307
M3-25-1.75	27	46,5	40,9	8,97	8,81	8,42	7,79	6,46	31.160

$f_{\text{cm,cube}}$: mittlere Würfeldruckfestigkeit; $f_{\text{cm,cyl}}$: mittlere Zylinderdruckfestigkeit; $f_{R1} - f_{R4}$: Nachrisszugfestigkeiten bei CMOD = 0,5 mm / 1,5 mm / 2,5 mm / 3,5 mm; $f'_{\text{cfllk,L2}}$: Charakteristischer Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit bei einer Durchbiegung im 4-Punkt-Biegezugversuch von 3,5 mm; E_{cm} : Elastizitätsmodul

Ergänzend zu den vier residuellen Biegezugfestigkeiten $f_{R,j}$ definiert DIN EN 14651 [17] die Proportionalitätsgrenze $f_{\text{ct,L}}$ (engl.: Limit of Proportionality, LOP), welche sich aus der aufgezeichneten Höchstlast F_L im CMOD-Intervall von 0 bis 0,05 mm analog zu Gleichung (2) berechnet. Tabelle 3.2 fasst die wesentlichen Materialkennwerte aller Probekörper für den Tag der jeweiligen Versuchsdurchführung zusammen. Um eine Auswertung der Versuchsergebnisse nach DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2] zu ermöglichen, wurde in den 3-Punkt-Biegezugversuchen neben der Rissöffnung auch die Durchbiegung aufgezeichnet. Aus diesen Werten wurden näherungsweise die charakteristischen Nachrisszugfestigkeiten $f'_{\text{cfllk,L2}}$ nach DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2] ermittelt, welche ebenfalls in Tabelle 3.2 enthalten sind.

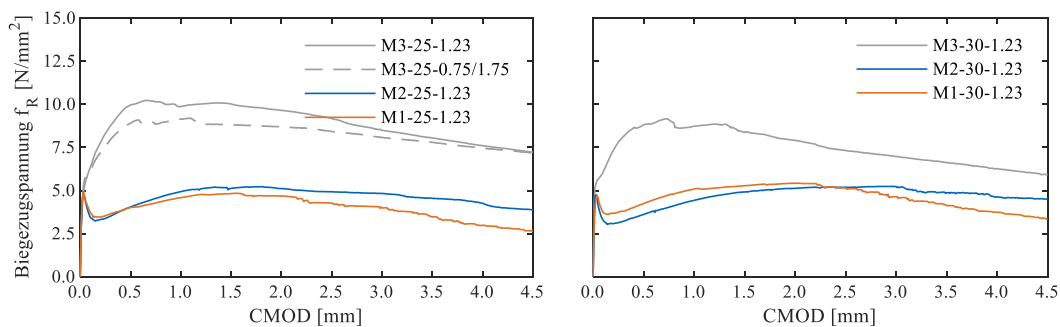


Abbildung 3.9: Biegezugspannungs-CMOD-Diagramme der Biegebalkenprüfungen für Versuche der Plattendicke $h = 250$ mm (links) und $h = 300$ mm (rechts) [nach [41]]

Abbildung 3.9 zeigt zusammenfassend die Ergebnisse der durchgeführten Biegebalkenprüfungen nach DIN EN 14651 [17] für alle Versuchskörper. Während die Betonmischungen M3 mit 1,0 Vol.-% Stahlfasergehalt deutlich überkritisches Verhalten zeigen, erreichen die Mischungen M1 und M2 mit 0,5 Vol.-% Stahlfasergehalt im Nachbruchbereich gerade so die Matrixzugfestigkeit. Die verschiedenen Fasertypen der Mischungen M1 und M2 beeinflussen die Verläufe der Biegezugspannungs-CMOD-Kurven vor allem im Nachbruchbereich. Während die Faser Dramix 5D in der Mischung M2 nahezu horizontal ohne merklichen Lastabfall verläuft, zeigt die Faser Dramix 4D in Mischung M1 aufgrund des Faserauszugs einen deutlichen Lastabfall nach überschreiten der Höchstlast. Bis Erreichen der maximalen Biegezugspannungen unterscheiden sich die beiden Kurvenverläufe kaum voneinander.

3.3.3 Betonstahleigenschaften

In den Versuchskörpern der Serie 1 sowie im Versuchskörper M3-25-1.75 wurde als obere Bewehrungslage (Biegezugbewehrung) herkömmlicher Betonstahl der Güte B500 mit einem Durchmesser von 20 mm (Versuchsserie 1) bzw. 25 mm (M3-25-1.75) verbaut. Zur Untersuchung des Einflusses des Längsbewehrungsgrades auf die Durchstanztragfähigkeit, sollte der Versuchskörper M3-25-0.75 mit einem Längsbewehrungsgrad von 0,75 % erstellt werden. Um ein frühzeitiges Biegeversagen bei diesem geringen Längsbewehrungsgrad zu vermeiden, bestand die obere Biegezugbewehrung aus gerippten Spannstahlstäben mit einer Nennstreckgrenze von 950 N/mm² mit einem Durchmesser von 18 mm. Die im Vergleich zu Betonstahl höhere Stahldehnung bei Ausnutzung der Stäbe führt zu einer stärkeren Einschnürung der Druckzone und zu größeren Biegerissbreiten. Die untere Bewehrungslage bestand bei allen Versuchskörpern aus herkömmlichem Betonstahl B500 mit einem Durchmesser von 10 mm. Die Bestimmung der Materialeigenschaften aller verwendeten Stähle erfolgte mittels Zugversuchen nach DIN 488-1 [47] bzw. DIN EN ISO 15630-1 [48]. Die Ergebnisse der in der oberen Lage verwendeten Stähle können Tabelle 3.3 entnommen werden, wobei die angegebenen Werte Mittelwerte aus mindestens drei Proben entsprechen. Die Materialkennwerte der unteren Lage können Anhang A entnommen werden. Für die Stäbe der konstruktiv gewählten Bewehrung (B500) wurden keine Materialeigenschaften bestimmt.

Tabelle 3.3 Stahleigenschaften der Biegezugbewehrung

Durchmesser [mm]	Stahlgüte	Streckgrenze f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_t [N/mm ²]	E-Modul E_s (Annahmen) [N/mm ²]
18	SAS 950/1050	986,0	1119,0	200.000
20	B500B	523,7	611,6	200.000
25	B500B	540,1	657,8	200.000

3.3.4 Eigenschaften der Stahldrahtfasern

Die dem Beton beigemengten Stahldrahtfasern wurden vom Projektpartner BEKAERT GmbH zur Verfügung gestellt. Während die Mischung M1 Fasern des Typs Dramix 4D 65/60 BG [49] enthielt, wurden den Mischungen M2 und M3 Stahldrahtfasern des Typs Dramix 5D 65/60 BG [50] beigemischt. Bei beiden Fasertypen handelt es sich um endverankerte Stahldrahtfasern mit einem Faserdurchmesser d_f von 0,9 mm und einer Faserlänge l_f von 60 mm. Hieraus resultiert eine Faserschlankheit l_f/d_f von 65, was einem heute handelsüblichen Wert für Stahldrahtfasern entspricht. Als wesentlicher Unterschied

beider Fasertypen kann neben dem verwendeten Drahtmaterial die Ausführung des Endhakens angeführt werden (Abbildung 3.10). Während der Fasertyp Dramix 4D aus einem Draht mit einer nominalen Zugfestigkeit von 1.600 N/mm^2 und einer Dehnungskapazität von $0,8 \%$ gefertigt wird [49], setzt BEKAERT für die Faser Dramix 5D auf einen hochfesten Draht mit einer nominalen Zugfestigkeit von 2.300 N/mm^2 und einer Dehnungskapazität von $6,0 \%$ [50]. Die Endhakenausbildung der Faser Dramix 5D weist im Vergleich zur Faser Dramix 4D eine optimierte Geometrie auf (vgl. Abbildung 3.10), welche ein Herausziehen der Faser unter Zugbeanspruchung verhindert. Dies ermöglicht die vollständige Aktivierung der vergleichsweise hohen Drahtzugfestigkeit und letztendlich die Übertragung größerer Zugkräfte bei gleichem Fasergehalt. Als Versagensmechanismus tritt hierdurch jedoch der Faserbruch in den Vordergrund, welcher zu einem spröden und schlagartigen Versagen führt. Um dennoch ein duktiles Nachbruchverhalten gewährleisten zu können, wird ein Drahtmaterial mit sehr hoher Dehnungskapazität gewählt, welche letztendlich ein betonstahlähnliches, duktileres Verhalten gewährleistet. [51]



Abbildung 3.10: Verwendete Stahldrahtfasertypen Dramix 4D (links) und Dramix 5D (rechts)
[Quelle: BEKAERT GmbH]

3.4 Versuchskörperherstellung

Wie bereits unter Abschnitt 3.2 erwähnt, erfolgte die Fertigung aller Versuchskörper mittels Transportbeton eines lokalen Lieferanten in der Prüfhalle des MPA-Bau der Technischen Universität München, wo die Versuchskörper auch bis zur Versuchsdurchführung gelagert wurden. Aus Zeit- und Kostengründen wurden immer zwei Versuchskörper aus einer Betonlieferung erstellt.

Nach Erstellung der beiden Schalungssätze sowie dem lagegenauen Einbau des quadratischen Stützenabschnittes, galt es die Abspannpunkte in Bezug zur Position des Stützenabschnittes möglichst lagegenau einzumessen. Dieser Schritt ermöglichte Exzentrizitäten bereits bei der Versuchskörperherstellung zu minimieren. Im weiteren Verlauf erfolgte die Applikation der Dehnungsmessstreifen (DMS) auf den Bewehrungsstäben der oberen Lage. Anschließend erfolgte die Erstellung und der Einbau der unteren und oberen Bewehrungslage sowie der Hüllrohre für die späteren Abspannpunkte. Nach Abschluss der Bewehrungsarbeiten wurden die Vorrichtungen zur Messung der Dickenänderung eingemessen und montiert sowie die Kabel der Dehnungsmessstreifen der Biegezugbewehrung sicher verlegt. Die Anlieferung des Betons geschah mittels Transportbetonmischern zur Prüfhalle. Nach der Erstprüfung und Abnahme des Frischbetons wurde dieser mit einem Betonkübel (500 l) in die Schalung eingebracht. Zur Verdichtung des Betons kamen zwei herkömmliche Flaschenrüttler zum Einsatz, um baustellenähnliche Verhältnisse des Betoneinbaus gewährleisten zu können. Nach Abschluss der Betonage konnte die Oberfläche der Versuchskörper mit einer Holzbohle abgezogen und geglättet werden. Um ein frühzeitiges Austrocknen und damit das Risiko der Bildung von Schwindrissen zu minimieren, wurde nach der Betonage eine Folie aufgelegt und der Versuchskörper mehrfach befeuchtet. Vier Tage nach der Betonage wurden die Versuchskörper ausgeschalt und bis zum Versuchstag in der Prüfhalle gelagert. Abbildung 3.11 zeigt Fotos der Versuchskörper- und Probekörperherstellung.



a) Anlieferung des Betons



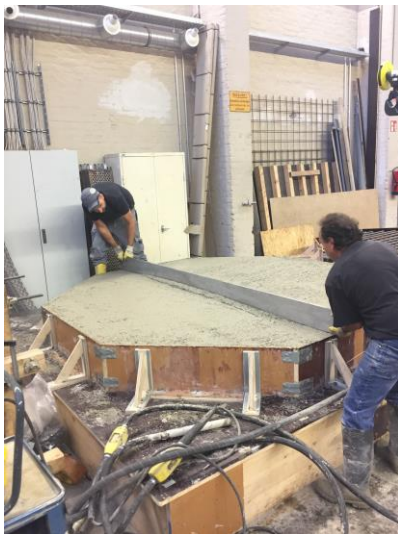
b) Ausbreitmaß



c) Einbau des Betons



d) Verdichten des Betons



e) Abziehen der Betonoberfläche



f) Betonierter Versuchskörper



g) Betonprüfkörper - Zylinder

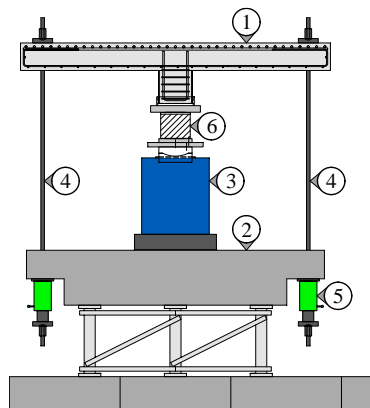


h) Betonprüfkörper - Biegezugbalken

Abbildung 3.11: Herstellung der Versuchskörper und der Probekörper [42]

3.5 Versuchsaufbau und verwendete Messtechnik

Für die Durchführung der Durchstanzversuche wurde ein am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München vorhandener leistungsfähiger, variabler Versuchsstand eingesetzt. Der Versuchsstand wurde so konzipiert, dass sowohl die Plattenoberseite als auch die Plattenunterseite während des Versuchs eingesehen werden kann. Dies ermöglicht letztendlich sowohl die Rissbildung der Plattenoberseite wie auch eventuelle Abplatzungen auf der Plattenunterseite frühzeitig zu erkennen und dokumentieren zu können. In Abbildung 3.12 links ist der tatsächliche Versuchsaufbau mit fertig eingebautem Prüfkörper dargestellt. Abbildung 3.12 rechts zeigt eine schematische Skizze des Versuches sowie Teile der verwendeten Messeinrichtung (vgl. hierzu Kapitel 3.5).



1. Versuchskörper: oktagonale Platte mit Stützenabschnitt
2. Widerlagerplatte
3. zentraler Hydraulikzylinder
4. Abspannung aus Gewindestange
5. Hohlkolbenzylinder in Ringleitung
6. Kraftmessdose

Abbildung 3.12: eingerichteter Versuchsaufbau (links) und schematischer Versuchsaufbau (rechts) [41]

Bei der gewählten Versuchskonfiguration erfolgt die Belastung der Versuchskörper durch einen zentralen Hydraulikzylinder, der die Kraft zentrisch über den quadratischen Stützenabschnitt in die Platte einleitet. Die Steuerung des Hydraulikzylinders erfolgte kraft- und weggeregelt mit einem elektronischen Servoregler. Das vertikale Gleichgewicht der Kräfte wird durch zwölf in einem Radius von 1,20 m um den Stützenabschnitt angeordneten Abspannungen aus Spannstäben gewährleistet, die ihrerseits durch Hohlkolbenzylinder hydraulisch an einer Widerlagerplatte verankert sind. Die Hohlkolbenzylinder sind über eine im Versuchszustand geschlossene Ringleitung gekoppelt, wodurch weitestgehend gleichmäßige Kräfte in allen Abspannstangen erzielt werden können. Hierdurch werden Exzentrizitäten in der Lasteinleitung auf ein Minimum reduziert. Um Exzentrizitäten während des Einbaus der Versuchskörper zu minimieren, wurde mittig auf dem Hydraulikzylinder ein Zentrierkegel angeordnet, der den Versuchskörper während des Einhebens automatisch zentriert und ausrichtet. [41]

Zur Analyse des Durchstanztragverhaltens der Flachdeckenausschnitte wurden die Versuchskörper mit zahlreichen Messsensoren ausgerüstet, deren Messwerte während der Versuchsdurchführung kontinuierlich erfasst wurden. Abbildung 3.13 zeigt hierzu die Plattenuntersicht eines fertig aufgebauten Versuchs mit der installierten Messtechnik.



Abbildung 3.13: Übersicht Versuchskörperuntersicht mit fertig eingerichteter Messtechnik [42]

Im Einzelnen wurden folgende Messgrößen während der Versuchsdurchführung erfasst:

- Messung der Zylinderkraft und der Abspannkräfte an vier Punkten
- Messung der vertikalen Plattenverformung an 14 Stellen
- Messung der Eindringung des Stützenabschnittes in die Platte an zwei Stellen
- Messung der Dickenänderung der Platte (innere Schubrisse) an neun Punkten
- Dehnungsmessung an verschiedenen Stellen der Betonstahlbewehrung
- Dehnungsmessung des Betons an der Plattenunterseite

Im Folgenden wird die Positionierung der Dehnungsmessstreifen (DMS) auf den Betonstabstählen sowie auf der Plattenunterseite, der Wegsensoren der vertikalen Verformungsmessung sowie der Messung der Dickenänderung der Platte detailliert dargestellt. Die Lageskizzen werden ergänzt durch Bilder, die beispielhaft den jeweiligen, installierten Messsensor zeigen.

Messung der vertikalen Plattenverformung

Die Bestimmung der Verformung des Versuchskörpers erfolgte an der Plattenunterseite mit Hilfe von 14 induktiven Wegsensoren mit einem Messbereich von ± 20 mm bis ± 50 mm. Die Wegsensoren wurden an einem starren Messgerüst in den Hauptachsen des Versuchskörpers in jeweils einer Plattenhälfte montiert (W1-W6, W7-W12). Um eine mögliche Verkippung der Platte erfassen zu können, wurde zudem jeweils ein Wegsensor (W13, W14) in der gegenüberliegenden Hauptachsenseite angeordnet. Die Positionierung der Wegsensoren erfolgte bei allen zehn Versuchskörpern identisch und wird in Abbildung 3.14 schematisch dargestellt.

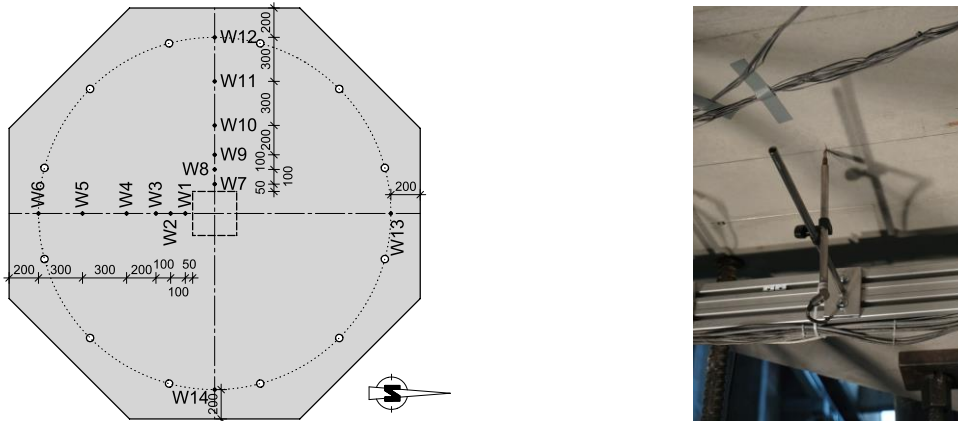


Abbildung 3.14: Übersicht Anordnung der Wegsensoren (links) und Detail eines Wegsensors (rechts) [42]

Dehnungsmessung an verschiedenen Stellen der Betonstahlbewehrung

Zur Erfassung der Betonstahldehnungen der oberen Bewehrungslage wurden je Versuchskörper 18 Dehnungsmessstreifen (DMS) mit einer Messgitterlänge von 3 mm verteilt auf zwei Bewehrungsstäbe in Plattenmitte appliziert. Hierzu wurde der Walzgrad des Betonstahls im Bereich des DMS entfernt und der DMS aufgeklebt. Die genaue Lage der einzelnen Dehnungsmessstreifen zeigt Abbildung 3.15 (links). Zudem ist in Abbildung 3.15 (rechts) ein fertig geklebter Dehnungsmessstreifen dargestellt. Anhand der Messwerte der Dehnungsmessung lässt sich in der Versuchsauswertung beurteilen, inwieweit die Biegezugbewehrung ausgenutzt wurde und eventuell ein Biegeversagen vorlag.

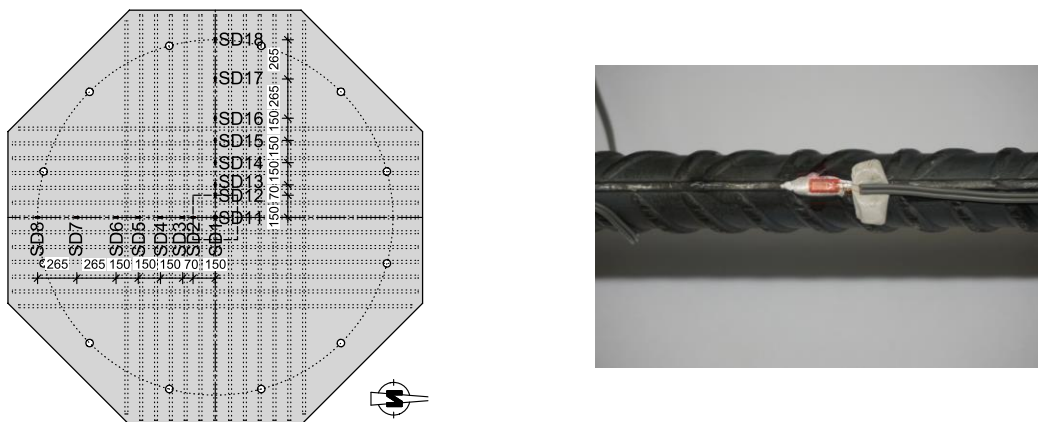


Abbildung 3.15: Übersicht Anordnung der Betonstahl-DMS (links) und Detail eines Betonstahl-DMS (rechts) [42]

Dehnungsmessung des Betons auf der Plattenunterseite

Zur Erfassung der Stauchungen der Betondruckzone wurden je Versuchskörper 15 Dehnungsmessstreifen (DMS) mit einer Messgitterlänge von 60 mm auf der Oberfläche der Plattenunterseite entsprechend Abbildung 3.16 (links) appliziert. Abbildung 3.16 (rechts) zeigt ein Detail eines auf der Betonoberfläche fertig geklebten DMS.

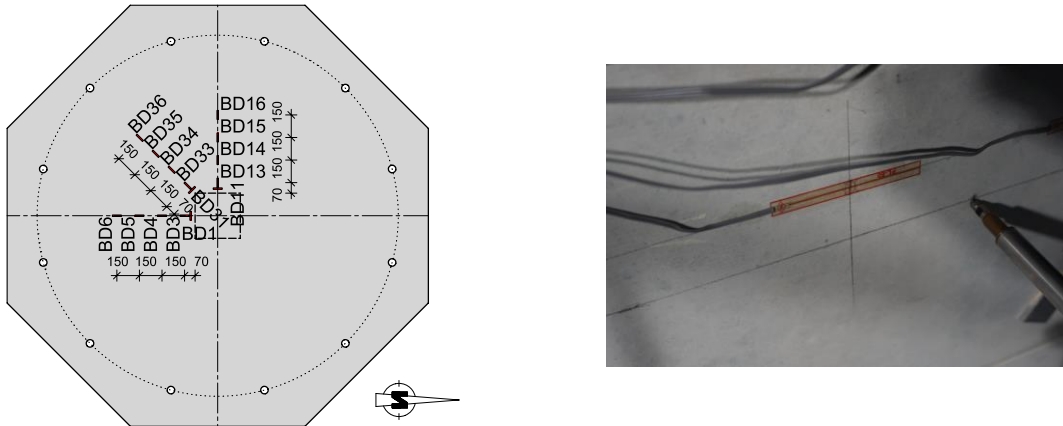


Abbildung 3.16: Übersicht Anordnung der Beton-DMS auf der Plattenunterseite (links) und Detail eines Beton-DMS (rechts) [42]

Erfassung der inneren Schubrissbildung durch Messung der Dickenänderung der Platte

Um die Entstehung des inneren Schubrisses während der Versuchsdurchführung erfassen und den Zeitpunkt der Rissbildung quantifizieren zu können, wurde an insgesamt neun Stellen die Änderung der Plattendicke mittels induktiver Wegsensoren erfasst. Hierzu wurde eine durch ein Hüllrohr vom umgebenden Beton isolierte Gewindestange senkrecht zur Plattenebene einbetoniert und in der oberen Betondeckung verankert. Die Änderung der Plattendicke ergibt sich schließlich aus der Relativverschiebung der Gewindestange zur Plattenunterseite. Abbildung 3.17 zeigt zum einen die Lage der Messstellen (links) und zum anderen eine fertig installierte Dickenänderungsmessung (rechts).

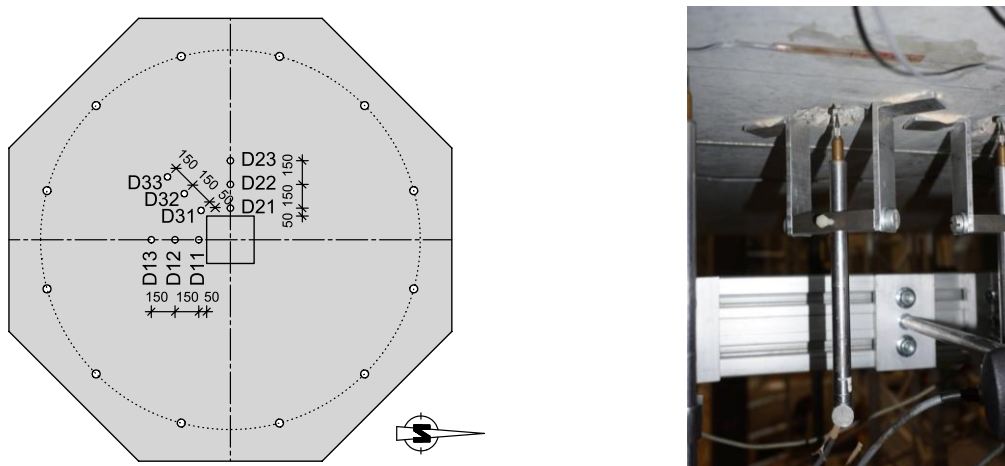


Abbildung 3.17: Übersicht Anordnung der Dickenänderungsmessung (links), Detail hiervon (rechts) [42]

3.6 Versuchsdurchführung

Die Aufbringung der Belastung erfolgte in allen Versuchen bis zur rechnerischen Gebrauchslast in vier bis fünf Laststufen. Die rechnerische Gebrauchslast bestimmt sich in Abhängigkeit der erwarteten, rechnerischen Versagenslast, welche durch $\gamma = \gamma_M \cdot \gamma_F \approx 1,5 \cdot 1,4 = 2,1$ dividiert wurde. Nach Erreichen der rechnerischen Gebrauchslast $V_{Service}$ wurden zehn Lastzyklen zwischen 100 % und 50 % dieser Last gefahren. Im Anschluss an die zehn Lastzyklen wurde die Last erneut in zwei bis drei Laststufen kraft geregelt gesteigert, bevor der Versuchskörper letztendlich in einem weggeregelten Modus bis in den Nachbruchbereich belastet wurde. Die stufenweise Lastaufbringung vor und nach den Lastzyklen ermöglichte eine sukzessive Dokumentation des Rissbildes an der Plattenoberseite während der Versuchsdurchführung. Abbildung 3.18 zeigt schematisch den gewählten Versuchsablauf als Prüfkraft-Versuchsdauer-Diagramm.

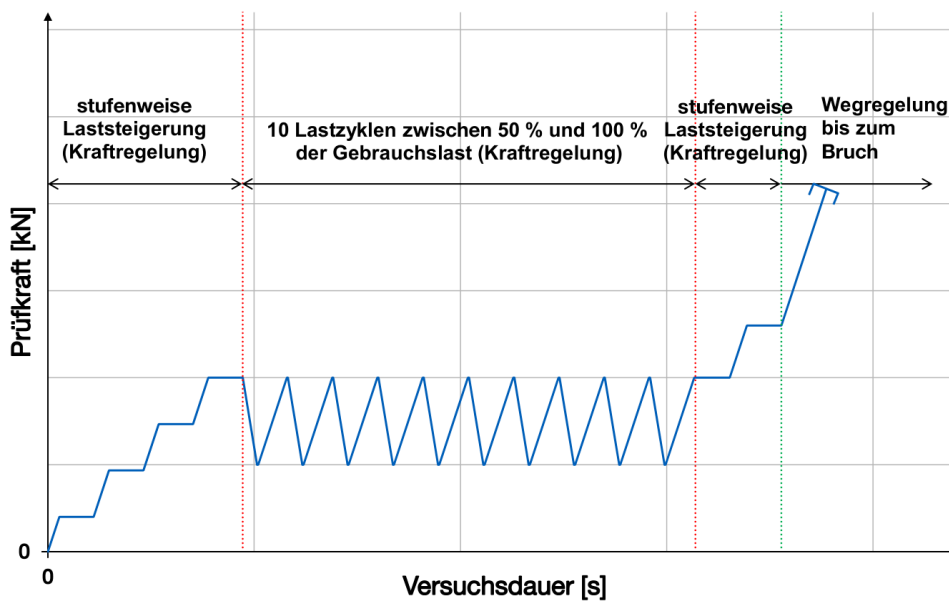


Abbildung 3.18: Schematische Darstellung des Versuchsablaufs über die Versuchsdauer

3.7 Versuchsergebnisse

3.7.1 Allgemeines

In allen zehn Durchstanzversuchen konnte das gewünschte Durchstanzversagen erzielt werden. Während die faserverfreien Versuchskörper mit einem deutlichen Lastabfall sehr spröde versagten, ließ sich bei allen faserverstärkten Versuchskörpern ein mehr oder weniger duktiles Durchstanzversagen bzw. Bruchverhalten beobachten. Der Versagensmodus zeichnete sich stets durch eine Zunahme der Plattendicke sowie das Eindringen der Stütze in die Platte aus. Nach Abschluss der Versuche wurden alle Versuchskörper durch zwei Sägeschnitte geteilt, wodurch der resultierende Stanzkegel deutlich sichtbar wurde. Tabelle 3.4 fasst für alle Versuchskörper die erzielten Versagenslasten V_{Test} sowie die der rechnerischen Biegetragfähigkeit auf Grundlage der Bruchlinientheorie entsprechenden Prüflasten V_{flex} zusammen. Ein Vergleich von V_{flex} mit den experimentell erzielten Versagenslasten V_{exp} verdeutlicht, dass alle Versuchskörper einen ausreichenden Abstand zu einem reinen Biegeversagen vorweisen können. Eine Auswertung der gemessenen Dehnungen der Biegezugbewehrung bestätigt dies weitestgehend. Lediglich bei Versuch M3-25-1.23 mit einem Stahlfasergehalt von 1,0 Vol.-% und einer Plattendicke von 25 cm erreichten die Dehnungen lokal über der Stütze gerade die Streckgrenze, was auf eine hohe örtliche Ausnutzung der Biegezugbewehrung, jedoch nicht auf ein reines Biegeversagen hinweist.

Tabelle 3.4: Überblick der Versuchsergebnisse

<i>Versuch</i> [-]	$V_{f,\text{Auswasch}}$ [Vol.-%]	d_{gemessen} [mm]	$\rho_{l,\text{tatsächlich}}$ [%]	$f_{cm,\text{cyl}}$ [N/mm ²]	δ_{failure} [mm]	V_{Test} [kN]	$V_{\text{flex}}^{*)}$ [kN]
M0-25-1.23	0.0	204	1.23	47,8	9,1	1.170	1.79
M1-25-1.23	0.57	195	1.29	48,1	11,3	1.394	1.93
M2-25-1.23	0.45	202	1.24	39,8	11,0	1.345	2.01
M3-25-1.23	1.09	196	1.28	44,2	18,5	1.740	2.18
M0-30-1.23	0.0	254	1.24	48,2	7,2	1.639	2.79
M1-30-1.23	0.57	248	1.27	48,9	8,5	1.982	3.10
M2-30-1.23	0.45	248	1.27	40,3	7,5	1.776	3.09
M3-30-1.23	0.97	248	1.27	47,0	13,6	2.316	3.29
M3-25-0.75	1.05	200	0.75	41,2	23,3	1.692	2.92
M3-25-1.75	1.05	195	1.75	40,9	16,1	1.906	3.19

*) plastische Berechnung von V_{flex} nach Model Code 2010 [36] unter Berücksichtigung der Stahlfasertragwirkung nach Maya et al. [52]

Nach Erreichen der Höchstlast wurde der quadratische Stützenabschnitt bei allen Versuchen deutlich in die Platte eingedrückt, was zur Aktivierung der unteren Bewehrungslage als Kollapsbewehrung führte. Zudem trennte sich die obere Bewehrungslage ausgehend vom Schubriss in einem großen Bereich um die Stütze vom eigentlichen Versuchskörper, was eine teilweise Ablösung der oberen Betondeckung zur Folge hatte und auf der Plattenoberseite sichtbar wurde. Nach Versuchsabschluss ermöglichte dies eine Lokalisierung des Stanzkegels auf der Plattenoberseite. Abbildung 3.19 zeigt beispielhaft einen Sägeschnitt durch den Versuchskörper M3-25-1.23 mit deutlich erkennbarem Stanzkegel in der Schnittfläche des Trennschnitts sowie auf der Plattenoberseite.



Abbildung 3.19: Stanzkegel im Sägeschnitt am Stützenanschnitt (hier Versuch M3-25-1.23)

In den folgenden Abschnitten werden einzelne Versuchsergebnisse näher ausgewertet und deren Ergebnisse zusammengefasst dargestellt. Die aufgezeichneten Messwerte aller Versuchskörper sowie Rissbilder der Plattenoberseiten und der Trennschnitte sind Anhang B zu entnehmen.

3.7.2 Last-Verformungsverhalten

Die Diagramme in Abbildung 3.20 und Abbildung 3.21 zeigen die Last-Verformungskurven der durchgeführten zehn Durchstanzversuche. Auf der x-Achse ist die „Durchbiegung“ angetragen, welche der Differenz der vertikalen Verformung in Plattenmitte und der mittleren vertikalen Verschiebung in einer Entfernung von 1,20 m von der Stützenachse (\triangle Abspannradius) entspricht. Während Abbildung 3.20 die Ergebnisse der Versuchsserie 1 mit einem Längsbewehrungsgrad von 1,23 % getrennt für beide Plattendicken zeigt, veranschaulicht Abbildung 3.21 die Ergebnisse zum Einfluss des Längsbewehrungsgrades.

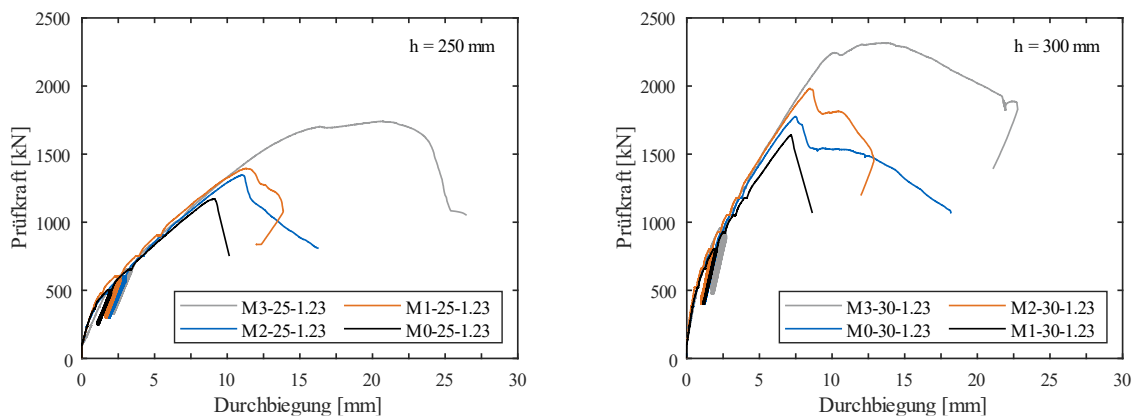


Abbildung 3.20: Kraft-Durchbiegungskurven der Versuchsserie 1 mit einem Längsbewehrungsgrad von 1.23 % getrennt für Plattendicke $h = 250$ mm (links) und $h = 300$ mm (rechts)

Anhand der beiden Abbildungen soll zunächst das globale Trag- und Verformungsverhaltens der Versuchskörper erläutert werden. Allen zehn Versuchskurven gleich ist das annähernd lineare Kraft-Durchbiegungsverhalten bis zu dem Punkt, ab welchem erstmals Radialrisse auftreten und ein deutlicher Steifigkeitsabfall erkennbar wird. Nach Abschluss der Rissbildung und somit vollständigem Übergang in Zustand II verlaufen die Kurven erneut nahezu mit konstanter Steigung, bis bei einer Last von etwa

70 % die innere Schubrissbildung einsetzt. Dies bewirkt plastische Verformungen, welche zu einer Reduktion der Steifigkeit und damit zu einem Abflachen des Kurvenverlaufs führen. Durch genauere Auswertungen der Versuchskurven, insbesondere der Entwicklung der Plattendicke über die Versuchsdauer, konnte dieses Verhalten bestätigt werden. Nach Erreichen der Höchstlast stellt sich das Verhalten in Abhängigkeit des Fasergehaltes mehr oder weniger duktil ein, was sich an dem unterschiedlich steil verlaufenden, abfallenden Ast äußert. [41]

Ein Vergleich der Versuchskurven mit variierendem Fasergehalt in Abbildung 3.20 (Betonmischungen M0, M2 und M3) zeigt, dass mit zunehmendem Fasergehalt der Versagensmodus von einem sehr spröden und schlagartigen Versagen (M0 – schwarze Kurven) in ein duktileres Durchstanzversagen mit einer deutlichen Resttragfähigkeit im Nachbruchbereich übergeht. Während bei den Versuchen mit 0,5 Vol.-% Stahlfasergehalt (M1, M2 – orange, blaue Kurve) nach Überschreiten der Höchstlast zunächst ein spröder Lastabfall um 100 kN bis 200 kN auftritt, bevor die Aktivierung der Stahlfasern ein duktileres Nachbruchverhalten bewirkt, ist ein derartiger Kurvenverlauf bei Fasergehalten von 1,0 Vol.-% (M3 – graue Kurve) nicht mehr erkennbar. Bei beiden Versuchskörpern der Mischung M3 (graue Kurve) mit einem Stahlfasergehalt von 1,0 Vol.-% sind die eingebrachten Stahlfasern in der Lage, die bei Eintreten der Schubrissbildung freiwerdenden Zugkräfte nahezu ohne Lastabfall vollständig aufzunehmen und im weiteren Verlauf die erzielbare Traglast geringfügig zu steigern. Aufgrund der Schubrissbildung und der mit weiterer Belastung zunehmenden, resultierenden Rissöffnung ergeben sich deutliche plastische Verformungen, was sich in Plattendurchbiegungen von etwa 14 mm bis 20 mm bei Höchstlast äußert.

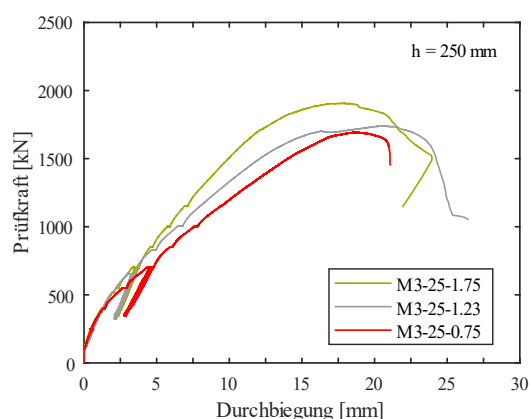


Abbildung 3.21: Kraft-Durchbiegungskurven bei Variation des Längsbewehrungsgrades

Abbildung 3.21 zeigt die Prüfkraft-Durchbiegungs-Kurven zur Bewertung des Einflusses eines variierenden Längsbewehrungsgrades auf die Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Flachdecken. Normativ wird der ansetzbare Längsbewehrungsgrad in DIN EN 1992-1-1 + NA(D) [37], [38] derzeit auf 2,0 % begrenzt, um Bewehrungskonzentrationen im Bereich des Stanzkegels sowie die Sprödigkeit des Versagens zu begrenzen [53]. Durch die Wahl eines Längsbewehrungsgrades von 1,75 %, 1,23 % und 0,75 % kann der wesentliche, baupraktisch relevante Bereich mit den gewählten Längsbewehrungsgraden beschrieben und bewertet werden. Auch dieses Diagramm zeigt, dass die Kurvenverläufe zu Versuchsbeginn alle nahezu identisch mit konstanter Steigung verlaufen. Mit Eintreten der Rissbildung und Übergang in Zustand II fällt die Steifigkeit ab, wobei nun der Einfluss des Längsbewehrungsgrades erkennbar wird. Mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad nimmt die Steigung der Versuchskurve und somit die Steifigkeit im gerissenen Zustand II deutlich zu. Der weitere qualitative Verlauf der Versuchskurven bleibt vom Längsbewehrungsgrad unbeeinflusst und verhält sich analog der

vorhergehenden Beschreibung. Unter Berücksichtigung des bereits im Betontraganteil $V_{Rd,c}$ empirisch berücksichtigten Einflusses des Längsbewehrungsgrades ρ_l kann kein weiterer derartiger Einfluss auf den reinen Stahlfasertraganteil beobachtet werden. Der Fasertraganteil scheint sich daher unabhängig vom gewählten Längsbewehrungsgrad einzustellen.

Alle vier Versuchskörper der Mischung M3 mit 1,0 Vol.-% Stahlfasergehalt zeigen ein sehr duktiles Versagensbild mit einem nahezu horizontalen Plateau im Nachbruchbereich. Um sicherzustellen, dass dieses duktile Verhalten tatsächlich der Stahlfaserzugabe und nicht einem bevorstehenden Biegeversagen geschuldet ist, eignet sich neben einem Vergleich der zur rechnerischen Biegetragfähigkeit gehörenden Prüflast mit den Versuchslasten in Tabelle 3.4 insbesondere eine Auswertung der maximalen Betonstahldehnungen im Bereich des Stützenabschnittes, welche Abbildung 3.22 zeigt.

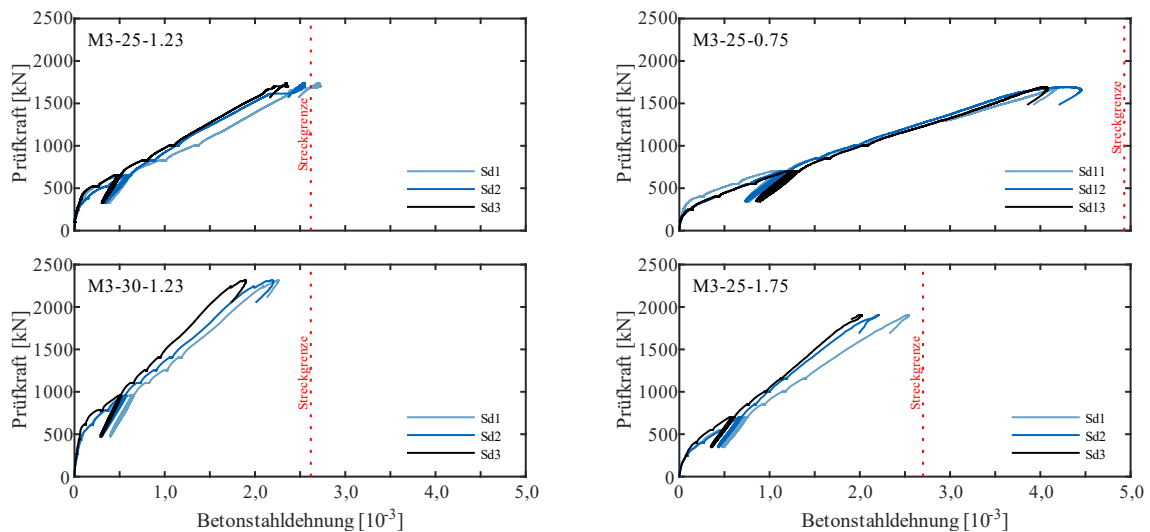


Abbildung 3.22: Vergleich ausgewählter Betonstahldehnungen der Versuchskörper M3-25-1.23, M3-25-0.75, M3-30-1.23, M3-25-1.75

Bei Höchstlast erreicht die Dehnungsmessstelle Sd1 (vgl. Abbildung 3.15) in Plattenmitte bei Versuchskörper M3-25-1.23 gerade die Streckgrenze, während diese bei den Versuchskörpern M3-30-1.23 und M3-25-1.75 noch deutlich davon entfernt ist. Auch bei Versuchskörper M3-25-0.75 erreichen die Stahldehnungen die Streckgrenze nicht, jedoch ist zu berücksichtigen, dass hier für die obere Bewehrungslage hochfeste Spannstäbe mit einer Streckgrenze knapp unter 5,0 ‰ Verwendung fanden. Die Stahldehnungen befinden sich bei diesem Versuchskörper aus diesem Grund in einem Bereich, wo bei normalen Betonstabstählen der Güte B500 bereits ein Fließen eingetreten wäre. Aus den Betonstahldehnungen Sd2 und Sd3 am Stützenanschnitt bzw. neben der Stütze (vgl. Abbildung 3.15) zeigt sich, dass auch an diesen Stellen die Streckgrenze bei allen vier Versuchskörpern nicht erreicht wird. Bei einer derartigen Betrachtung ist zu berücksichtigen, dass ein Dehnungsmessstreifen nur lokal Dehnungen erfassen kann und somit nicht zwingend das Gesamtbild des Bewehrungsstabes abbildet. Aufgrund der Anzahl angeordneter DMS wird dennoch davon ausgegangen, dass ein Fließen der Bewehrung wenn überhaupt in einem lokal sehr begrenzten Bereich über der Stütze vorliegt. Aus diesem Grund ist davon auszugehen, dass die vorliegende Biegebeanspruchung noch unterhalb der maximalen Biegetragfähigkeit des Querschnitts liegt. Diese Erkenntnis konnte durch Auswertung weiterer Dehnungsmessstellen an der Biegezugbewehrung bestätigt werden. [41]

Eine Betrachtung der Neigung der verschiedenen Bereiche des Last-Verformungsverlaufs vor und nach der Biegerissbildung liefert die Erkenntnis, dass die resultierenden Steifigkeiten durch eine Zugabe von Stahlfasern nicht nennenswert beeinflusst werden. Der Zeitpunkt des Eintretens der Biegerissbildung und somit der Übergang in Zustand II tritt bei allen Versuchskörpern einer Plattendicke bei betragsmäßig ähnlichen Lasten ein, weshalb unter Berücksichtigung schwankender Betonfestigkeitswerte kein Einfluss des Fasertyps und des Fasergehalts erkennbar ist. Erklären lässt sich diese Tatsache dadurch, dass alle Versuchskörper ähnliche Betonfestigkeiten aufweisen und durch eine Stahlfaserzugabe nur einen untergeordneten Einfluss auf die Matrixzugfestigkeit besteht (vgl. Abschnitt 2.2.3) [11]. Zusammenfassend lässt sich die Schlussfolgerung ziehen, dass eine Steigerung des Stahlfasergehaltes lediglich zu einer Fortführung der Last-Verformungskurve bei nahezu konstanten Steifigkeiten führte. Die Verbesserung der Durchstanztragfähigkeit durch eine Stahlfaserzugabe geht hierdurch direkt mit einer Zunahme der Plattendurchbiegung einher.

3.7.3 Rissbildung und Rissentwicklung

Abbildung 3.23 zeigt Skizzen des sich einstellenden Rissbildes der Plattenoberseite nach Abschluss der Versuche für verschiedene Stahlfasergehalte. Die Risskizzen wurden durch das Ergebnis der Auswertung einer fotooptischen Messung der Plattenoberseite zum Zeitpunkt der Höchstlast ergänzt. Die Entwicklung des Rissbildes auf der Plattenoberseite während der Versuchsdurchführung zeigte ein für Innenstützen typisches Muster. Mit Erreichen einer Last von etwa 200 kN setzte die Bildung von Biegerissen in Form von Radialrissen ein, woraus bei weiterer Laststeigerung das für Durchstanzversuche an Innenstützen typische sternförmige Rissbild resultiert. Im weiteren Belastungsverlauf entstanden ab etwa 70 % zusätzlich tangentielle Risse um die Stütze, die gemeinsam mit den zuvor entstandenen radialen Rissen zu einem feingliedrigen, verschachtelten Rissnetz führen. Bei den beiden Referenzversuchskörpern zeigt sich dieses Rissnetz sehr großmaschig mit markanten Rissen und vergleichsweise großen Rissöffnungsweiten. Mit zunehmendem Fasergehalt wird dieses Rissbild immer feingliedriger bzw. feinmaschiger, wodurch letztendlich auch stark reduzierte Rissbreiten auf der Plattenoberseite einhergehen.

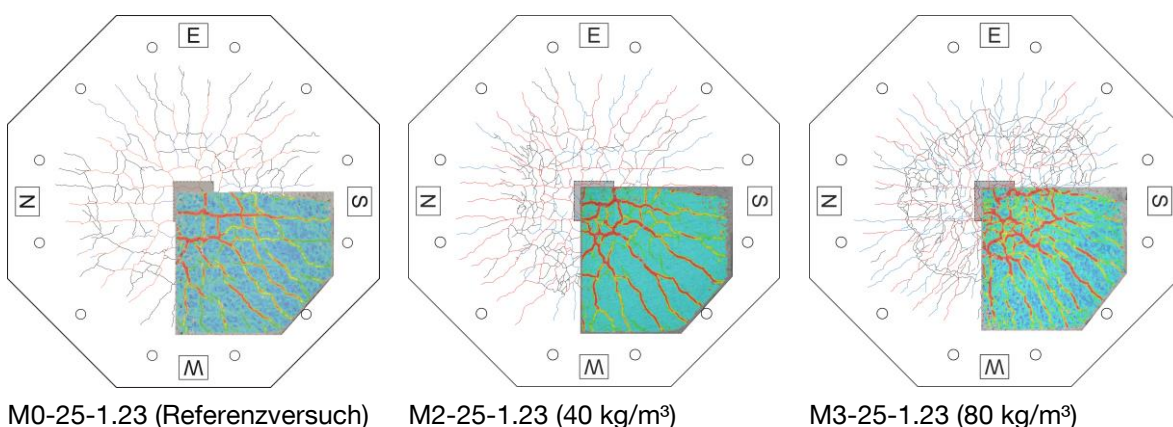


Abbildung 3.23: Entwicklung des Rissbildes der Plattenoberseite mit zunehmendem Stahlfasergehalt nach Versuchsabschluss (Risskizze, ergänzt durch optisches Messverfahren)

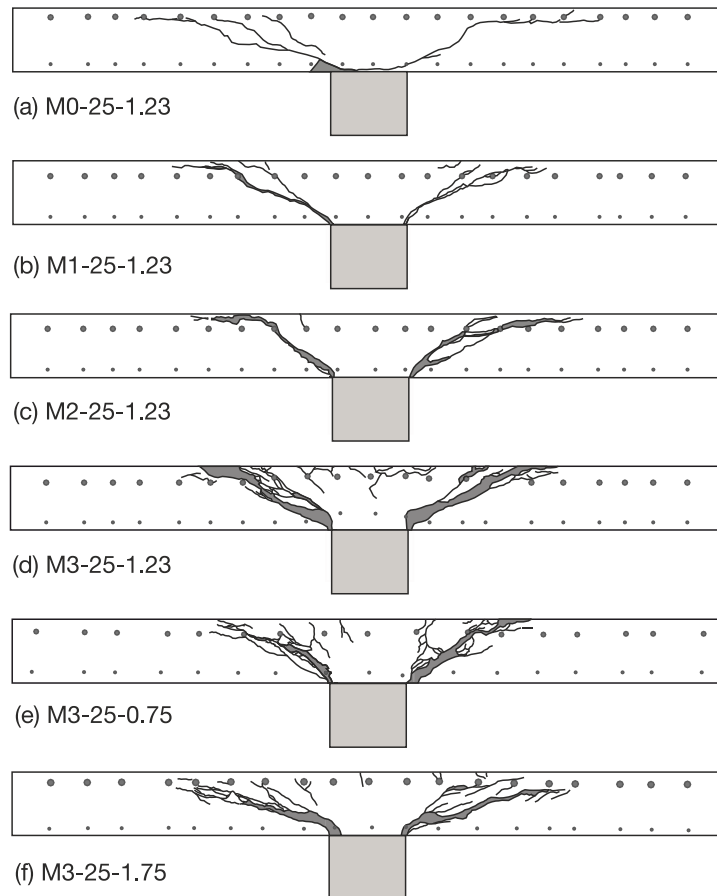


Abbildung 3.24: Rissbildauswertung der Sägeschnitte der Versuchskörper mit $h = 25$ cm (nach [41], [42])

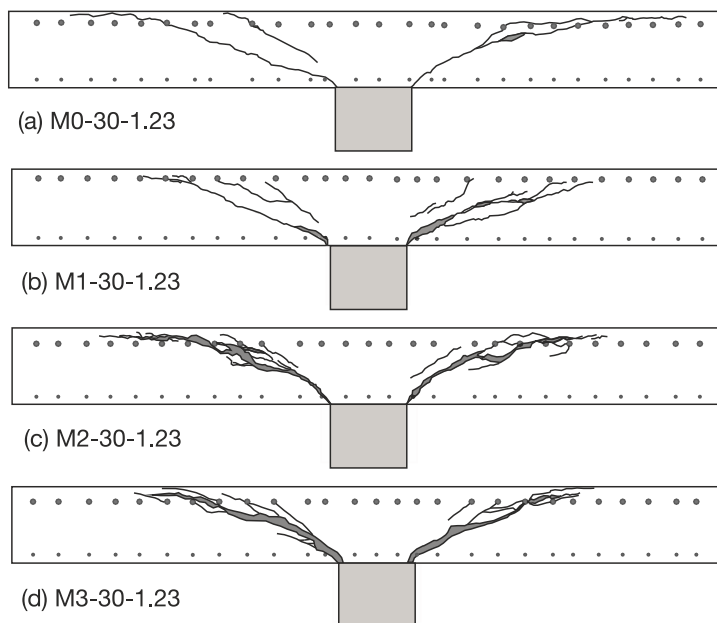


Abbildung 3.25: Rissbildauswertung der Sägeschnitte der Versuchskörper mit $h = 30$ cm (nach [41], [42])

Nach Versuchsabschluss wurde jeder Versuchskörper durch zwei vertikale Sägeschnitte entlang des Stützenanschnittes in vier Einzelstücke zerteilt, sodass die innere Schubrissbildung erkennbar wurde und dokumentiert werden konnte. Abbildung 3.24 zeigt die dokumentierten Rissbilder der Sägeschnitte der Versuchskörper mit 25 cm Plattendicke, während Abbildung 3.25 die inneren Rissverläufe der

Versuchskörper mit 30 cm Plattendicke zeigt. Fotoaufnahmen der zersägten Versuchskörper können Anhang B entnommen werden.

Beide Abbildungen verdeutlichen, dass eine Stahlfaserzugabe neben der Rissneigung vor allem die Rissbreite beeinflusst. Um eine zutreffende Bewertung dieses Effektes vorzunehmen, bietet sich insbesondere Versuchsserie 1 an, da hierbei ein konstanter Längsbewehrungsgrad verwendet wurde und somit jegliche Einflüsse der Längsbewehrung ausgeschlossen werden können. Zur Bestimmung der Schubrissneigung wurde der Winkel der Verbindungslinie zwischen der Risswurzel in der Biegedruckzone und dem Schnittpunkt des Schubrisses mit der oberen Bewehrungslage gegenüber der Horizontalen gemessen. Während die Schubrisse der Referenzversuchskörper eine vergleichsweise flache Neigung von etwa 20° aufweisen, kann bei den Körpern mit 80 kg/m^3 Stahlfasergehalt und identischem Längsbewehrungsgrad (M3-25-1.23, M3-30-1.23) eine Neigung von etwa 25° bis 30° festgestellt werden. Mit zunehmendem Fasergehalt zeigt sich daher die schwache Tendenz einer geringfügig zunehmenden Rissneigung.

Der vergleichsweise feine, den Durchstanzkegel begrenzende Riss im Trennschnitt der faserfreien Referenzversuchskörper M0-25-1.23 und M0-30-1.23 geht mit zunehmendem Fasergehalt mehr und mehr in ein fein gegliedertes Rissband mit Mehrfachrissbildung über, wodurch die absoluten, resultierenden Rissbreiten zunehmen. Das Vorhandensein der Stahlfasern im Beton ermöglicht die gegenüberliegenden Rissufer miteinander zu vernähen, wodurch auch im Riss nach Rissentstehung weiterhin eine Übertragung von Zugkräften ermöglicht wird. Die im Versagensfall einsetzende Rissbildung führt durch die Faserbewehrung nicht unmittelbar zum Versagen des Versuchskörpers. Bei weiterer Belastung können die Fasern die freiwerdenden Zugkräfte aufnehmen und die Rissbreiten nehmen aufgrund der geringeren Steifigkeit der Fasern zu. Bei weiterer Laststeigerung nimmt daher die Rissbreite zu, bis letztendlich ein Faserbruch oder Faserauszug eintritt. Ein Vergleich der Trennschnitte mit verschiedenen Fasertypen bei gleichem Fasergehalt (M1 und M2) lässt hingegen nur eine geringe Zunahme der absoluten Rissbreite des Schubrisses bei den Versuchen mit der hochfesten Faser Dramix 5D (M2) erkennen, was nicht zwingend im Einfluss des geänderten Stahlfasertyps begründet sein muss. Zudem ist zu berücksichtigen, dass der Versuch M3-25-1.23 sehr weit in den Nachbruchbereich belastet wurde, was zu deutlich größeren resultierenden Rissbreiten und Schädigungen führte. [41]

Zur Veranschaulichung der Faserwirkung im Riss, eignet sich eine Auswertung der zeitlichen Entwicklung der Plattendicke infolge der inneren Schubrissbildung. Wie bereits in Abschnitt 3.5 erläutert, wurden je Versuchskörper neun durch ein Metallhüllrohr vom Beton entkoppelte und in der oberen Betondeckung verankerte Gewindestangen einbetoniert. Treten im Inneren des Versuchskörpers Schubrisse auf, äußert sich dies in einer Zunahme der Plattendicke. Durch messtechnische Erfassung der Relativverschiebung zwischen einbetonierter Gewindestange und der Plattenunterseite kann die Änderung der Plattendicke erfasst werden. Zu beachten ist, dass der Messwert nicht zwingend der Rissbreite eines Einzelrisses entspricht, sondern vielmehr der Summe der über die Plattendicke eingetretenen Rissbreiten. In nahezu allen Versuchen ergaben sich die betragsmäßig größten Änderungen der Plattendicke im Abstand d vom Stützenanschnitt, was in etwa der Mittleren der drei Messstellen einer Richtung entspricht (vgl. Abbildung 3.17). Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird nachfolgend lediglich diese Messstelle betrachtet, alle weiteren Messstellen weisen ein vergleichbares Verhalten auf. Die Verläufe aller Messstellen eines Versuchskörpers können Anhang B entnommen werden. [41]

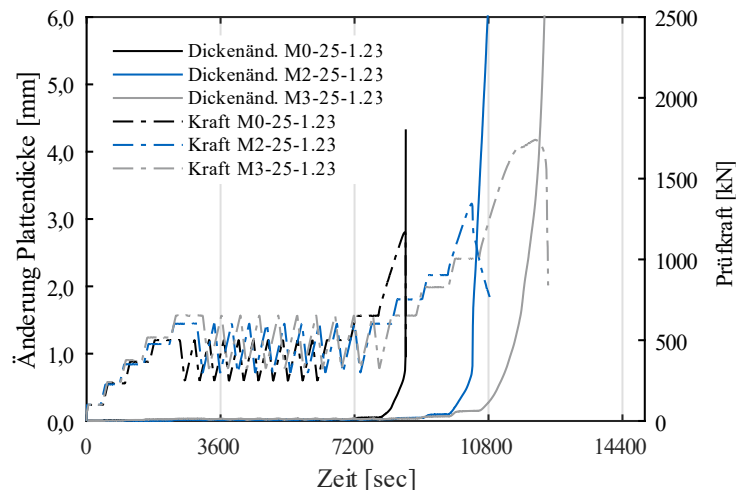


Abbildung 3.26: Vergleich der zeitlichen Änderung der Plattendicke verschiedener Versuchskörper [41]

In Abbildung 3.26 sind die Verläufe der Dickenänderung für die Versuchskörper M0-25-1.23, M2-25-1.23 sowie M3-25-1.23 über die Zeit mittels einer durchgezogenen Linie dargestellt. Zusätzlich wurde das Diagramm durch den jeweils zugehörigen Verlauf der Prüfkraft über die Versuchsdauer anhand einer Strich-Punkt-Linie ergänzt, was eine zeitliche Orientierung im Belastungsverlauf ermöglicht. Alle weiteren Versuchskörper zeigen ein ähnliches Verhalten, weshalb aus Gründen der Übersichtlichkeit auf deren Darstellung an dieser Stelle verzichtet wurde. [41]

Bei einer Last von etwa 75 % der Höchstlast ist eine merkliche Zunahme der Plattendicke in Abbildung 3.25 zu erkennen, was den Beginn der inneren Schubrissbildung gleichzusetzen ist. Bei weiterer Laststeigerung verlaufen die Kurven bis zu einer Änderung der Plattendicke von 0,7 mm bis 0,8 mm nahezu parallel. Bei diesen Rissbreiten ist die Höchstlast nahezu erreicht und der Entfall der reinen Betontragfähigkeit setzt ein. Während dies bei den Referenzversuchskörpern zu einem spröden und schlagartigen Versagen führt, können bei den stahlfaserverstärkten Versuchskörpern die freiwerdenden Kräfte durch die Fasern ganz oder teilweise aufgenommen werden. In den Verläufen der gemessenen Dickenänderung zeigt sich dies in der Gestalt, dass die Dickenänderung der fasernfreien Versuchskörper mit Erreichen dieser Grenze schlagartig zunimmt und nahezu senkrecht ansteigt, woraus das für ein Durchstanzversagen übliche äußerst spröde und ohne Vorankündigung eintretende Versagen resultiert. Bei den faserverstärkten Versuchskörpern hingegen nimmt die Dickenänderung mit der Zeit kontinuierlich zu und die Kurven verlaufen flacher bzw. deutlich geneigt. Dies beschreibt letztendlich auch den Grund für den ausgeprägten Nachbruchbereich der faserverstärkten Versuche, da auch nach Ausfall des Betontraganteils Kräfte übertragen werden können, wodurch die Rissbreite nicht schlagartig zunimmt. [41]

3.7.4 Versagenslast und Versagenscharakteristik

Zur abschließenden Wertung und Einteilung des eingetretenen Versagensmodus der durchgeführten Versuche eignet sich eine gesamtheitliche Betrachtung der in Abschnitt 3.7.1 bis Abschnitt 3.7.3 vorgestellten Ergebnisse unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus den durchgeführten 3-Punkt-Biegezugversuchen aus Abschnitt 3.3.2.

Eine zusammenfassende Betrachtung der Ergebnisse der Auswertung der Betonstahldehnungen, der Risskizzen der Trennschnitte sowie der gemessenen Stützeindringung in den Versuchskörper verdeutlicht, dass das Versagen eines jeden Versuchskörpers als Durchstanzversagen klassifiziert werden kann. Infolge der Stahlfaserzugabe resultiert in Abhängigkeit des Fasergehaltes ein mehr oder weniger duktiles Versagensbild, was der flacher werdende Verlauf der Kraft-Durchbiegungskurven in Abbildung 3.20 verdeutlicht. [41]

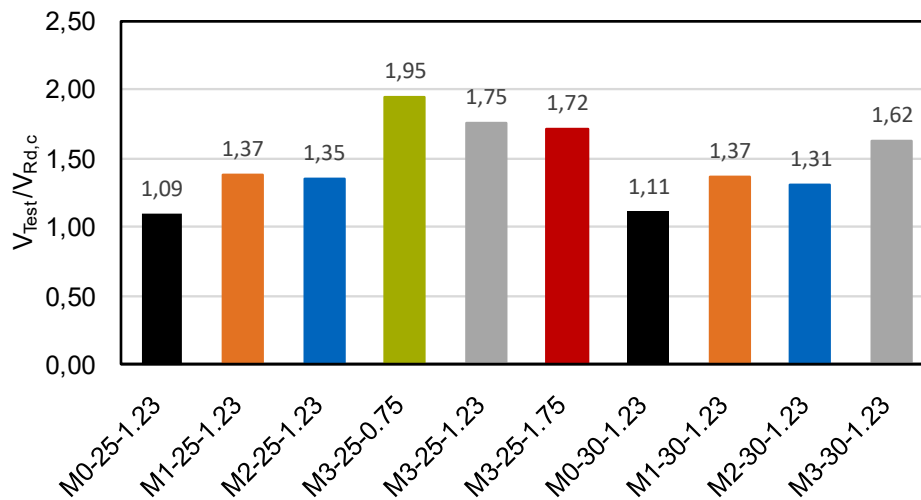


Abbildung 3.27: Vergleich der bezogenen experimentellen Versuchslasten (nach [41])

Zur Bewertung der erzielten Traglaststeigerungen, ist in Abbildung 3.27 eine Gegenüberstellung der experimentell erzielten Höchstlasten aller durchgeführten Versuche abgebildet. Trotz einer einheitlichen Betonrezeptur sind herstellungsbedingte Schwankungen in der Betondruckfestigkeit sowie im Einbau der Bewehrung (mittlere statische Nutzhöhe) unvermeidbar, weshalb für diesen Vergleich die Versuchslasten auf den reinen Betontraganteil $V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot d \cdot u_1$ nach DIN EN 1992-1-1 + NA(D) [37], [38] bezogen werden ($v_{Rd,c}$ vgl. auch Gl. (2) in 5.2.2). Ein Vergleich der Versuche innerhalb der Betonmischungen M1 und M2 zeigt, dass unabhängig vom Fasertyp mit einem Fasergehalt von 0,5 Vol.-% eine Traglaststeigerung von 31 % bis 37 % gegenüber $V_{Rd,c}$ des faserfreien Betonquerschnitts erzielt werden kann. Die Versuche der Mischung M3 erreichten bei einem Stahlfasergehalt von 1,0 Vol.-% sogar Traglaststeigerungen von etwa 65 % bis 75 % gegenüber dem reinen Betontraganteil ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,c}$. Abweichend von dieser Betrachtung verhält sich der Versuchskörper M3-25-0.75 mit einer Traglaststeigerung von ca. 95 %. Die Ursache hierfür könnte in den verwendeten hochfesten Spannstählen liegen, da sich diese bis deutlich größere Dehnungen elastisch verhalten (vgl. Abbildung 3.22), was eventuell zu einer verbesserten Faseraktivierung führt. Die Variation des Stahlfasertyps innerhalb der beiden Mischungen M1 und M2 bei konstantem Stahlfasergehalt zeigt im Rahmen der üblichen herstellungs- und versuchstechnisch bedingten Streuungen keinen nennenswerten Einfluss auf die resultierenden Traglaststeigerungen. [41]

Zur weiteren Quantifizierung des Einflusses des Stahlfasertyps (Dramix 4, Dramix 5) bietet sich eine kombinierte Betrachtung der Änderung der Plattendicke über die Zeit in Verbindung mit den Ergebnissen der 3-Punkt-Biegezugversuche aus Abbildung 3.9 an. Aus Abbildung 3.26 zeigt sich bei Erreichen des ersten deutlichen Lastabfalls bzw. der Höchstlast eine Rissöffnung von etwa 0,6 mm bis 0,8 mm. Die Last-CMOD-Kurven der zugehörigen 3-Punkt-Biegezugversuche in Abbildung 3.9 der beiden Mischungen M1 und M2 weisen in diesem Bereich der Rissöffnung nahezu identische Festigkeitswerte

auf. Selbst unter Berücksichtigung der Tatsache, dass die gemessene Rissöffnung der Summe aller über die Bauteilhöhe eingetretenen Rissbreiten entspricht, kann diese Aussage dennoch bestätigt werden. Erst nach Überschreiten einer Rissöffnung von 1,5 mm weichen die Kurven deutlich voneinander ab, da der Ast des Nachbruchbereichs der Mischung M1 mit der Faser Dramix 4D infolge des Faserauszugs schneller abfällt. Durch die verbesserte Verankerung der Faser Dramix 5D kann die höherfeste Stahlgüte ausgenutzt und die Last im Nachbruchbereich gehalten bzw. geringfügig gesteigert werden. Dieses Verhalten lässt sich auch in den Last-Verformungskurven der entsprechenden Versuche in Abbildung 3.20 erkennen. Während die Versuche der Mischung M1 und M2 im Rahmen herstellungs- und versuchsbedingter Streuungen nahezu identische Höchstlasten erzielten, fallen die Kurven der Versuche M1-25-1.23 und M1-30-1.23 aufgrund des Faserauszugs nach einem zunächst kontinuierlichen konstanten Lastabfall im Nachbruchbereich schlagartig ab und die Körper versagten. Die Körper M2-25-1.23 und M2-30-1.23 hingegen zeigen auch bei großen Verformungen keinerlei schlagartigen Lastabfall. Das Versagen dieser beiden Versuchskörper stellte sich mit einem kontinuierlichen, langsamen Lastabfall ein, da auch bei großen Rissöffnungen kein Faserauszug stattfindet und weiterhin vergleichsweise hohe Zugkräfte über den Riss hinweg übertragen werden können. [41]

3.8 Zusammenfassung der experimentellen Untersuchung

Die gezeigten Auswertungen und Erkenntnisse der zehn durchgeführten Durchstanzversuche an stahlfaserverstärkten Flachdeckenausschnitten unter Variation der Plattendicke, des Stahlfasergehaltes sowie des Stahlfasertyps ermöglichen folgende zusammenfassende Schlussfolgerungen. In Abhängigkeit des Stahlfasergehaltes ist eine Traglaststeigerung von bis zu 70 % gegenüber dem Betontraganteil $V_{Rd,c}$ nach DIN EN 1992-1-1 + NA(D) [37], [38] möglich. Innerhalb der beiden untersuchten Plattendicken kann unter Berücksichtigung versuchs- und herstellungsbedingter Streuungen kein wesentlicher Unterschied in der Traglaststeigerung festgestellt werden. Die Variation des Stahlfasertyps zeigte, dass moderne Hochleistungsfasern vor allem den Nachbruchbereich des Last-Verformungsverhaltens beeinflussen. Während die Versuche mit der Faser Dramix 4D (M1) nach deutlichen Verformungen und kontinuierlichen Lastabfall im Nachbruchbereich dennoch einen schlagartigen Lastabfall zeigten, mussten die Versuche mit der Faser Dramix 5D ohne derartigen Lastabfall aufgrund zu großer Verformungen abgebrochen werden. Dieses Verhalten lässt sich auch in den Ergebnissen der 3-Punkt-Biegezugversuche beobachten, wo die Betone mit der Faser Dramix 5D bei großen Rissöffnungen noch deutlich größere Kräfte übertragen können. Dennoch kann der Versagensmodus bei beiden Fasertypen als sehr duktil bezeichnet werden. In Bezug auf die Höchstlast zeigen beide Fasertypen kaum Unterschiede, was vermutlich an den nahezu gleichen maximalen Nachrisszugfestigkeiten im 3-Punkt-Biegezugversuch begründet ist. Der Beginn der inneren Schubrissbildung stellte sich unabhängig vom Fasergehalt konstant bei etwa 75 % der späteren Höchstlast ein. Während diese bei den faserfreien Versuchskörpern bei einer Rissöffnung von etwa 0,6 bis 0,8 mm schlagartig zunahm und zum Versagen führte, konnten die Fasern die fortschreitende Rissöffnung verzögern und somit ein duktileres Versagen bewirken. Das Rissbild auf der Plattenoberseite wurde durch eine Faserzugabe deutlich feingliedriger und filigraner, was zu sehr feinen Rissen führte. Im Trennschnitt zeigte sich ein Übergang von einem sehr feinen Riss der faserfreien Versuchskörper zu einem deutlich markanteren Rissband der faserverstärkten Versuchskörper. [41]

4 Numerische Untersuchungen zur Durchstanztragfähigkeit

4.1 Allgemeines

Zusätzlich zu den experimentellen Durchstanzuntersuchungen an stahlfaserverstärkten Flachdeckenausschnitten wurden numerische Untersuchungen durchgeführt. Hierzu wurde die nichtlineare Finite-Elemente Softwarelösung ABAQUS UNIFIED FEA in der Version 2017 der Dassault Systems SE verwendet, welche sich bereits mehrfach für Fragestellungen des Massivbaus aufgrund der implementierten Stoffmodelle für Beton als besonders geeignet und zuverlässig erwies. [3], [54], [55] Die nachfolgenden Kapitel sollen die wichtigsten Grundlagen und Ergebnisse der numerischen Untersuchungen darstellen.

4.2 Grundlagen Nichtlinearer Finite Element Berechnungen

Für die Nachrechnung und vertiefte Betrachtung des Verhaltens von Versuchskörpern werden in der heutigen Forschung, meist Programme auf der Basis der Finiten Elemente Methode eingesetzt. Die hierbei zur Anwendung kommenden Programme beruhen in der Regel auf dem Verschiebungsverfahren, welches häufig auch als Weggrößenverfahren bezeichnet wird. Der wesentliche Vorteil dieses Verfahrens gegenüber dem bei Handrechnungen gebräuchlichen Kraftgrößenverfahren besteht darin, dass als Unbekannte Verformungsgrößen, sprich Verschiebungen und Verdrehungen anstelle von Kraftgrößen definiert werden, welche für numerische Berechnungen eine deutlich übersichtlichere und schematischere Umsetzung erlauben. [56]

Grundsätzlich erfordert eine mathematische Beschreibung von Tragwerken und Strukturen die Lösung partieller Differentialgleichungen höherer Ordnung, welche nur in den wenigsten Fällen analytische Lösungen besitzen. Das Grundprinzip der Finiten Elemente Methode besteht daher darin, ein kontinuierliches mechanisches Problem durch eine endliche Zahl von Einzelparametern zu beschreiben, für welche das mechanische Verhalten durch Näherungsansätze (Formfunktionen) beschrieben werden kann. Die Summe der Lösungen der Einzelparameter ergibt dann eine Näherungslösung für das gesuchte kontinuierliche Problem. Es wird hierdurch ein Randwertproblem des realen Tragwerks auf die einzelnen Finiten Elemente mit ihren Ansatzräumen projiziert. Dieses Verfahren wird häufig auch als „Weak Form of Equilibrium“ bezeichnet, da das Gleichgewicht nicht an jeder Stelle im Raum erfüllt werden muss, sondern nur in den betrachteten Punkten. Die Definition und Beschreibung der Kontinuumseigenschaften eines Finiten Elements erfolgt dabei an diskreten Knotenpunkten. Gleichzeitig dienen diese auch als Verbindung für die einzelnen Finiten Elemente. In den Knotenpunkten werden alle Weggrößen als Freiheitsgrade definiert und die Lastwerte zusammengefasst. Alle kinematischen Verträglichkeitsbedingungen sowie die statischen Gleichgewichtsbedingungen sind dauerhaft in den Knotenpunkten zu gewährleisten. Die Anzahl der vorhandenen Freiheitsgrade je Knotenpunkt hängt im Wesentlichen von der zu berechnenden Struktur und damit von der Problemstellung ab. Im Falle von räumlichen Volumenelementen existieren je Knoten 3 Verschiebungs- und 3 Verdrehungsfreiheits-

grade. Zwischen den Knoten, also innerhalb eines Elements, wird das Verschiebungs- beziehungsweise Verdrehungsfeld durch eine Linearkombination von Formfunktionen angenähert, wobei sich je eine Formfunktion auf einen Knoten bezieht. Das je Knotenpunkt zu lösende Gleichungssystem ergibt sich schließlich aus der Multiplikation der Freiheitsgrade mit der Anzahl der Knotenpunkte. Die Art der gewählten Formfunktion beeinflusst hierbei erheblich die Qualität der Berechnung sowie den Rechenaufwand. [56]

Für jede Struktur kann der Verformungs- beziehungsweise Kräftezustand mit Hilfe der inneren und äußeren Weg- und Kraftgrößen beschrieben werden. Diese Zustandsgrößen stehen wiederum über drei Gleichgewichtsbeziehungen im Zusammenhang. Die kinematischen Beziehungen bringen die Dehnungen und Verschiebungen ins Verhältnis. Die Beziehung zwischen inneren und äußeren Kraftgrößen, also zwischen angreifenden Kräften und inneren Spannungen werden durch die Gleichgewichtsbeziehungen beschrieben. Die Verknüpfung der Spannungen mit den Dehnungen erfolgt letztendlich über so genannte Material- oder Stoffmodelle. Insbesondere bei physikalisch nichtlinearen Berechnungen, wie sie für die in diesem Projekt behandelten Problemstellungen von Bedeutung sind, spielt das gewählte Materialmodell eine bedeutende Rolle und hat einen erheblichen Einfluss auf die Qualität der Simulation. Hierbei ist zu beachten, dass aufgrund des komplexen Verhaltens der Baustoffe, ein Materialmodell grundsätzlich mit Vereinfachungen verbunden ist, weshalb im Einzelfall beurteilt werden sollte, welches Materialmodell, welche Problemstellung am zutreffendsten abbilden kann. Die Ermittlung der für das jeweilige Modell erforderlichen Stoffparameter ist meist nur über experimentelle Versuche möglich, wobei diese in der Regel Zug- und Druckversuche umfassen, die Auskunft über das einaxiale Verhalten des verwendeten Materials liefern. Zur exakten Beschreibung des mechanischen Verhaltens werden für Stoffmodelle jedoch meist zudem die mehraxialen Materialeigenschaften benötigt, welche aufgrund der aufwändigen und schwierigen Versuchsdurchführung kaum versuchstechnisch erfasst werden können. Aus diesem Grund erfolgt häufig eine Umrechnung anhand von an Versuchen kalibrierten empirischen Formeln. [56] [57]

4.3 Berechnungsmethode

Alle nachfolgenden Berechnungen werden mit dem Solver ABAQUS-Standard [58] durchgeführt, weshalb an dieser Stelle kurz Hintergründe hierzu genannt werden. Die Lösung von Randwertproblemen geschieht bei diesem Solver anhand eines impliziten Lösungsalgorithmus nach dem klassischen Prädiktor-Korrektor-Verfahren. Hierzu wird zunächst die globale Steifigkeitsmatrix K des gesamten Systems gebildet und im Anschluss die Systemantwort auf eine äußere Last bestimmt. Eine Gleichgewichtsbetrachtung zwischen den resultierenden äußeren und inneren Kräften liefert ein Residuum, dessen Abweichung von einem Sollwert anhand eines Konvergenzkriteriums bewertet wird. Durch einen iterativen Prozess wird dieses Residuum bei nichtlinearen Berechnungen minimiert, bis mit der gewünschten Genauigkeit das Konvergenzkriterium erfüllt ist.

Die Bewegungsgleichung eines Systems lässt sich allgemein wie folgt beschreiben:

$$M \cdot \ddot{u}(t) + C \cdot \dot{u}(t) + K \cdot u(t) = p(t). \quad (4.1)$$

K beschreibt hierbei die Steifigkeitsmatrix des Systems, M die Massenmatrix und C die Dämpfungsmatrix. u erfasst den Verformungsvektor und anhand p geht der Vektor der äußeren Knotenkräfte in die Berechnung mit ein. Werden ausschließlich statisch beanspruchte Systeme betrachtet, so reduziert sich Gleichung (1) zu:

$$K \cdot u(t) = p(t). \quad (4.2)$$

Abbildung 4.1 zeigt den prinzipiellen Ablauf des zuvor beschriebenen impliziten Berechnungsverfahrens. Ausgehend von einem bekannten Gleichgewichtszustand (u_0) wird eine geschätzte Last P in Lastinkremente ΔP aufgeteilt und inkrementweise auf das System aufgebracht. Aus diesem Schritt resultiert ein neues Lastniveau P , welches zu einem unbekanntem Nachbarzustand gehört. Für diesen Nachbarzustand wird nun anhand eines Vergleichs der inneren Kräfte und der an den Knoten angreifenden äußeren Kräfte das Gleichgewicht überprüft und solange iteriert, bis das Residuum der beiden Kraftanteile innerhalb der vorgegebenen Toleranzschranke liegt. Wird innerhalb eines Lastinkrements keine Konvergenz erreicht, verkleinert ABAQUS automatisch das Lastinkrement. Wird jedoch innerhalb einer definierten Anzahl von zulässigen Iterationen kein Gleichgewicht erzielt, führt dies zu einem Abbrechen der Berechnung. [59]

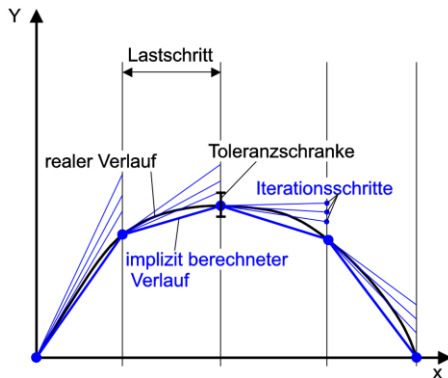


Abbildung 4.1: Ablauf einer impliziten Berechnung mit Iterationsverlauf für die einzelnen Lastschritte [59]

Dieses Vorgehen kann unter Umständen einen großen Rechenaufwand in Verbindung mit langen Rechenzeiten hervorrufen, da bei jedem Iterationsschritt die Steifigkeitsmatrix und das Gleichungssystem neu aufgestellt werden müssen. Insbesondere bei starker Nichtlinearität der Problemstellung reagiert dieses Verfahren häufig sehr sensibel. Vorteil dieses Verfahrens ist, dass keine künstlichen Energieanteile oder Beschleunigungen in das System eingebracht werden, welche das Tragverhalten beeinflussen könnten. Derartige Anteile bereiten häufig Schwierigkeiten bei einer zutreffenden Deutung der Ergebnisse. Wird im Verlauf der Last-Verformungskurve ein Hochpunkt überschritten und es ist ein Lastabfall im Nachbruchbereich erkennbar, kann davon ausgegangen werden, dass dieser Wert tatsächlich der numerischen Traglast entspricht. Weitere Interpretationen sind daher meist nicht notwendig. [59]

4.4 Materialmodellierung von Beton und Betonstahl

4.4.1 Allgemeines

Die Aufgabe eines Materialmodells besteht darin, die Beziehung zwischen Spannungen und Dehnungen eines Materials zu beschreiben.

$$\delta\sigma_{ij} = [\mathbf{E}] \cdot \delta\varepsilon_{ij} \quad (4.3)$$

mit:

- $\delta\sigma_{ij}$ inkrementelle Spannungsänderung
- $[\mathbf{E}]$ Stoffmodell
- $\delta\varepsilon_{ij}$ inkrementelle Dehnungsänderung

Aufgrund des komplexen Verhaltens von Baustoffen sind Stoffmodelle immer mit Vereinfachungen verbunden, weshalb auch der häufig verwendete Begriff „Materialgesetz“ etwas irreführend ist. Häufig zeigen Materialien im Anfangsbereich bis zum Erreichen der sogenannten Fließgrenze ein elastisches Verhalten. Dies bedeutet, dass alle Verformungen und Verzerrungen des Materials bei einer Entlastung vollständig in ihren Ausgangszustand zurückkehren und keine irreversiblen Verformungen verbleiben. Wird diese, meist als Fließspannung bezeichnete Grenze überschritten, treten plastische Verformungen auf, die auch bei einer vollständigen Entlastung erhalten bleiben. Bei metallischen Baustoffen handelt es sich bei diesem Verhalten um ein Fließen des Stahls, während dieses Verhalten bei Beton mit der Rissbildung korreliert. Materialmodelle, die dieses Verhalten beschreiben können, werden als „Materialmodelle der Plastizitätstheorie“ bezeichnet. Diese Materialmodelle stellen die Grundlage einer physikalisch nichtlinearen Berechnung dar. [57]

Die Grundbestandteile eines jeden Materialmodells werden durch eine so genannte Fließbedingung sowie deren zugehörige Fließregel gebildet. Materialmodelle der Plastizitätstheorie besitzen zusätzlich noch ein Verfestigungsgesetz („hardening rule“), anhand dessen eine Ver- beziehungsweise Entfestigung des Materials erfasst werden kann.

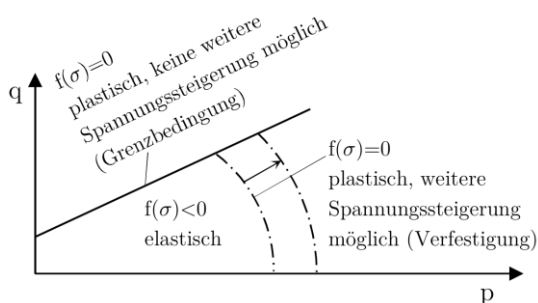


Abbildung 4.2 Fließbedingung in der p-q-Ebene

Die Fließbedingung, häufig auch als Fließfläche bezeichnet, stellt ein Grenzkriterium innerhalb des Spannungsraums dar, innerhalb dessen ausschließlich elastische Verformungen auftreten können (vgl. $f(\sigma) < 0$ in Abbildung 4.2). Erreicht ein Spannungszustand diese Fließfläche und das Materialelement

erfährt weitere Verzerrungen, so können Spannungsänderungen nur auf der Fließfläche beziehungsweise derart entstehen, dass sie wieder in den von ihr umschlossenen Bereich gelangen (vgl. $f(\sigma) = 0$ in Abbildung 4.2). Eine Spannungsänderung auf der Fließfläche kann jedoch eine Veränderung der Fließfläche bewirken, wodurch eine Ver- beziehungsweise Entfestigung abgebildet werden kann. Diesen Zusammenhang zeigt zusammenfassend Abbildung 4.2 in einem p-q-Diagramm.

Für kohäsive Materialien, wie beispielsweise Beton, ergibt sich die Fließbedingung in allgemeiner Form zu Gleichung (4.4) [60]:

$$F(\sigma) = c \tag{4.4}$$

mit:

$F(\sigma)$ Skalare Funktion der Spannungskomponenten

c Kohäsion

Dabei entspricht F einer skalaren Funktion der Invarianten des Spannungstensors und des Spannungstensors und c der Kohäsion des Materials. Aufgrund der Formulierung mit Invarianten wird eine Unabhängigkeit vom verwendeten Koordinatensystem ermöglicht. Eine derartige Formulierung mit Invarianten bietet daher Vorteile für die weitere Berechnung und numerische Implementierung.

Zur Beschreibung des Materialverhaltens außerhalb des zuvor beschriebenen elastischen Bereichs dient die Fließregel. Diese beschreibt die Richtung des plastischen Verzerrungsvektors bei einer inkrementellen Änderung des Spannungsvektors. Der Ursprung des plastischen Verzerrungsvektors liegt immer auf der Fließfläche. Entsprechend der Stellung des Vektors der plastischen Verzerrungen zur Fließfläche wird zwischen einer assoziierten und einer nicht-assozierten Fließregel unterschieden, wobei bei einem assoziierten Fließen im Gegensatz zum nicht-assozierten Fließen der Verzerrungsvektor senkrecht zur Fließfläche verläuft.

Das Verfestigungsgesetz ermöglicht bei Materialmodellen der Plastizitätstheorie noch die Änderung der Fließfläche nach dem Überschreiten des elastischen Bereichs. Sie definiert somit, wie sich eine Fließbedingung infolge plastischer Verzerrungen verändert.

4.4.2 Concrete Damaged Plasticity-Modell

Zur Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens von Beton bietet ABAQUS grundsätzlich drei verschiedene Materialmodelle. Diese besitzen ihrerseits Vor- und Nachteile, weshalb im Einzelfall entschieden werden muss, welches Modell das Materialverhalten für die vorliegende Fragestellung am besten abbilden kann.

Die drei implementierten unterschiedlichen Materialmodelle sind:

- Concrete Smearred Cracking

- Concrete Damaged Plasticity

- Cracking Model for Concrete (Brittle Cracking)

Aufgrund sehr guter Ergebnisse zur Abbildung des Materialverhaltens von Stahlbeton und verstärktem Stahlbeton aus vorangegangenen Arbeiten wie beispielsweise an der Ruhr Universität Bochum [3] und der RWTH Aachen [54] [55], wird für die Simulation der Durchstanzversuche das Materialmodell „Concrete Damaged Plasticity“ verwendet. Nachfolgend werden kurz die theoretischen Hintergründe des „Concrete Damaged Plasticity“ Modells dargestellt.

Das „Concrete Damaged Plasticity“-Modell ist ein häufig verwendetes Materialmodell, um das Verhalten von Beton oder anderer quasi-spröder Materialien, wie beispielsweise Fels oder Mörtel, numerisch abzubilden. Das von Lubliner et al. [60] entworfene und von Lee und Fenves [61] weiterentwickelte Materialmodell ist ein auf der klassischen Plastizitätstheorie beruhendes Schädigungsmodell für Beton. Es bietet die Möglichkeit, unbewehrten Beton sowie Stahlbeton und andere spröde Materialien numerisch abzubilden, bei denen die Druckfestigkeit etwa dem 10-fachen ihrer Zugfestigkeit entspricht. Darüber hinaus kann es sowohl für monotone als auch für zyklische oder dynamische Belastungen angewandt werden. Das Materialverhalten wird bei diesem Modell bis zum Erreichen der Fließspannung isotrop und linear-elastisch abgebildet, was eine ausreichend genaue Näherung für Stahlbetonbauteile darstellt. [58]

Grundlage dieses Materialmodells ist die Annahme, dass die beiden Hauptversagensmechanismen bei Beton zum einen in der Rissbildung unter Zugbeanspruchung und zum anderen in einer Mikrorissbildung aus Querkzug bei Druckbeanspruchung liegen. Um dies zu berücksichtigen wird die Entwicklung der Fließfläche durch zwei getrennte Verfestigungsvariablen $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ und $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$, welche mit einem Zug- beziehungsweise Druckversagen verknüpft sind, dargestellt. [58]

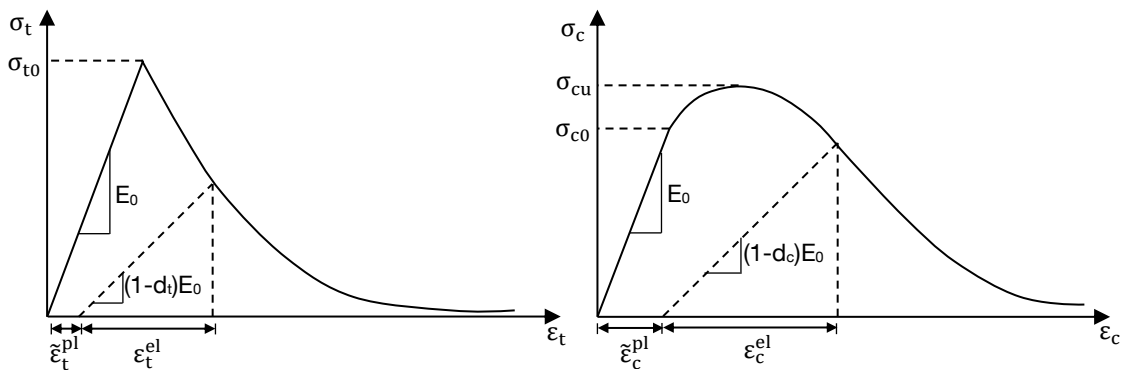


Abbildung 4.3 Spannungs-Dehnungs-Beziehung für einachsiale Zug- (links) und Druckbeanspruchung (rechts) [58]

In Abbildung 4.3 sind die dem „Concrete Damaged Plasticity“-Modell zugrunde liegenden Spannungs-Dehnungsbeziehungen getrennt für eine Zug- und Druckbeanspruchung abgebildet. Das linke Diagramm zeigt den Spannungs-Dehnungsverlauf bei einachsialer Zugbeanspruchung. Es ist klar zu erkennen, dass nach Erreichen der Zugfestigkeit σ_{t0} unmittelbar eine Entfestigung des Betons eintritt. Diese Entfestigung resultiert aus der Bildung von Mikro-Rissen in der Betonmatrix bei Überschreitung der Zugfestigkeit und führt im weiteren Verlauf zu einer Lokalisierung der Dehnungen. Bei einer einachsialen Druckbeanspruchung (Abbildung 4.3 rechts) zeigt sich, dass nach Überschreiten des linear elastischen Bereichs zunächst eine Nachverfestigung und anschließend erneut eine Entfestigung auftritt. Dieser Verlauf resultiert aus einem Umwandlungsprozess im Betongefüge nach Verlassen des linear-elastischen Bereichs, welcher zu bleibenden plastischen Verformungen führt. Außerdem resultiert aus

der Druckbeanspruchung eine Querdehnung im Beton, welche zu einer Querkzugbeanspruchung und somit wiederum zu einer Rissbildung und Steifigkeitsabnahme führt. [58]

Infolge dieser plastischen Verformungen kommt es, unabhängig von Zug- oder Druckbeanspruchung, zu einer gewissen Schädigung im Betongefüge, welche bei erneuter Belastung beziehungsweise Laststeigerung zu einer verringerten elastischen Steifigkeit führt, was in einem flacher verlaufenden Entbeziehungsweise Wiederbelastungsast resultiert. Wie bereits zuvor erwähnt, besteht ein Materialmodell der Plastizitätstheorie immer aus einer Fließbedingung, einer Fließregel sowie einer Verfestigungshypothese, weshalb im Folgenden diese Komponenten für das vorliegende Modell näher erläutert werden. [58]

Fließbedingung

Die dem Concrete Damaged Plasticity-Modell zu Grunde liegende Fließbedingung stellt sich wie folgt dar:

$$F(\bar{\sigma}, \bar{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} \cdot (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\bar{\varepsilon}^{pl})(\widehat{\sigma}_{\max}) - \gamma(-\widehat{\sigma}_{\max})) - \bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}_c^{pl}) = 0 \quad (4.5)$$

mit:

- α dimensionslose Materialkonstante
- $\beta(\bar{\varepsilon}^{pl})$ dimensionslose Materialkonstante
- γ dimensionslose Materialkonstante
- \bar{p} effektiver hydrostatischer Druck (hydrostatische Richtung)
 $\bar{p} = -\frac{1}{3}(\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2 + \bar{\sigma}_3)$
- \bar{q} äquivalente effektive VON MISES Spannung (deviatorische Richtung)
 $\bar{q} = \sqrt{3J_2} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_2)^2 + (\bar{\sigma}_2 - \bar{\sigma}_3)^2 + (\bar{\sigma}_3 - \bar{\sigma}_1)^2]}$
- $\widehat{\sigma}_{\max}$ maximale effektive Hauptspannung (für Druckspannungen negativ)
- $\bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}_c^{pl})$ effektive Betondruckspannung

α , $\beta(\bar{\varepsilon}^{pl})$ und γ beschreiben hierbei dimensionslose Materialkonstanten, die sich auf folgende Weise bestimmen lassen:

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}$$

mit:

- σ_{b0} zweiachsiale Betondruckfestigkeit
- σ_{c0} einachsiale Betondruckfestigkeit

$$\beta(\bar{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\bar{\varepsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha)$$

mit:

- $\bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}_c^{pl})$ effektive Betondruckspannung

$\bar{\sigma}_t(\bar{\varepsilon}_t^{pl})$ effektive Betonzugspannung
 α dimensionslose Materialkonstante

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1}$$

mit:

K_c Formfaktor der Deviatorebene im Hauptspannungsraum

Der Faktor K_c ist maßgebend für die Beschreibung der Form der Deviatorebene im Hauptspannungsraum und bestimmt sich in Abhängigkeit vom Verhältnis der zweiten Spannungsinvarianten des Zug- und Druckmeridian. Werte für K_c liegen in einem Bereich von 0,5 bis 1,0, wobei die Deviatorebene bei einem Wert von 0,5 die Form eines Dreiecks und bei 1,0 die eines Kreises einnimmt (vgl. Abbildung 4.4) [60]. Die verwendete MACAULAY-Klammer bewirkt, dass die Konstante γ nur dann zur Fließbedingung beiträgt, wenn ein dreiaxialer Spannungszustand vorherrscht, wenn also $\hat{\sigma}_{max}$ negativ wird. Standardmäßig ist in ABAQUS für K_c ein Wert von 2/3 vorgegeben, was zu einem γ von 3,0 führt. Die Deviatorebene nimmt dabei die Form eines ausgebauchten Dreiecks an, was aus der rechten Grafik der Abbildung 4.4 ersichtlich wird.

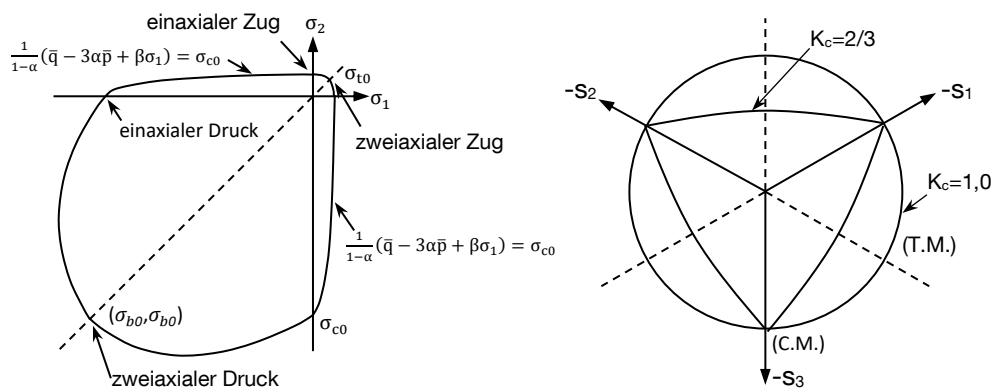


Abbildung 4.4 Form der Fließfläche im Hauptspannungsraum in der biaxialen Spannungsebene (links) und in Abhängigkeit des Formfaktors K_c (rechts) [58]

Abbildung 4.4 (links) zeigt weiterhin die Fließebene in der biaxialen σ_1 - σ_2 -Ebene, wobei zu erkennen ist, dass deren Fläche symmetrisch zur Winkelhalbierenden ist.

Fließregel

Dem Concrete Damaged Plasticity-Modell ist in ABAQUS eine nicht assoziierte Fließregel mit hyperbolischem Ansatz für das plastische Potential g zu Grunde gelegt, welches die Form der Gleichung (4.6) besitzt.

$$g = \sqrt{(\varepsilon\sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \cdot \tan \psi \tag{4.6}$$

mit:

ε Exzentrizitätsparameter
 σ_{t0} einachsiale Betonzugfestigkeit
 ψ Dilatanzwinkel

- \bar{p} effektiver hydrostatischer Druck (hydrostatische Richtung)
- \bar{q} äquivalente effektive VON MISES Spannung (deviatorische Richtung)

Die Verwendung eines hyperbolischen Ansatzes für die Potentialfunktion ermöglicht gegenüber einem linearen Ansatz, dass durch den Exzentrizitätsparameter ε ein weiterer Freiheitsgrad vorliegt und somit eine weitere Anpassungsmöglichkeit dieser Funktion gegeben ist. Insbesondere im Bereich geringer Spannungen ermöglicht dies, den Funktionsverlauf realitätsnaher abzubilden. Mit steigendem hydrostatischem Druck nähert sich die Potentialfunktion asymptotisch einer unter einem Winkel ψ gegenüber der Horizontalen geneigten Geraden an. ψ wird hierbei als Dilatanzwinkel bezeichnet, der als Verhältnis der Volumendehnung zur Scherdehnung definiert wird.

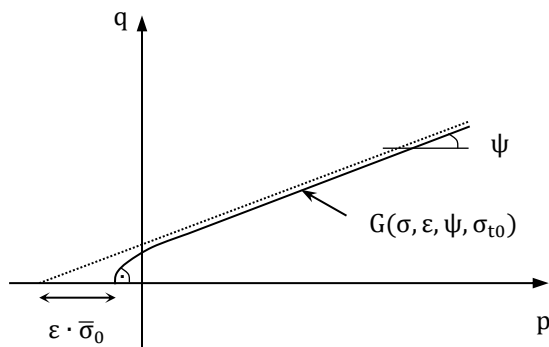


Abbildung 4.5 hyperbolische Potentialfunktion in der p-q-Ebene

Die beschriebenen Parameter ε und ψ sind für eine realitätsnahe Abbildung des Materialverhaltens im Verlauf der eigentlichen numerischen Untersuchungen an Versuchswerten festzulegen und zu kalibrieren.

Verfestigungsgesetz

Eine Veränderung der Größe und Lage der Fließfläche, nachdem ein Spannungszustand diese erreicht hat, resultiert aufgrund so genannter Verfestigungsparameter. In dem in ABAQUS implementierten Concrete Damaged Plasticity-Modell erfolgt dies anhand der äquivalenten plastischen Dehnungen $\bar{\varepsilon}_t^{pl}$ und $\bar{\varepsilon}_c^{pl}$. Die exakte Definition und Zusammenhänge der in ABAQUS zu Grunde gelegten Dehnungen können Abbildung 4.3 entnommen werden. Wird an einem beliebigen Punkt des Entfestigungsastes der Spannungs-Dehnungslinie der Probekörper entlastet, so wird aus Abbildung 4.3 ersichtlich, dass der Entlastungsast deutlich flacher verläuft als der ursprüngliche Erstbelastungsast. Dies bedeutet, dass die elastische Steifigkeit des Materials abgenommen hat beziehungsweise reduziert wurde. Versuchsauswertungen haben dabei ergeben, dass sich der Betrag der Abnahme der elastischen Steifigkeit enorm zwischen Druck- und Zugbeanspruchung unterscheidet, wobei in beiden Fällen die Abnahme der Steifigkeit überproportional zur Zunahme der plastischen Dehnungen erfolgt. Dieser Vorgang wird numerisch anhand der skalaren Schädigungstheorie gelöst. [60] Diese legt zu Grunde, dass die Steifigkeitsreduktion isotrop ist und lediglich durch eine Schädigungsvariable d beschrieben wird, was dem ursprünglichen Entwurf des „Concrete Damaged Plasticity“-Modells nach Lubliner et. al. [60] entspricht. Lee [61] entwickelte diesen Ansatz weiter und definierte die Schädigungsvariable d als eine Kombination der Schädigungsvariablen für Druck d_c sowie für Zug d_t . Dies ermöglicht somit eine getrennte Betrachtung der Druck- und der Zugseite. Die beiden Schädigungsparameter können Werte zwischen 0 (ungeschädigtes Element) und 1,0 (vollkommene Schädigung) annehmen. Eine Schädigung

des Betons nach einem Be- und Entlastungszyklus wird daher durch eine Abminderung des E-Moduls berücksichtigt, was anschaulich mit einer Abnahme der Steifigkeit infolge Rissbildung verglichen werden kann. Ausgehend von dem ungeschädigten Elastizitätsmodul E_0 ergeben sich dann die einaxialen Betonspannungen für Zugbeanspruchung nach Gleichung (4.7). [58]

$$\sigma_t = (1 - d_t) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (4.7)$$

mit:

- σ_t einaxiale Betonzugspannung
- ε_t gesamte Zugdehnung
- d_t Zug-Schädigungsparameter
- $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ äquivalente plastische Zugdehnung
- E_0 E-Modul zum Zeitpunkt $t = 0$ (ungeschädigt)

Für Druckbeanspruchung beschreibt Gleichung (4.8) die einaxialen Betonspannungen.

$$\sigma_t = (1 - d_c) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (4.8)$$

mit:

- σ_c einaxiale Betondruckspannung
- ε_c gesamte Druckstauchung
- d_c Druck-Schädigungsparameter
- $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ äquivalente plastische Druckstauchung
- E_0 E-Modul zum Zeitpunkt $t = 0$ (ungeschädigt)

Die Beschreibung der Fließfläche erfolgt letztendlich durch die Gleichungen (4.9) und (4.10), welche aus einer programminternen Umformung auf effektive Spannungen resultieren.

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{1 - d_t} = E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (4.9)$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{1 - d_c} = E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (4.10)$$

Um eine Berechnung der äquivalenten plastischen Dehnungen $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ und $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ zu ermöglichen, müssen zuerst die jeweiligen äquivalenten Rissdehnungen bestimmt werden. Die Zusammenhänge werden aus Abbildung 4.3 ersichtlich und können entsprechend Gleichung (4.11) und (4.12) mathematisch ausgedrückt werden.

$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (4.11)$$

$$\tilde{\varepsilon}_c^{\text{in}} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{\text{el}} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (4.12)$$

Das Einsetzen dieser beiden Beziehungen in die zuvor genannten Gleichungen und anschließendes Auflösen führt letztendlich zu den Gleichungen (4.13) und (4.14) zur Beschreibung der plastischen Dehnungen $\tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}}$ und $\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}}$.

$$\tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}} = \tilde{\varepsilon}_t^{\text{ck}} - \frac{d_t}{1 - d_t} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (4.13)$$

$$\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}} = \tilde{\varepsilon}_c^{\text{in}} - \frac{d_c}{1 - d_c} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (4.14)$$

4.4.3 Materialmodell Betonstahl

Im Rahmen dieser Arbeit ist eine Modellierung des Materialverhaltens von Stahl für den stabförmigen Bewehrungsstahl erforderlich. Hierfür wird ein elasto-plastisches Fließkriterium nach VON MISES mit isotroper Verfestigung nach Erreichen der Streckgrenze zu Grunde gelegt, was aufgrund der vorwiegend einaxialen Beanspruchung begründet werden kann. Für den Bewehrungsstahl wird der Spannungs-Dehnungsverlauf vereinfacht durch eine bilineare Beziehung nach DIN EN 1992-1-1+ NA(D) [37], [38] idealisiert (vgl. Abbildung 4.6). Wobei die durch Zugversuche an Materialproben ermittelte Fließgrenze bzw. Zugfestigkeit zu Grunde gelegt wird.

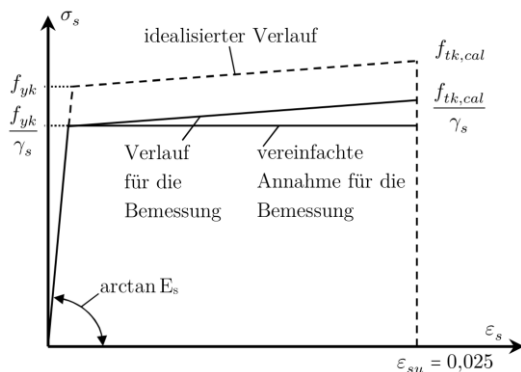


Abbildung 4.6 Bilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung des Betonstahls [nach [37]]

Nach Erreichen der Streckgrenze f_y erfolgt eine isotrope Verfestigung bis hin zur Bruchfestigkeit f_t . Weist ein Stahl keine ausgeprägte Streckgrenze auf, so wird die Festigkeit bei einer Dehnung von 0,2 % als Streckgrenze angenommen.

4.5 Numerische Abbildung von 3-Punkt Biegezugversuchen

4.5.1 Allgemeines

Grundlage einer jeden realitätsnahen numerischen Simulation stellt die Kenntnis des Betontragverhaltens unter einaxialer Druck- und Zugbeanspruchung dar [62]. Während sich das Drucktragverhalten von Stahlfaserbeton kaum von faserfreiem Beton unterscheidet (vgl. Abschnitt 2.2.2), ist wie bereits in Abschnitt 2.2.3 erläutert, bei Stahlfaserbetonbauteilen insbesondere das ausgeprägte Nachrisszugtragverhalten von entscheidender Bedeutung. Eine direkte experimentelle Ermittlung der zentrischen Nachrisszugfestigkeit mittels einaxialer Zugversuche stellt sich versuchstechnisch als sehr schwierig und kostenaufwendig dar, weshalb deren Bestimmung in nationalen und internationalen Regelwerken meist indirekt mittels 3-Punkt- oder 4-Punkt-Biegezugversuchen nach [2] bzw. [17] (vgl. Abschnitt 3.3.2) erfolgt. Die gewünschte Zugspannungs-Rissöffnung-Beziehung muss hierbei im Nachgang an die Versuchsdurchführung indirekt mittels einer „Inversen Analyse“ abgeleitet werden. [63]

Um aus den durchgeführten Biegezugversuchen die Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung möglichst genau und automatisiert ableiten zu können, wurde am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München ein Algorithmus unter Verwendung von B-Splines hergeleitet und in [63] veröffentlicht. Im nachfolgenden Abschnitt sollen die wesentlichen Zusammenhänge dieses Algorithmus näher erläutert werden und der Algorithmus auf die in Abschnitt 3.3.2 beschriebenen Biegezugversuche angewendet werden. Mit Hilfe der gewonnenen Spannungs-CMOD-Verläufe soll abschließend eine numerische Nachrechnung der durchgeführten 3-Punkt-Biegezugversuche erfolgen.

4.5.2 Entwicklung eines B-Splines basierten Algorithmus zur Ableitung der Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung

In der nationalen und internationalen Literatur ist eine Vielzahl von Verfahren zur inversen Bestimmung der Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung dokumentiert, wobei neben polylinearen Ansätzen (z.B. [46], [64]) häufig auch mit wenigen Parametern variierbare, nichtlineare Funktionen (z.B. [65]) zum Einsatz kommen, deren Anwendung häufig mit gewissen Randbedingungen, wie z.B. einem unterkritischen Nachrisszugverhalten, verbunden ist. Um derartige Einschränkungen zu vermeiden, verwendet der hier vorgestellte Ansatz zur Beschreibung der nichtlinearen Zugspannungs-CMOD-Beziehung B-Splines mit beliebigen Polynomgrad unter Variation sogenannter Kontrollpunkte. Als Eingangsgröße dieses Verfahrens ist lediglich die Betondruckfestigkeit, der Elastizitätsmodul des Betons, die Betonstauchung bei Erreichen der Betondruckfestigkeit sowie die aus Biegezugversuchen gewonnene Kraft-Rissöffnungs- bzw. Kraft-Durchbiegungs-Kurve erforderlich. In diesem Abschnitt sollen die mathematischen Grundlagen dieses Verfahrens erläutert werden, um anschließend Zugspannungs-CMOD-Beziehungen möglichst flexibel beschreiben zu können. [63]

Allgemeine Grundlagen zu parametrischen Basisfunktionen

B-Splines stellen in der gängigen CAD-Software das Standardverfahren zur Generierung von beliebigen Freiformkurven dar. Der Anwender legt in der Regel Kontrollpunkte der Kurve fest, anhand derer die Software eine Spline-Kurve aus zusammengesetzten, parametrischen Kurven durch Multiplikation der Kontrollpunkte mit Basisfunktionen generiert.

Für die Definition von n B-Spline Basisfunktionen $S_{i,p}(\xi)$ des Polynomgrades p ist ein Knotenvektor Ξ erforderlich, den Gleichung (4.15) beschreibt. Der Knotenvektor Ξ zerlegt den parametrischen Raum $\xi \in [0,1]$ in $(m - 1)$ Intervalle von $[\xi_l, \xi_{l+1}]$ mit $l = 1, \dots, (m - 1)$, welche meist als Knotenspanne bezeichnet werden [66], [67]. Die Einträge ξ_l des Knotenvektors Ξ beschreiben Knoten, die den Beginn und das Ende eines Knotenspanns definieren, sofern $\xi_l \neq \xi_{l+1}$ gilt [68] [69]. Innerhalb des Knotenvektors müssen die Knoten positive Zahlen beschreiben und in nicht absteigender Reihenfolge geordnet sein. Dies impliziert letztendlich, dass mehrere konsekutive Knoten den gleichen Wert beinhalten können. In der Anwendung von B-Splines ist es üblich, den Parameterraum auf $\xi \in [0,1]$ zu begrenzen.

$$\Xi = [\xi_1 \ \xi_2 \ \xi_3 \ \dots \ \xi_l \ \dots \ \xi_{m-2} \ \xi_{m-1} \ \xi_m]. \quad (4.15)$$

Aufgrund der rekursiven Bildungsvorschrift entsprechend Gleichung (4.16) sind zum Erhalt von n Basisfunktionen des Polynomgrades p anfänglich $(n + p)$ konstante Basisfunktionen nach Gleichung (4.17) notwendig, die in den $(n + p)$ Knotenspannen definiert sind. Die $(n + p)$ Knotenspannen werden durch $m = (n + p + 1)$ Knoten begrenzt („off by one error“).

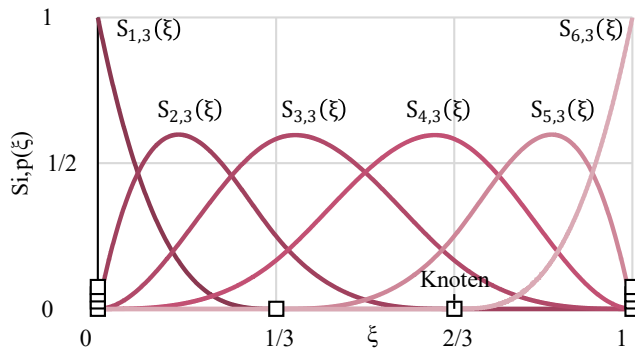


Abbildung 4.7: Darstellung von $n = 6$ B-Splines des Polynomgrades $p = 3$ mit gleichmäßig verteiltem Knotenvektor

Durch eine Linearinterpolation der zwei Basisfunktionen $S_{i,p-1}(\xi)$ und $S_{i+1,p-1}(\xi)$ des Polynomgrades $(p - 1)$ resultiert für $p \geq 1$ die Basisfunktion $S_{i,p}(\xi)$ mit $1 \leq i < (m - p)$. Die Definition der Basisfunktion $S_{i,p}(\xi)$ erfolgt hierdurch in den durch die Knoten ξ_i und ξ_{i+p+1} begrenzten Knotenspannen.

$$S_{i,p}(\xi) = \left[\frac{\xi - \xi_i}{\xi_{i+p} - \xi_i} \right] \cdot S_{i,p-1}(\xi) + \left[\frac{\xi_{i+p+1} - \xi}{\xi_{i+p+1} - \xi_{i+1}} \right] \cdot S_{i+1,p-1}(\xi). \quad (4.16)$$

Für $p = 0$ beschreibt die B-Spline Basisfunktion $S_{i,p}(\xi)$ eine konstante Funktion, welche im Knotenspann $\xi \in [\xi_i, \xi_{i+1}]$ als $S_{i,p}(\xi) = 1$ definiert ist. Außerhalb dieser Grenzen wird die Funktion als $S_{i,p}(\xi) = 0$ festgelegt [70] [71]. Für die B-Spline Basisfunktion $S_{i,0}(\xi)$ ergibt sich somit:

$$S_{i,0}(\xi) = \begin{cases} 1 & \xi \in [\xi_i, \xi_{i+1}] \\ 0 & \xi \notin [\xi_i, \xi_{i+1}] \end{cases} \quad (4.17)$$

Zur Veranschaulichung des soeben dargestellten Zusammenhangs zeigt Abbildung 4.7 beispielhaft die Auswertung von Gleichung (4.16) für $n = 6$ Basisfunktionen des Polynomgrades $p = 3$. Die Herleitung der Berechnungsvorschrift für die k .te Ableitung der Basisfunktion $S_{i,p}(\xi)$ erfolgt mittels rekursiver Abbildungsvorschrift und resultiert in Gleichung (4.18).

$$\frac{d^k S_{i,p}(\xi)}{d^k \xi} = p \cdot \left(\frac{d^{k-1} S_{i,p-1}(\xi)}{d^{k-1} \xi} - \frac{d^{k-1} S_{i+1,p-1}(\xi)}{d^{k-1} \xi} \right) \cdot \frac{1}{\xi_{i+p} - \xi_i} - \frac{1}{\xi_{i+p+1} - \xi_{i+1}} \quad (4.18)$$

Herleitung einer Zugspannungs-CMOD-Beziehung für Stahlfaserbetone und Einbettung in ein bruchmechanisches Ersatzmodell

Als Grundlage der Inversen Analyse ist ein mechanisches Ersatzmodell notwendig, welches der Arbeit von Strack [65] entnommen wurde und schematisch Abbildung 4.8 zeigt. Nachfolgend soll dieses kurz erläutert werden. Die in der ursprünglichen Form des Ersatzmodells enthaltene Formulierung der Zugspannungs-CMOD-Beziehung wird für die vorliegende Problemstellung durch Gleichung (4.19) ersetzt.

$$\sigma(w) = m(\xi) = \begin{bmatrix} \sigma(\xi) \\ w(\xi) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n S_{i,p}(\xi) \cdot \sigma_i \\ \sum_{i=1}^n S_{i,p}(\xi) \cdot w_i \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^n S_{i,p}(\xi) \cdot \begin{bmatrix} \sigma_i \\ w_i \end{bmatrix} \quad (4.19)$$

Anhand der Ergebnisse von experimentellen und numerischen Parameterstudien an gekerbten Biegezugversuchen wertete Strack die Betondruckstauchungen $\epsilon_{xx}(u)$ an der Bauteiloberkante ausgehend von der Balkenmitte über einen Längenbereich von $\pm h$ aus. Er konnte hierbei für die Ränder des betrachteten Bereichs linear-elastische Dehnungsverteilungen über die Querschnittshöhe feststellen, weshalb sich ein Bereich von $s = 2 \cdot h$ zur Herleitung eines bruchmechanischen Ersatzmodells für die Beschreibung des nichtlinearen Biegetragverhaltens als besonders geeignet erwies.

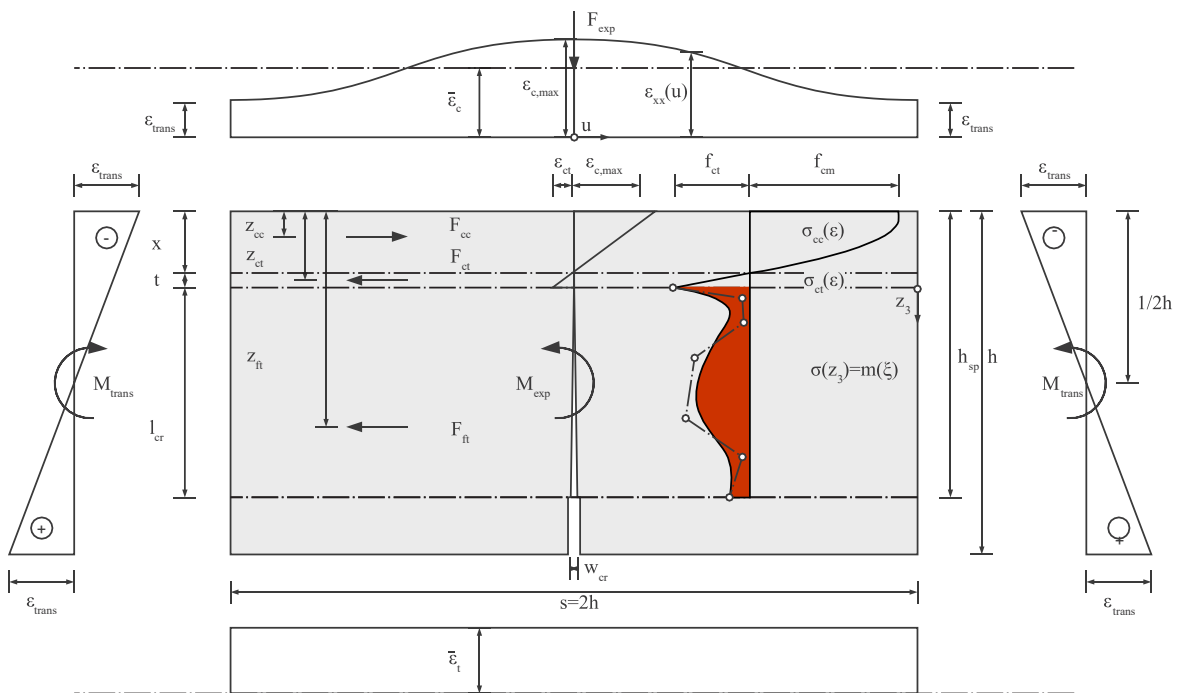


Abbildung 4.8: Detailauszug des bruchmechanischen Ersatzmodells in Anlehnung an Strack [65] (aus [63])

Die quantitative Form des Stauchungsverlaufs $\epsilon_{xx}(u)$ wird durch die auf die Länge $s = 2 \cdot h$ bezogenen Mittelwerte der Betondruckstauchung $\bar{\epsilon}_c$ und der Betonzugdehnung $\bar{\epsilon}_t$ bestimmt. Die Bestimmung der gemittelten Zugdehnung $\bar{\epsilon}_t$ geschieht vereinfacht als ein über die betrachtete Länge s verschmierter Riss der Breite w_{cr} zu $\bar{\epsilon}_t = w_{cr}/s$, wobei Strack aus der Belastung resultierende elastische Dehnungen

vernachlässigte. Die gemittelte Betonstauchung $\bar{\varepsilon}_c$ bestimmt sich in Abhängigkeit des Druckstauchungsverlaufs $\varepsilon_{xx}(u)$, für dessen Bestimmung die Kenntnis der maximalen Betondruckstauchung $\varepsilon_{c,max}$ sowie der linear-elastischen Dehnungsverteilung ε_{trans} an den Modellrändern erforderlich ist (vgl. Abbildung 4.8). Da diese beiden Größen nicht direkt bestimmt werden können, ist ein iteratives Vorgehen zur Bestimmung von $\varepsilon_{c,max}$ und ε_{trans} notwendig. Die Bestimmung der linear-elastischen Dehnungsverteilung an den beiden Modellrändern mit einem maximalen Wert von $\varepsilon_{trans} = M_{trans}/(W \cdot E)$ geschieht in Abhängigkeit der im Versuch aufgebrachten Kraft F_{exp} bzw. der numerischen Kraft F_{num} . Zur Berechnung der Betondruckzonenhöhe schlägt Strack in [65] den Ansatz $x = 0.5 \cdot (\bar{\varepsilon}_c/\bar{\varepsilon}_t) \cdot h$ vor. Die Höhe der Betonzugzone resultiert schließlich aus dem Strahlensatz unter Berücksichtigung der maximal aufnehmbaren Betonzugdehnung $\varepsilon_{ct} = f_{ct}/E$ zu $t = x \cdot (\varepsilon_{ct}/\varepsilon_{c,max})$. Überschreiten die vorliegenden Dehnungen ε_{ct} , so reißt der Beton über die Höhe von $l_{cr} = h_{sp} - x - t$ auf. t beschreibt in diesem Zusammenhang den gezogenen Bereich des Querschnitts, welcher die Zugfestigkeit des Betons nicht erreicht und somit ungerissen ist. Die Kenntnis der Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe, der Risslänge l_{cr} sowie der Rissöffnung w_{cr} ermöglicht unter Anwendung der Arbeitslinie unter Druckbeanspruchung für die Druckzone, des Hook'schen Gesetzes für den ungerissenen Zugbereich sowie der angenommenen Zugspannungs-CMOD-Beziehung $m(\xi)$ die über die Querschnittshöhe resultierende Spannungsverteilung für den jeweiligen Belastungsschritt zu bestimmen. Durch abschnittsweise Integration dieses Spannungsverlaufs ergeben sich letztendlich die resultierenden inneren Kraftgrößen der Betondruckzone F_{cc} , der Betonzugzone F_{ct} und des Stahlfasertraganteils F_{ft} sowie deren zugehörige innere Hebelarme z_{cc} , z_{ct} und z_{ft} in Bezug auf den oberen Querschnittsrand (vgl. Abbildung 4.8). Mit diesen Werten lässt sich nun die rechnerische Tragfähigkeit bestimmen und mit den Versuchsergebnissen vergleichen (vgl. Gleichung 4.32). [72]

Zur iterativen Ermittlung des Zugspannungs-CMOD-Verlaufs $\sigma(w)$ wird im Folgenden die parametrische Kurve $m(\xi)$ entsprechend Gleichung (4.19) verwendet, welche schematisch Abbildung 4.9 zeigt. Die sich über die Bauteilhöhe einstellende Rissöffnung wurde in dieser Darstellung auf der x-Achse angetragen. Zudem enthält Abbildung 4.9 die resultierende Stahlfaserzugkraft F_{ft} sowie deren Lage in Bezug zur Risswurzel. $m(\xi)$ verläuft in Richtung der Rissöffnung w streng monoton, sodass für alle Kontrollpunktkoordinaten $w_1 < w_{i+1}$ gilt.

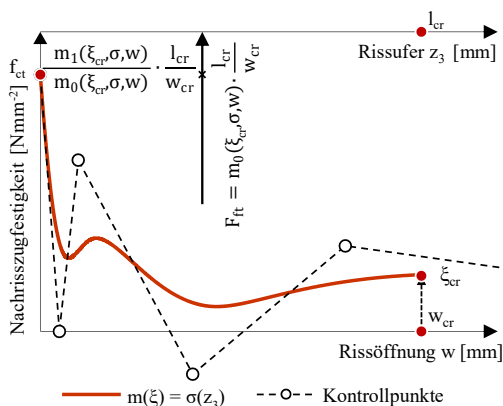


Abbildung 4.9: Entlang des Rissufers verlaufende idealisierte Zugspannungs-CMOD-Beziehung $m(\xi) = \sigma(z_3)$ [63]

Im Rahmen der inversen Analyse gilt es nun, unter Anwendung des zuvor beschriebenen bruchmechanischen Ersatzmodells $m(\xi)$ bei gegebener Rissöffnungsweite w_{cr} und Risslänge l_{cr} die resultierende Stahlfaserzugkraft F_{ft} und deren Angriffspunkt z_{ft} in Bezug zur Bauteiloberkante zu berechnen.

Die Bestimmung des normierten Maßes der Stahlfaserzugkraft F_{ft} erfolgt durch Berechnung des Moments 0. Grades m_0 , welches durch die Fläche unter der Kurve $m(\xi)$ in Abhängigkeit der Integralobergrenze ξ_{cr} beschrieben wird. Durch die Bezeichnung „normiert“ wird an dieser Stelle zum Ausdruck gebracht, dass die Integration zur Berechnung der Stahlfaserzugkraft F_{ft} zunächst im Parameterraum ξ erfolgt und erst im Nachgang auf den physikalischen Raum „Rissufer“ skaliert wird. Die Integration erfolgt mittels Gauss – Integration unter Verwendung der Jacobi – Determinante, die den Zusammenhang zwischen $m(\xi)$ und $\sigma(w)$ beschreibt. Ungeachtet des Integrationsraumes resultieren aus dieser Vorgehensweise quantitativ äquivalente Integralwerte m_0 nach Gleichung (4.20) [73].

$$m_0(\xi_{cr}) = \int_0^{w_{cr}} \sigma(w) dw = \int_{\xi(0)}^{\xi(w_{cr})} m(\xi) d\xi = \int_0^{\xi_{cr}} \sigma(\xi) \cdot \frac{dw(\xi)}{d\xi} d\xi \quad (4.20)$$

Die Integralgrenzen sind ebenfalls Gegenstand der Abbildungsvorschrift und müssen mit der inversen Abbildungsvorschrift $\xi(w)$ vom kartesischen in den parametrischen Raum ξ übertragen werden.

Durch Einfügen der parametrischen Kurvenbeschreibung nach Gleichung (4.19) in Gleichung (4.20) ergibt sich schließlich Gleichung (4.21), wobei durch σ, w die Lage aller n Kontrollpunkte beschrieben wird.

$$m_0(\xi_{cr}, \sigma, w) = \sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^n \left(\int_0^{\xi_{cr}} S_{i,p}(\xi) \cdot S'_{j,p}(\xi) d\xi \right) \cdot (\sigma_i \cdot w_j) \quad (4.21)$$

Zur Bestimmung des normierten Maßes des Hebelarms z_{ft} der Stahlfaserzugkraft F_{ft} wird analog zu Gleichung (4.20) das Moment 1. Grades m_1 herangezogen, welches sich nach Gleichung (4.22) bestimmt. Mit Hilfe von m_1 und m_0 erfolgt letztendlich die Bestimmung der Lage des Schwerpunkts in Rissöffnungsrichtung durch Bildung des Verhältniswertes $m_1(\xi_{cr})/m_0(\xi_{cr})$ [73].

$$m_1(\xi_{cr}) = \int_0^{w_{cr}} w \cdot \sigma(w) dw = \int_{\xi(0)}^{\xi(w_{cr})} w(\xi) \cdot m(\xi) d\xi = \int_0^{\xi_{cr}} w(\xi) \cdot \sigma(\xi) \cdot \frac{dw(\xi)}{d\xi} d\xi \quad (4.22)$$

Durch Einfügen der parametrischen Ansätze für $w(\xi)$ und $\sigma(\xi)$ aus Gleichung (4.19) in Gleichung (4.22), resultiert folgender Ausdruck zur Beschreibung des normierten Maßes $m_1(\xi_{cr}, \sigma, w)$, anhand dessen die Bestimmung des Hebelarms z_{ft} der Stahlfaserzugkraft F_{ft} indirekt erfolgt.

$$m_1(\xi_{cr}, \sigma, w) = \sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^n \int_0^{\xi_{cr}} S_{i,p}(\xi) \cdot S_{j,p}(\xi) \cdot S'_{k,p}(\xi) d\xi \cdot w_i \cdot \sigma_j \cdot w_k \quad (4.23)$$

In den bisherigen Betrachtungen erfolgte die Integration der parametrischen Kurve $m(\xi)$ im Intervall von $[0, \xi_{cr}]$. Für die Umsetzung der Inversen Analyse ist jedoch eine Integration bei beliebiger Rissbreite w_{cr} notwendig. Hierzu ist es zunächst notwendig, aus der zugrunde gelegten Rissbreite w_{cr} den korrespondierenden Wert ξ_{cr} im Parameterraum $\xi \in [0, 1]$ zu bestimmen. Die zuvor getroffene, mechanische Notwendigkeit, dass die Kurve in Rissöffnungsrichtung w streng monoton verläuft, gewährleistet nun stets eine eindeutige Lösung. Zur Bestimmung des Wertes $\xi(w)$ wird die parametrische

Beschreibung der Rissöffnungsbreite $w(\xi)$ (Gleichung (4.19)) entsprechend Gleichung (4.24) invertiert. Dieses Vorgehen ist aufgrund der komplexen rekursiven Beschreibung der Basisfunktionen (vgl. Gleichung (4.16)) im Allgemeinen analytisch nicht möglich, sodass entsprechend Gleichung (4.24) eine numerische Lösung notwendig wird. Letztendlich resultiert ein Optimierungsproblem in Form einer Nullstellensuche $w(\xi_{cr}) - w_{cr} = 0$.

$$w(\xi_{cr}) = \sum_{i=1}^n S_{i,p}(\xi_{cr}) \cdot w_i = w_{cr} \quad (4.24)$$

Die bisher mechanisch nicht tiefer interpretierte Integrationsobergrenze ξ_{cr} beschreibt somit den Parameter $\xi = \xi_{cr}$, der unter Ansatz der parametrischen Zugspannungs-CMOD-Beziehung (Gleichung (4.19)) zur im betrachteten Schritt vorliegenden Rissöffnungsbreite w_{cr} führt. In Anlehnung an Abbildung 4.9 lässt sich ξ_{cr} somit als parametrische Rissbreite interpretieren.

Auch die zuvor bei gegebener parametrischer Rissbreite ξ_{cr} bestimmten Momente k .ten Grades $m_0(\xi_{cr}, \sigma, \mathbf{w})$ müssen für die weiteren Betrachtungen vom Raum „Rissbreite $\sigma(w)$ “ auf den Raum „Rissufer $\sigma(z_3)$ “ projiziert werden. Wird nun vorausgesetzt, dass die Rissaufweitung $w(z_3)$ über das Rissufer der Länge l_{cr} linear zunehmend verläuft, ergibt sich entsprechend Abbildung 4.8 die Abbildungsvorschrift nach Gleichung (4.25). Die Koordinate z_3 ist hierbei ausgehend von der Risswurzel zur Bauteilunterkante als positiv definiert. [3], [65]

$$w(z_3) = \frac{w_{cr}}{l_{cr}} \cdot z_3 \quad (4.25)$$

Die Transformation vom Raum „ $\sigma(w)$ “ in den Raum „ $\sigma(z_3)$ “ erfolgt letztendlich anhand der inversen Beziehung von Gleichung (4.25) wie folgt:

$$z_3(w) = \frac{l_{cr}}{w_{cr}} \cdot w \quad (4.26)$$

Letztendlich werden die beiden betrachteten Räume durch eine weitere Jacobi – Determinante entsprechend Gleichung (4.27) miteinander verbunden.

$$\frac{dz_3(w)}{dw} = \frac{l_{cr}}{w_{cr}} \quad (4.27)$$

Die Bestimmung der Zugspannungsergebnisierenden F_{ft} und deren Lage z_{ft} erfolgt schließlich durch Multiplikation von m_0 und m_1 mit der Jacobi – Determinante aus Gleichung (4.13). Die resultierenden Beziehungen zeigen Gleichung (4.14) und (4.15). Die Lage z_{ft} der Resultierenden muss um die Betondruckzonenhöhe x und die ungerissene Betonzugzonenhöhe t (vgl. Abbildung 4.8) verschoben werden, da alle Hebelarme ausgehend von der Bauteiloberkante definiert sind.

$$F_{ft} = m_0(\xi_{cr}, \sigma, \mathbf{w}) \cdot \frac{l_{cr}}{w_{cr}} \quad (4.28)$$

$$z_{ft} = x + t + \frac{m_1(\xi_{cr}, \sigma, \mathbf{w})}{m_0(\xi_{cr}, \sigma, \mathbf{w})} \cdot \frac{l_{cr}}{w_{cr}} \quad (4.29)$$

Die inverse Analyse als Optimierungsproblem

Die inverse Analyse setzt sich im Wesentlichen aus drei Optimierungsproblemen zusammen, wobei zur Lösung des globalen Optimierungsproblems eine Vielzahl lokaler Optimierungsprobleme zu lösen sind, was Abbildung 4.10 veranschaulicht. Ziel der inversen Analyse ist es schließlich, die Koordinaten σ_i und w_i der n Kontrollpunkte der Zugspannungs-CMOD-Beziehung vom Polynomgrad p so zu bestimmen, dass für alle Nachrechnungspunkte k_{nr} am bruchmechanischen Ersatzmodell eine minimale Diskrepanz zwischen experimentell gemessener Tragfähigkeit $F_{exp,k}$ und numerisch ermittelter Tragfähigkeit $F_{num,k}$ resultiert.

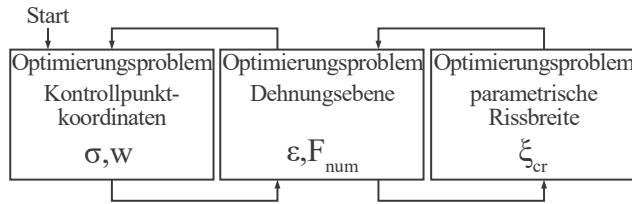


Abbildung 4.10: schematische Darstellung des hierarchischen Optimierungsproblems [63]

Die inverse Analyse wird so lange wiederholt, bis die Fehlerquadratsumme entsprechend Gleichung (4.30) aller Nachrechnungspunkte minimal wird. Dieser Vorgang beschreibt das globale Optimierungsproblem (Abbildung 4.10, links), für dessen Lösung die Kontrollpunktanzahl sowie der Polynomgrad vorab festgelegt werden müssen und als feste Werte dienen.

$$\min \left(\sqrt[2]{\sum_{k=1}^{k_{nr}} (F_{num,k}(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{w}) - F_{exp,k})^2} \right) \quad (4.30)$$

Hinsichtlich der Ermittlung eines gültigen Gleichgewichtszustandes in Abhängigkeit der Kontrollpunkt-kordinaten und der aktuellen Rissöffnungsweite $w_{cr,k}$ mit $k = 1, \dots, k_{nr}$ ist iterativ eine Dehnungsverteilung und somit rechnerische Tragfähigkeit F_{num} am bruchmechanischen Ersatzmodell zu finden, für die die Gleichgewichtsbedingungen in Gleichung (4.31) und (4.32) erfüllt werden. Diese beiden Gleichungen beschreiben letztendlich das Optimierungsproblem auf Querschnittsebene, was als zweites Optimierungsproblem (Abbildung 4.10, Mitte) bezeichnet werden kann.

$$\sum H_k: F_{cc,k} + F_{ct,k} + F_{ft,k}(\xi_{cr,k}, \boldsymbol{\sigma}, \mathbf{w}) = 0 \quad (4.31)$$

$$\sum M_k: F_{cc,k} \cdot z_{cc,k} + F_{ct,k} \cdot z_{ct,k} + F_{ft,k}(\xi_{cr,k}, \boldsymbol{\sigma}, \mathbf{w}) \cdot z_{ft,k}(\xi_{cr,k}, \boldsymbol{\sigma}, \mathbf{w}) - M_{exp,k} = 0 \quad (4.32)$$

Als Drittes gilt es schließlich das lokalste der drei Optimierungsprobleme zu lösen, was durch Bestimmung der parametrischen Rissbreite ξ_{cr} nach Gleichung (4.24) erfolgt.

Abbildung 4.11 zeigt exemplarisch die mit dem soeben vorgestellten Algorithmus ermittelten Zugspannungs-CMOD-Beziehungen der Betonmischungen M1, M2 und M3. Zudem wurden die jeweiligen Kontrollpunkte ergänzt, welche mit einer schwarzen Strichlinie linear verbunden sind. Für die Ermittlung dieser Verläufe wurde die Anzahl n der Kontrollpunkte sowie des Polynomgrades p variiert, um deren Einflüsse auf das Ergebnis etwas zu veranschaulichen.

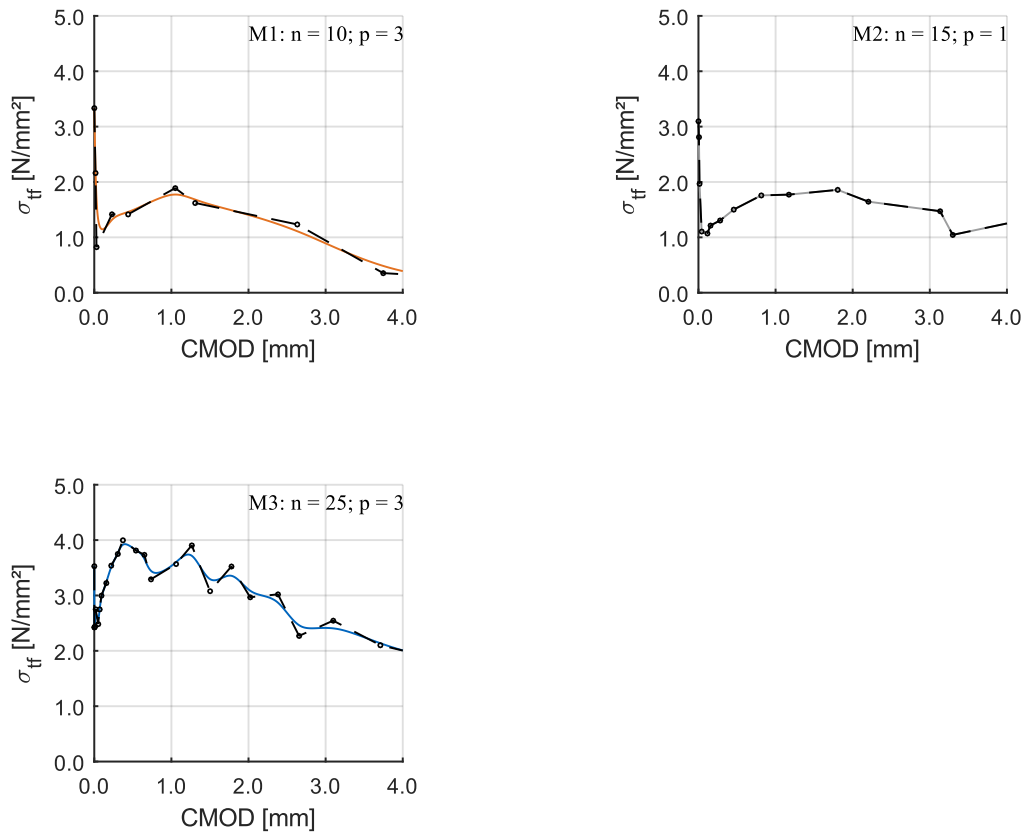


Abbildung 4.11: Resultierende Zugspannungs-CMOD-Beziehungen und zugehörige Lage der Kontrollpunkte für die Nachrechnung der Mittelwertkurven der Betonmischungen M1, M2 und M3 unter Variation der Kontrollpunktanzahl und des Polynomgrades (nach [63])

Ein Vergleich der Kurven zeigt, dass mit zunehmender Kontrollpunktanzahl der Kurvenverlauf „welliger“ wird und vermehrt lokale Stellen der Versuchskurve erfasst und abgebildet werden können. Parameterstudien zeigten, dass eine Kontrollpunktanzahl zwischen 15 und 25 sehr zufriedenstellende Ergebnisse liefert. Mit zunehmendem Polynomgrad geht der Kurvenverlauf von einem reinen Polygonzug ($p = 1$) in einen stetigen und sanften Verlauf über. Ein Polynomgrad $p = 1$ wie bei Kurve M2 entspricht daher einer linearen Verbindung der Kontrollpunkte.

4.5.3 Ergebnisse der numerischen Nachrechnung

Um eine Validierung der ermittelten Zugspannungs-CMOD-Beziehung vorzunehmen, wurden Nachrechnungen der im Versuch gewonnenen Prüfkraft-CMOD-Kurven der gekerbten 3-Punkt-Biegezugversuche aus Abschnitt 3.3.2 mit dem nichtlinearen FEM-Programm ABAQUS Unified FEA in der Version 2017 [58] durchgeführt. Unter Ausnutzung der Symmetrie wurden die Biegebalken entsprechend den in [17] aufgeführten Abmessungen mit vierknotigen, linearen Schalenelementen mit reduzierter Integration des Typs S4R modelliert, wobei die Dicke des Elements der Bauteilabmessung b entspricht. Zur Modellierung der Symmetrie wurden die Verschiebungen der globalen x -Richtung in Bauteillängsrichtung über die komplette Querschnittshöhe oberhalb der Kerbe festgehalten, wodurch sich aus Gründen der Kompatibilität auch eine Verdrehungsbehinderung einstellt. Die Lagerung in vertikale Richtung erfolgt durch ein starres Lager. Für die Qualität der numerischen Nachrechnung ist

insbesondere die Feinheit der Vernetzung der Druckzone oberhalb der Kerbe entscheidend, da in diesem Bereich die Einschnürung der Druckzone abzubilden ist. Aufgrund der ohnehin geringen Rechenzeiten wurde auf eine lokale Netzverfeinerung verzichtet und eine regelmäßige Vernetzung mit einer globalen Elementgröße von 2,5 mm, entsprechend der halben Kerbenbreite, gewählt.

Als Materialmodell wurde das in Abschnitt 4.4 vorgestellte „Concrete Damaged Plasticity“ Modell verwendet. Die Lastaufbringung erfolgte in Feldmitte weggesteuert mit einem modifizierten Bogenlängenverfahren. Abbildung 4.12 zeigt auf der linken Seite das gewählte Modell mit den Rand- und Lagerungsbedingungen, während die rechte Seite die gewählte Vernetzung veranschaulicht.

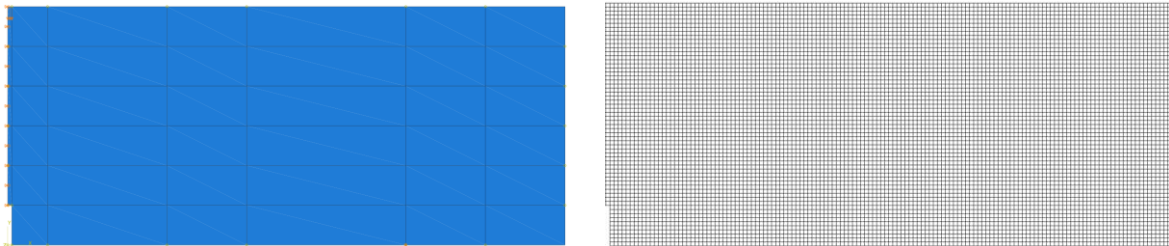


Abbildung 4.12: gewähltes numerisches Modell (links) und Elementnetz (rechts)

Abbildung 4.13 stellt die experimentell gewonnenen Mittelwertkurven der Betonmischungen M1, M2 und M3 aus Abschnitt 3.3.2 mit den Ergebnissen der mit dem vorgestellten FE-Modell nachgerechneten 3-Punkt-Biegezugversuche in Form von Kraft-CMOD-Verläufen dar. Es zeigt sich, dass mit den in Abschnitt 4.5.2 gewonnenen und in Abbildung 4.11 dargestellten Zugspannungs-CMOD-Beziehungen das Trag- und Verformungsverhalten der Biegezugbalken sowohl im ansteigenden Ast wie auch im gesamten Nachbruchbereich mit sehr guter Übereinstimmung erfasst werden können. Dies gilt für alle drei Betonmischungen, unabhängig von Stahlfasergehalt und Stahlfasertyp.

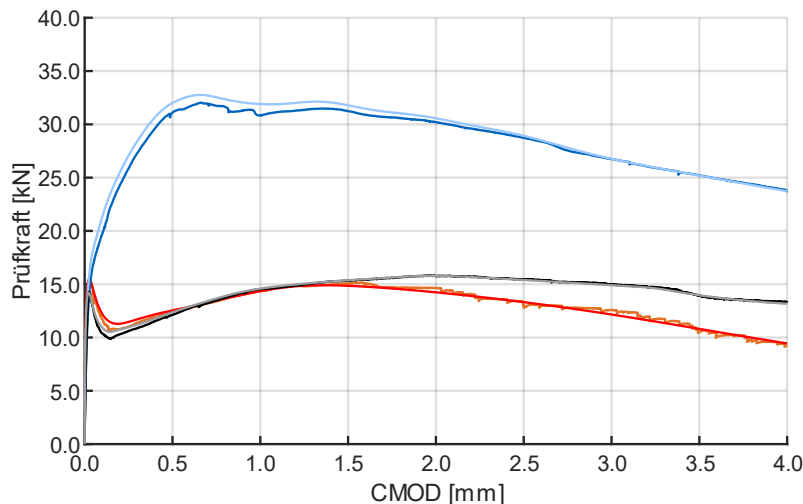


Abbildung 4.13: Vergleich der experimentell und numerisch gewonnenen Prüfkraft-CMOD-Verläufe der Mittelwertkurven aus den durchgeführten 3-Punkt-Biegezugversuchen (nach [63])

In Abbildung 4.14 ist der Rissfortschritt in Form von plastischen Dehnungen (links) sowie die zugehörige Spannungsverteilung (rechts) bei einer Rissöffnung von etwa 0,8 mm abgebildet. Das linke Bild verdeutlicht, wie sich die plastischen Dehnungen und somit der Riss kontinuierlich in Richtung Balkenoberseite entwickeln. Die Trajektorien des rechten Bildes veranschaulichen deutlich die hierdurch

resultierende Einschnürung der Betondruckzone. Da eine stark eingeschnürte Betondruckzone auf das Biegetragverhalten kaum einen Einfluss hat, wurde bei der Berechnung auf eine Entfestigung im Betondruckbereich verzichtet. Ein Betondruckversagen infolge eines sukzessiven Ausfalls des Materials an der Bauteiloberkante ist bei dieser Modellierung daher ausgeschlossen [3], [65]. Da dieser Versagensmechanismus auch im Versuch nicht erkennbar war, stellt dies aus Sicht der Autoren eine zulässige Vereinfachung dar.

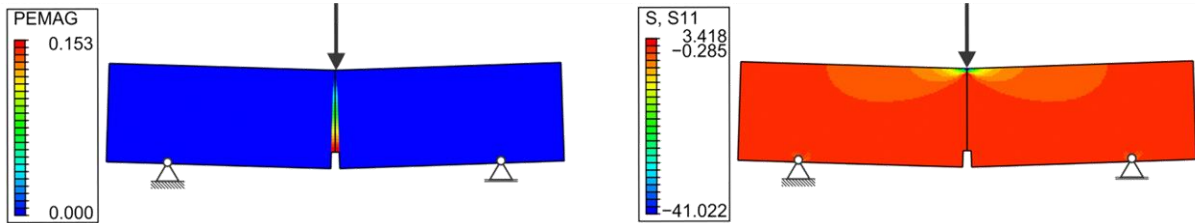


Abbildung 4.14: Beispiel eines Konturplots des plastischen Dehnungsverlaufs (links) und der Spannungsverteilung σ_{11} (rechts) in Balkenlängsrichtung im Rissquerschnitt bei einer Rissöffnung von etwa 0,8 mm einer numerischen Nachrechnung [63]

Abbildung 4.15 zeigt exemplarisch die über die Querschnittshöhe in der numerischen Berechnung resultierende Spannungsverteilung im Rissquerschnitt in Form von Knotenkräften. Hierbei zeigt sich anhand der blauen Pfeile die über den Riss hinweg übertragbaren Zugspannungen, während in grün bzw. gelb die eingeschnürte Betondruckzone ersichtlich wird. Innerhalb der blauen Pfeile ist klar der Übergang vom ungerissenen Zustand I in den gerissenen Zustand II mit zur Kerbe hin abnehmender Zugspannung ersichtlich. Die sich in der numerischen Simulation über die Querschnittshöhe einstellende Spannungsverteilung entspricht weitestgehend der im mechanischen Ersatzmodell angenommenen Verteilung, weshalb auch hierdurch die gute Qualität der Nachrechnung bestätigt werden kann.

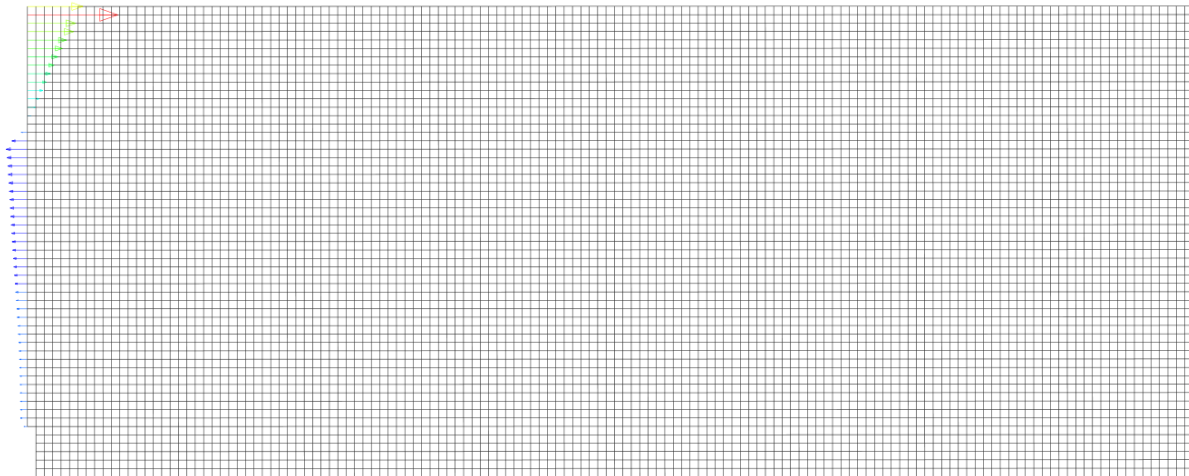


Abbildung 4.15: Beispielhafte Darstellung der resultierenden Spannungsverteilung in Balkenlängsrichtung als Knotenkräfte im Rissquerschnitt (oberster gelber Pfeil nur halbe Knotenkraft)

4.6 Modellbildung Durchstanzversuche

Die numerische Abbildung der in Abschnitt 3 beschriebenen Durchstanzversuche erfolgte unter Berücksichtigung der Materialnichtlinearitäten anhand dem in Abbildung 4.16 dargestellten Finite Elemente Modells. Aufgrund der Geometrie der Versuchskörper bietet es sich zur Einsparung von Rechenzeit und Speicherplatz an, eine Modellierung unter Berücksichtigung der doppelten Symmetrie der Versuchskörper zu wählen, weshalb die Berechnungen an einem Viertelmodell erfolgten. Vergleichsberechnungen an einem vollständigen Modell zeigten bei erheblich längeren Rechenzeiten nahezu identische Ergebnisse, weshalb das Viertelmodell letztendlich eine zulässige und sinnvolle Vereinfachung für die numerische Abbildung der Versuchskörper darstellt. Die geometrische Abbildung der Durchstanzversuchskörper besteht im Wesentlichen aus vier unabhängigen Teilsystemen (Parts), welche über Kontaktbedingungen miteinander verbunden sind. Es handelt sich dabei um den Stützenabschnitt, den Flachdeckenausschnitt sowie die einzelnen Stäbe der oberen und unteren Bewehrungslagen.

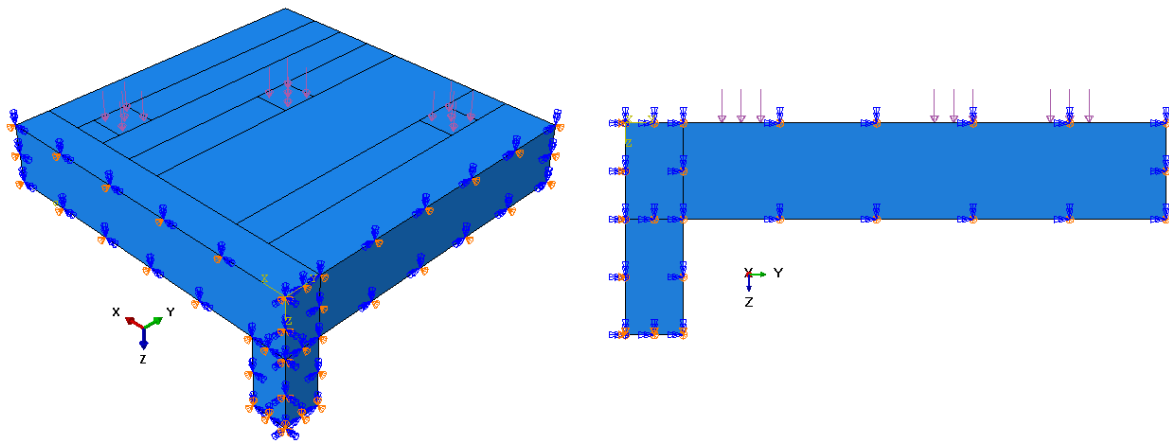


Abbildung 4.16: Symmetriebedingungen des Viertelmodells (links) und im Querschnitt der Y-Z-Ebene (rechts)

Auflager und Randbedingungen

Die Lagerung des Versuchskörpers in globaler z-Richtung erfolgt starr über die Unterseite des Stützenabschnittes. Die Verschiebungsfreiheitsgrade in globaler x- und y-Richtung werden über die jeweiligen Symmetriebedingungen geregelt. Hierzu werden jeweils die Verschiebungen senkrecht zur Ebene sowie die Verdrehungen um die die jeweilige Symmetrieebene aufspannenden Achsen unterbunden. Letztendlich resultieren in den Symmetrieebenen nachfolgend dargestellte globale Lagerungsbedingungen. Abbildung 4.16 zeigt zudem das endgültige FE-Modell mit allen Rand- und Auflagerbedingungen.

$$\begin{aligned}
 \text{Symmetrieebene X-Z:} \quad & u_y = 0 \\
 & w_x = w_z = 0 \\
 \text{Symmetrieebene Y-Z:} \quad & u_x = 0 \\
 & w_y = w_z = 0
 \end{aligned}$$

Lastaufbringung

Für die Lastaufbringung wurde eine kraftgeregelte Belastung mittels einer schlaffen Flächenlast vorgesehen. Um dennoch einen abfallenden Ast im Nachbruchbereich und somit ein eindeutiges Versagenskriterium zu erhalten, kam als Solver ABAQUS/Standard mit einem modifizierten Bogenlängenverfahren zur Anwendung. Der Vorteil der Lastaufbringung mittels einer schlaffen Flächenlast besteht darin, dass eine Flächenlast als ideal-schlaffe Last auf die Oberfläche wirkt. Die Verformungen des Versuchskörper im Bereich der Lasteinleitung stellen sich frei entsprechend der Steifigkeitsverhältnisse ein. Erfolgt die Lastaufbringung mittels einer vorgegebenen Verschiebung, werden alle gewählten Knoten um das entsprechende Maß verschoben, woraus unplausible Ergebnisse der Verformungsfigur sowie numerische Instabilitäten resultieren können. Abbildung 4.17 verdeutlicht diesen Zusammenhang zwischen der Art der Lastaufbringung und der sich einstellenden Verformungen.

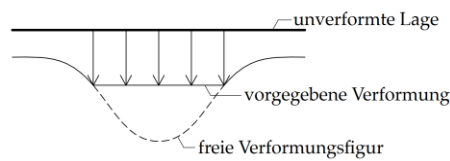


Abbildung 4.17: Einfluss der Art der Lastaufbringung auf die Verformungsfigur

Elemente und Vernetzung

Abbildung 4.18 zeigt die Diskretisierung des FE-Modells. Für den Betonkörper wurden achtknotige, isoparametrische Kontinuumelemente vom Typ C3D8 verwendet. Die Abbildung der Bewehrungsstäbe erfolgte diskret mittels zweidimensionaler linearer Stabelemente vom Typ T3D2, wodurch Einflüsse einer möglichen Dübelwirkung vernachlässigt wurden. Diese Vereinfachung lässt sich damit begründen, dass bei Versuchen mit Erreichen der Höchstlast häufig die obere Betondeckung abgesprengt wird, weshalb eine reine Dübelwirkung nur in begrenzten Maßen vorliegen kann. Um eine Vernetzung des Betonkörpers mit möglichst quadratischen, gleichmäßigen Elementen ohne größere Verzerrungen oder ähnlichem zu ermöglichen, wurde der im Grundriss oktagonale Versuchskörper als quadratische Platte idealisiert. Da sich der zusätzlich modellierte Eckbereich der Betonplatte im Modell frei verformen kann, sind negative Einflüsse auf die Berechnungsergebnisse nicht zu erwarten. Auf eine lokale Netzverfeinerung wurde verzichtet, sodass die Elementgröße für alle Bestandteile einheitlich zu 25 mm gewählt werden konnte. Dies ermöglichte letztendlich eine Kopplung der Betonelemente mit der Bewehrung anhand von Connector-Elemente mit linearer Federkennlinie.

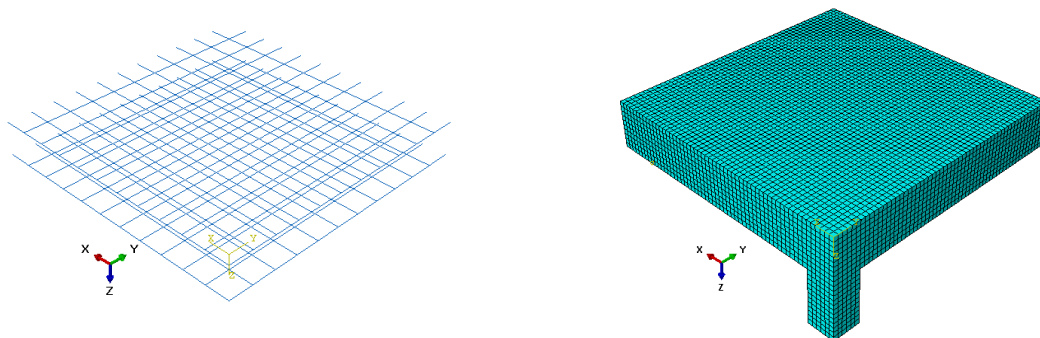


Abbildung 4.18: obere und untere Bewehrungslage aus Fachwerkelementen (links) und Vernetzung des Betonkörpers mit Volumenelementen (rechts)

4.7 Ergebnisse

Stellvertretend für die numerische Abbildung der Versuchskörper sind im Folgenden die Nachrechnungsergebnisse für jeweils einen Körper mit 25 cm und mit 30 cm Plattendicke detailliert dargestellt.

Versuchskörper M0-25-1.23

Wie in Abbildung 4.19 am Beispiel der Nachrechnung des Versuchskörpers M0-25-1.23 ersichtlich, konnte mit dem erstellten Finite Elemente Modell der Verlauf der Kraft-Durchbiegungskurve anhand der FE-Berechnung sehr gut nachvollzogen und bestätigt werden. Sowohl hinsichtlich der Maximallast wie auch des Verformungsverhaltens konnte eine sehr gute Übereinstimmung erzielt werden. Charakteristische Punkte des Kurvenverlaufs wie beispielsweise der Übergang von Zustand I (ungerissen) in Zustand II (gerissen), die Verformung im Bruchzustand sowie die Bauteilsteifigkeiten konnten realitätsnah abgebildet werden. Die im Kurvenverlauf der FE-Berechnung erkennbaren leichten Wellen sind auf die fortschreitende Rissbildung auf der Plattenoberseite zurück zu führen.

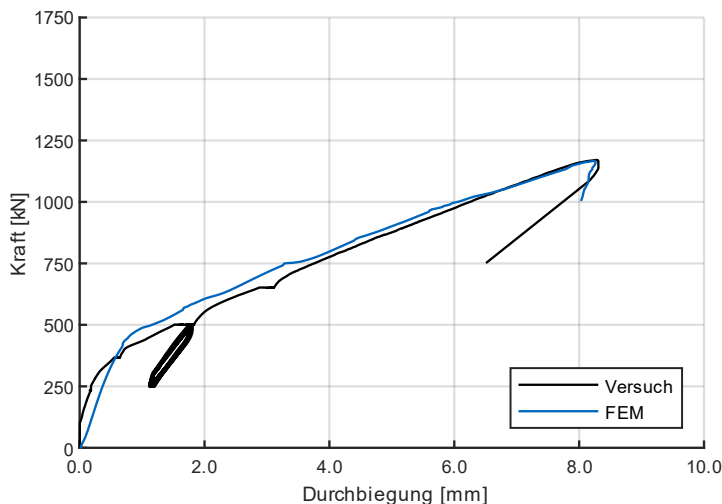


Abbildung 4.19: Vergleich der experimentell gewonnenen Last-Verformungskurve des Versuchs M0-25-1.23 mit dem Ergebnis der numerischen Nachrechnung

Bei nichtlinearen numerischen Simulationen ist es wichtig, das Ergebnis nicht nur an Last-Verformungskurven zu validieren, sondern auch das sich einstellende Riss- und Dehnungsverhalten des gesamten Versuchskörpers mit den experimentellen Ergebnissen abzugleichen. Dem verwendeten Betonmodell Concrete Damaged Plasticity liegt der Ansatz einer verschmierten Rissbildung zu Grunde, weshalb Risse in der numerischen Simulation nicht unmittelbar abgebildet werden können. Jedoch ist eine Rissdetektion anhand der äquivalenten plastischen Zugdehnungen (PEEQT) möglich, deren Verlauf als Rissverlauf interpretiert werden kann. Abbildung 4.20 zeigt einen Vergleich des Rissbildes von Versuch M0-25-1.23 im Trennschnitt aus der Versuchsdurchführung und der numerischen Nachrechnung. Auf der linken Seite ist das reale Rissbild dargestellt, während die rechte Seite die plastischen Dehnungen der FE-Simulation zeigt. Das Rissverhalten im inneren der Platte kann durch die numerische Simulation mit sehr guter Übereinstimmung nachvollzogen werden. Es sei darauf hingewiesen, dass insbesondere die Rissbildung im Platteninneren des Versuchskörpers stark von lokalen Unregelmäßigkeiten im Betongefüge bzw. auch Fehlstellen abhängig ist, was durch ein Finite Element Modell kaum abgebildet werden kann. Bei einem Vergleich der Rissbilder ist zudem zu beachten, dass

aufgrund des Materialmodells nur „ganze“ Elemente versagen können. Während in der Realität Rissbreiten von weniger als 1 mm bis hin zu 10 mm im Schubriss auftreten, können in der numerischen Berechnung nur ganze Elemente versagen, welche in diesem Modell eine Größe von 25 mm besitzen. Rissverläufe können daher nur innerhalb dieser Grenzen dargestellt werden. [59] Trotz dieser Einschränkungen resultieren aus der numerischen Berechnung hinsichtlich des Verlaufs und der Form der Rissbildung sehr zufriedenstellende Ergebnisse.

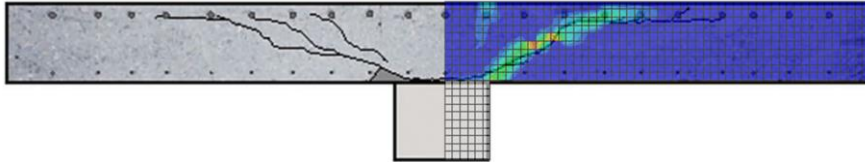


Abbildung 4.20: Vergleich des Rissbildes im Trennschnitt des Versuchs M0-25-1.23 mit den äquivalenten plastischen Zugdehnungen der numerischen Nachrechnung

Als Abschluss der Validierung des erstellten Modells für den Versuch M0-25-1.23 soll ein Vergleich der im Versuch gemessenen Betonstahldehnungen mit den numerisch gewonnenen Ergebnissen erfolgen. Hierzu sind in Abbildung 4.21 die in den Symmetrieachsen gemessenen Stahldehnungen der Dehnungsmessstellen Sd1 bis Sd8 bzw. Sd11 bis Sd18 (vgl. Abbildung 3.15) für die Laststufen 800 kN (links) und 1100 kN (rechts) entlang der Stablängsachse aufgetragen. Die Laststufe 800 kN entspricht mit etwa 70 % der Höchstlast annähernd dem Zeitpunkt des Beginns der inneren Schubrissbildung, während die Stufe 1100 kN in etwa der Höchstlast entspricht. Die Position 0 mm beschreibt die Versuchskörpermitte, während die Position 1400 mm am Rand des Versuchskörpers liegt. Die Versuchsdaten wurden als einzelne Datenpunkte aufgetragen, welche für eine bessere Übersichtlichkeit linear durch Geraden miteinander verbunden wurden.

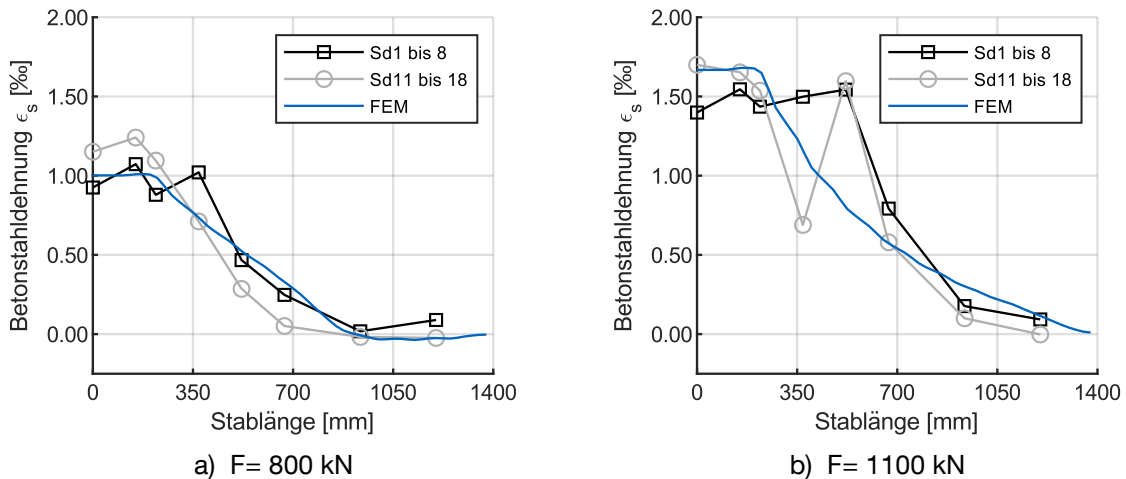


Abbildung 4.21: Stahldehnungen entlang der Stabachse in den Symmetrieachsen des Versuchskörpers M0-25-1.23 für die Laststufen 800 kN und 1100 kN

Auch bei den Betonstahldehnungen zeigt sich für beide Laststufen qualitativ eine sehr gute Übereinstimmung der FE-Ergebnisse mit den experimentell gewonnenen Werten. Die Versuchswerte beinhalten bei beiden Laststufen in einem Abstand von etwa 400 mm bzw. 500 mm von Plattenachse lokal eine starke Zunahme der Betonstahldehnung. Die Position dieses Dehnungsanstiegs entspricht in etwa der Stelle, an welcher der Schubriss auf die obere Bewehrungslage trifft und daher vermutlich zu einer starken Dehnung der oberen Bewehrungslagen führt (vgl. Abbildung 4.20). Ein derartig, lokaler

Dehnungsanstieg lässt sich im numerischen Modell nicht abbilden, was auf die elastische Kopplung der Längsbewehrung an die Betonelemente mittels Federelemente (Connector-Elemente) zurückzuführen ist. Die Federelemente bewirken eine Verschmierung lokaler Dehnungen, weshalb derartige Effekte nicht abgebildet werden können. Zudem zeigen die Messwerte die Tendenz, in Plattenmitte etwas geringere Betonstahldehnung aufzuweisen als am Stützenanschnitt (Position 150 mm). Auch dieser Effekt lässt sich in der numerischen Berechnung kaum erkennen.

Zusammenfassend kann für die Nachrechnung des Versuchskörpers M0-25-1.23 eine sehr gute Übereinstimmung aller Messwerte mit den Ergebnissen des numerischen Modells bestätigt werden. Sowohl das Tragverhalten wie auch das Verformungsverhalten kann zutreffend abgebildet und nachvollzogen werden.

Versuchskörper M0-30-1.23

Auch für den Versuchskörper M0-30-1.23 mit einer Plattendicke von 30 cm konnten mit einer identischen Modellierung und Materialdefinition sehr gute Übereinstimmungen der numerischen Berechnung mit den experimentellen Ergebnissen erzielt werden. Abbildung 4.22 zeigt einen Vergleich der experimentell und numerisch gewonnenen Last-Verformungskurven. Die im Versuch erzielte Höchstlast von 1640 kN lässt sich mit einer Abweichung von lediglich 1,5 % im FE-Modell abbilden, was üblichen versuchstechnischen Streuungen entspricht. Zudem verlaufen die Last-Verformungskurven sowohl vor als auch nach Erstrissbildung nahezu deckungsgleich, weshalb auch hier eine sehr gute Übereinstimmung vorliegt.

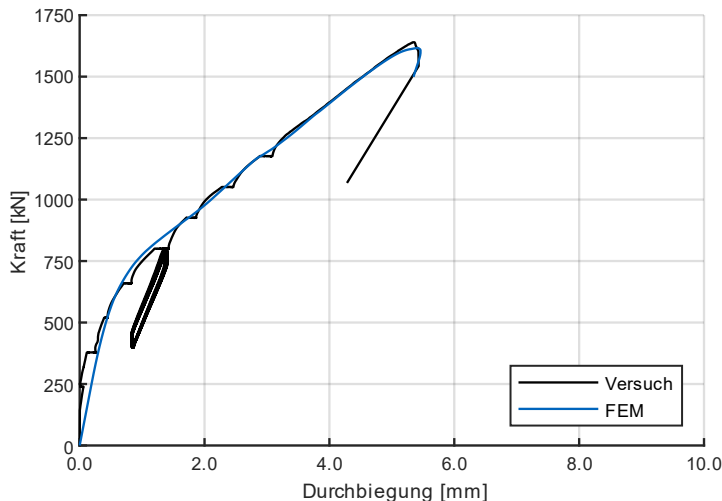


Abbildung 4.22 Vergleich der experimentell gewonnenen Last-Verformungskurve des Versuchs M0-30-1.23 mit dem Ergebnis der numerischen Nachrechnung

Die Rissbildung im inneren des Versuchskörpers zeigt auch in dieser Nachrechnung eine sehr gute Übereinstimmung der experimentellen und numerischen Ergebnisse, was Abbildung 4.23 verdeutlicht. Sowohl der Verlauf des klassischen Stanzkegels wie auch der Ort der maximalen Rissbreiten (rot eingefärbt) lässt sich mit dem erstellten Modell sehr gut nachvollziehen.

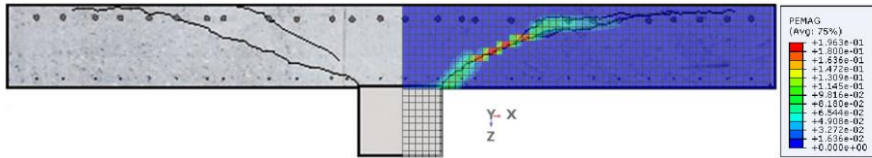


Abbildung 4.23 Vergleich des Rissbildes im Trennschnitt des Versuchs M0-30-1.23 mit den äquivalenten plastischen Zugdehnungen der numerischen Nachrechnung

Den Verlauf der Stahldehnungen der oberen Bewehrungslage entlang der Stabachse der Bewehrungsstäbe unmittelbar in Symmetrieebene zeigt Abbildung 4.24 für die Laststufen 1300 kN (75 % der Höchstlast) und 1600 kN (etwa Höchstlast). Hier zeigt sich ein identisches Bild zur Nachrechnung des Versuchskörpers M0-25-1.23. Qualitativ kann der Verlauf der Stahldehnung entlang der Stabachse sehr gut abgebildet werden. Lediglich lokale Dehnungssprünge können auch bei dieser Nachrechnung nicht erfasst werden.

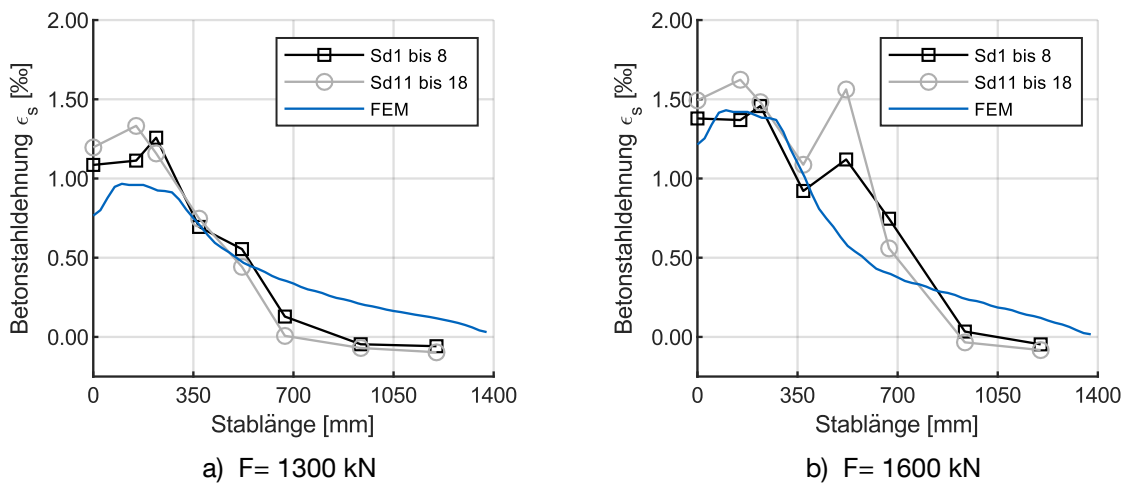


Abbildung 4.24 Stahldehnungen entlang der Stabachse in den Symmetrieachsen des Versuchskörpers M0-30-1.23 für die Laststufen 1300 kN und 1600 kN

Aus den soeben vorgestellten Ergebnissen lässt sich die Schlussfolgerung ziehen, dass das erstellte numerische Modell in der Lage ist, sowohl das Trag- wie auch das Verformungsverhalten sehr gut wiederzugeben. Sowohl die maximalen Traglasten wie auch die zugehörigen Verformungen können mit den FE-Berechnungen nachvollzogen werden. Auch das experimentell gewonnene Rissbild sowie die gemessenen Betonstahldehnungen können für beide Versuchskörper numerisch zutreffend abgebildet werden.

5 Bemessungsansätze

5.1 Allgemeines

Mit Einführung der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ in Deutschland steht der Praxis erstmals ein bauaufsichtlich eingeführtes Regelwerk zur Bemessung und Ausführung von Stahlfaserbetonbauteilen zur Verfügung. Die Richtlinie ist in drei Teile gegliedert und baut auf den Normenreihen DIN EN 1992-1-1 [37] in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA(D) [38], DIN EN 206-1 [12] in Verbindung mit DIN 1045-2 [13] sowie DIN EN 13670 [74] in Verbindung mit DIN EN 1045-3 [75] auf. Für die statische Bemessung von Stahlfaserbetonbauteilen ist Teil A der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2] maßgebend. Die Richtlinie dient als Ergänzung zur DIN EN 1992-1-1 + NA(D) [37], [38], weshalb lediglich die den Stahlfaserbeton betreffenden Abschnitte ergänzt bzw. angepasst werden. Nicht den Stahlfaserbeton betreffende Stellen der DIN EN 1992-1-1 + NA(D) [37], [38] gelten weiterhin und werden daher in der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ nicht aufgeführt. [2]

Als allgemeingültiges, landesunabhängiges Regelwerk gilt der fib Model Code, der Empfehlungen für die Bemessung von Stahl- und Spannbetonbauteilen enthält. Die Aufgabe des fib Model Codes besteht dabei darin, den aktuellen Stand der Technik zusammenzufassen und der Fachöffentlichkeit näherzubringen. Der im Jahr 2012 in der finalen Version veröffentlichte fib Model Code 2010 [36] enthält neben weiterentwickelten und verbesserten Bemessungsansätzen für Normalbetonbauteile erstmals ein Kapitel zur Bemessung von Stahlfaserbeton, worin ein Abschnitt zur Durchstanstragfähigkeit enthalten ist. [76]

Beide Regelwerke ermöglichen die normative, rechnerische Bestimmung der Durchstanstragfähigkeit stahlfaserverstärkter Flachdecken. Zusätzlich zu normativen Regelwerken existieren zahlreiche, meist empirisch abgeleitete Bemessungsansätze in der nationalen und internationalen Literatur, deren Anwendung häufig aufgrund des empirischen Charakters deutlichen Einschränkungen unterworfen ist. Aus diesem Grund soll im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen lediglich der Ansatz nach Maya et al. [52] Berücksichtigung finden, da dieser Ansatz mechanisch fundiert ist und auf den Bemessungsansatz der Durchstanstragfähigkeit von Stahlbetonflachdecken nach Model Code 2010 [36] aufbaut.

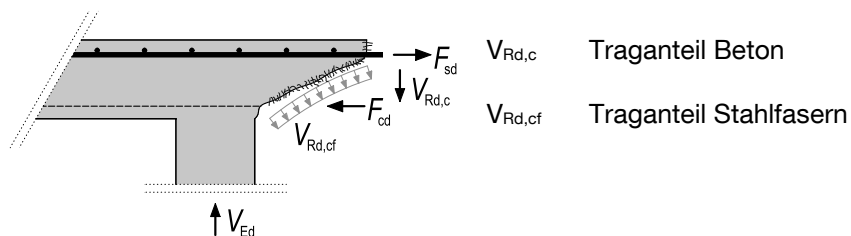


Abbildung 5.1: Traganteile der Durchstanzbemessung stahlfaserverstärkter Flachdecken [10]

Allen drei Ansätzen zu gleich ist die Ermittlung der Durchstanstragfähigkeit stahlfaserverstärkter Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung anhand eines additiven Ansatzes. Dieser setzt sich aus dem Traganteil des reinen Betonquerschnitts $V_{Rd,c}$ sowie einem Stahlfasertraganteil $V_{Rd,cf}$ entsprechend Abbildung 5.1 zusammen. Die Berücksichtigung der Stahlfaserwirkung innerhalb des Schubbrisses erfolgt

über eine im kritischen Rundschnitt wirkende Zugspannungskomponente (Abbildung 5.1). Mit Erreichen der Höchstlast stellt sich bei Versuchskörpern ohne Durchstanzbewehrung ein unter 25° bis 35° geneigter Schubriss in Form des klassischen „Stanzkegels“ ein, der zum Abscheren der Druckzone und damit zum schlagartigen Versagen des Bauteils führt. Werden dem Beton Stahlfasern zugegeben, können diese auch nach Eintreten der Schubrissbildung Zugkräfte über den Riss hinweg übertragen. Aufgrund der Ähnlichkeit des Durchstanztragverhaltens ohne Durchstanzbewehrung zum Querkrafttragverhalten ohne Querkraftbewehrung lässt sich der Lastabtrag in Anlehnung an [77] mittels nachfolgender Effekte beschreiben:

- Schubkraftübertragung der Druckzone
- Rissverzahnung im Schubriss (Kornverzahnung)
- Dübelwirkung der Biegezugbewehrung
- Zugkraftübertragung durch Fasern im Schrägriss

Ziel eines geeigneten Bemessungsansatzes ist es, all diese Einflussgrößen zutreffend zu erfassen und zu beschreiben. Anhand dieses Kapitels soll eine Bewertung bezüglich der Eignung der genannten drei Ansätze zur Abschätzung der an Versuchskörpern mit praxisrelevanten Plattendicken und modernen Stahldrahtfasern experimentell gewonnenen Traglasten erfolgen.

5.2 Bemessungsansätze stahlfaserverstärkter Flachdecken

5.2.1 Allgemeines

In den folgenden Kapiteln werden die grundsätzlichen Regelungen zur rechnerischen Durchstanztragfähigkeit nach den Ansätzen der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2] (in Kombination mit DIN EN 1992-1-1 + NA(D) [37], [38]), nach fib Model Code 2010 [36] sowie nach Maya et al. [52] zusammengefasst, anhand derer im weiteren Verlauf die Nachrechnung der durchgeführten Versuche erfolgt.

5.2.2 DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“

Die Bestimmung der Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Flachdecken entsprechend DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [2] sieht vor, die Fasertragwirkung im Schubriss dem Betontraganteil eines Stahlbetonbauteils ohne Durchstanzbewehrung (nach DIN EN 1992-1-1 + NA(D) [37], [38]) additiv zu überlagern. Entsprechend dem Nachweiskonzept aus DIN EN 1992-1-1 + NA(D) [37], [38] erfolgt die Nachweisführung unter Annahme einer gleichmäßig über den kritischen Rundschnitt u_1 verteilten Schubspannung $v_{Rd,c}^f$ in einem Abstand von $2,0d$ vom Stützenanschnitt. Der Bemessungswert der Durchstanztragfähigkeit stahlfaserverstärkter Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung bestimmt sich nach Gleichung (5.1).

$$v_{Rd,c}^f = v_{Rd,c} + v_{Rd,cf} \quad (5.1)$$

Zur Kennzeichnung aller den Stahlfaserbeton betreffenden Traganteile werden diese in den Bemessungsgleichungen mit dem Index „f“ versehen. Die Bestimmung des Betontraganteils $v_{Rd,c}$ erfolgt entsprechend DIN EN 1992-1-1 + NA(D) [37], [38] analog zu Stahlbetonbauteilen ohne

Durchstanzbewehrung in Abhängigkeit des Maßstabsfaktors k , des Längsbewehrungsgrades $\rho_1 \leq 0.02$, der Betondruckfestigkeit f_{ck} sowie der Betonlängsspannungen σ_{cp} zu

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10 \cdot \sigma_{cp} \geq v_{min} + 0,10 \cdot \sigma_{cp}.$$

$$v_{min} = \begin{cases} (0,0525/\gamma_c) \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} & \text{für } d \leq 600 \text{ mm} \\ (0,0375/\gamma_c) \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} & \text{für } d > 800 \text{ mm} \end{cases} \quad (5.2)$$

(Zwischenwerte dürfen interpoliert werden.)

Die Festlegung des kritischen Rundschnittes im Abstand $2d$ vom Stützenanschnitt bewirkt besonders bei kleinen bezogenen Stützenumfängen sehr große Beanspruchungen am Stützenrand. Um diese Beanspruchungen zu begrenzen, erfolgt eine Beschränkung der Tragfähigkeit von Flachdecken bei kleinen u_0/d -Verhältnissen durch nachfolgende Modifikation des empirischen Vorfaktors $C_{Rd,c}$ [53]:

$$u_0/d \geq 4: C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$$

$$u_0/d < 4: C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c(0,1 - \frac{u_0}{d} + 0,60)} \geq 0,15/\gamma_c \quad (5.3)$$

Die Bestimmung des Fasertraganteils erfolgt als eine entlang des kritischen Rundschnittes wirkende, näherungsweise als konstant angenommene Schubspannung $v_{Rd,cf}$ nach Gleichung (5.4).

$$v_{Rd,cf} = 0,85 \cdot \frac{\alpha_c^f \cdot f_{ctR,u}^f}{\gamma_{ct}^f} \quad (5.4)$$

α_c^f beschreibt in diesem Zusammenhang Langzeiteinflüsse und ist zu 0,85 anzunehmen. γ_{ct}^f entspricht dem Teilsicherheitsbeiwert für Stahlfaserbeton mit einem Wert von 1,25. $f_{ctR,u}^f$ erfasst den Rechenwert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit, der sich aus dem charakteristischen Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{cfk,L2}^f$ bei einer Durchbiegung von 3,5 mm im 4-Punkt-Biegezugversuch nach Gleichung (5.5) berechnet. Wirken Längszugspannungen im Querschnitt, kommt es zu deutlich größeren Rissöffnungen, weshalb auf einen Ansatz der Faserwirkung zu verzichten ist.

$$f_{ctR,u}^f = \kappa_F^f \cdot \kappa_G^f \cdot 0,37 \cdot f_{cfk,L2}^f \quad (5.5)$$

Mit Hilfe des Faktors κ_F^f werden Einflüsse der Faserorientierung auf die Nachrisszugfestigkeit bei der Bemessung berücksichtigt, wohingegen κ_G^f Streuungen aus der Bauteilgröße erfasst. κ_F^f ist für schubbeanspruchte Bauteile zu 0,5 anzunehmen, in Abhängigkeit der gezogenen Fläche A_{ct}^f darf κ_G^f zu $1,0 + 0,5 \cdot A_{ct}^f \leq 1,5$ bestimmt werden.

5.2.3 Model Code 2010

Mit Einführung des Model Code 2010 [36] wurde im Vergleich zu dessen Vorgängerversionen ein gänzlich neues, physikalisch fundiertes Bemessungsmodell zur Bestimmung der Durchstanztragfähigkeit eingeführt. Der neue Bemessungsansatz basiert auf der Critical Shear Crack Theory [78] [79], einem mechanisch hergeleiteten und durch empirische Faktoren angepassten Bemessungsmodell. Grundlage der Critical Shear Crack Theory ist die Annahme, dass mit zunehmender Schubrissbreite, die in Korrelation zur Plattenrotation ($w = \psi \cdot d$) gesetzt werden kann, die Durchstanztragfähigkeit abnimmt [78]. Aus diesem Zusammenhang wurde ein Bruchkriterium von Muttoni in [78] abgeleitet und an Ergebnissen von Durchstanzversuchen kalibriert. Letztendlich können zwei Kurvenverläufe – eine Last-

Rotations-Beziehung sowie eine Versagenskurve - aufgestellt werden, aus deren Schnittpunkt sich der kritische Punkt und somit die Durchstanstragfähigkeit bestimmen lässt. Abbildung 5.2 zeigt schematisch diese beiden Kurvenverläufe.

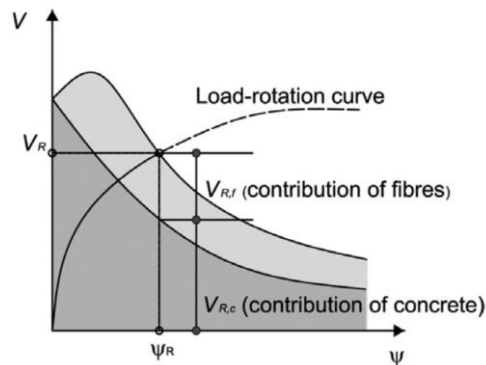


Abbildung 5.2: schematische Darstellung der Last-Rotations-Beziehung sowie des Versagenskriteriums unter Berücksichtigung des Beton- $V_{R,c}$ und Stahlfasertraganteils $V_{R,f}$ [52]

Für die Nachweisführung nach Model Code 2010 [36] wurde aus diesem theoretischen Modell ein geschlossener Bemessungsansatz abgeleitet, der nachfolgend vorgestellt werden soll. Die Nachweisführung erfolgt entlang eines kritischen Rundschnitts b_0 , der die Stütze in einem Abstand von $0,5d$ umfährt. Die resultierenden Spannungen werden entlang dieses Rundschnittes über die statische Nutzhöhe d_v aufintegriert, sodass die für das Nachweiskonzept nötigen Schnittgrößen resultieren. Der Bemessungswert der Durchstanstragfähigkeit stahlfaserverstärkter Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung bestimmt sich aus den beiden additiven Anteilen des Betontraganteils $V_{Rd,c}$ sowie des Fasertraganteils $V_{Rd,f}$.

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,f} \quad (5.6)$$

Die Berechnung des Betontraganteils $V_{Rd,c}$ erfolgt entsprechend Gleichung (5.7) in Abhängigkeit der Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_{ck} , der statischen Nutzhöhe für Schubbeanspruchung d_v sowie des Teilsicherheitsbeiwerts für Beton $\gamma_c = 1,50$. Anhand der angepassten statischen Nutzhöhe d_v lässt sich der Einfluss einer reduzierten statischen Nutzhöhe infolge einer oberhalb der Deckenunterkante liegenden Oberkante der Lasteinleitungsfläche (z.B. zu hoch betonierte Stütze) berücksichtigen.

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (5.7)$$

Mittels der Plattenrotation ψ sowie des Größtkorndurchmessers d_g des verwendeten Zuschlages lässt sich der Beiwert k_{ψ} bestimmen, anhand dessen der Einfluss der Schubrissbreite und somit der Rissreibung Berücksichtigung findet ($k_{dg} = 32/(16 + d_g) \geq 0,6$). Der maßgebende Umfang des kritischen Rundschnitts wird anhand des Faktors b_0 erfasst, welcher zudem Exzentrizitäten infolge einer ausmittigen Lasteinleitung in die Stütze berücksichtigt.

$$k_{\psi} = \frac{1}{1,5 + 0,9 \cdot k_{dg} \cdot \psi \cdot d} \leq 0,6 \quad (5.8)$$

Für die Ermittlung der Plattenrotation ψ sind in Model Code 2010 [36] vier verschiedene Approximationslevel (LoA = Level of Approximation) vorgesehen, welche sowohl analytische wie auch numerische Verfahren beinhalten. Mit steigender Stufe des LoA erfolgt die Bestimmung der Rotation ψ detaillierter

und exakter, was sich günstig auf den Durchstanzwiderstand auswirkt. [79] Grundsätzlich gilt, dass alle vier Approximationsstufen von der analytischen Grundgleichung (5.9) abgeleitet wurden. Neben der statischen Nutzhöhe d aus der Biegebemessung, des Bemessungswerts der Fließgrenze des Betonstahls f_{yd} sowie dessen Elastizitätsmodul E_s fließt in die Berechnung von ψ der Abstand des Nullpunktes des radialen Plattenbiegemomentes r_s , die Biegetragfähigkeit der Platte m_{Rd} sowie das im Stützstreifen einwirkende Moment m_{sd} ein.

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \quad (5.9)$$

Die erste Stufe der Level of Approximation LoA I stellt eine einfache, rasche und auf der sicheren Seite liegende Abschätzung der Rotation ψ zur Verfügung, die sich in der Entwurfsphase vorrangig für eine überschlägige Vordimensionierung eignet. Für diese Stufe wird eine vollständige Ausnutzung der Biegetragfähigkeit der Platte über der Stütze ($m_{sd} = m_{Rd}$) und somit das Fließen des Betonstahls unterstellt. Das Biegeversagen des Querschnitts wird hierdurch für die Tragfähigkeit der Flachdecke maßgebend, weshalb sehr große Plattenrotationen und somit obere Grenzwerte der Rissbreite resultieren. Die größte Rissbreite führt zur kleinstmöglichen Durchstanztragfähigkeit, weshalb dieser Ansatz auf der sicheren Seite liegt. [79]

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (5.10)$$

Der Abstand r_s zwischen Stützenachse und Lage des Nullpunktes der radialen Plattenbiegemomente darf im Rahmen von LoA I und LoA II pauschal und vereinfachend zu $0,22 \cdot L$ abgeschätzt werden, wobei L die maximale Spannweite der Flachdecke beschreibt. Mittels E_s wird der E-Modul der Betonstahlbewehrung berücksichtigt.

Durch einen vereinfachten Ansatz zur Bestimmung des wirksamen Biegemomentes im Stützstreifen m_{sd} und somit der tatsächlichen Ausnutzung der Biegezugbewehrung führt die zweite Berechnungsstufe (LoA II) zu etwas günstigeren Ergebnissen. Das Moment m_{sd} lässt sich in Abhängigkeit der Durchstanzlast V_{Ed} sowie dem von der Decke in die Stütze zu übertragenden Moment bestimmen. Für Innenstützen ergibt sich der Ansatz nach Gleichung (11), wobei e_u eine mögliche Lastausmitte erfasst. Die Plattenrotation ψ wird für beide Richtungen getrennt ermittelt. Die Nachweisführung erfolgt schließlich mit der größeren Rotation der beiden Richtungen.

$$m_{sd} = V_{Ed} \left(\frac{1}{8} + \frac{e_u}{2b_s} \right) \quad (5.11)$$

Werden die Schnittgrößen der Platte durch eine linear elastische Berechnung erfasst, kann der aus dieser Berechnung ermittelte Abstand r_s zum Nulldurchgang der Plattenbiegemomente sowie das einwirkende Biegemoment m_{sd} für eine genauere Bestimmung der Plattenrotation ψ in der LoA III herangezogen werden. Anhand dieser genaueren Betrachtung ist es zulässig, den Vorfaktor 1,5 aus Gleichung (8) zudem auf 1,2 zu reduzieren.

$$\psi = 1,2 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \quad (5.12)$$

In der genauesten Berechnungsstufe der LoA IV, sind im Wesentlichen nichtlineare Verfahren zur Bestimmung der Plattenrotation vorgesehen, was z.B. durch Integration der Momenten-Krümmungs-Beziehung erfolgen kann. Gleichung 13 zeigt hierzu beispielsweise die Bestimmung der Last-Rotations-

Beziehung unter Ansatz eines quadrilinearen Verlaufs der Momenten-Krümmungsbeziehung in Abhängigkeit von der Plattenrotation ψ nach [78]. Der Einfluss der Fasern wird über das Rissmoment m_{cr} , die Biegetragfähigkeit m_R sowie eine Verschiebung der Momenten-Krümmungs-Beziehung erfasst. Der Rechenaufwand dieser Stufe steigt gegenüber LoA II bzw. LoA III deutlich an, weshalb sich deren sinnvoller Einsatz auf wenige Anwendungsfälle beschränkt.

$$V = \frac{2\pi}{r_q - r_c} \left\{ -m_r r_0 + m_R (r_y - r_0) + EI_1 \psi (\ln(r_1/r_y)) + EI_1 \chi_{TS} (r_1 - r_y) + m_{cr} (r_{cr} - r_1) + EI_0 \psi (\ln(r_3/r_{cr})) \right\} \quad (5.13)$$

In Analogie zur DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2] wird im Model Code 2010 [36] der Stahlfasertraganteil mittels einer über den kritischen Schubriss wirkenden, aufintegrierten Schubspannung entsprechend Gleichung (5.14) erfasst.

$$V_{Rd,f} = \frac{f_{FtuK}}{\gamma_F} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (5.14)$$

Grundlage für die Bestimmung der Nachrisszugfestigkeit f_{FtuK} nach Model Code 2010 [36] bildet jedoch im Gegensatz zur DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2] ein gekerbter 3-Punkt-Biegezugversuch. Dementsprechend beschreibt f_{FtuK} den charakteristischen Wert der residualen Nachrisszugfestigkeit gemessen bei einer Rissöffnung (CMOD) von 1,5 mm im gekerbten 3-Punkt-Biegezugversuch. γ_F ist der Teilsicherheitsbeiwert für Stahlfaserbeton, der zu 1,5 gesetzt wird. Für die Umrechnung von der im 3-Punkt-Biegezugversuch ermittelten Biegezugfestigkeit in eine zentrische Nachrisszugfestigkeit, bietet der Model Code 2010 [36] mit dem „Rigid-plastic model“ (Gleichung 5.15) einen detaillierteren und mit dem „Linear model“ (Gleichung 5.16) einen vereinfachten Ansatz.

$$f_{FtuK} = 0,45f_{R1} - w_u/CMOD_3 (f_{Fts} - 0,50f_{R3} + 0,20f_{R1}) \quad (5.15)$$

$$f_{FtuK} = f_3/3 \quad (5.16)$$

Die finale Umrechnung auf den Rechenwert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit erfolgt unter Berücksichtigung des Faserorientierungsfaktors K nach Gleichung 5.17. Hierbei geht der Model Code 2010 grundsätzlich von einer isotropen Faserverteilung aus, sodass der Faserorientierungsbeiwert K mit 1,0 angenommen wird. Wirkt sich die Faserverteilung ungünstig auf das Tragverhalten aus, muss ein Orientierungsfaktor $K > 1,0$ experimentell bestimmt und bei der Bemessung berücksichtigt werden.

$$f_{FtuK,mod} = f_{FtuK}/K \quad (5.17)$$

5.2.4 Ansatz nach Maya et al.

Aufbauend auf dem Ansatz der Critical Shear Crack Theory [78] entwickelte Maya et al. in [52] einen mechanisch begründeten Ansatz zur Berechnung des Stahlfasertraganteils für die Bestimmung der Durchstantragfähigkeit stahlfaserverstärkter Flachdecken. Die Berechnung des Fasertraganteils erfolgt mittels einem von der Schubrissbreite abhängigen, über den Riss übertragbaren Spannungsanteil $\sigma_{tf}(w)$. Zur Nachweisführung werden diese Schubspannungen wie bereits in Abschnitt 5.2.3 beschrieben, in einem kritischen Rundschnitt im Abstand von $0,5d$ vom Stützenanschnitt aufsummiert, zum Betontraganteil addiert und anschließend der Einwirkung gegenübergestellt. Als Bezugsgröße dient bei diesem Ansatz analog zu [78] die Plattenrotation ψ . Der Bemessungswert der Durchstantragfähigkeit bestimmt sich folglich nach Gleichung (5.18):

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,f} \quad (5.18)$$

Der Betontraganteil $V_{Rd,c}$ resultiert aus Gleichung (5.19).

$$V_{Rd,c} = \frac{0,75}{1 + \frac{15 \cdot \psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \cdot b_0 \cdot d_v \cdot \sqrt{f_{cm}} \quad (5.19)$$

d_g berücksichtigt in diesem Ansatz den Einfluss des Größtkorndurchmessers auf die Durchstantragfähigkeit und d_{g0} beschreibt den Bezugswert des Größtkorns mit 16 mm. d_v erfasst die wirksame statische Nutzhöhe gemessen von der Oberkante der tatsächlich stützenden Fläche und f_{cm} den Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit. Die Rotation der Platte ψ lässt sich mittels Gleichung (5.20) berechnen.

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{V}{V_{flex}} \right)^{3/2} \quad (5.20)$$

Der Faktor r_s beschreibt analog zu 5.2.3 den Abstand der Stützenachse zum Momentennullpunkt, während mittels der Fließgrenze f_y und des Elastizitätsmoduls E_s die Materialkennwerte der Betonstahlbewehrung in die Berechnung eingehen. Die zur Ausnutzung der Biegetragfähigkeit führende Querkraft V_{flex} lässt sich aus dem Biegevermögen m_R sowie der Geometrieparameter r_s , r_q und r_c anhand der Bruchlinientheorie bestimmen (vgl. Gleichung 5.21). Anhand r_s wird die Plattengröße des Versuchskörpers berücksichtigt, während r_q den Lasteinleitungsradius und r_c die Stützenabmessungen beschreibt.

$$V_{flex} = 2 \cdot \pi \cdot m_R \cdot \frac{r_s}{r_q - r_c} \quad (5.21)$$

Mittels Integration der in der Durchstanzkegelfläche wirksamen, den Schubriss überbrückenden Zugspannung σ_{tf} kann der Traganteil infolge Stahlfaserwirkung nach Gleichung (5.22) bestimmt werden.

$$V_{R,f} = \int_{A_p} \sigma_{tf}(w(\xi)) dA_p = \int_{A_p} \sigma_{tf}(\psi, \xi) dA_p \quad (5.22)$$

Als Integrationsbereich dient die in die horizontale projizierte Fläche des kritischen Schubrisses A_p unter der Annahme einer Rissneigung von 45° . Für die Bestimmung der über den Schubriss übertragbaren Spannung $\sigma_{tf}(\psi, \xi)$ greift Maya et al. [52] auf das Variable Engagement Model (VEM) von Voo und Foster [80] zurück, anhand dessen sich das Verhalten von stahlfaserbewehrten Verbundwerkstoffen mit beliebig orientierten Fasern unter einer einachsialen Zugbeanspruchung nach Gleichung (5.23) berücksichtigen lässt.

$$\sigma_{tf} = K_f \alpha_f \rho_f \tau_f. \quad (5.23)$$

Der Fasergehalt geht in diesem Kontext anhand ρ_f ein, α_f erfasst die Faserschlankheit (Verhältnis Faserlänge l_f zu Faserdurchmesser d_f) und τ_f die Verbundspannung zwischen Fasern und Betonmatrix nach Gleichung (5.24), die wiederum durch den Faktor k_b das vom Fasertyp abhängige Verbundverhalten berücksichtigt.

$$\tau_b = k_b \cdot \sqrt{f_{cm}} \quad (5.24)$$

K_f definiert einen von der Rissöffnung abhängigen globalen Orientierungsfaktor der Fasern, welcher mittels einer probabilistischen Versuchsauswertung bestimmt werden kann. Für den Fall, dass alle Fasern beliebig orientiert sind, vollständig herausgezogen werden und es zu keinem Faserbruch kommt, definierten Voo und Foster in [80] den Faktor K_f nach Gleichung (5.25).

$$K_f = \frac{1}{\pi} \arctan \left(\alpha_e \cdot \frac{w}{d_f} \right) \cdot \left(1 - \frac{2w}{l_f} \right)^2. \quad (5.25)$$

Gerade diese Annahme stellt für die hier vorgestellten Versuche eine Näherung dar, da ein Ausziehen der Fasern aufgrund der in Abschnitt 3.3.4 beschriebenen Fasergeometrie nur bedingt auftreten kann. Unter dem vereinfachten konstanten Zusammenhang $w = \psi \cdot d/6$ und einer Kombination der Gleichungen (5.19) bis (5.22) lässt sich der Fasertraganteil nach Gleichung (5.26) berechnen:

$$V_{R,f} = \frac{1}{\pi} \arctan \left(3,5 \cdot \frac{\psi \cdot d}{6 \cdot d_f} \right) \cdot \left(1 - \frac{\psi \cdot d}{3 \cdot l_f} \right)^2 \alpha_f \rho_f k_b \sqrt{f_{cm}} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (5.26)$$

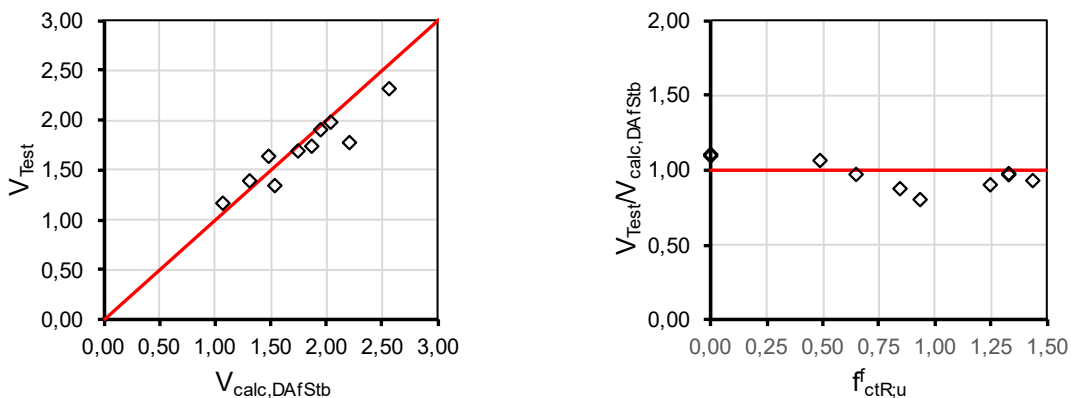
5.3 Vergleich der Versuchsergebnisse mit Bemessungsansätzen

5.3.1 Allgemeines

Um eine Bewertung der in Kapitel 5.2 vorgestellten Bemessungsansätze vornehmen zu können, werden die rechnerischen Traglasten V_{calc} den in Kapitel 3 gewonnenen experimentellen Höchstlasten V_{Test} gegenübergestellt. Für eine Vergleichbarkeit mit den experimentellen Ergebnissen erfolgt die Bestimmung von V_{calc} auf Grundlage der in Anhang A zusammengefassten mittleren Materialkennwerte der einzelnen Versuche. Die Teilsicherheits- und Dauerstandsbeiwerte werden zu $\gamma_c = \gamma^{f_{ct}} = \gamma_c = \gamma_F = \alpha_{cc} = \alpha^{f_c} = 1,0$ angenommen. Die Umrechnung der Biegezugfestigkeit in die zentrische Nachrisszugfestigkeit erfolgte entsprechend den jeweiligen normativen Vorgaben, wobei für den Model Code 2010 [36] der Ansatz des „Rigid-plastic model“ nach Gleichung 5.15 verwendet wurde.

Nachfolgend werden für jeden vorgestellten Bemessungsansatz zwei Diagramme aufgeführt. Das linke Diagramm zeigt eine Gegenüberstellung der rechnerisch gewonnenen Tragfähigkeiten V_{calc} auf der Abszisse und der im Versuch gewonnenen Höchstlasten V_{Test} auf der Ordinate. Im rechten Diagramm sind die experimentellen Versuchsergebnisse in Relation zu den rechnerischen Tragfähigkeiten auf der Ordinate angetragen. Als maßgebliche Einflussgröße auf den Stahlfasertraganteil wird auf der Abszisse die Nachrisszugfestigkeit $f_{ctR,u}$ (DAfStb-Richtlinie) bzw. $f_{Ft,u}$ (Model Code 2010) angetragen. Lediglich im Ansatz nach Maya et al. [52] wird abweichend hierzu auf der Abszisse die über den Riss übertragbare Spannung σ_{tf} angetragen. Um sichere Abschätzungen der Tragfähigkeiten zu erhalten, sollten die Werte im Fraktilwert – in der Regel 95 %-Fraktile einer Normalverteilung - oberhalb der roten Linie in den Diagrammen liegen [77]. Unterhalb der Diagramme werden die Mittelwerte und Standardabweichungen zu den jeweiligen Ergebnissen angegeben, wobei die Auswertung mit und ohne Berücksichtigung der Referenzversuche erfolgte.

5.3.2 Auswertung nach DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton



Mit Berücksichtigung faserfreie Versuche:

Mittelwert: 0,97
 Variationskoeffizient: 0,10

Ohne Berücksichtigung faserfreie Versuche:

Mittelwert: 0,96
 Variationskoeffizient: 0,08

Abbildung 5.3: Vergleich V_{Test}/V_{calc} nach DAfStb-Richtlinie [2]

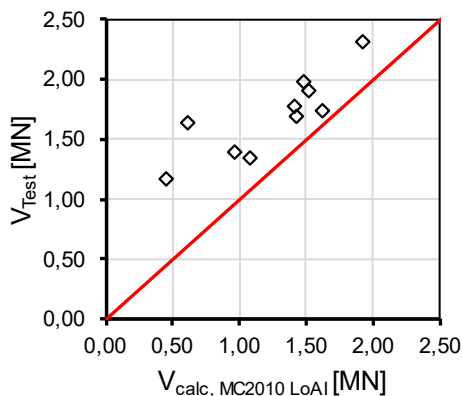
Abbildung 5.3 zeigt die zuvor beschriebene Auswertung für den Bemessungsansatz nach DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2]. Die Grafiken zeigen eine für Durchstanzversuche ohne Durchstanzbewehrung an Innenstützen übliche Streubreite. Mit zunehmender Nachrisszugfestigkeit $f_{ct0,u}$ lässt sich

eine geringfügige Tendenz der Überschätzung der Traglasten erkennen, was sich auch an einem Mittelwert von 0,97 äußert. Jedoch liegt diese innerhalb üblicher versuchstechnischer Streuungen, sodass diese als vernachlässigbar angesehen werden kann.

Die Streubreiten der faserverstärkten Versuche stimmen gut mit denen üblicher Versuche an faserverfreien Referenzversuchen überein, was durch einen Vergleich mit einer Datenbank zu faserverfreien Durchstanzversuchen ohne Durchstanzbewehrung in [81] bestätigt werden kann. Der rechnerische Fasertraganteil kann daher unter Berücksichtigung üblicher material- und versuchstechnischer Streuungen nach DAfStb-Richtlinie auch bei großen Plattendicken und modernen Hochleistungsstahldrahtfasern zutreffend erfasst werden.

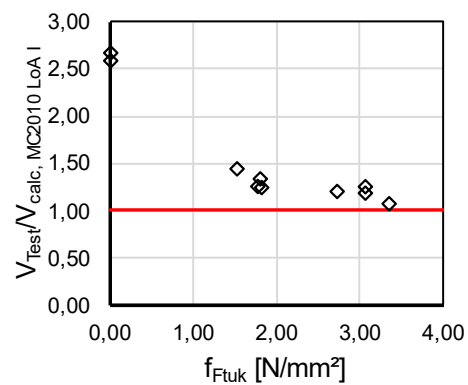
5.3.3 Auswertung nach Model Code 2010, LoA I- LoA II – LoA IV

Abbildung 5.4 bis Abbildung 5.6 zeigen die entsprechenden Auswertungen für die Ansätze nach Model Code 2010 [36] in den Stufen LoA I, LoA II und LoA IV. Auf eine Auswertung in der Stufe LoA III wurde an dieser Stelle aufgrund der Versuchsnachrechnung verzichtet. Unter Berücksichtigung der faserverfreien Versuche sinkt der Mittelwert der Prognosen bei einer Zunahme des LoA von 1,53 auf 0,87 und liegt somit bei LoA IV im unsicheren Bereich (Werte kleiner 1,0). Eine ähnliche Reduktion zeigt der jeweils zugehörige Variationskoeffizient, der von 0,56 auf 0,1 abnimmt. Diese Tendenz entspricht den Erläuterungen aus Kapitel 5.2.3. Da in Bezug auf den Fasertraganteil lediglich eine Approximationsstufe vorliegt, liegt die Vermutung nahe, dass diese verringerten Schwankungen allein auf die verbesserte Prognosegenauigkeit des Betontraganteils bei höherem LoA zurückzuführen sind. Eine Auswertung ohne Berücksichtigung der faserverfreien Versuchskörper bestätigt diese Annahme. Während sich für LoA I ein Mittelwert von 1,25 bei einem Variationskoeffizienten von 0,10 ergibt, stellt sich bei LoA IV ein Mittelwert von 0,82 und ein sehr geringer Variationskoeffizient von 0,04 ein. Innerhalb der faserverstärkten Versuche liegt somit bei allen drei LoA kaum eine Schwankung in der Prognosegenauigkeit vor, lediglich der Mittelwert verändert sich. Hieraus ergeben sich Unterschiede im jeweiligen Sicherheitsniveau der drei betrachteten LoA.



Mit Berücksichtigung faserverfreie Versuche:

Mittelwert: 1,53
 Variationskoeffizient: 0,56



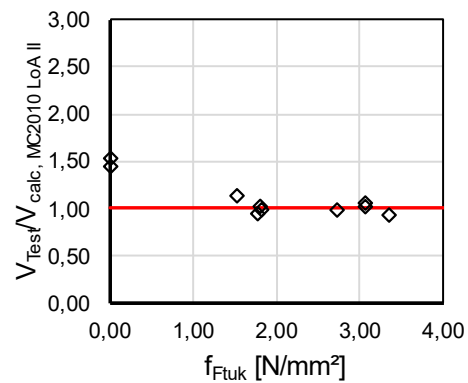
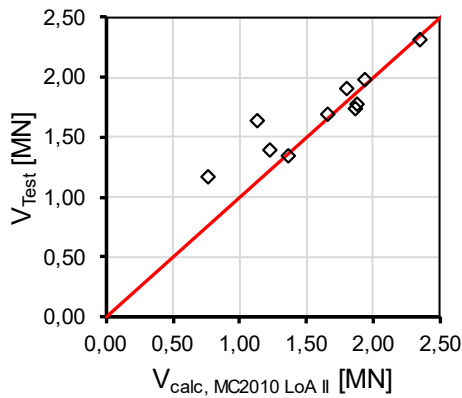
Ohne Berücksichtigung faserverfreie Versuche:

Mittelwert: 1,25
 Variationskoeffizient: 0,10

Abbildung 5.4: Vergleich V_{Test}/V_{calc} nach Model Code 2010 LoA I [36]

Darüber hinaus zeigt die oben durchgeführte Betrachtung, dass nach Model Code 2010 [36] der rechnerische Fasertraganteil deutlich überschätzt wird. Während der Verhältniswert V_{Test}/V_{calc} in LoA IV für

die Referenzversuche bei etwa 1,05 liegt, ergibt sich für die faserverstärkten Versuchskörper ein Mittelwert von etwa 0,82, der somit auf der unsicheren Seite ($< 1,0$) liegt. Wird ausgehend von dieser Betrachtung eine sehr gute Approximation des Betontraganteils in Stufe LoA IV vorausgesetzt was auch die Ergebnisse der faserverstärkten Versuche verdeutlichen, muss der Fasertraganteil überschätzt werden, um einen Mittelwert von unter 1,0 zu erhalten. Ein identisches Bild zeigt sich für die Stufen LoA I und LoA II, wo die Traglasten der faserverstärkten Referenzversuche deutlich unterschätzt werden und zu Verhältniswerten in einem Bereich von 1,50 bis 2,50 führen, während die Ergebnisse der faserverstärkten Versuche mit Verhältniswerten von 1,0 bis 1,4 sehr gut approximiert werden. Es lässt sich daher festhalten, dass der Fasertraganteil nach Model Code 2010 [36] deutlich überschätzt wird, was je nach verwendeter Approximationsstufe zu sicheren bis unsicheren Ergebnissen führen kann. Die Ursache dieser Überschätzung könnte in der fehlenden Erfassung von Einflüssen der Faserorientierung und Faserverteilung in der ansetzbaren Nachrisszugfestigkeit nach Model Code 2010 [36] liegen, wie diese mit den Beiwerten κ_F und κ_G in der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [2] enthalten ist (vgl. Gl. (5.5)).



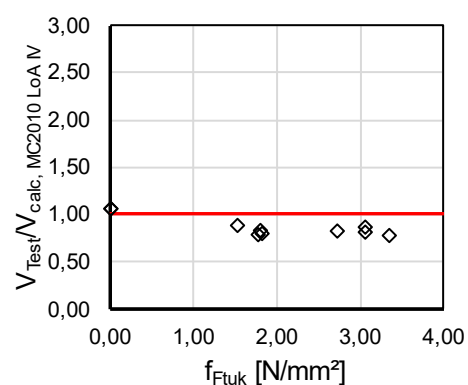
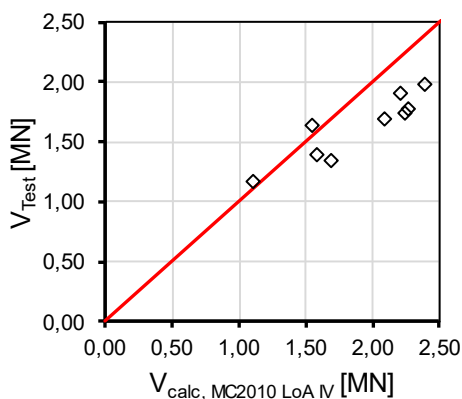
Mit Berücksichtigung faserfreie Versuche:

Mittelwert: 1,10
 Variationskoeffizient: 0,20

Ohne Berücksichtigung faserfreie Versuche:

Mittelwert: 0,97
 Variationskoeffizient: 0,06

Abbildung 5.5: Vergleich $V_{\text{Test}}/V_{\text{calc}}$ nach Model Code 2010 LoA II [36]



Mit Berücksichtigung faserfreie Versuche:

Mittelwert: 0,87
 Variationskoeffizient: 0,10

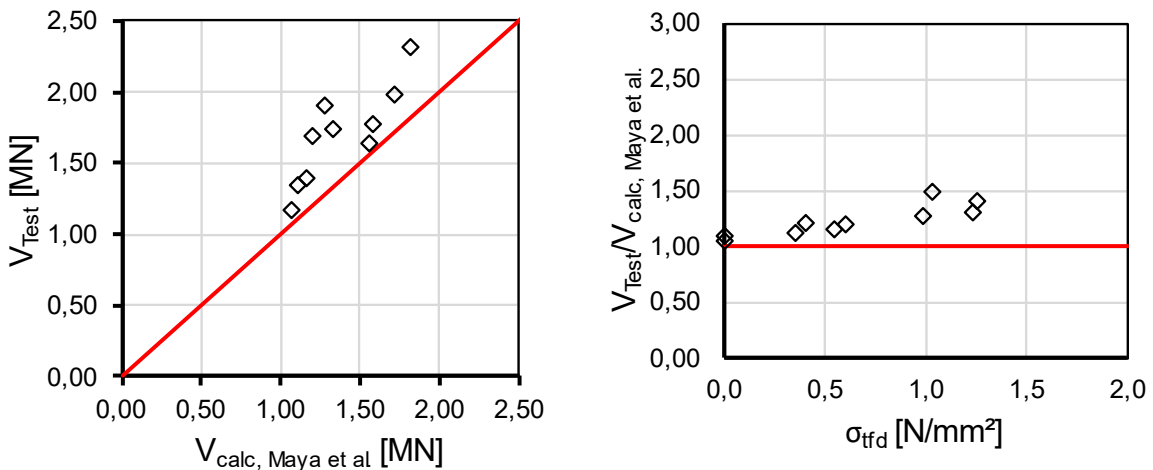
Ohne Berücksichtigung faserfreie Versuche:

Mittelwert: 0,82
 Variationskoeffizient: 0,04

Abbildung 5.6: Vergleich $V_{\text{Test}}/V_{\text{calc}}$ nach Model Code 2010 LoA IV [36]

5.3.4 Auswertung nach Maya et al.

Die Auswertung des Ansatzes nach Maya et al. [52] in Abbildung 5.7 zeigt insgesamt eine auf der sicheren Seite liegende Prognosegenauigkeit der rechnerischen Traglasten. Ohne Berücksichtigung der faserfreien Versuchskörper ergibt sich ein Mittelwert von 1,27 und ein Variationskoeffizient von 0,12. Die Prognosegenauigkeit dieses Ansatzes liegt für die durchgeführten Versuche auf etwas schlechterem Niveau wie die DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2] in Abschnitt 5.3.2. Alle ermittelten Traglasten liegen jedoch oberhalb einem Verhältniswert von 1,0 und somit auf der sicheren Seite. Aus dem rechten Diagramm der Abbildung 5.7 lässt sich die leichte Tendenz erkennen, dass mit zunehmendem σ_{tfd} eine Unterschätzung des Stahlfasertraganteils stattfindet, da die Ausnutzungsgrade größer werden. Dies könnte auf die Tatsache zurückzuführen sein, dass bei der Berechnung von dem für die Ermittlung von σ_{tfd} erforderlichen Beiwerts K_f von einem vollständigen Faserauszug ausgegangen wird, was bei dem verwendeten Fasertyp Dramix 5D aufgrund der modifizierten Endhakenausbildung nicht möglich ist. Hierdurch könnte es zu Abweichungen bei der zutreffenden Abschätzung von σ_{tfd} in Form von zu geringen Werten kommen.



Mit Berücksichtigung faserfreie Versuche:

Mittelwert: 1,23
 Variationskoeffizient: 0,13
 $f_{ck} = f_{cm} - 4 \text{ [MPa]}$

Ohne Berücksichtigung faserfreie Versuche:

Mittelwert: 1,27
 Variationskoeffizient: 0,12
 $f_{ck} = f_{cm} - 4 \text{ [MPa]}$

Abbildung 5.7: Vergleich $V_{\text{Test}}/V_{\text{calc}}$ nach Ansatz von Maya et al. [52]

5.3.5 Vergleich der Bemessungsmodelle

Um einen quantitativen Vergleich der Bemessungsansätze nach DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [2] und Model Code 2010 LoA IV [36] untereinander zu ermöglichen, werden in Anlehnung an [77] die rechnerischen Durchstanstragfähigkeiten in ihren jeweiligen Absolutwerten in Abbildung 5.8 gegenübergestellt. Auf der Abszisse befindet sich die rechnerische Tragfähigkeit nach Model Code 2010 mit LoA IV [36], wohingegen die Ordinate die Werte nach DAfStb Richtlinie [2] umfasst. Das Diagramm in Abbildung 5.8 a) zeigt den Vergleich der Grundgleichung mit den tendenziell überschätzten Traglasten nach Model Code 2010 [36]. Erwartungsgemäß sammeln sich die Datenpunkte unterhalb der Diagonalen und somit etwas nach rechts verschoben zu höheren Abszissenwerten.

Um den zuvor festgestellten Effekt der Überschätzung des Stahlfasertraganteils nach Model Code 2010 [36] Rechnung zu tragen, wurde für die folgende Betrachtung die rechnerische Nachrisszugfestigkeit in den Modellgleichungen des Model Codes 2010 [36] um den Faserorientierungsbeiwert κ_F^f sowie um den Größenordnungsbeiwert κ_G^f nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2] erweitert. Der Faserorientierungsbeiwert wird, wie für schubbeanspruchte Bauteile üblich, zu 0,5 angenommen. Dies ermöglicht die Erfassung der auf die Durchstantragfähigkeit ungünstig wirkenden tatsächlichen Orientierung und Lage der Faser in der Betonmatrix. Der Hintergrund dieses Faktors besteht darin, dass sich die Fasern bei schubbeanspruchten Bauteilen meist nicht entlang der Zugspannungserzielenden ausrichten, weshalb die ansetzbare Zugfestigkeit gegenüber Balkenversuchen reduziert werden muss. Der Größenordnungsbeiwert berücksichtigt den mit zunehmender Bauteilgröße kleiner werdenden Einfluss der Streuungen der Faserverteilung innerhalb eines Querschnitts. Für die vorliegenden Deckenstärken bestimmt sich der Beiwert κ_G^f zu Werten von 1,11 bzw. 1,14, wodurch dieser etwas tragfähigkeitserhöhend wirkt.

Abbildung 5.8 b) bestätigt die Annahme der Überschätzung des Stahlfasertraganteils nach Model Code 2010 [36], da sich der in Abbildung 5.8 a) beobachtete Trend nahezu vollständig aufhebt. Die Ergebnisse nach Model Code 2010 [36] nach LoA IV nähern sich denen nach DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2] deutlich an, weshalb die Punktwolke in Richtung der Diagonalen verschoben wird.

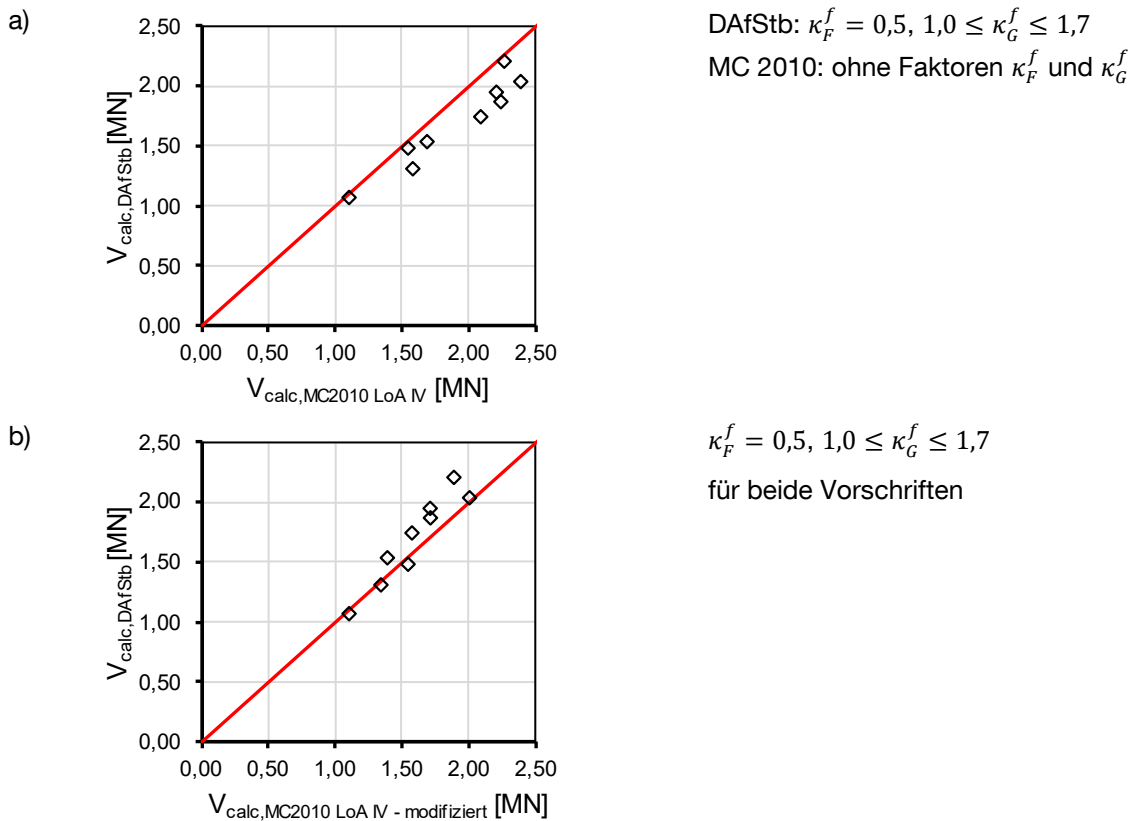


Abbildung 5.8: Gegenüberstellung der rechnerischen Durchstantragfähigkeiten nach DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [2] und Model Code 2010 [36]: a) Grundgleichungen, b) einheitliche κ -Faktoren nach DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton

Zum Abschluss ermöglicht Abbildung 5.9 einen Vergleich des Ansatzes nach DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2] mit dem wissenschaftlichen Ansatz nach Maya et al. [52]. Es zeigt sich, dass für die hier

durchgeführten Versuche nach dem Ansatz nach Maya et al. [52] geringere Traglasten ermittelt werden als nach DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2], die letztendlich auf der sicheren Seite liegen. Der Vorteil des wissenschaftlichen Ansatzes liegt darin begründet, dass neben der Traglast auch eine Aussage über die sich einstellenden Verformungen ermöglicht wird. Der Ansatz der DAfStb-Richtlinie [2] bietet hingegen, bei Vorliegen von Ergebnissen aus Biegezugversuchen, eine deutlich einfachere Anwendung mit geringerem Rechenaufwand.

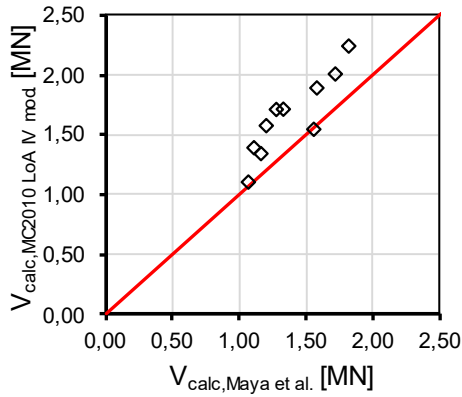


Abbildung 5.9: Gegenüberstellung rechnerischer Durchstantragfähigkeiten nach Ansatz von Maya et al. [52] und DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2]

6 Zusammenfassung und Ausblick

Durch das von der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung geförderten Forschungsvorhabens des Lehrstuhls für Massivbau der Technischen Universität München wurde es ermöglicht, umfangreiche Untersuchungen zur Durchstanstragfähigkeit stahlfaserverstärkter Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung mit modernen Hochleistungsstahldrahtfasern und praxisrelevanten Plattendicken durchzuführen. Anhand der experimentell und numerisch durchgeführten Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass sich Stahldrahtfasern grundsätzlich als Alternative zu konventionellen Durchstanzbewehrungselementen eignen. Um die bisherigen, national und international vorliegenden Erkenntnisse zur Durchstanstragfähigkeit stahlfaserverstärkter Flachdecken zusammenzufassen und aufzubereiten, wurde zunächst eine umfangreiche Literaturrecherche (Kapitel 2) durchgeführt. Hierbei konnte der Stand der Technik sowie das einaxiale Druck- und Zugtragverhalten von Stahlfaserbeton übersichtlich dargestellt werden. Ein Rückblick auf die geschichtliche Entwicklung der Bauweise mit Flachdecken konnte eine seit etwa 120 Jahren stetig wachsende Bedeutung dieser Bauweise für die tägliche Baupraxis veranschaulichen. Insbesondere in den vergangenen Jahrzehnten haben sich Flachdecken im modernen Hoch- und Industriebau aufgrund zahlreicher Vorzüge fest etabliert und linienförmig gelagerte Deckensysteme vielfach verdrängt.

Diese unterzugslose Bauweise ermöglicht den heute üblichen, hohen Anforderungen an Funktionalität, Ästhetik und Wirtschaftlichkeit gerecht zu werden. Die Lagerung der Decke erfolgt unmittelbar auf den Stützen, weshalb die Ausbildung der Decken-Stützenverbindung entscheidenden Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten dieser Bauweise besitzt. Konstruktionsbedingt stellt sich im Bereich der Decken-Stützenverbindung eine konzentrierte Momenten- und Querkraftbeanspruchung ein, die zu einem räumlichen, hochbeanspruchten Spannungszustand führt. In der täglichen Bemessungspraxis ergeben sich aus dem Nachweis des auflagernahen Querkraftabtrags und der damit einhergehenden Sicherheit gegen lokales Durchstanzen häufig Schwierigkeiten. Ein Durchstanzversagen tritt im Regelfall äußerst spröde und schlagartig auf und führt meist zu einem progressiven Kollaps des gesamten Gebäudes, weshalb es diesen Versagensfall zwingend zu vermeiden gilt.

Sofern der Betontraganteil des reinen Betonquerschnitts nicht mehr ausreichend ist, die einwirkenden Querkräfte in die Stütze einzuleiten, haben sich in den vergangenen Jahrzehnten verschiedenste Möglichkeiten zur Verstärkung dieses Bereichs etabliert. Mitte der 1980er Jahre rückte hierzu auch Stahlfaserbeton in den Fokus der Wissenschaft. Durch zahlreiche Versuche konnte seitdem gezeigt werden, dass der Einsatz von Stahlfaserbeton im Bereich der Decken-Stützen-Verbindung zu einer deutlichen Zunahme der Durchstanstragfähigkeit führt. Jedoch wurden all diese Untersuchungen mit sehr geringen Deckenstärken und häufig nicht mehr dem Stand der Technik entsprechenden Stahlfasertypen durchgeführt. Aufgrund der fehlenden Praxisnähe der vorliegenden Datenbasis stellte sich die Frage, wie sich diese Einflüsse auf das Durchstanstragverhalten auswirken.

Die durchgeführten experimentellen Untersuchungen zur Durchstanstragfähigkeit stahlfaserverstärkter Flachdecken (Kapitel 3) zeigten zum einen ähnliche Traglaststeigerungen, wie diese bereits aus der vorliegenden Datenbasis ersichtlich wurden. Zum anderen konnte ein Übergang von einem sehr spröden und schlagartigen Durchstanzversagen einer faserfreien Stahlbetonflachdecke zu einem sehr

duktilen Versagensmodus beobachtet werden, welcher selbst bei großen Verformungen im Nachbruchbereich beachtliche Tragfähigkeiten vorweisen konnte. In diesem Zusammenhang wurde auch der wesentliche Einfluss der bei Stahlfaserbetonen resultierenden Nachrisszugfestigkeit und insbesondere dessen Verlauf auf den resultierenden Durchstanzwiderstand dargestellt. Weiterhin zeigt sich der positive Einfluss der Stahlfasern auf das entstehende Rissbild, welches sich feingliedriger mit deutlich reduzierten Rissbreiten einstellte.

Mit den in Kapitel 4 vorgestellten numerischen Modellen konnten sowohl in der Baustoffprüfung übliche 3-Punkt-Biegezugversuche wie auch die durchgeführten Durchstanzversuche numerisch sehr gut nachvollzogen werden. Dies zeigten insbesondere Vergleiche zwischen den experimentell und numerisch gewonnenen Last-Verformungskurven sowie der Rissbilder. Für die numerischen Simulationen war die Kenntnis über die tatsächliche Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung der verwendeten Stahlfaserbetone von entscheidender Bedeutung. Zur Ableitung dieser Beziehung wurde in Kapitel 4 ein Algorithmus vorgestellt, welcher mit geringen Rechenzeiten zu sehr guten Ergebnissen führt.

Abschließend wurden in Kapitel 5 in normativen Regelwerken sowie in der Wissenschaft vorhandene Bemessungsansätze hinsichtlich deren Prognosegenauigkeit der gewonnenen Traglasten untersucht. Die Auswertungen zeigten, dass eine additive Formulierung der Bemessungsansätze aus einem reinen Betontraganteil sowie einem Stahlfasertraganteil zu sehr guten Prognosegenauigkeiten ermöglicht. Alle durchgeführten Versuche konnten mit den gewählten Bemessungsansätzen und einer für Durchstanzversuche üblichen Prognosegenauigkeit zutreffend nachgerechnet werden. Die untersuchten Ansätze können daher auch für praxisrelevante Plattendicken und moderne Stahlfasergenerationen als geeignet bewertet werden. Die gewonnenen Ergebnisse dienen als Grundlage für die Entwicklung und Validierung zukünftiger Normengenerationen und werden unmittelbar in derzeitige Normengremien mit eingebracht.

Ausblick und weiterer Forschungsbedarf

Mit den durchgeführten Durchstanzversuchen an stahlfaserverstärkten Flachdeckenausschnitten konnte gezeigt werden, dass das an skalierten Versuchen mit nicht praxisüblichen Plattenstärken von unter 150 mm beobachtete Tragverhalten auch auf praxisrelevante Bauteilabmessungen übertragen werden kann. Auch mit den bereits normativ bestehenden Bemessungsansätzen konnten die Traglasten mit ausreichender Genauigkeit bestimmt werden. Somit kann diese Bauweise mit den bestehenden Bemessungsansätzen unmittelbar in der Baupraxis angewendet werden.

Um die Wirtschaftlichkeit und Leistungsfähigkeit von Flachdecken weiter zu verbessern ist es denkbar, stahlfaserverstärkte Flachdecken mit konventioneller Durchstanzbewehrung zu ergänzen. In der nationalen und internationalen Literatur liegen hierzu nur äußerst wenig Erfahrungswerte vor, welche jedoch allesamt deutliche Traglaststeigerungen erwarten lassen. Es besteht hierin weiterer Forschungsbedarf, um derartige Kombinationen der Baupraxis ermöglichen zu können und vorhandene Tragreserven weiter ausnutzen zu können. Auch der Einfluss der Stahlfasern auf die Durchstanztragfähigkeit unter dynamischen Einwirkungen wie beispielsweise Erdbebenbeanspruchungen sind nicht abschließend geklärt, weshalb an dieser Stelle zudem weiterer Forschungsbedarf besteht. Aufgrund der zunehmenden Anwendung von Stahlfaserbeton sind derartige Forschungsvorhaben von besonderer Bedeutung und tragen zu einer verbesserten Akzeptanz und Verbreitung von Stahlfaserbeton bei.

Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1: Versuchsmatrix mit Abmessungen und Fasergehalt/-typ der jeweiligen Versuchskörper [41].....	27
Tabelle 3.2: Materialkennwerte des Stahlfaserbetons	32
Tabelle 3.3 Stahleigenschaften der Biegezugbewehrung.....	33
Tabelle 3.4: Überblick der Versuchsergebnisse.....	42

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1: Prinzipielles Versagensbild beim Durchstanzen von Flachdecken [1]	4
Abbildung 2.1: Bruchquerschnitt eines Biegebalkens bei 0,5 Vol.-% (links) und 1,0 Vol.-% (rechts) ...	9
Abbildung 2.2: Homogene Faserverteilung (eigene Betonage M1) und Agglomeration von Stahlfasern (rechts, aus [11]) im Frischbeton.....	10
Abbildung 2.3: Modellvorstellung des Tragverhaltens von Normalbeton [16].....	10
Abbildung 2.4: Bruchbild nach Zylinderdruckversuch einer Normalbetonprobe (links) und einer Stahlfaserbetonprobe (rechts)	11
Abbildung 2.5: Einfluss von Stahldrahtfasern auf die Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton in Abhängigkeit vom Stahlfasergehalt und vom Stahlfasertyp (eigene Untersuchungen). Links tatsächliche Druckspannungen, rechts auf die Druckfestigkeit bezogene Druckspannung	12
Abbildung 2.6: Schematische Darstellung des Tragverhaltens von Stahlfaserbeton unter Zug- und Biegezugbeanspruchung [3]	13
Abbildung 2.7: Mittelwerte der Last-Rissöffnung (CMOD)-Kurven von durchgeführten 3-Punkt- Biegezugversuchen nach DIN EN 14651 [17].....	14
Abbildung 2.8: System und Versuchsaufbau der Gebrauchslast- und Tragfähigkeitsversuche an der Bis-sener-Versuchsdecke [31]	17
Abbildung 2.9: Versuchsaufbau der rein faserbewehrten Plattenversuche [32]	18
Abbildung 2.10: Versuchsaufbau der durchgeführten Durchstanzversuche [33]	19
Abbildung 2.11: Versuchsaufbau und geprüfter Versuchskörper nach Chanthabouala et al. [8]	19
Abbildung 2.12: Häufigkeitsverteilungen für 284 Versuche in Abhängigkeit des Betontyps (a), des Fasermaterials (b), des Fasertyps (c), der Plattendicke h (d), der mittleren Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} (e), der Stützenabmessung l_c (f) sowie des geometrischen Längsbewehrungsgrades ρ_l (g) ...	21
Abbildung 2.13: Häufigkeitsverteilung der Deckenstärke für 83 Wohnungs-, Büro- und Industriebauten in Deutschland	22
Abbildung 2.14: Häufigkeitsverteilung verbauter Flachdeckendicken und Stützenabmessungen bei Schweizer Gebäuden (entnommen aus [40])	23
Abbildung 3.1: Versuchskörpergeometrie und Bewehrungsführung (nach [41])	25
Abbildung 3.2: Geometrie der Versuchskörper in Draufsicht und Querschnitt [42]	26
Abbildung 3.3: Bewehrungsführung Versuchsserie 1 bei einer Plattendicke $h = 250$ mm (links), eingebaute Bewehrung (rechts) [42]	28
Abbildung 3.4: Bewehrungsführung Versuchsserie 1 bei einer Plattendicke $h = 300$ mm (links), eingebaute Bewehrung (rechts) [42]	28
Abbildung 3.5: Bewehrungsführung Versuchsserie 2 bei einem Längsbewehrungsgrad $\rho_l = 0,75$ % (links), eingebaute Bewehrung (rechts) [42]	29
Abbildung 3.6: Bewehrungsführung Versuchsserie 2 bei einem Längsbewehrungsgrad $\rho_l = 1,75$ % (links), eingebaute Bewehrung (rechts) [42]	29
Abbildung 3.7: Schalung mit Bewehrung der Stützenabschnitte (links) sowie betonierte Stützenabschnitte (rechts)	30
Abbildung 3.8: Versuchsaufbau 3-Punkt-Biegezugversuch nach DIN EN 14651 [17]	31
Abbildung 3.9: Biegezugspannungs-CMOD-Diagramme der Biegebalkenprüfungen für Versuche der Plattendicke $h = 250$ mm (links) und $h = 300$ mm (rechts) [nach [41]]	32

Abbildung 3.10: Verwendete Stahldrahtfasertypen Dramix 4D (links) und Dramix 5D (rechts) [Quelle: BEKAERT GmbH].....	34
Abbildung 3.11: Herstellung der Versuchskörper und der Probekörper [42].....	36
Abbildung 3.12: eingerichteter Versuchsaufbau (links) und schematischer Versuchsaufbau (rechts) [41]	37
Abbildung 3.13: Übersicht Versuchskörperuntersicht mit fertig eingerichteter Messtechnik [42] ..	38
Abbildung 3.14: Übersicht Anordnung der Wegsensoren (links) und Detail eines Wegsensors (rechts) [42].....	39
Abbildung 3.15: Übersicht Anordnung der Betonstahl-DMS (links) und Detail eines Betonstahl- DMS (rechts) [42].....	39
Abbildung 3.16: Übersicht Anordnung der Beton-DMS auf der Plattenunterseite (links) und Detail eines Beton-DMS (rechts) [42]	40
Abbildung 3.17: Übersicht Anordnung der Dickenänderungsmessung (links), Detail hiervon (rechts) [42]	40
Abbildung 3.18: Schematische Darstellung des Versuchsablaufs über die Versuchsdauer	41
Abbildung 3.19: Stanzkegel im Sägeschnitt am Stützenanschnitt (hier Versuch M3-25-1.23)	43
Abbildung 3.20: Kraft-Durchbiegungskurven der Versuchsserie 1 mit einem Längsbewehrungsgrad von 1.23 % getrennt für Plattendicke $h = 250$ mm (links) und $h = 300$ mm (rechts)	43
Abbildung 3.21: Kraft-Durchbiegungskurven bei Variation des Längsbewehrungsgrades.....	44
Abbildung 3.22: Vergleich ausgewählter Betonstahldehnungen der Versuchskörper M3-25-1.23, M3-25-0.75, M3-30-1.23, M3-25-1.75	45
Abbildung 3.23: Entwicklung des Rissbildes der Plattenoberseite mit zunehmendem Stahlfasergehalt nach Versuchsabschluss (Risssskizze, ergänzt durch optisches Messverfahren).....	46
Abbildung 3.24: Rissbildauswertung der Sägeschnitte der Versuchskörper mit $h = 25$ cm (nach [41], [42]).....	47
Abbildung 3.25: Rissbildauswertung der Sägeschnitte der Versuchskörper mit $h = 30$ cm (nach [41], [42]).....	47
Abbildung 3.26: Vergleich der zeitlichen Änderung der Plattendicke verschiedener Versuchskörper [41].....	49
Abbildung 3.27: Vergleich der bezogenen experimentellen Versuchslasten (nach [41])	50
Abbildung 4.1: Ablauf einer impliziten Berechnung mit Iterationsverlauf für die einzelnen Lastschritte [59].....	55
Abbildung 4.2 Fließbedingung in der p-q-Ebene	56
Abbildung 4.3 Spannungs-Dehnungs-Beziehung für einachsiale Zug- (links) und Druckbeanspruchung (rechts) [58].....	58
Abbildung 4.4 Form der Fließfläche im Hauptspannungsraum in der biachsialen Spannungsebene (links) und in Abhängigkeit des Formfaktors K_c (rechts) [58]	60
Abbildung 4.5 hyperbolische Potentialfunktion in der p-q-Ebene	61
Abbildung 4.6 Bilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung des Betonstahls [nach [37]].....	63
Abbildung 4.7: Darstellung von $n = 6$ B-Splines des Polynomgrades $p = 3$ mit gleichmäßig verteiltem Knotenvektor	65
Abbildung 4.8: Detailauszug des bruchmechanischen Ersatzmodells in Anlehnung an Strack [65] (aus [63])	66

Abbildung 4.9: Entlang des Rissufers verlaufende idealisierte Zugspannungs-CMOD-Beziehung $m\xi = \sigma(z3)$ [63].....	67
Abbildung 4.10: schematische Darstellung des hierarchischen Optimierungsproblems [63]	70
Abbildung 4.11: Resultierende Zugspannungs-CMOD-Beziehungen und zugehörige Lage der Kontrollpunkte für die Nachrechnung der Mittelwertkurven der Betonmischungen M1, M2 und M3 unter Variation der Kontrollpunktanzahl und des Polynomgrades (nach [63])	71
Abbildung 4.12: gewähltes numerisches Modell (links) und Elementnetz (rechts).....	72
Abbildung 4.13: Vergleich der experimentell und numerisch gewonnenen Prüfkraft-CMOD- Verläufe der Mittelwertkurven aus den durchgeführten 3-Punkt-Biegezugversuchen (nach [63])	72
Abbildung 4.14: Beispiel eines Konturplots des plastischen Dehnungsverlaufs (links) und der Spannungsverteilung σ_{11} (rechts) in Balkenlängsrichtung im Rissquerschnitt bei einer Rissöffnung von etwa 0,8 mm einer numerischen Nachrechnung [63]	73
Abbildung 4.15: Beispielhafte Darstellung der resultierenden Spannungsverteilung in Balkenlängsrichtung als Knotenkräfte im Rissquerschnitt (oberster gelber Pfeil nur halbe Knotenkraft)	73
Abbildung 4.16: Symmetriebedingungen des Viertelmodells (links) und im Querschnitt der Y-Z- Ebene (rechts)	74
Abbildung 4.17: Einfluss der Art der Lastaufbringung auf die Verformungsfigur	75
Abbildung 4.18: obere und untere Bewehrungslage aus Fachwerkelementen (links) und Vernetzung des Betonkörpers mit Volumenelementen (rechts)	75
Abbildung 4.19: Vergleich der experimentell gewonnenen Last-Verformungskurve des Versuchs M0-25-1.23 mit dem Ergebnis der numerischen Nachrechnung	76
Abbildung 4.20: Vergleich des Rissbildes im Trennschnitt des Versuchs M0-25-1.23 mit den äquivalenten plastischen Zugdehnungen der numerischen Nachrechnung	77
Abbildung 4.21: Stahldehnungen entlang der Stabachse in den Symmetrieachsen des Versuchskörpers M0-25-1.23 für die Laststufen 800 kN und 1100 kN.....	77
Abbildung 4.22 Vergleich der experimentell gewonnenen Last-Verformungskurve des Versuchs M0-30-1.23 mit dem Ergebnis der numerischen Nachrechnung	78
Abbildung 4.23 Vergleich des Rissbildes im Trennschnitt des Versuchs M0-30-1.23 mit den äquivalenten plastischen Zugdehnungen der numerischen Nachrechnung	79
Abbildung 4.24 Stahldehnungen entlang der Stabachse in den Symmetrieachsen des Versuchskörpers M0-30-1.23 für die Laststufen 1300 kN und 1600 kN.....	79
Abbildung 5.1: Traganteile der Durchstanzbemessung stahlfaserverstärkter Flachdecken [10]	81
Abbildung 5.2: schematische Darstellung der Last-Rotations-Beziehung sowie des Versagenskriteriums unter Berücksichtigung des Beton- $V_{R,c}$ und Stahlfasertraganteils $V_{R,f}$ [52].	84
Abbildung 5.3: Vergleich V_{Test}/V_{calc} nach DAfStb-Richtlinie [2].....	89
Abbildung 5.4: Vergleich V_{Test}/V_{calc} nach Model Code 2010 LoA I [36]	90
Abbildung 5.5: Vergleich V_{Test}/V_{calc} nach Model Code 2010 LoA II [36]	91
Abbildung 5.6: Vergleich V_{Test}/V_{calc} nach Model Code 2010 LoA IV [36].....	91
Abbildung 5.7: Vergleich V_{Test}/V_{calc} nach Ansatz von Maya et al. [52].....	92
Abbildung 5.8: Gegenüberstellung der rechnerischen Durchstanztragfähigkeiten nach DAfStb- Richtlinie Stahlfaserbeton [2] und Model Code 2010 [36]: a) Grundgleichungen, b) einheitliche κ - Faktoren nach DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton	93
Abbildung 5.9: Gegenüberstellung rechnerischer Durchstanztragfähigkeiten nach Ansatz von Maya et al. [52] und DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2]	94

Literaturverzeichnis

- [1] R. Beutel, Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken im Bereich von Innenstützen, Dissertation. Aachen: Lehrstuhl für Massivbau, RWTH Aachen University, 2002.
- [2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton, Berlin: Beuth Verlag, 2012.
- [3] L. Gödde, Numerische Simulation und Bemessung von Flächentragwerken aus Stahlfaserbeton sowie stahlfaserverstärktem Stahl- und Spannbeton, Dissertation, Bochum: Lehrstuhl für Massivbau - Ruhr-Universität Bochum, 2012.
- [4] R. N. Swamy und S. A. R. Ali, „Punching Shear Behavior of Reinforced Slab-Column Connections Made with Steel Fiber Concrete,“ *ACI Journal Proceedings*, Bd. 79, Nr. 5, pp. 392-406, 1982.
- [5] J. C. Walraven, M. G. M. Pat und I. Markov, „Die Durchstanztragfähigkeit von faserverstärkten Stahlbetonplatten,“ *Betonwerk + Fertigteil-Technik*, Bd. 53, Nr. 2, pp. 108-113, 1987.
- [6] M.-Y. Cheng und G. J. Parra-Montesinos, „Evaluation of Steel Fiber Reinforcement for Punching Shear Resistance in Slab-Column Connections - Part I: Monotonically Increased Load,“ *ACI Structural Journal*, Bd. 107, Nr. 1, pp. 101-109, 2010.
- [7] N. D. Gouveia, M. Orlando, D. M. V. Faria und A. M. P. Ramos, „Experimental and theoretical evaluation of punching strength of steel fiber reinforced concrete slabs,“ *Structural Concrete*, Bd. 19, Nr. 1, pp. 217-229, 2018.
- [8] K. Chanthabouala, S. Teng, J. Chandra, K.-H. Tan und C. P. Ostertag, „Punching Tests of Double-Hooked-End Fiber Reinforced Concrete Slabs,“ *ACI Structural Journal*, Bd. 115, Nr. 6, pp. 1777-1789, 2018.
- [9] J. Xiao, W. Wang, Z. Zhou und M. M. Tawana, „Punching shear behavior of recycled aggregate concrete slabs with and without steel fibres,“ *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, Bd. 13, Nr. 3, pp. 725-740, 2019.
- [10] J. Landler und O. Fischer, „Zum Durchstanztragverhalten stahlfaserbewehrter Flachdecken,“ in *Beiträge zur 6. DAfStb-Jahrestagung mit 59. Forschungskolloqium*, pp. 47-56, 2018.
- [11] K. Holschemacher, F. Dehn, T. Müller und F. Lobisch, „Grundlagen des Faserbetons,“ in (*Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D.*): *Beton-Kalender 2017*, Schwerpunkte: Spannbeton, Spezialbetone, Berlin, Wiley, 2017, pp. 382-472.

- [12] DIN EN 206-1:2001-07, „Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung,“ Berlin, Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, 2001.
- [13] DIN 1045-2:2008-08, „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1,“ Berlin, Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, 2008.
- [14] L. Gödde, P. Heek, P. Mark und M. Strack, „Stahlfaserbeton,“ in *Stahlbetonbau - Beispiele aus: Bemessung, Konstruktion, Planung, Ausführung*, Berlin, Beuth Verlag, 2017, p. C.1–C.64.
- [15] H. Schorn, *Faserbetone für Tragwerke*, Düsseldorf: Bau+Technik, 2010.
- [16] K. Zilch und G. Zehetmaier, *Bemessung im konstruktiven Betonbau - Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*, Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2010.
- [17] DIN EN 14651:2007-12, „Prüfverfahren für Beton mit metallischen Fasern - Bestimmung der Biegezugfestigkeit (Proportionalitätsgrenze, residuelle Biegezugfestigkeit); Deutsche Fassung EN 14651:2005+A1:2007,“ Berlin, Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, 2007.
- [18] T. Welsch, „Zur Geschichte der Stahlbetonflachdecke,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 107, Nr. 2, pp. 106-116, 2012.
- [19] R. Maillart, „Zur Entwicklung der unterzugslosen Decke in der Schweiz und in Amerika,“ *Schweizerische Bauzeitung*, Nr. 21, pp. 263-265, 1926.
- [20] D. A. Gasparini, „Contributions of C. A. P. Turnerto Development of Reinforced Concrete Flat Slabs 1905 - 1909,“ *Journal of Structural Engineering*, Nr. 10, pp. 1243-1252, 2002.
- [21] S. C. Dooley, „The Development of Material-Adapted Structural Form.,“ Dissertation. Lausanne, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2004.
- [22] M. A. Sozen, „Investigation of Multiple-Panel Reinforced Concrete Floor Slabs,“ *Journal of the American Concrete Institute*, Nr. 8, pp. 999-1028, 1963.
- [23] A. Fürst und P. Marti, „Robert Maillart's Design Approach for Flat Slabs,“ *Journal of Structural Engineering*, Nr. 8, pp. 1102-1110, 1997.
- [24] V. Lewe, „Strenge Lösungen der elastischen Probleme endlich ausgedehnter Platten und anderer Platten mittels Fourierscher Reihen,“ *Bauingenieur*, Nr. Heft 10 und Heft 11, pp. 314-316 und 344-346, 1922.
- [25] H. Marcus, *Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten*, Berlin: Verlag Julius Springer, 1924.

- [26] R. C. Elstner und E. Hognestad, „Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs,“ *ACI Journal Proceedings*, Bd. 53, Nr. 7, pp. 29-58, 1956.
- [27] S. Kinnunen und H. Nylander, *Punching of concrete slabs without shear reinforcement*, Bd. 158, Stockholm: Transactions of the Royal Institute of Technology, 1960.
- [28] H.-P. Andrä, „Dübelleisten zur Verhinderung des Durchstanzens bei hochbelasteten Flachdecken,“ *Die Bautechnik*, Nr. 7, pp. 244-247, 1979.
- [29] R. Eligehausen, H. Vocke, A. Clauss, J. Furche und U. Baumeister, „Neue Durchstanzbewehrung für Elementdecken,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 98, Nr. 6, pp. 334-344, 2003.
- [30] B. Kubat, „Durchstanzverhalten von vorgespannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton,“ Dissertation. Braunschweig, Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, 1996.
- [31] U. Gossla, „Flachdecken aus Stahlfaserbeton,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 101, Nr. 2, pp. 94-102, 2006.
- [32] J. Michels, A. Zürbes und D. Waldmann, „Tragverhalten von Flachdecken aus Stahlfaserbeton im negativen Momentenbereich und Bemessungsmodell für das Gesamtsystem,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 105, Nr. 8, pp. 496-508, 2010.
- [33] N. D. Gouveia, N. A. G. Fernandes, D. M. V. Faria, A. M. P. Ramos und V. J. G. Lúcio, „SFRC flat slabs punching behaviour - Experimental research,“ *Composites: Part B*, Bd. 63, pp. 161 - 171, 2014.
- [34] N. D. Gouveia, D. M. V. Faria und A. P. Ramos, „Assessment of SFRC flat slab punching behaviour – part I: monotonic vertical loading,“ *Magazine of Concrete Research*, Bd. 71, Nr. 11, pp. 587-598, 2019.
- [35] Technical Report TR34, „Concrete Industrial Ground Floors - Fourth Edition,“ Camberely, The Concrete Society, 2013.
- [36] CEB-FIB Model Code 2010, „CEB-FIB Model Code for Concrete Structures 2010,“ Berlin, Wilhelm Ernst und Sohn, 2013.
- [37] 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,“ Berlin, Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, 2010.
- [38] 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,“ Berlin, Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, 2013.
- [39] Birkhäuser Verlag, „Building Types Online,“ Walter de Gruyter GmbH, 2018. [Online]. Available: <https://buildingtypesonline.com>. [Zugriff am 20 September 2017].
- [40] I. Müllers, Zur Robustheit im Hochbau - Stützenausfall als Gefährdungsbild für Stahlbetontragwerke, Dissertation. Zürich: Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2007.
- [41] J. Landler und O. Fischer, „Steigerung der Durchstantragfähigkeit und Duktilität durch die Zugabe moderner,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 114, Nr. 9, pp. 663-673, 2019.
- [42] J. Landler, „Zur Durchstantragfähigkeit stahlfaserbewehrter Flachdecken mit und ohne Durchstanzbewehrung,“ Dissertation. München, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, in Vorbereitung.
- [43] DIN EN 12390-3:2019-10, „Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2019,“ Berlin, Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, 2019.
- [44] DIN EN 12390-13:2014-06, „Prüfung von Festbeton - Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul); Deutsche Fassung EN 12390-13:2013,“ Berlin, Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, 2014.
- [45] DIN EN 12390-6:2010-09, „Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-6:2009,“ Berlin, Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, 2010.
- [46] V. Oettel, H. Matz und M. Empelmann, „Bestimmung der zentrischen Nachrisszugfestigkeit von UHPFRC mithilfe gekerbter 3-Punkt-Biegezugversuche,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 114, Nr. 4, pp. 255-264, 2019.
- [47] DIN 488-1:2009-08, „Betonstahl - Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung,“ Berlin, Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, 2009.
- [48] 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,“ Berlin, Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, 2019.
- [49] BEKAERT, *DRAMIX 4D 65/60BG*, Datenblatt, 2018.
- [50] BEKAERT, *Dramix 5D 65/60BG*, Datenblatt, 2018.

- [51] Bekaert GmbH, Die neue Generation der Stahldrahtfasern, Neu-Anspach, 2012.
- [52] L. F. Maya, M. F. Ruiz und A. Muttoni, „Punching shear strength of steel fibre reinforced concrete slabs,“ *Engineering Structures*, Bd. 40, Nr. 7, pp. 83-94, 2012.
- [53] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2), Heft 600, Berlin: Beuth Verlag, 2012.
- [54] M. Herbrand, D. Kueres, A. Stark und M. Claßen, „Numerische Simulation von balken- und plattenförmigen Bauteilen aus Stahlbeton und UHPC mit einem plastischen Schädigungsmodell,“ *Bauingenieur*, Bd. 91, Nr. 2, pp. 46-56, 2016.
- [55] D. Kueres, P. Schmidt, S. Bosbach und M. Claßen, „Numerische Untersuchungen zur Durchstanztragfähigkeit von Flachdeckensystemen,“ *Bauingenieur*, Bd. 93, Nr. 04, pp. 141-151, 2018.
- [56] C. Barth und W. Rustler, Finite Elemente in der Baustatik-Praxis, Berlin: Beuth Verlag, 2013.
- [57] D. Kolymbas, Geotechnik - Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau, Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2011.
- [58] Dassault Systèmes Simulia Corp., *Dassault Systèmes: Abaqus/CAE User's Guide*, 2017.
- [59] L. Henze, Querkrafttragverhalten von Stahlbeton-Fahrbahnplatten, Dissertaion. Hamburg: Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität Hamburg, 2019.
- [60] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller und E. Oñate, „A Plastic-Damage Model For Concrete,“ *International Journal of Solids*, Bd. 25, Nr. 3, pp. 299-326, 1989.
- [61] J. Lee und G. L. Fenves, „Plastic-Damage Model For Cyclic Loading of Concrete Structures,“ *Journal of Engineering Mechanics*, Bd. 124, Nr. 8, pp. 892-900, 1998.
- [62] D. Kueres, A. Stark, M. Herbrand und M. Claßen, „Numerische Abbildung von Beton mit einem plastischen Schaedigungsmodell,“ *Bauingenieur*, Bd. 90, Nr. 6, pp. 252-264, 2015.
- [63] D. Auer, J. Landler und O. Fischer, „Bestimmung der zentrischen Nachrisszugfestigkeit von Stahlfaserbetonen aus Biegezugversuchen unter Anwendung von B-Splines,“ *Bauingenieur*, Bd. 94, Nr. 11, pp. 451-461, 2019.
- [64] N. Bretschneider, „Inverse Analyse zur Ermittlung der bruchmechanischen Eigenschaften entfestigender und verfestigender zementgebundener Werkstoffe,“ Dissertation. Dresden, Technische Universität Dresden, 2010.

- [65] M. Strack, „Modellbildung zum rissbreitenabhängigen Tragverhalten von Stahlfaserbeton unter Biegebeanspruchung,“ Dissertation. Bochum, Ruhr-Universität Bochum, 2007.
- [66] L. Piegl, *The Nurbs Book (Monographs in Visual Communication)*, Berlin, Heidelberg: Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, 1997.
- [67] N. M. Patrikalakis und T. Maekawa, *Shape Interrogation for Computer Aided Design and Manufacturing*, Berlin, Heidelberg: Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, 2002.
- [68] C. d. Boor, *A Practical Guide to Splines*, New York: Springer-Verlag, 1978.
- [69] C. d. Boor, „On calculating with B-Splines,“ *Journal of Approximation Theory*, Bd. 6, Nr. 1, pp. 50-62, 1972.
- [70] M. G. Cox, „The Numerical Evaluation of B-Splines,“ *IMA Journal of Applied Mathematics*, Bd. 10, Nr. 2, pp. 134-149, 1972.
- [71] H. Prautzsch, W. Boehm und M. Paluszny, *Bézier and B-Spline Techniques*, Berlin, Heidelberg: Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, 2002.
- [72] P. Heek, M. A. Ahrens und P. Mark, „Incremental-iterative model for time-variant analysis of SFRC subjected to flexural fatigue,“ *Materials and Structures*, Bd. 50, Nr. 1, 2017.
- [73] I. N. Bronstejn, K. A. Semendjaev und G. Musiol, *Taschenbuch der Mathematik*, Frankfurt am Main: Verlag Harri Deutsch, 2012.
- [74] DIN EN 13670:2011-03, „Ausführung von Tragwerken aus Beton; Deutsche Fassung EN 13670:2009,“ Berlin, Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, 2009.
- [75] DIN 1045-3:2011-03, „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 3: Bauausführung - Anwendungsregeln zu DIN EN 13670,“ Berlin, Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, 2011.
- [76] J. Walraven, „fib Model Code for Concrete Structures 2010: mastering challenges and encountering new ones,“ *Structural Concrete*, Bd. 14, Nr. 1, pp. 3-9, 2013.
- [77] P. Heek, K. Look, F. Minelli, P. Mark und G. Plizzari, „Datenbank für querkraftbeanspruchte Stahlfaserbetonbauteile,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 112, Nr. 3, pp. 144-154, 2017.
- [78] A. Muttoni, „Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement,“ *ACI Structural Journal*, Bd. 105, Nr. 4, pp. 440-450, 2008.
- [79] A. Muttoni, M. F. Ruiz, E. Bentz, S. Foster und V. Sigrist, „Background to fib Model Code 2010 shear provisions - part II: punching shear,“ *Structural Concrete*, Bd. 14, Nr. 3, pp. 204-214, 2013.

- [80] J. Y. L. Voo und S. J. Foster, „Tensile-fracture of fibre-reinforced concrete: variable engagement model,“ in *Proceedings BEFIB 2004 Sixth RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC)*, Varenna, RILEM Publications, 2004, pp. 875-884.
- [81] J. Hegger und C. Siburg, Aktualisierung der Datenbanken zum Durchstanzen punktgestützter Platten aus Stahlbeton und Spannbeton ohne und mit Durchstanzbewehrung: Abschlussbericht, Bd. T3323 Bauforschung, Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 2015.

Anhang A: Materialkennwerte

A.1 Materialeigenschaften der verwendeten Betone am Versuchstag

In der folgenden Tabelle werden die Festbetoneigenschaften der verwendeten Stahlfaser-betonmischungen am Versuchstag dargestellt. Bei den angegebenen Werten handelt es sich jeweils um den Mittelwert aus mindestens drei Materialprüfungen. Wie bereits in Abschnitt 3 erläutert wurden meist zwei Versuchskörper aus einer Stahlfaserbetoncharge erstellt.

Versuch	Alter [Tage]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	f_{R1} [N/mm ²]	f_{R2} [N/mm ²]	f_{R3} [N/mm ²]	f_{R4} [N/mm ²]	$f'_{cfim,L1}$ [N/mm ²]	$f'_{cfim,L2}$ [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]
M0-25-1.23	39	57,7	47,8	–	–	–	–	–	–	34.529
M1-25-1.23	28	55,7	48,1	4,01	4,82	4,27	3,47	4,15	2,37	33.736
M2-25-1.23	36	47,2	39,8	4,48	5,38	5,16	4,69	5,37	4,10	32.025
M3-25-1.23	28	53,4	44,2	9,96	10,02	9,17	8,05	10,13	6,98	31.566
M0-30-1.23	42	58,2	48,2	–	–	–	–	–	–	34.143
M1-30-1.23	33	56,6	48,9	4,24	5,28	5,15	4,13	4,57	3,09	33.985
M2-30-1.23	41	47,8	40,3	3,61	4,91	5,18	4,87	3,86	4,45	32.249
M3-30-1.23	37	54,5	47,0	8,80	8,37	7,32	6,60	8,92	5,94	33.557
M3-25-0.75	29	47,3	41,2	8,97	8,81	8,42	7,79	8,73	6,46	30.307
M3-25-1.75	27	46,5	40,9	8,97	8,81	8,42	7,79	8,73	6,46	31.160

$f_{cm,cube}$: mittlere Würfeldruckfestigkeit; $f_{cm,cyl}$: mittlere Zylinderdruckfestigkeit; $f_{R1} - f_{R4}$: Nachrisszugfestigkeiten bei CMOD = 0,5 mm / 1,5 mm / 2,5 mm / 3,5 mm; $f'_{cfim,L1}/f'_{cfim,L2}$: Mittelwert der Nachrissbiegezugfestigkeit bei einer Durchbiegung im 4-Punkt-Biegezugversuch von 0,5 mm/3,5 mm; E_{cm} : Elastizitätsmodul

A.2 Materialeigenschaften der verwendeten Bewehrungsstähle

In der folgenden Tabelle sind die mit Hilfe von Zugproben ermittelten Festigkeitswerte der für die obere und untere Bewehrungslage verwendeten Betonstahlchargen angegeben. Die angegebenen Werte stellen wiederum Mittelwerte aus mindestens drei Zugproben dar. Für die Versuche der Serie 1 wurden die Stähle der oberen und unteren Lage jeweils aus einer einheitlichen Stahlcharge entnommen.

Durchmesser [mm]	Versuchs- serie bzw. -körper	Stahlgüte	Streckgrenze f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_t [N/mm ²]	E-Modul E_s (Annahmen) [N/mm ²]
10	Serie 1	B500B	478,7	625,4	200.000
10	M3-25-075	B500B	485,6	618,6	200.000
10	M3-25-175	B500B	529,4	682,3	200.000
18	M3-25-075	SAS 950/1050	986,0	1119,0	200.000
20	Serie 1	B500B	523,7	611,6	200.000
25	M3-25-175	B500B	540,1	657,8	200.000

Anhang B: Detailergebnisse der einzelnen Versuche

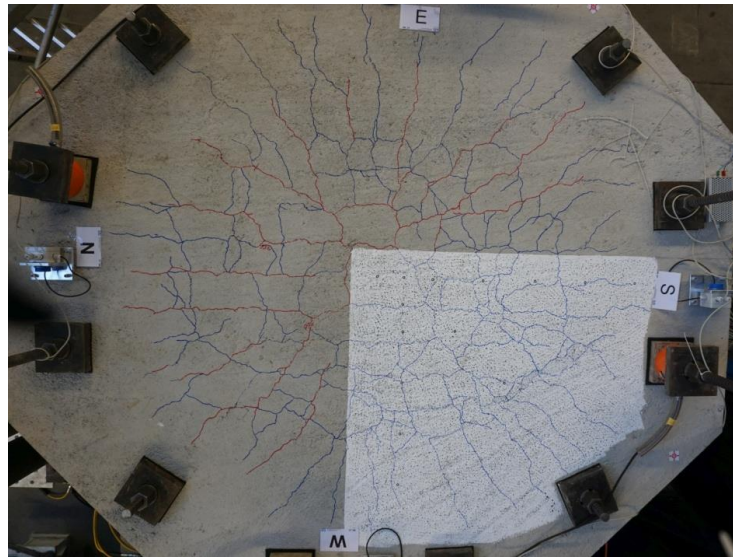
Anhang B zeigt zusammenfassend alle Messergebnisse der durchgeführten zehn Versuche. Sofern während der Versuchsdurchführungen Messsensoren ausgefallen sind oder Daten stark fehlerbehaftet waren, wurden diese für die nachfolgenden Diagrammen nicht berücksichtigt. Für jeden Versuchskörper wurden Diagramme mit folgendem Inhalt erstellt:

- Prüfkraft – Zeit
- Prüfkraft – Kolbenweg
- Prüfkraft der einzelnen Kraftmessdosen - Zeit
- Summe der Kraftmessdosen im Vergleich zur Maschinenkraft jeweils über die Zeit
- Prüfkraft über die um die Starrkörperverschiebung des Versuchskörpers bereinigte Verformungen
- Prüfkraft – Betonstahldehnung
- Prüfkraft – Betonstauchung
- Prüfkraft – Dickenänderung der Platte des Versuchskörpers
- Prüfkraft – Stützeindringung

Die Lage der einzelnen Messstellen kann Kapitel 3.5 entnommen werden.

M0-25-1.23

Plattenoberseite des Versuchskörpers mit Rissbild nach Versuchsende:



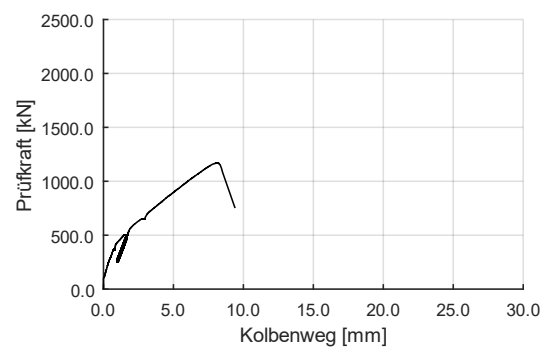
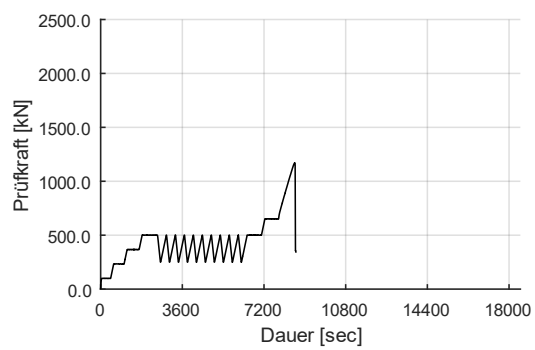
Trennschnitt in West-Ost-Richtung durch den Versuchskörper:



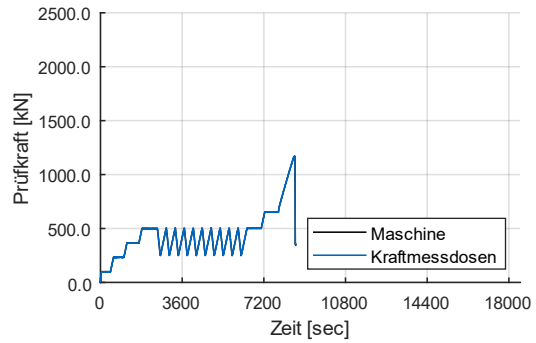
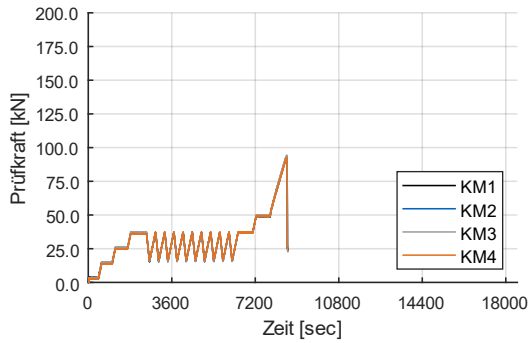
Trennschnitt in Nord-Süd-Richtung durch den Versuchskörper:



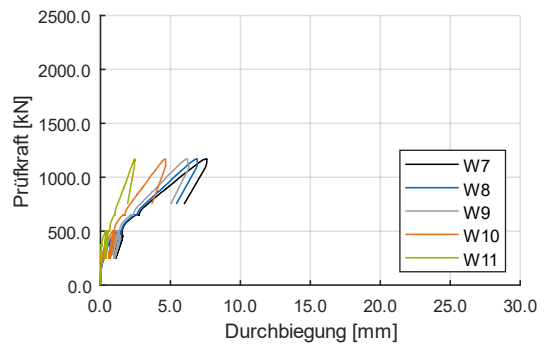
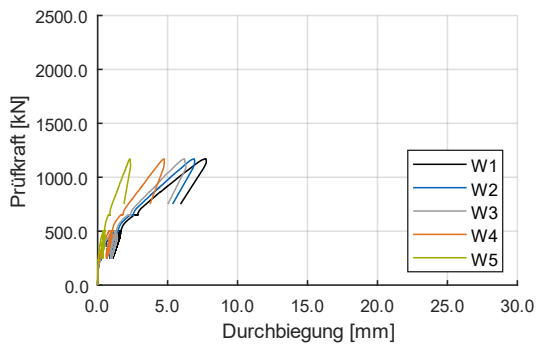
Prüfkraft über Versuchsdauer (links) und Prüfkraft über Kolbenweg (rechts):



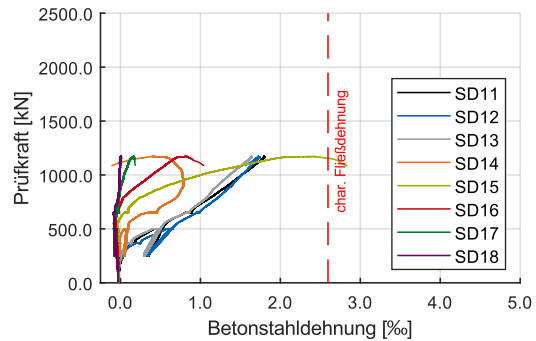
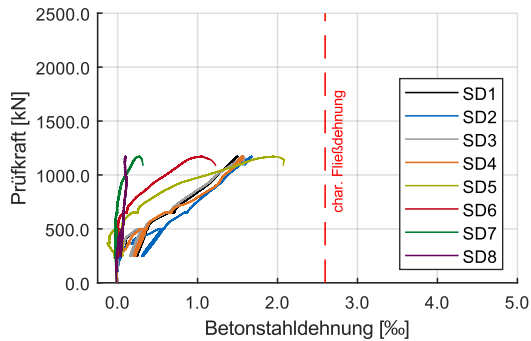
Vergleich der einzelnen Kraftmessdosen über Versuchsdauer (links) und Vergleich Maschinenkraft und Summe der Kraftmessdosen über Versuchsdauer (rechts):



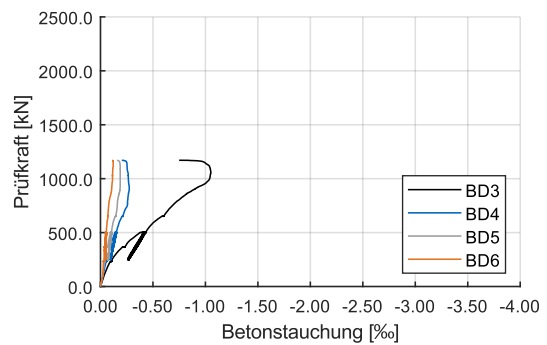
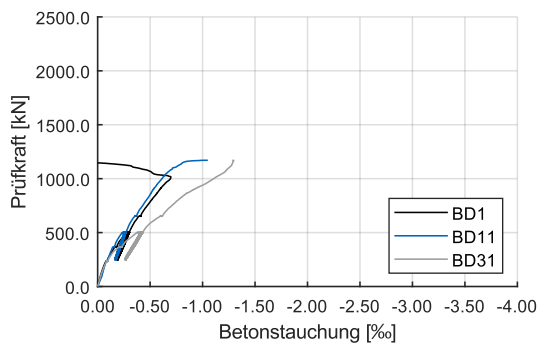
Plattenverformungen:



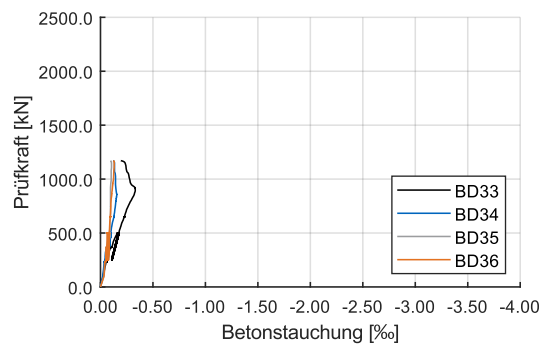
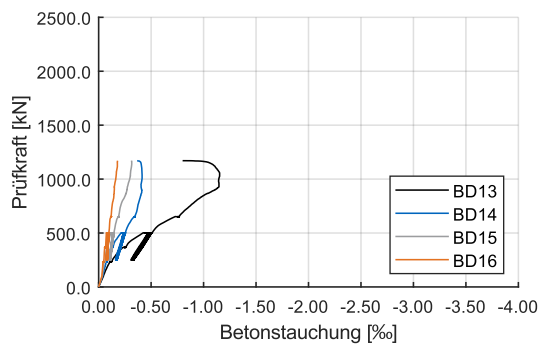
Betonstahldehnungen:



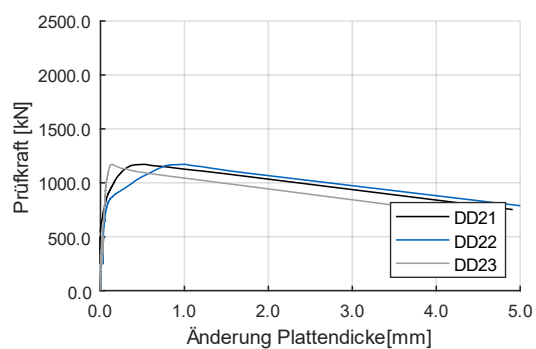
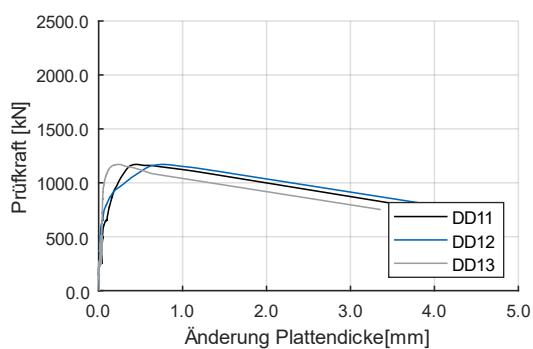
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



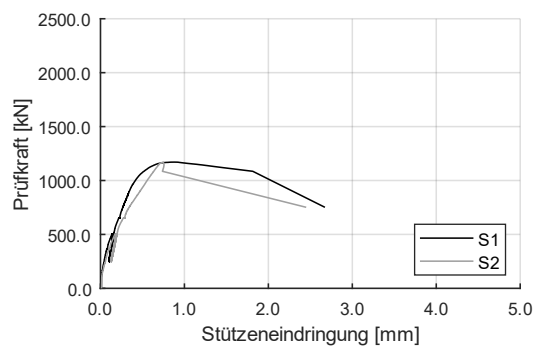
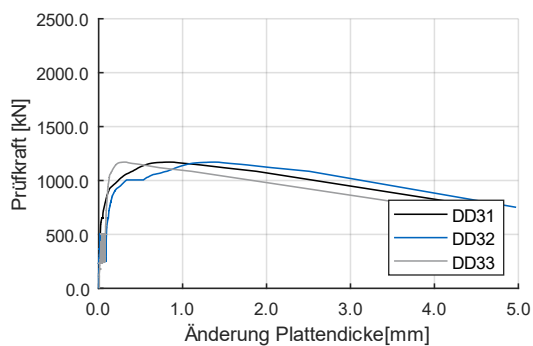
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



Änderung der Plattendicke:

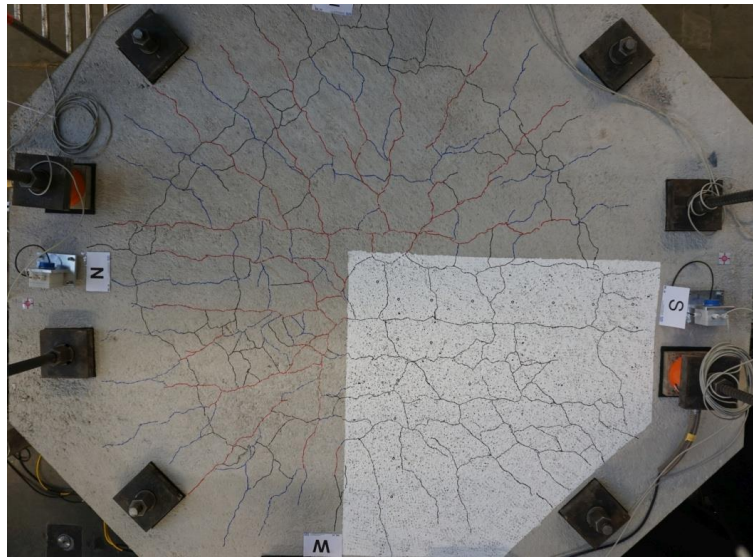


Änderung der Plattendicke (links) und Stützeindringung (rechts):



M0-30-1.23

Plattenoberseite des Versuchskörpers mit Rissbild nach Versuchsende:



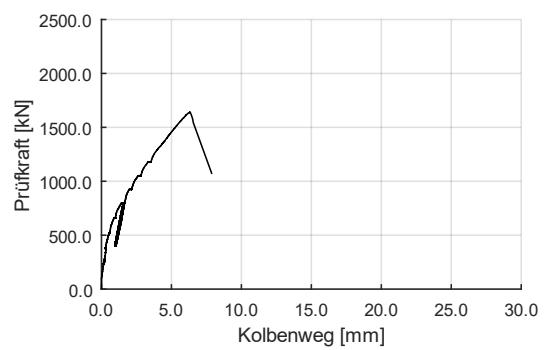
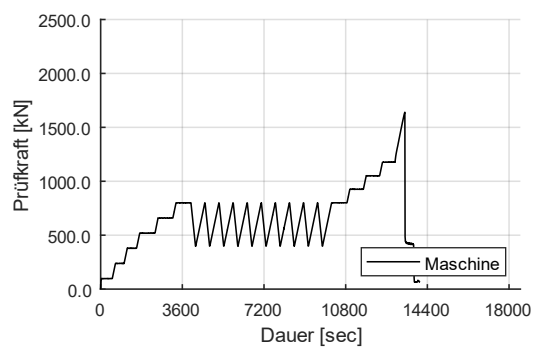
Trennschnitt in West-Ost-Richtung durch den Versuchskörper:



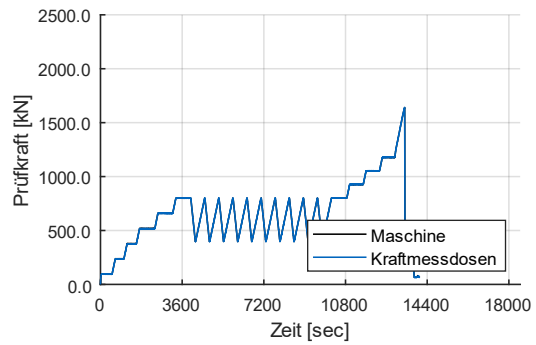
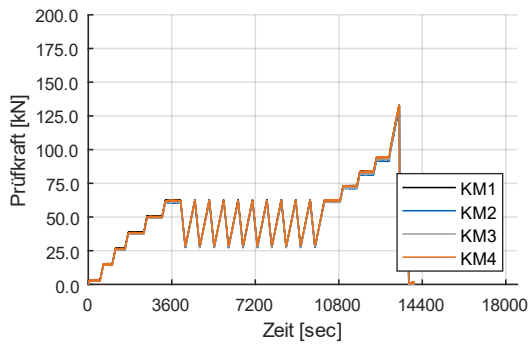
Trennschnitt in Nord-Süd-Richtung durch den Versuchskörper:



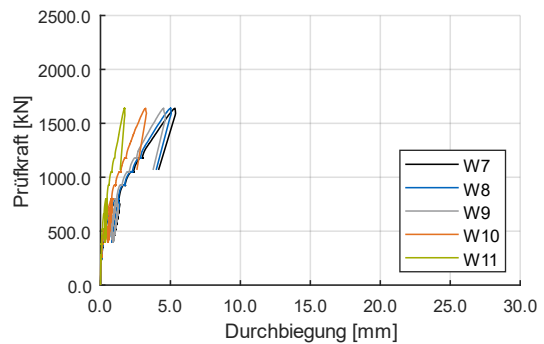
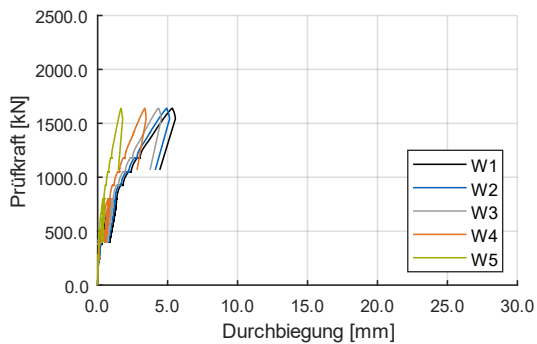
Prüfkraft über Versuchsdauer (links) und Prüfkraft über Kolbenweg (rechts):



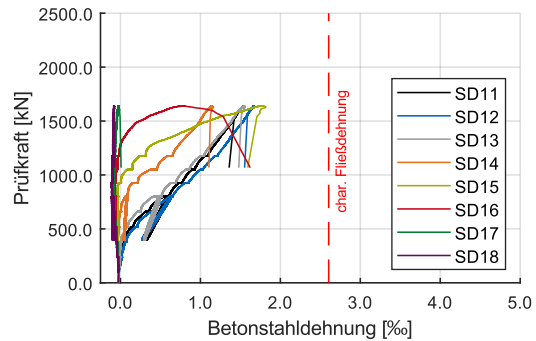
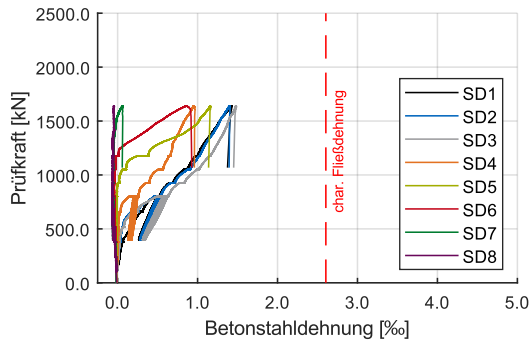
Vergleich der einzelnen Kraftmessdosen über Versuchsdauer (links) und Vergleich Maschinenkraft und Summe der Kraftmessdosen über Versuchsdauer (rechts):



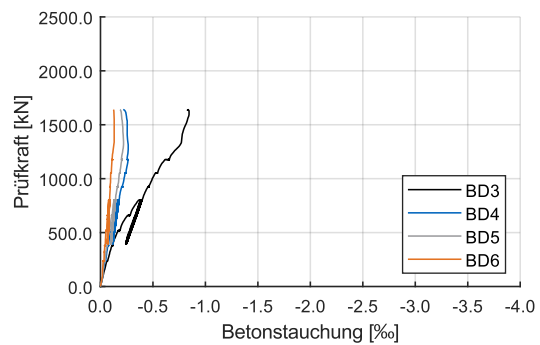
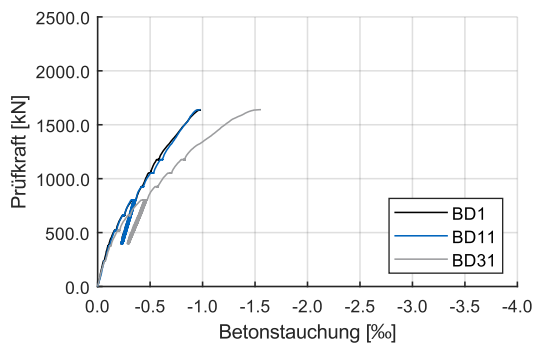
Plattenverformungen:



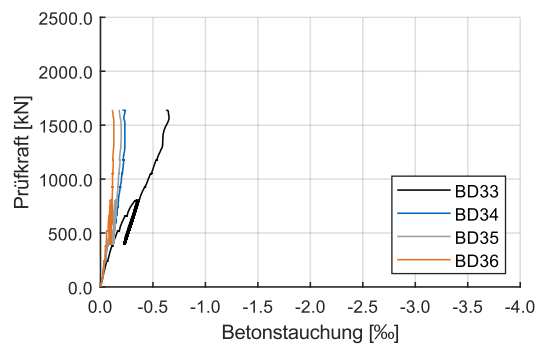
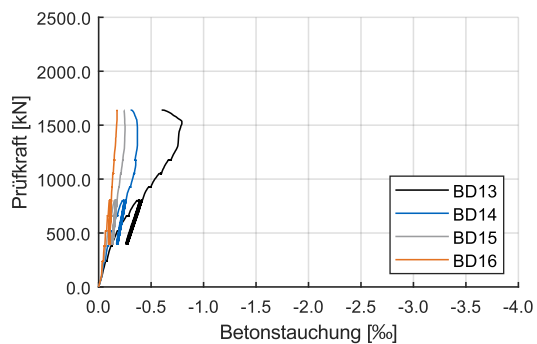
Betonstahldehnungen:



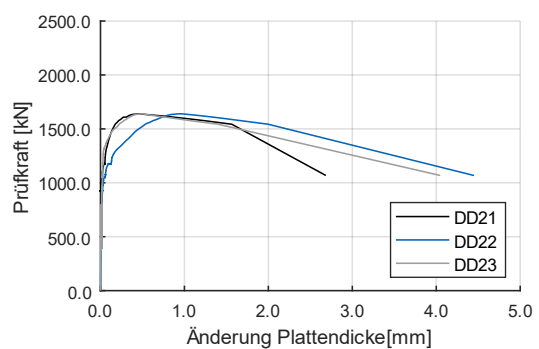
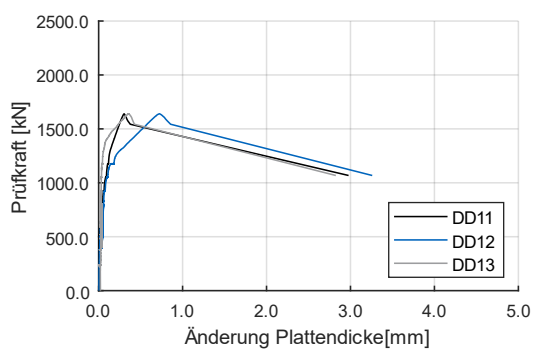
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



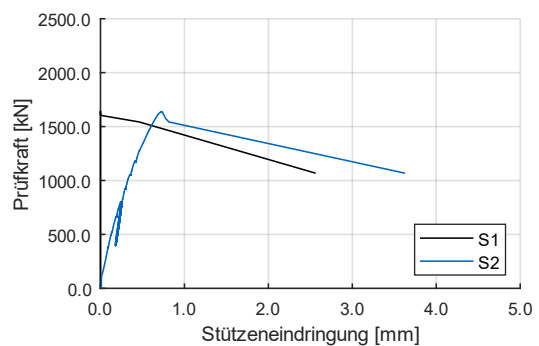
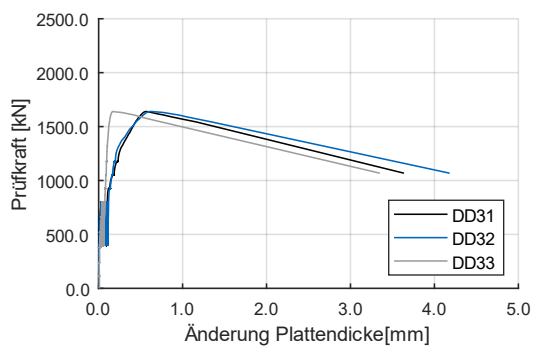
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



Änderung der Plattendicke:

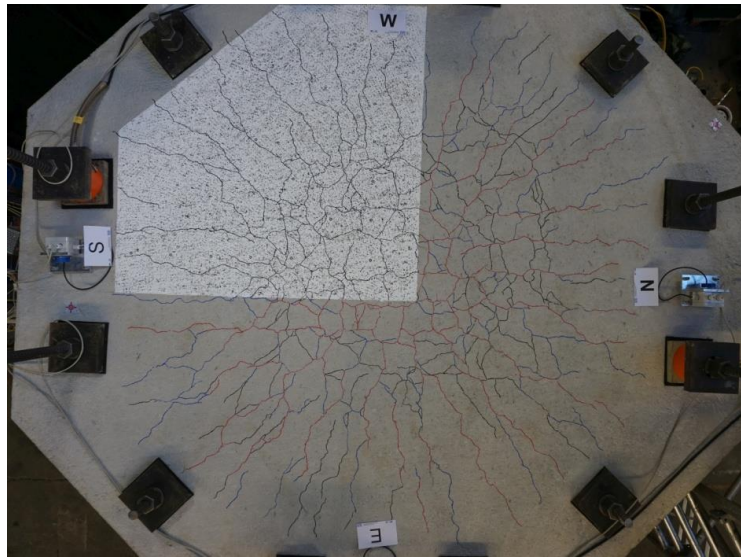


Änderung der Plattendicke (links) und Stützeindringung (rechts):



M1-25-1.23

Plattenoberseite des Versuchskörpers mit Rissbild nach Versuchsende:



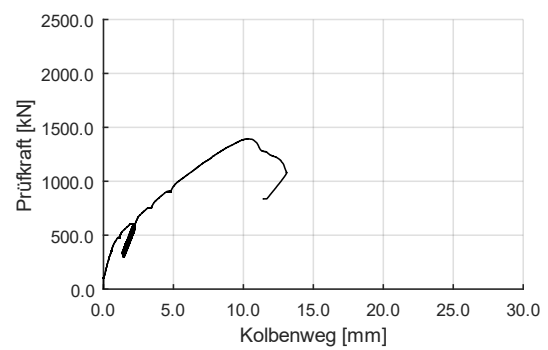
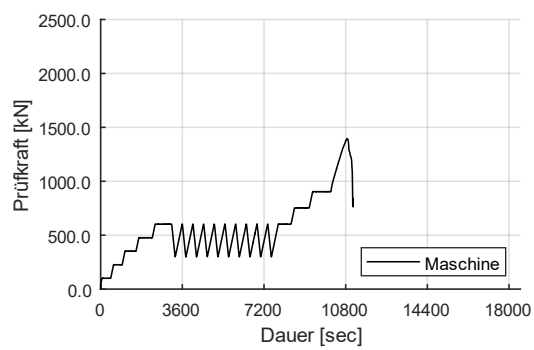
Trennschnitt in West-Ost-Richtung durch den Versuchskörper:



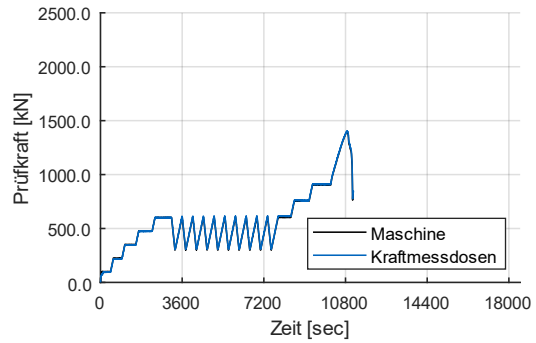
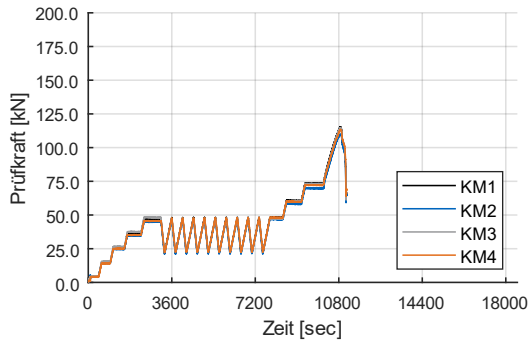
Trennschnitt in Nord-Süd-Richtung durch den Versuchskörper:



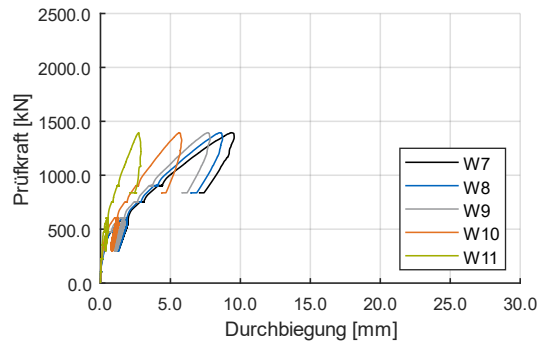
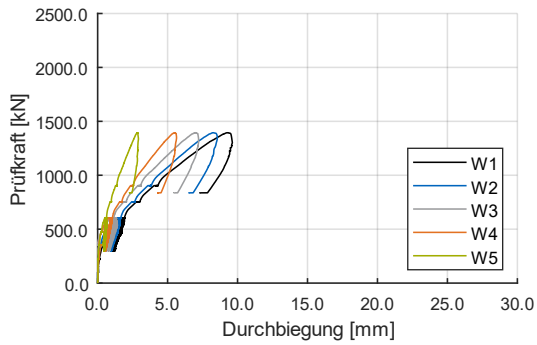
Prüfkraft über Versuchsdauer (links) und Prüfkraft über Kolbenweg (rechts):



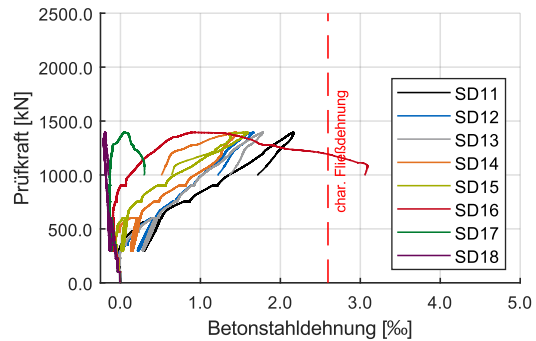
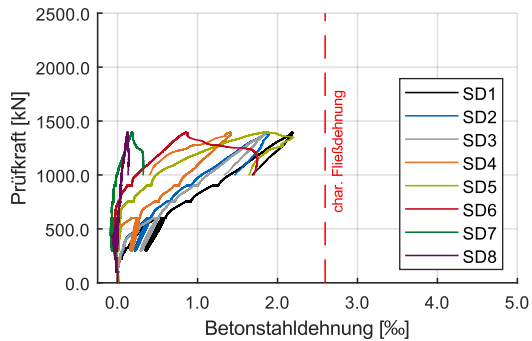
Vergleich der einzelnen Kraftmessdosen über Versuchsdauer (links) und Vergleich Maschinenkraft und Summe der Kraftmessdosen über Versuchsdauer (rechts):



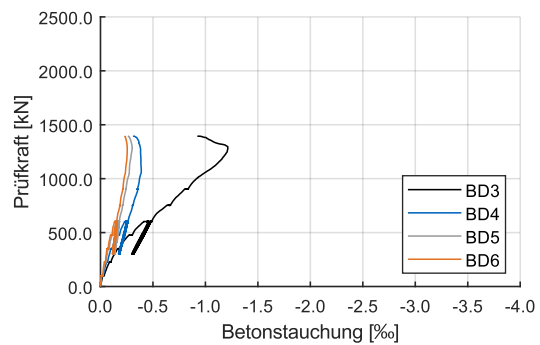
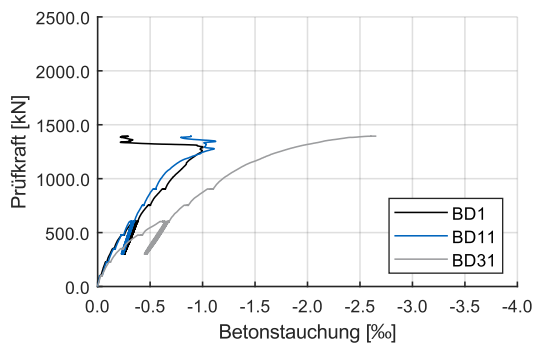
Plattenverformungen:



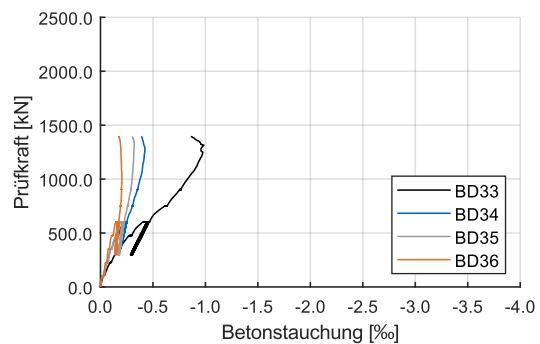
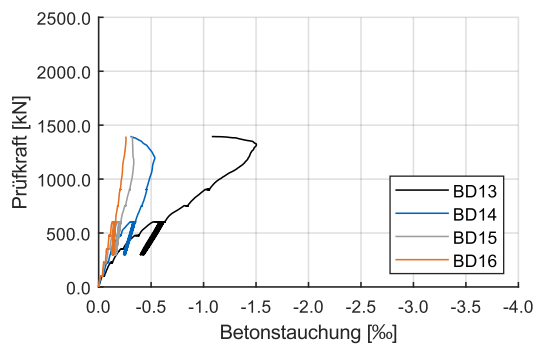
Betonstahldehnungen:



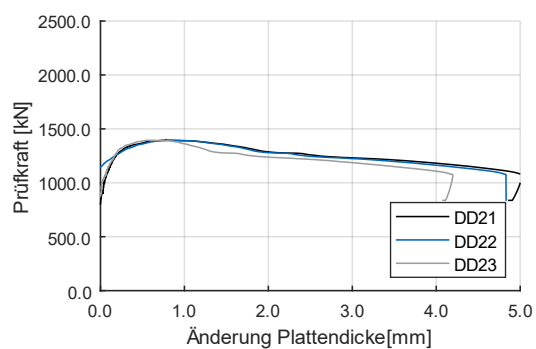
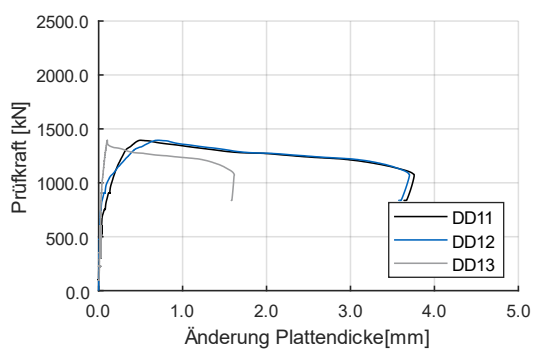
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



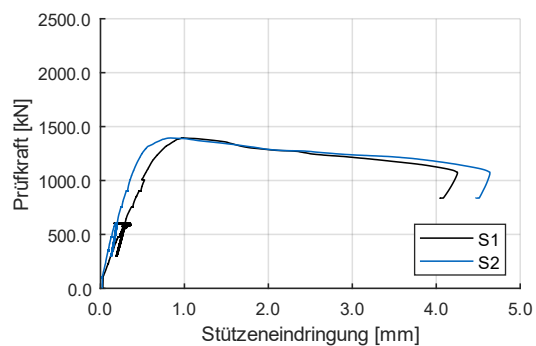
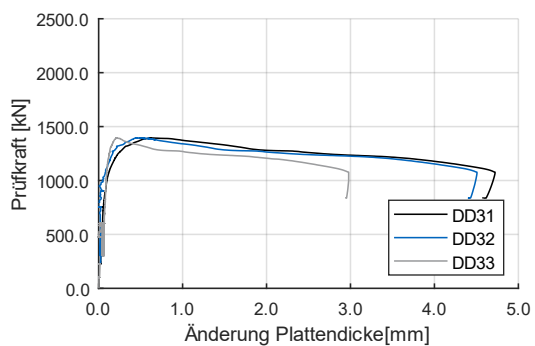
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



Änderung der Plattendicke:

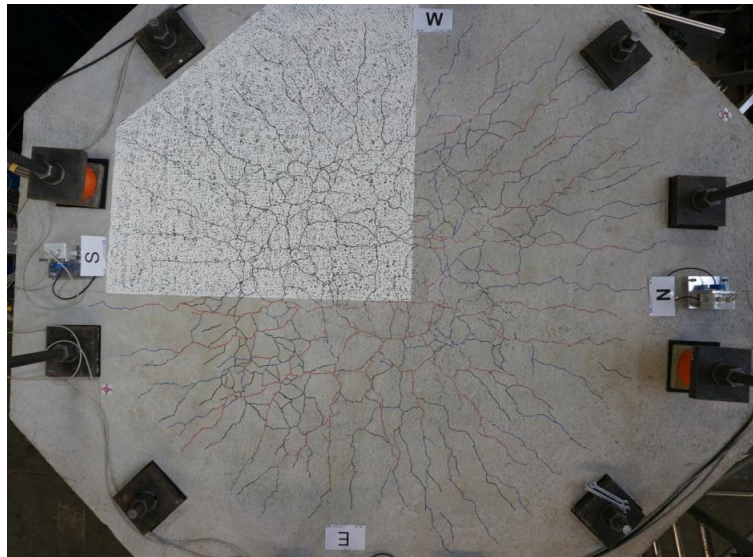


Änderung der Plattendicke (links) und Stützeindringung (rechts):



M1-30-1.23

Plattenoberseite des Versuchskörpers mit Rissbild nach Versuchsende:



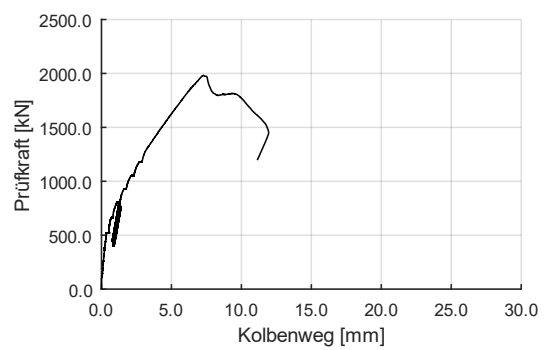
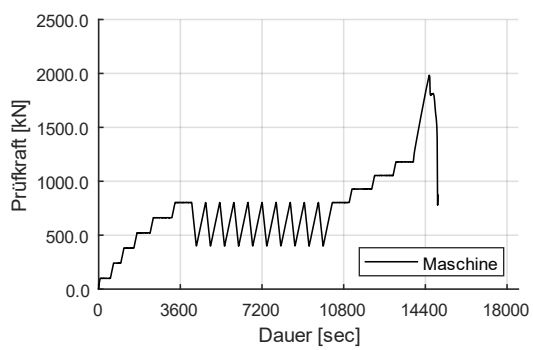
Trennschnitt in West-Ost-Richtung durch den Versuchskörper:



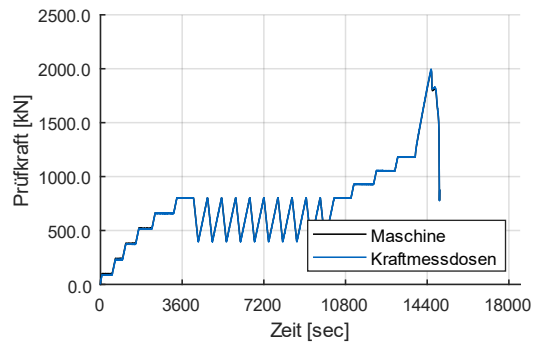
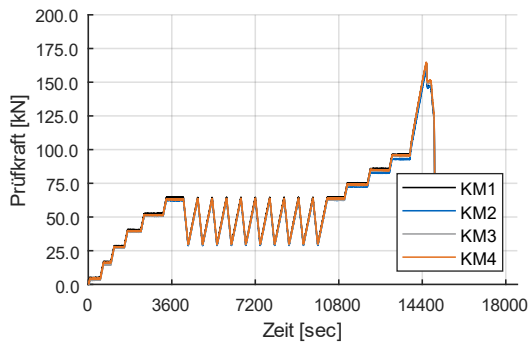
Trennschnitt in Nord-Süd-Richtung durch den Versuchskörper:



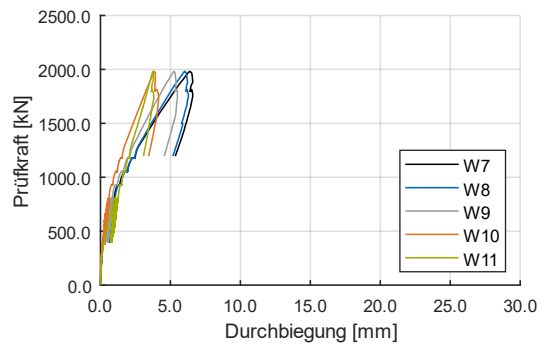
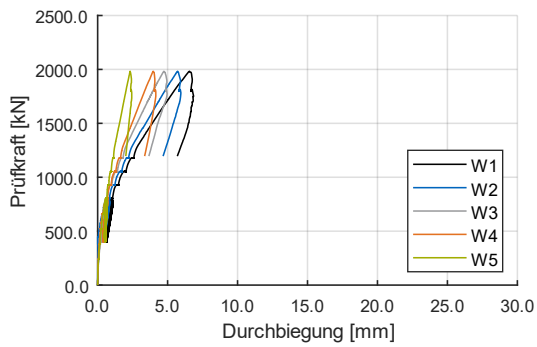
Prüfkraft über Versuchsdauer (links) und Prüfkraft über Kolbenweg (rechts):



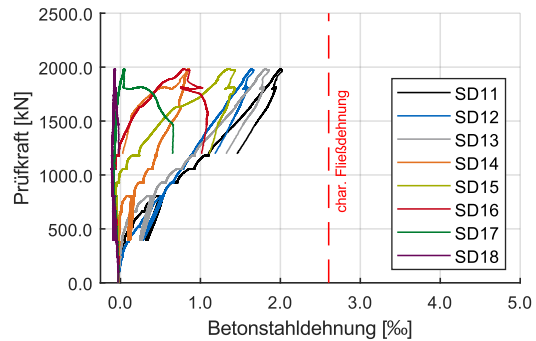
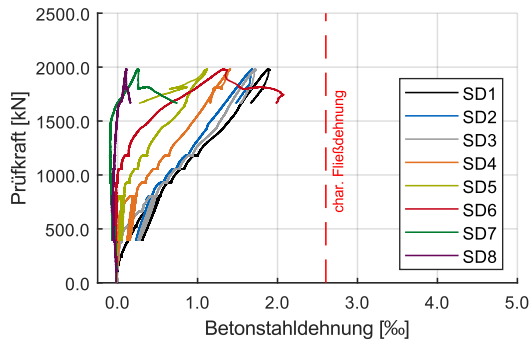
Vergleich der einzelnen Kraftmessdosen über Versuchsdauer (links) und Vergleich Maschinenkraft und Summe der Kraftmessdosen über Versuchsdauer (rechts):



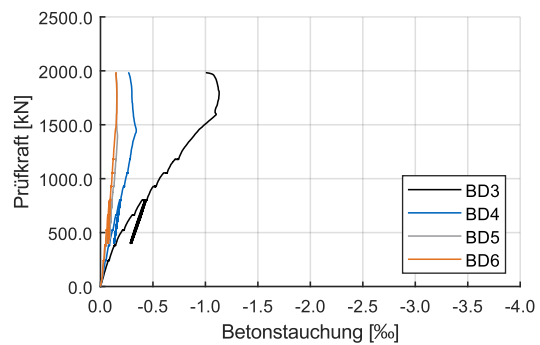
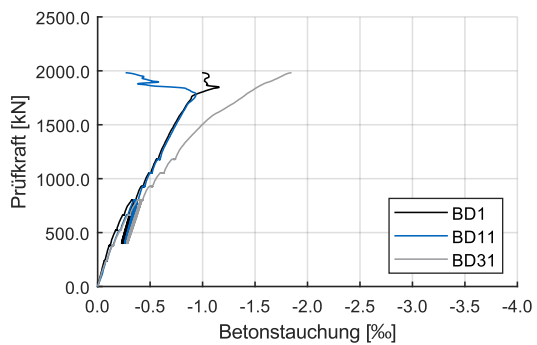
Plattenverformungen:



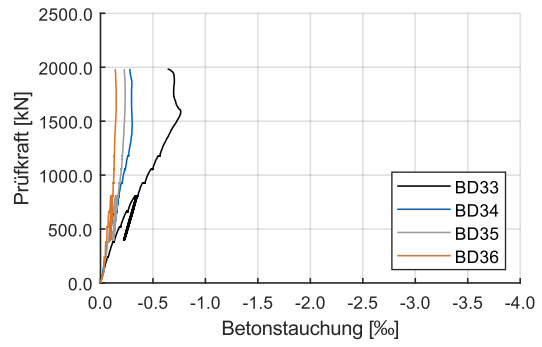
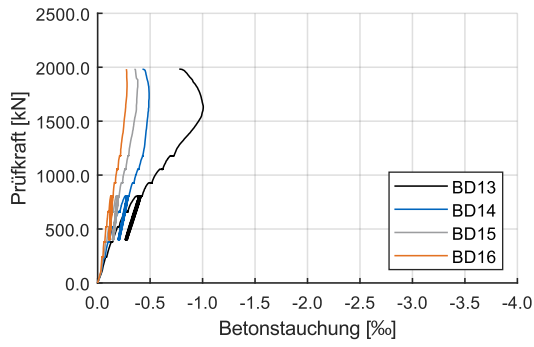
Betonstahldehnungen:



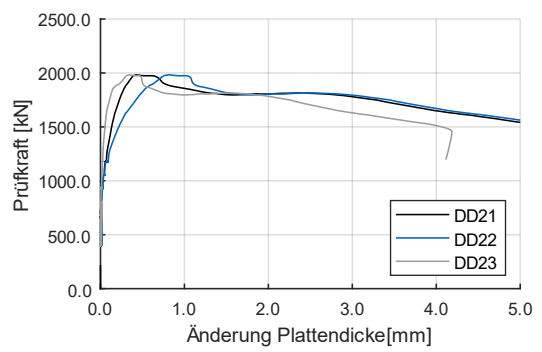
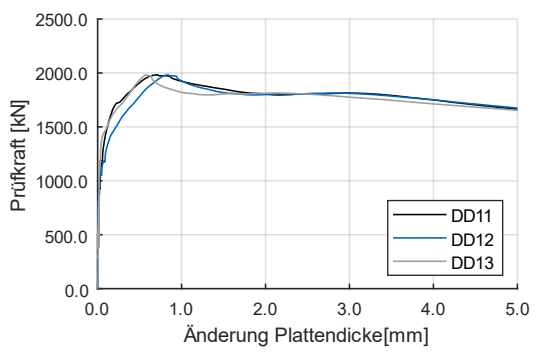
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



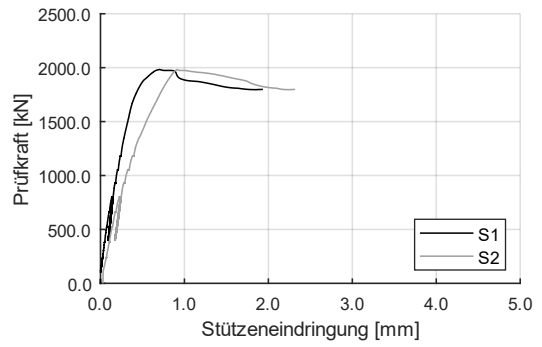
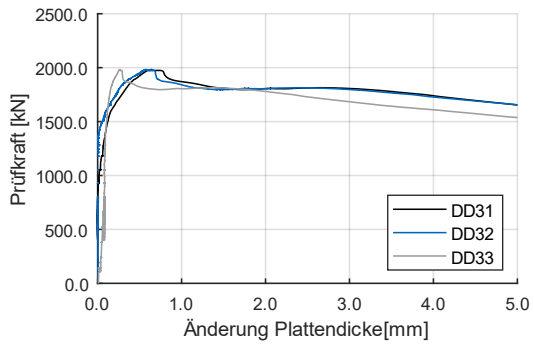
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



Änderung der Plattendicke:

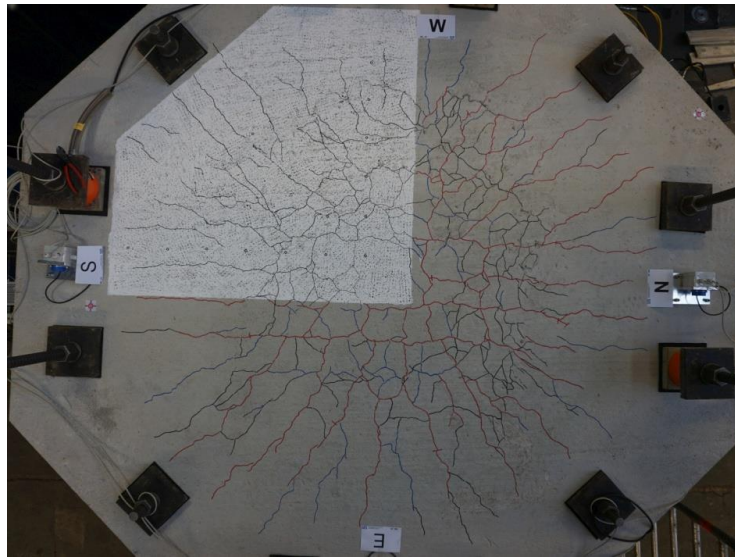


Änderung der Plattendicke (links) und Stützeindringung (rechts):



M2-25-1.23

Plattenoberseite des Versuchskörpers mit Rissbild nach Versuchsende:



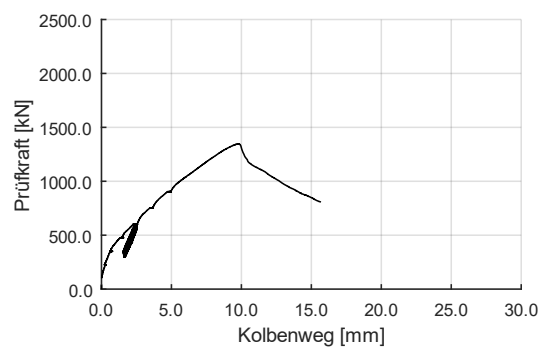
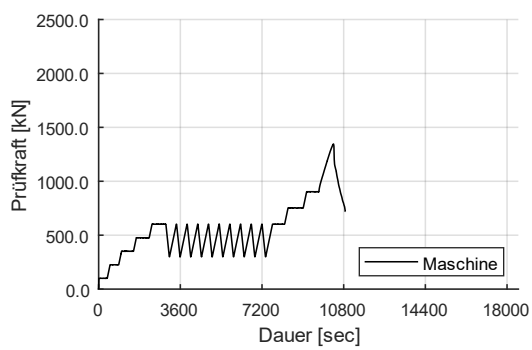
Trennschnitt in West-Ost-Richtung durch den Versuchskörper:



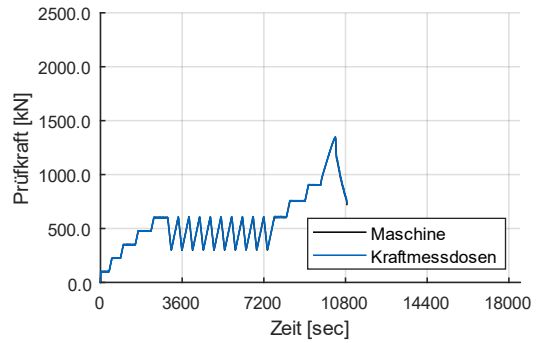
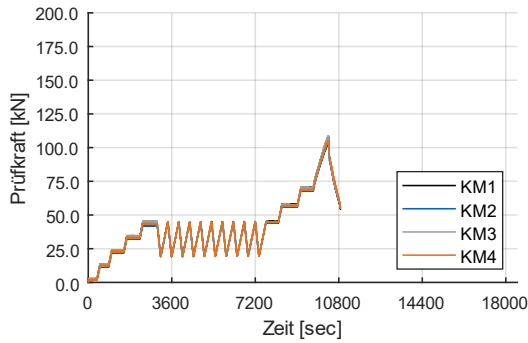
Trennschnitt in Nord-Süd-Richtung durch den Versuchskörper:



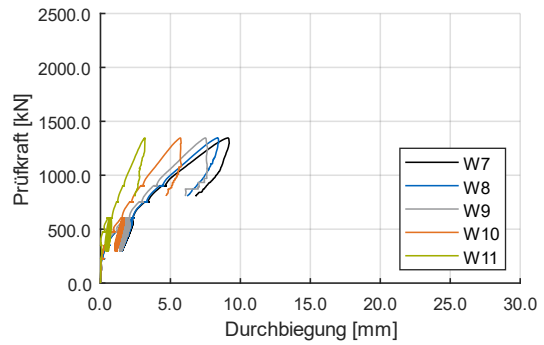
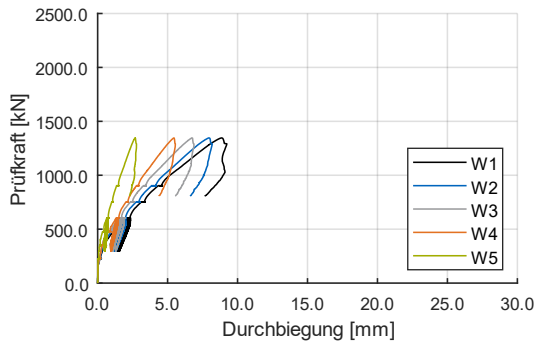
Prüfkraft über Versuchsdauer (links) und Prüfkraft über Kolbenweg (rechts):



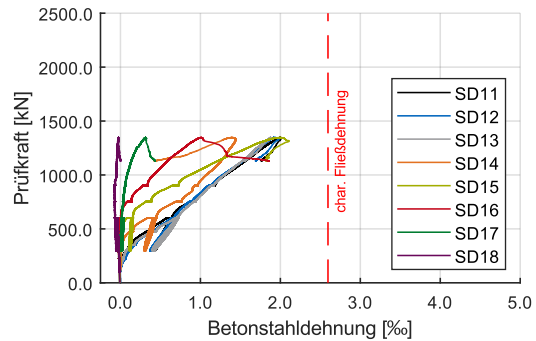
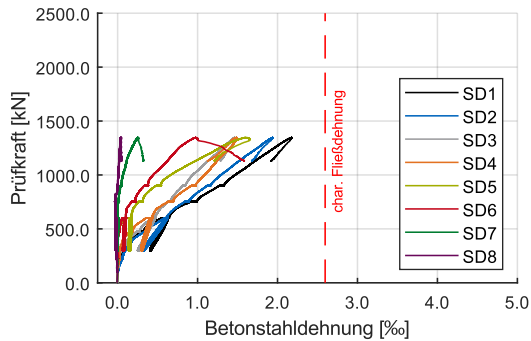
Vergleich der einzelnen Kraftmessdosen über Versuchsdauer (links) und Vergleich Maschinenkraft und Summe der Kraftmessdosen über Versuchsdauer (rechts):



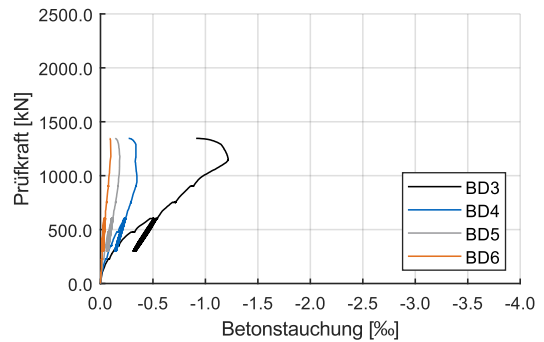
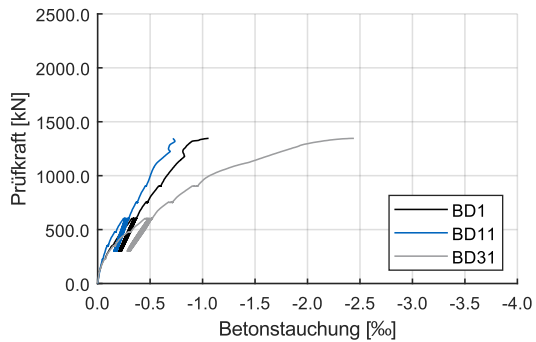
Plattenverformungen:



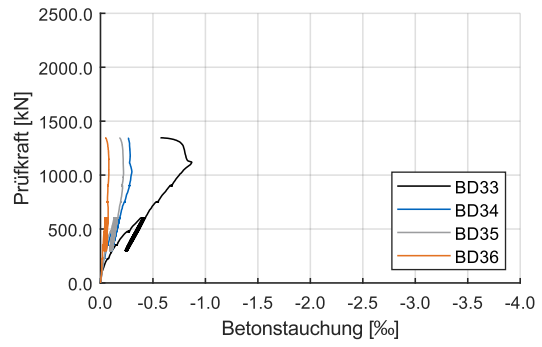
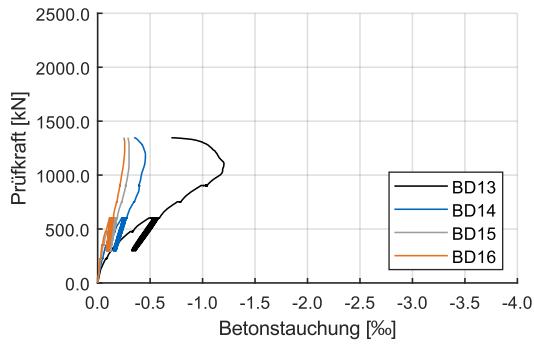
Betonstahldehnungen:



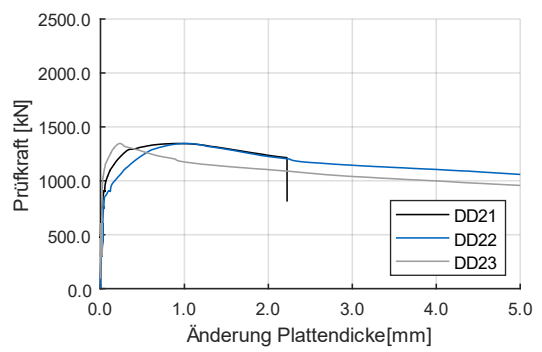
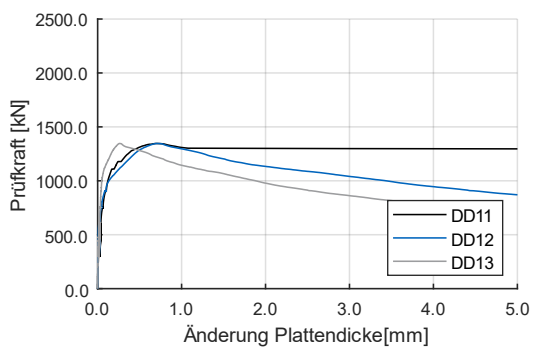
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



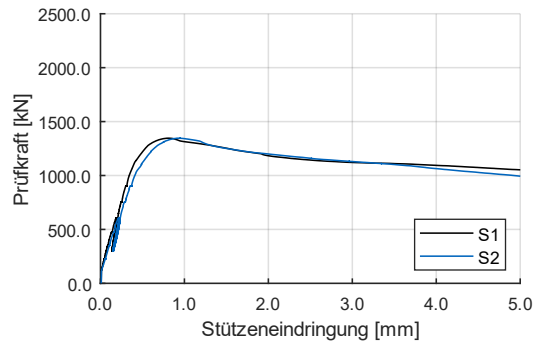
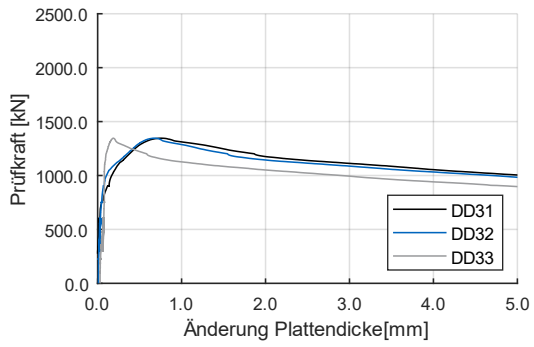
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



Änderung der Plattendicke:

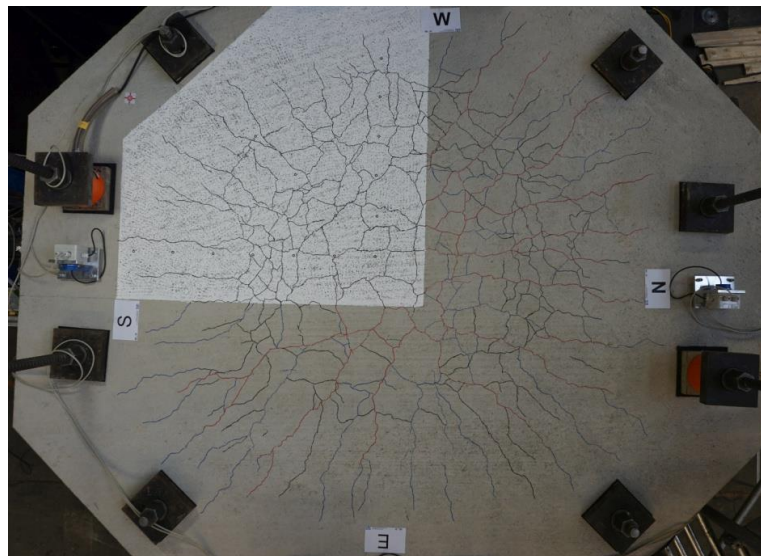


Änderung der Plattendicke (links) und Stützeineindringung (rechts):



M2-30-1.23

Plattenoberseite des Versuchskörpers mit Rissbild nach Versuchsende:



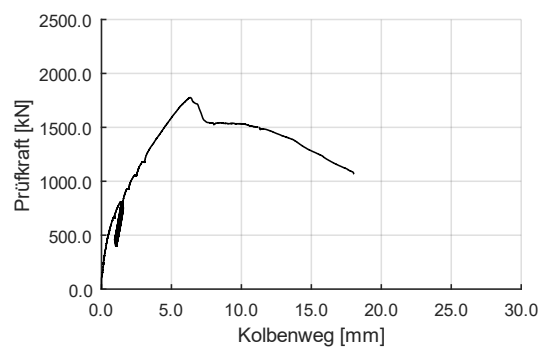
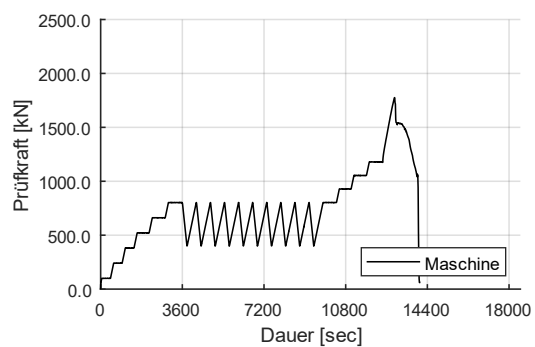
Trennschnitt in West-Ost-Richtung durch den Versuchskörper:



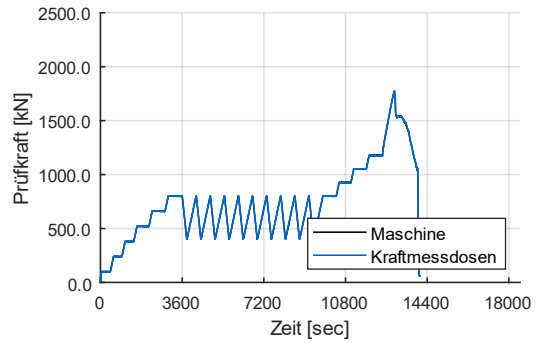
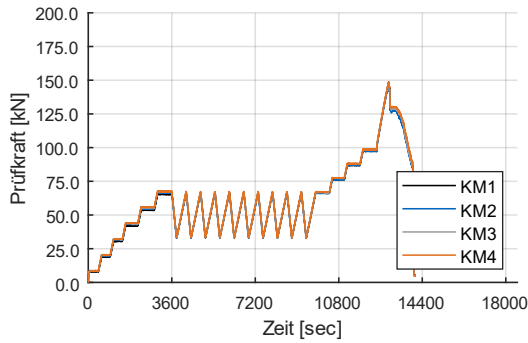
Trennschnitt in Nord-Süd-Richtung durch den Versuchskörper:



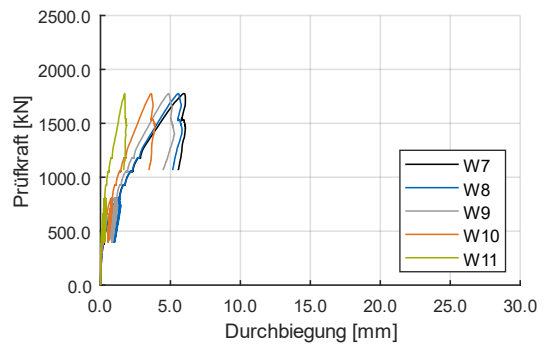
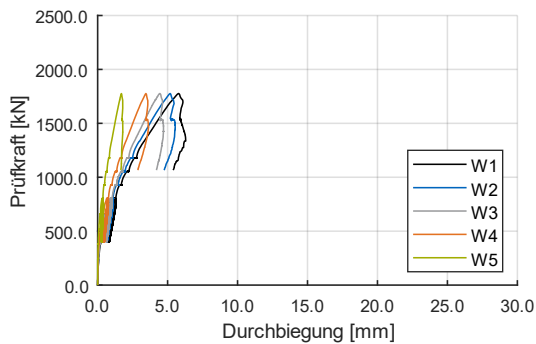
Prüfkraft über Versuchsdauer (links) und Prüfkraft über Kolbenweg (rechts):



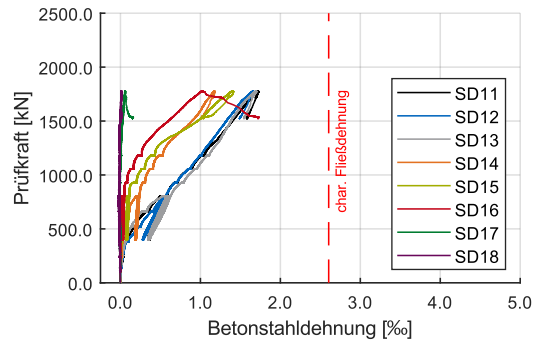
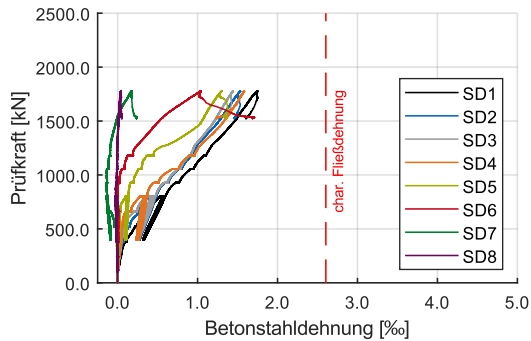
Vergleich der einzelnen Kraftmessdosen über Versuchsdauer (links) und Vergleich Maschinenkraft und Summe der Kraftmessdosen über Versuchsdauer (rechts):



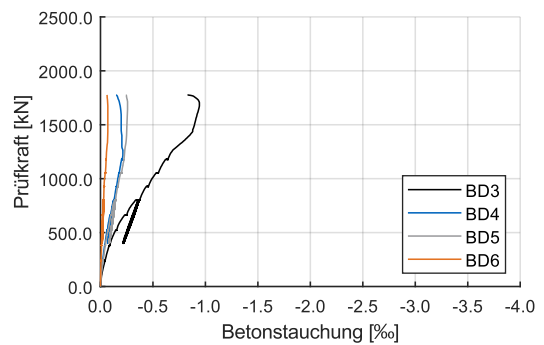
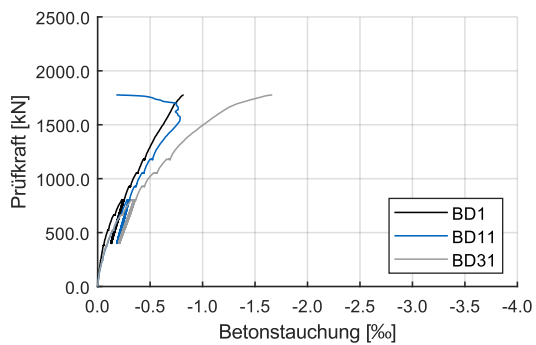
Plattenverformungen:



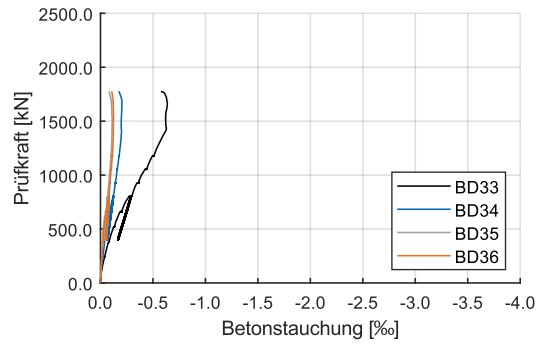
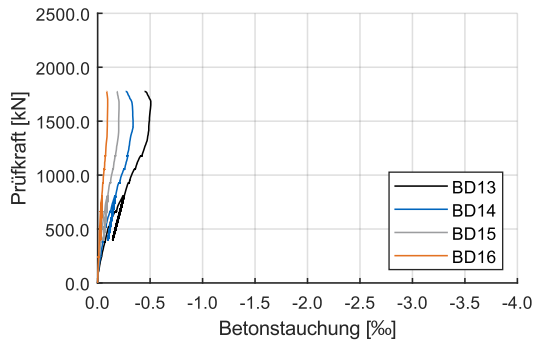
Betonstahldehnungen:



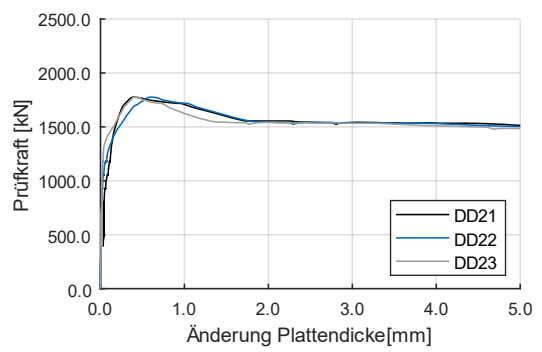
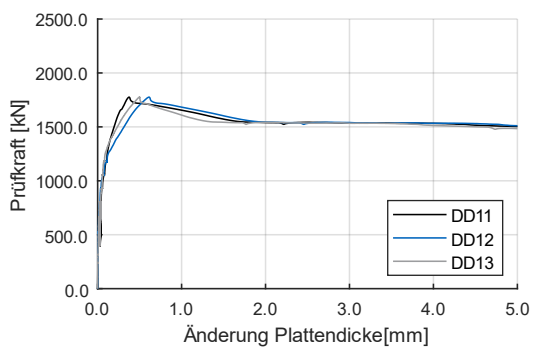
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



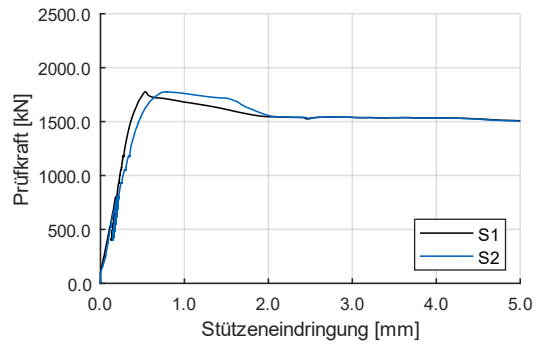
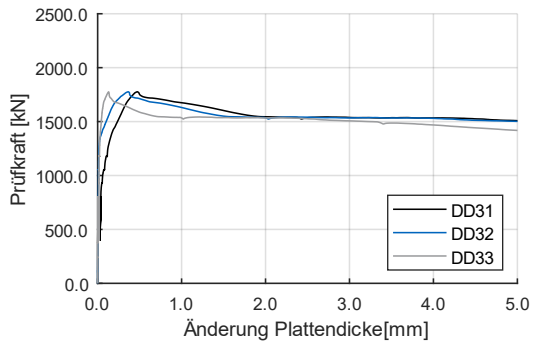
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



Änderung der Plattendicke:

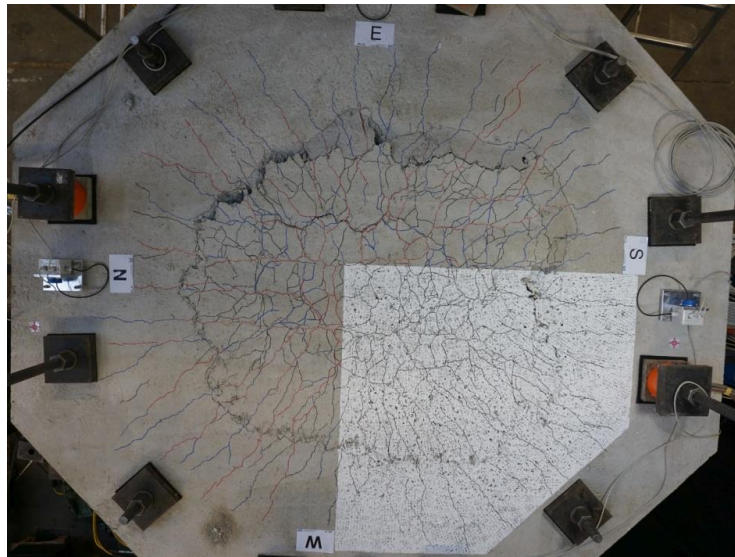


Änderung der Plattendicke (links) und Stützeindringung (rechts):



M3-25-1.23

Plattenoberseite des Versuchskörpers mit Rissbild nach Versuchsende:



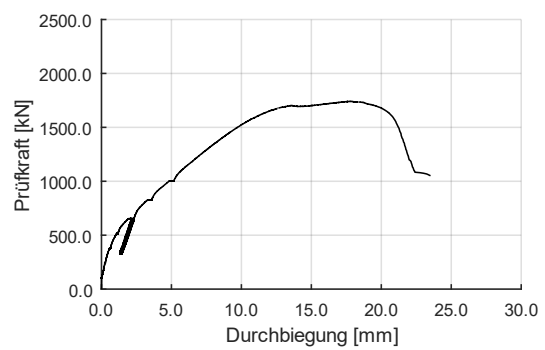
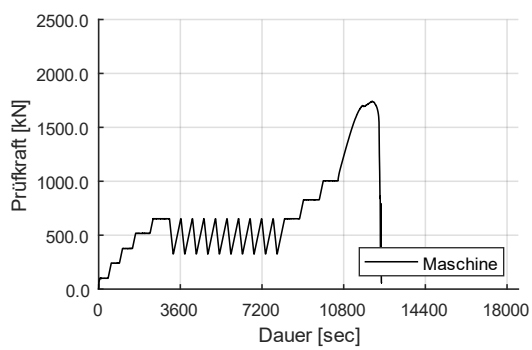
Trennschnitt in West-Ost-Richtung durch den Versuchskörper:



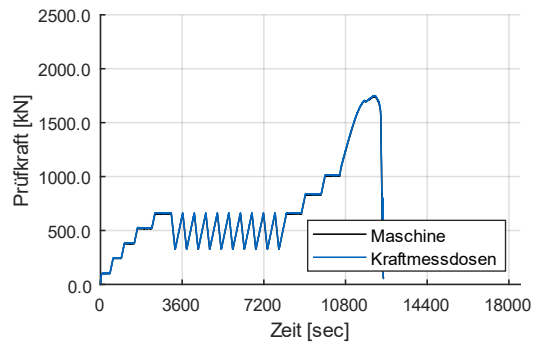
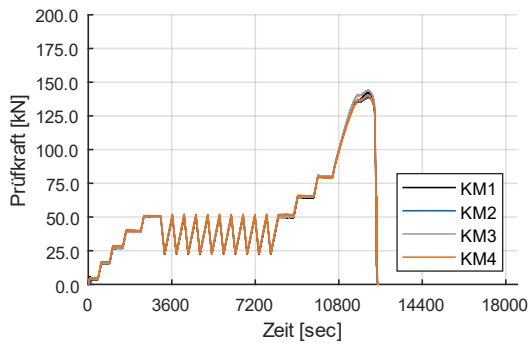
Trennschnitt in Nord-Süd-Richtung durch den Versuchskörper:



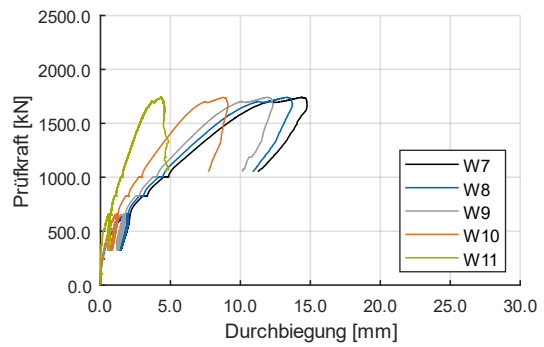
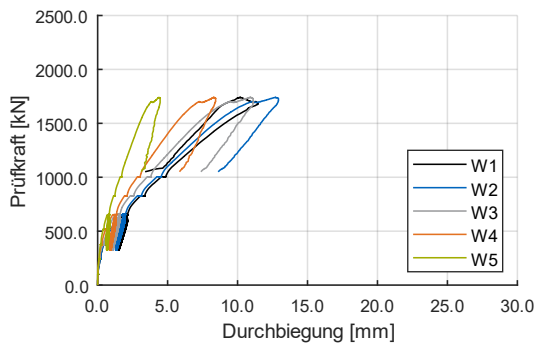
Prüfkraft über Versuchsdauer (links) und Prüfkraft über Kolbenweg (rechts):



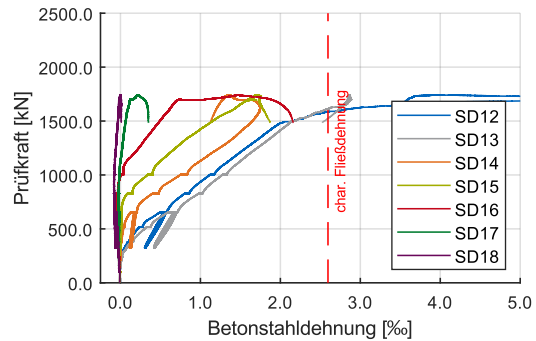
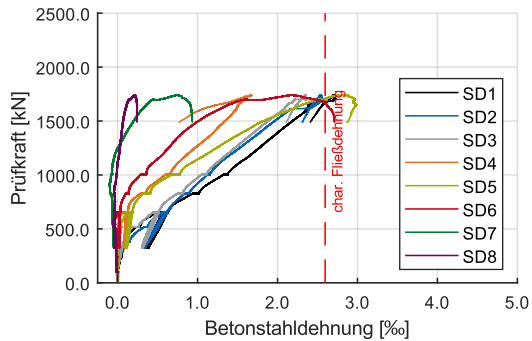
Vergleich der einzelnen Kraftmessdosen über Versuchsdauer (links) und Vergleich Maschinenkraft und Summe der Kraftmessdosen über Versuchsdauer (rechts):



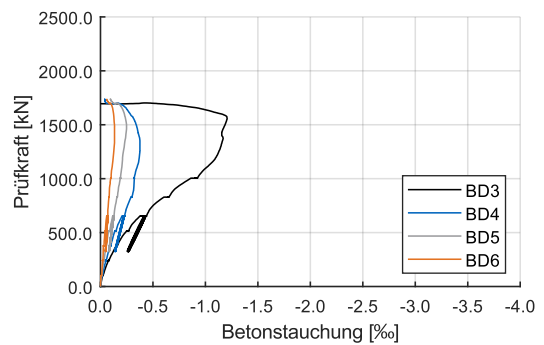
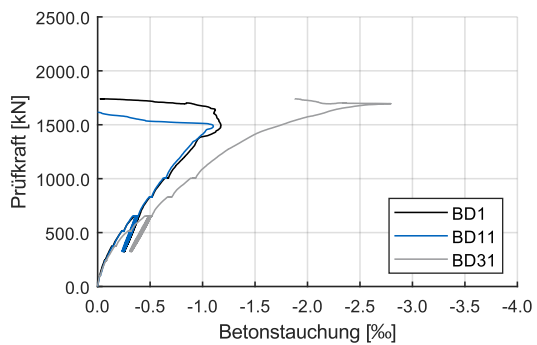
Plattenverformungen:



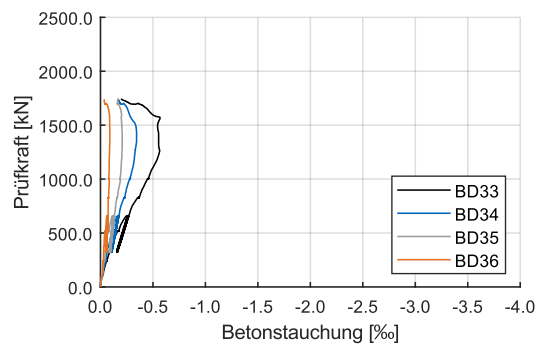
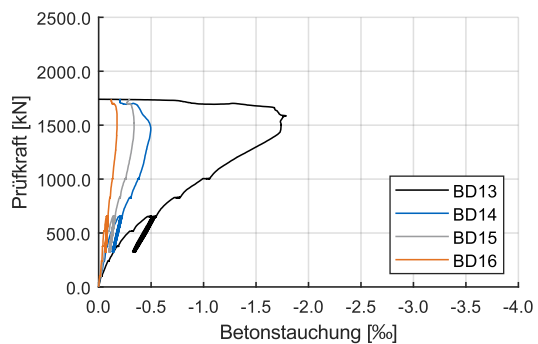
Betonstahldehnungen:



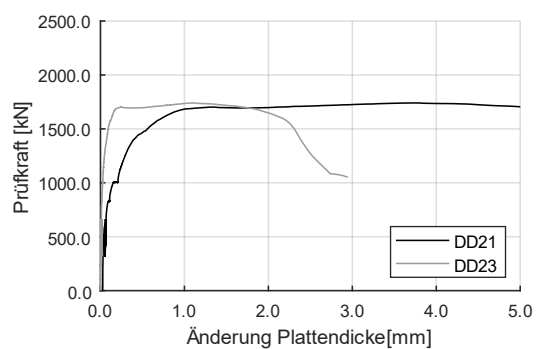
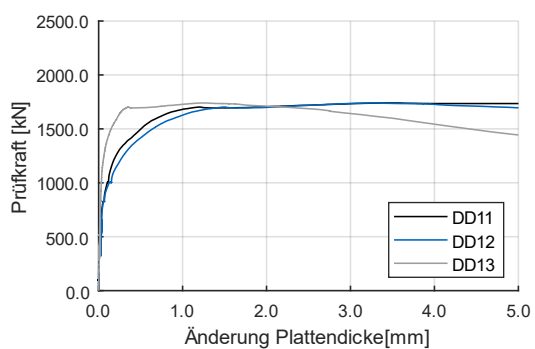
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



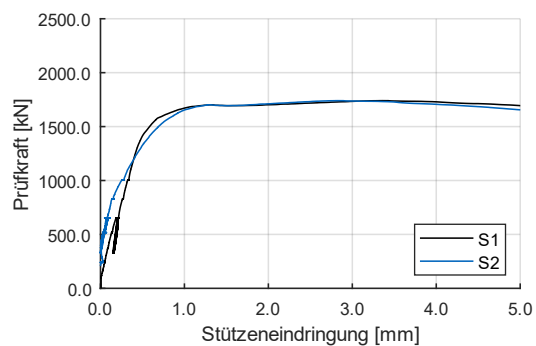
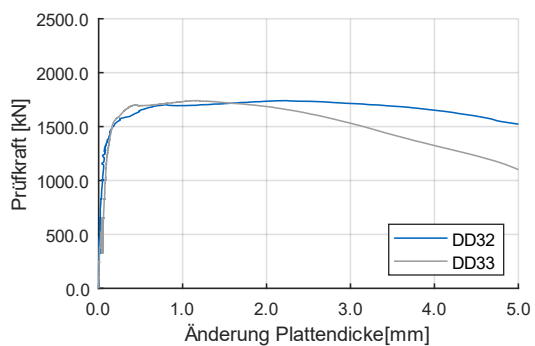
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



Änderung der Plattendicke:

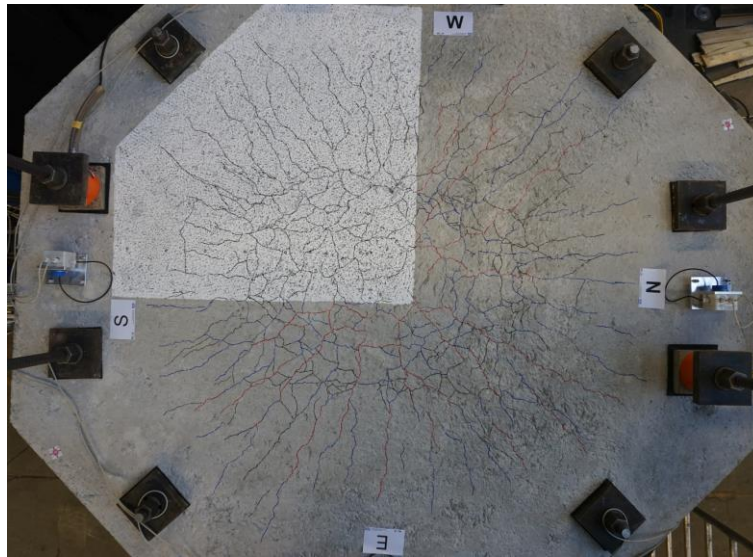


Änderung der Plattendicke (links) und Stützeindringung (rechts):



M3-30-1.23

Plattenoberseite des Versuchskörpers mit Rissbild nach Versuchsende:



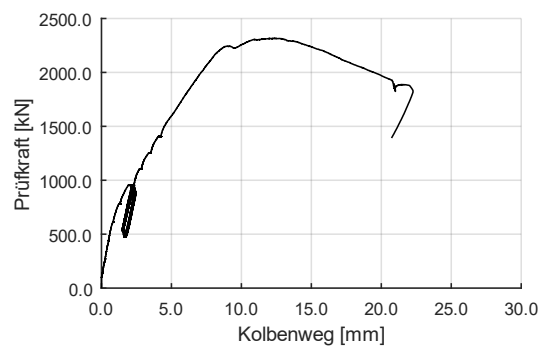
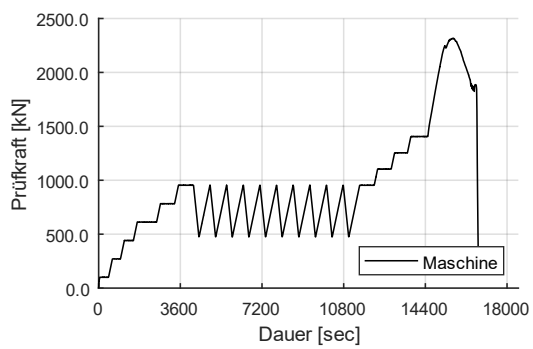
Trennschnitt in West-Ost-Richtung durch den Versuchskörper:



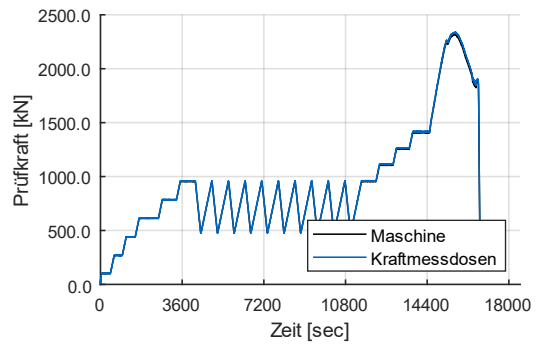
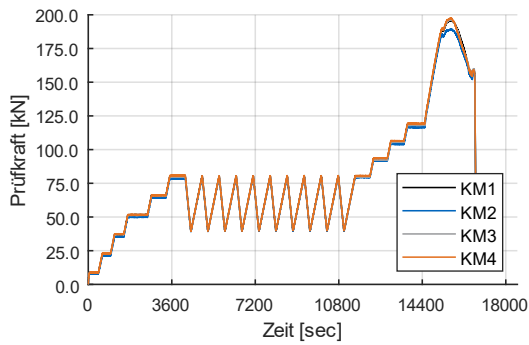
Trennschnitt in Nord-Süd-Richtung durch den Versuchskörper:



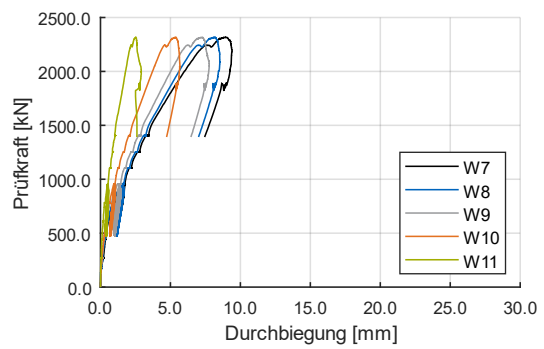
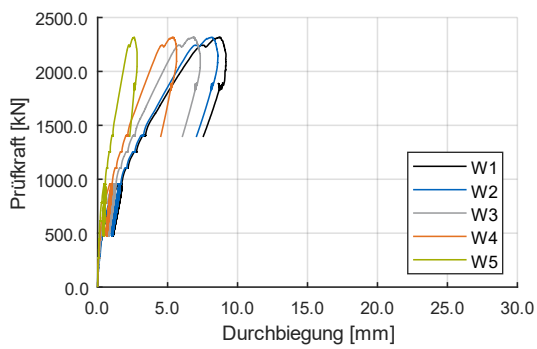
Prüfkraft über Versuchsdauer (links) und Prüfkraft über Kolbenweg (rechts):



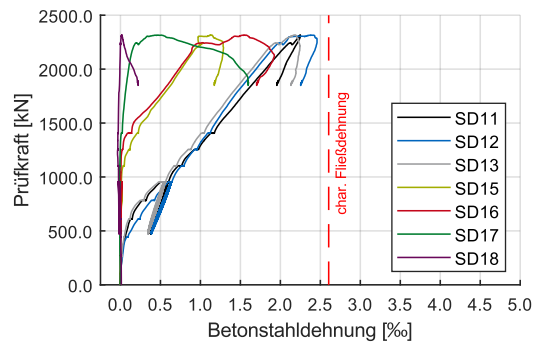
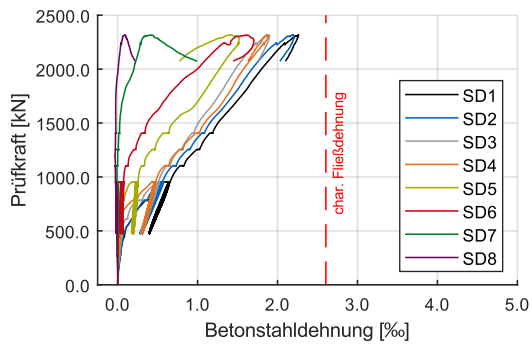
Vergleich der einzelnen Kraftmessdosen über Versuchsdauer (links) und Vergleich Maschinenkraft und Summe der Kraftmessdosen über Versuchsdauer (rechts):



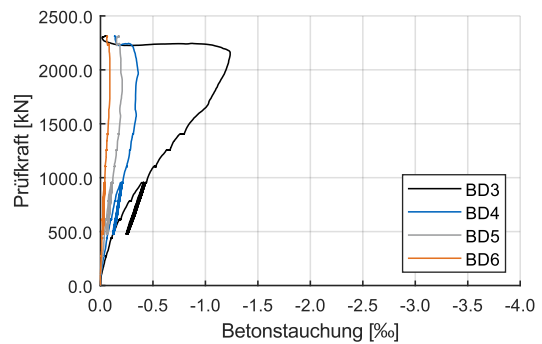
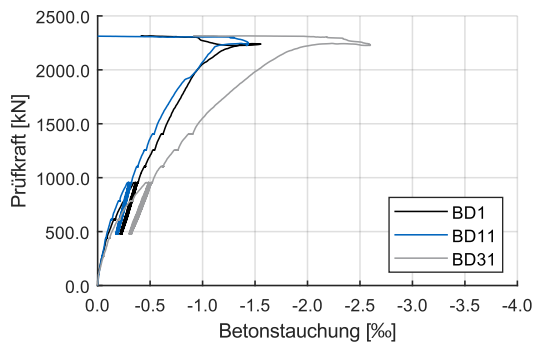
Plattenverformungen:



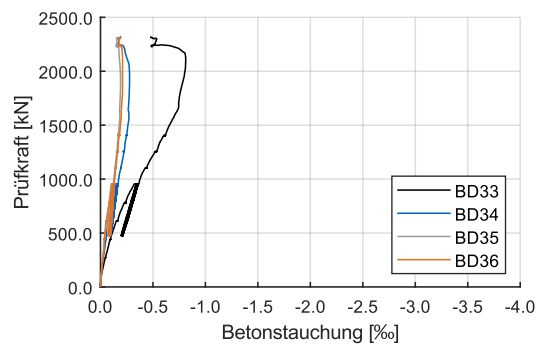
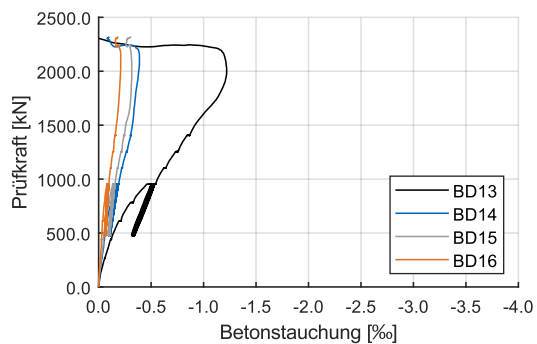
Betonstahldehnungen:



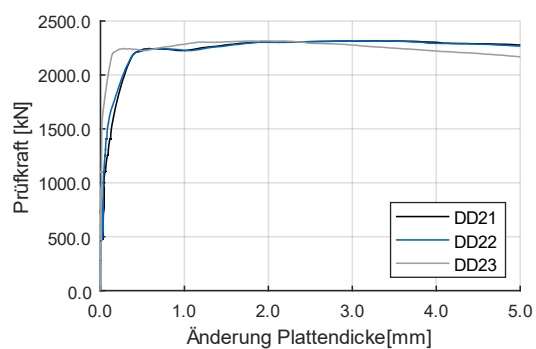
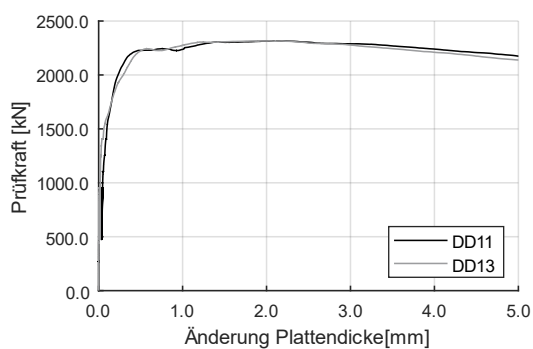
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



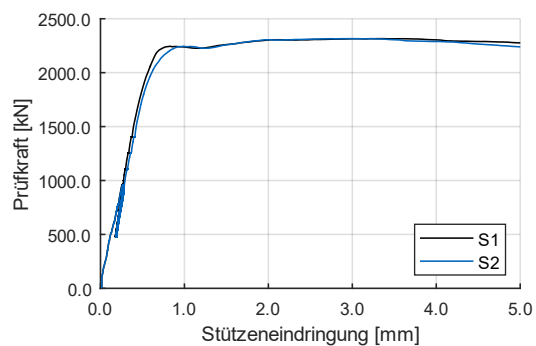
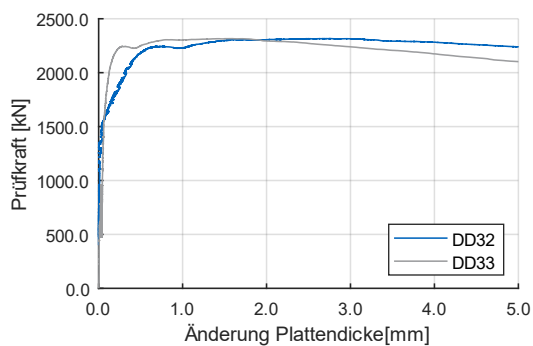
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



Änderung der Plattendicke:

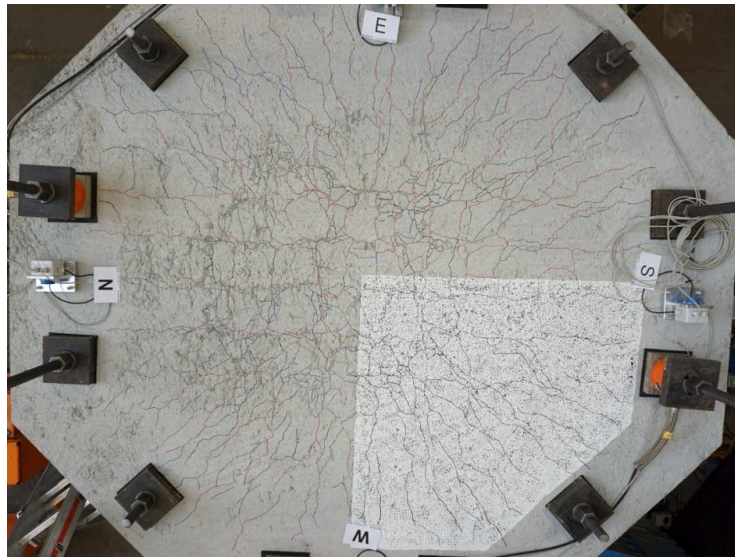


Änderung der Plattendicke (links) und Stützeindringung (rechts):



M3-25-0.75

Plattenoberseite des Versuchskörpers mit Rissbild nach Versuchsende:



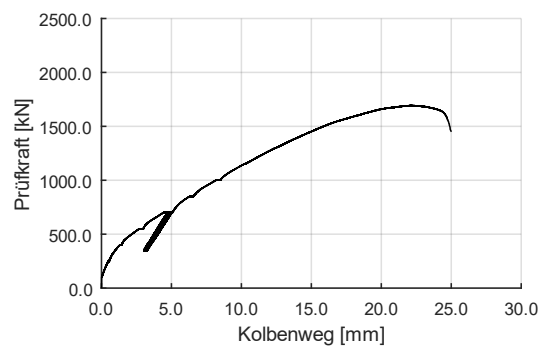
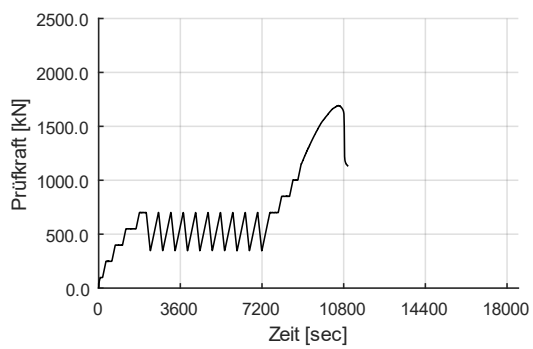
Trennschnitt in West-Ost-Richtung durch den Versuchskörper:



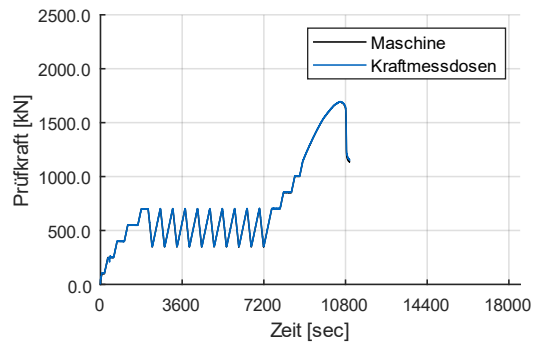
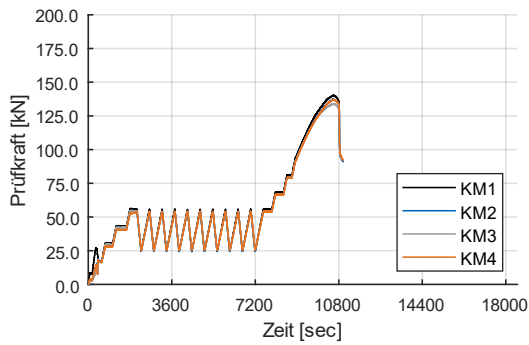
Trennschnitt in Nord-Süd-Richtung durch den Versuchskörper:



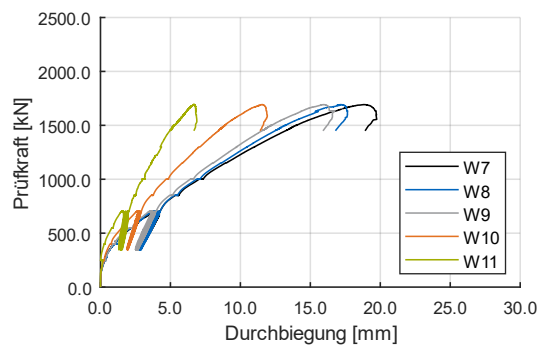
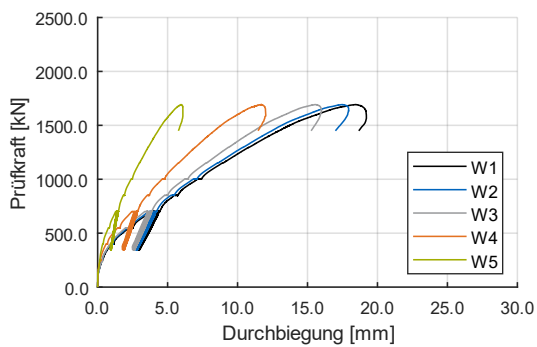
Prüfkraft über Versuchsdauer (links) und Prüfkraft über Kolbenweg (rechts):



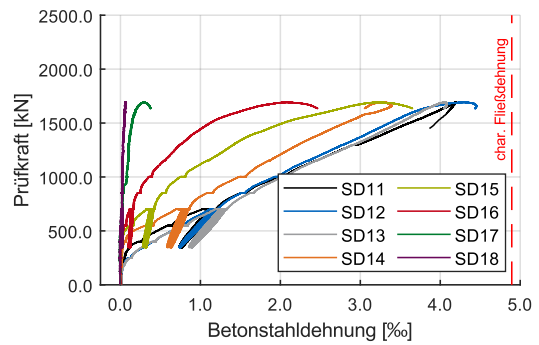
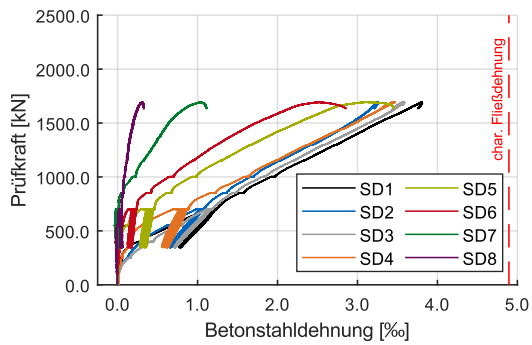
Vergleich der einzelnen Kraftmessdosen über Versuchsdauer (links) und Vergleich Maschinenkraft und Summe der Kraftmessdosen über Versuchsdauer (rechts):



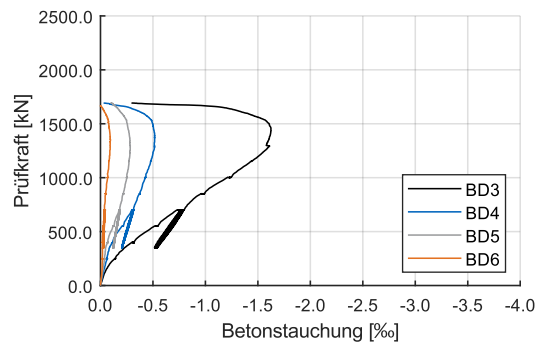
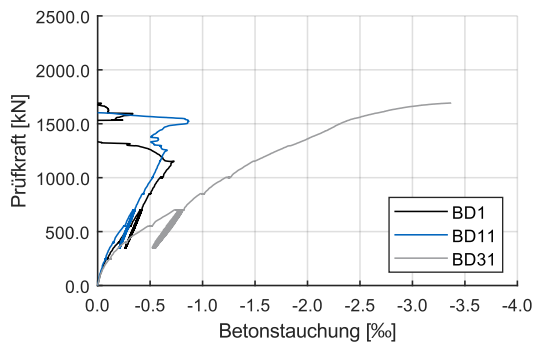
Plattenverformungen:



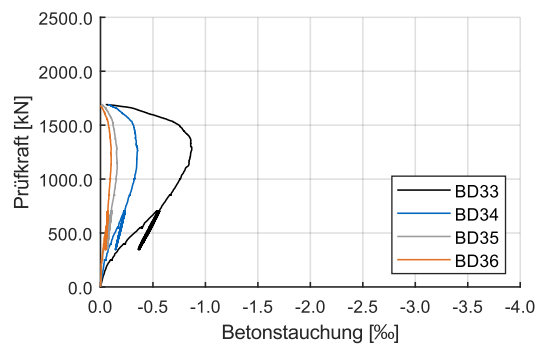
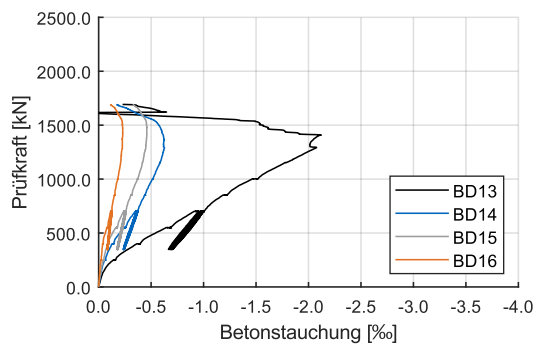
Betonstahldehnungen:



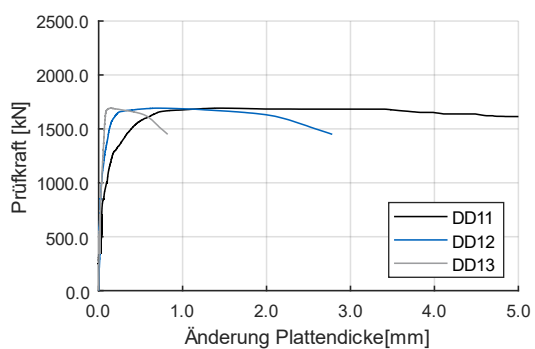
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



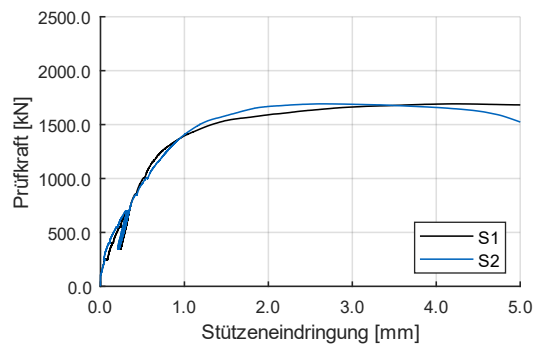
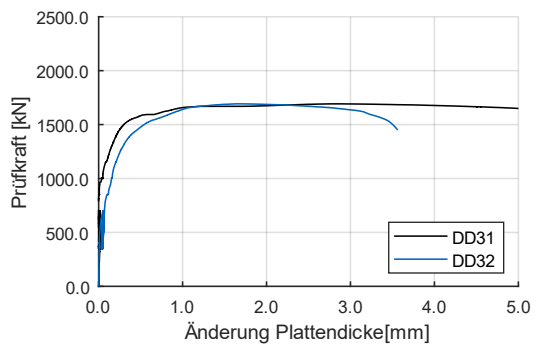
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



Änderung der Plattendicke:

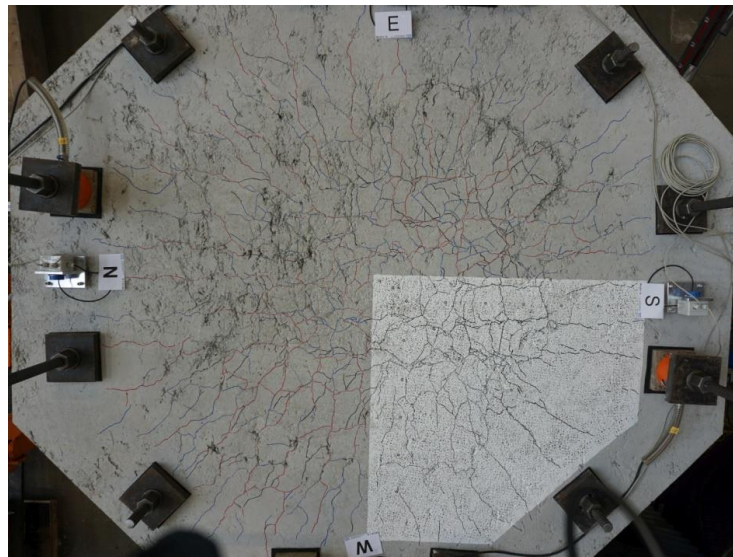


Änderung der Plattendicke (links) und Stützeindringung (rechts):



M3-25-1.75

Plattenoberseite des Versuchskörpers mit Rissbild nach Versuchsende:



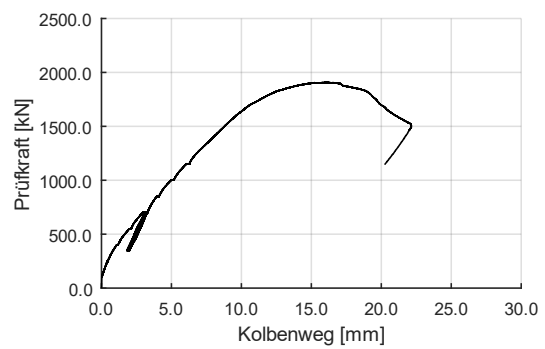
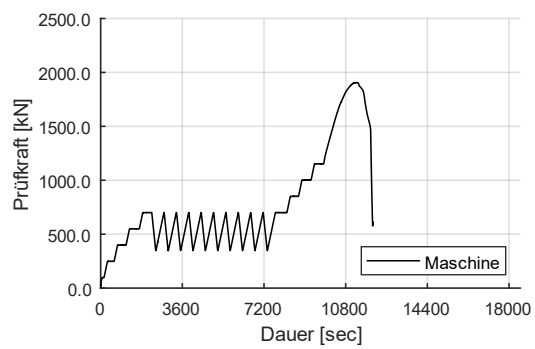
Trennschnitt in West-Ost-Richtung durch den Versuchskörper:



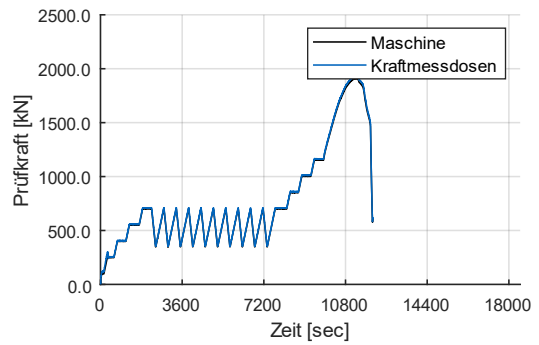
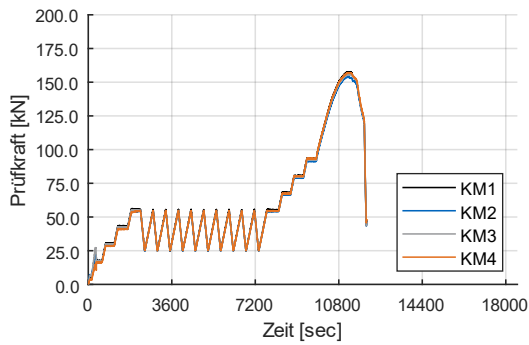
Trennschnitt in Nord-Süd-Richtung durch den Versuchskörper:



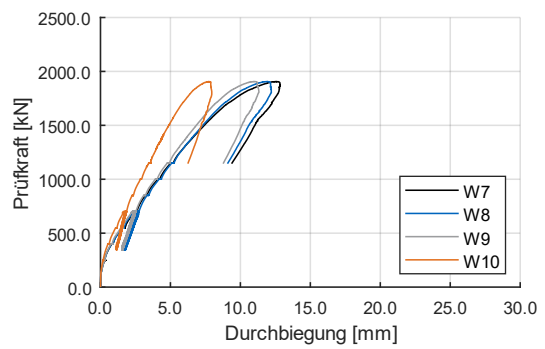
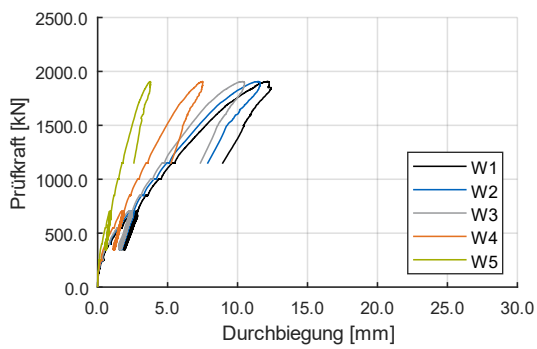
Prüfkraft über Versuchsdauer (links) und Prüfkraft über Kolbenweg (rechts):



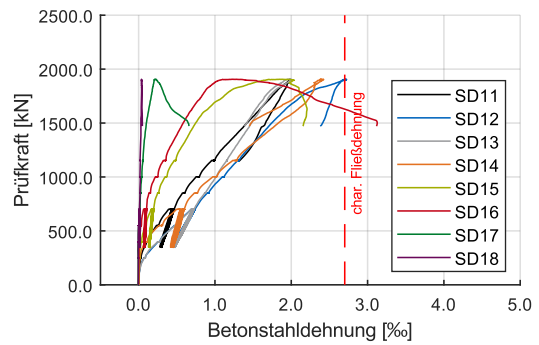
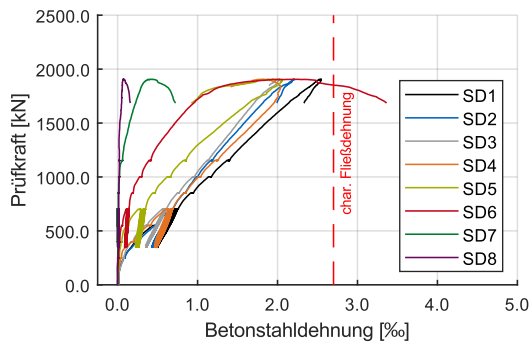
Vergleich der einzelnen Kraftmessdosen über Versuchsdauer (links) und Vergleich Maschinenkraft und Summe der Kraftmessdosen über Versuchsdauer (rechts):



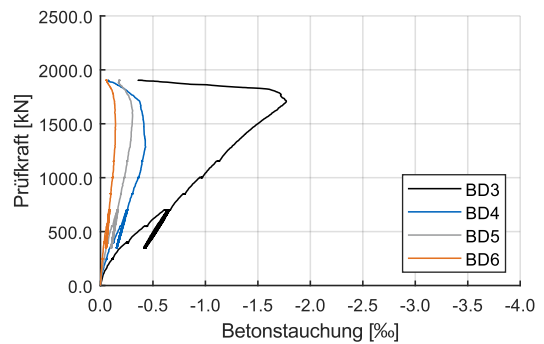
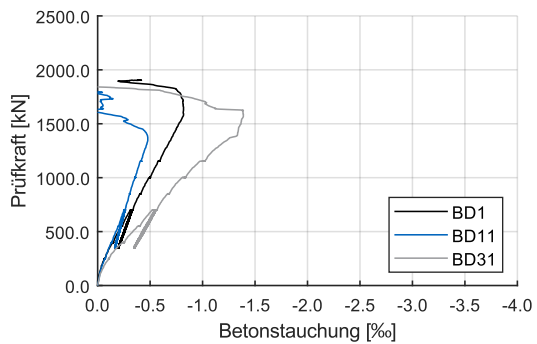
Plattenverformungen:



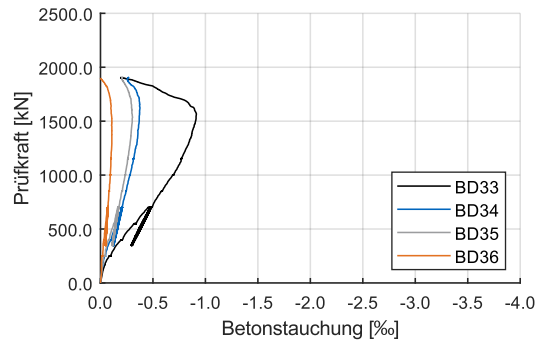
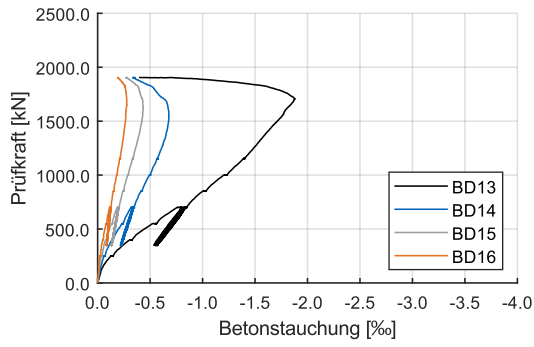
Betonstahldehnungen:



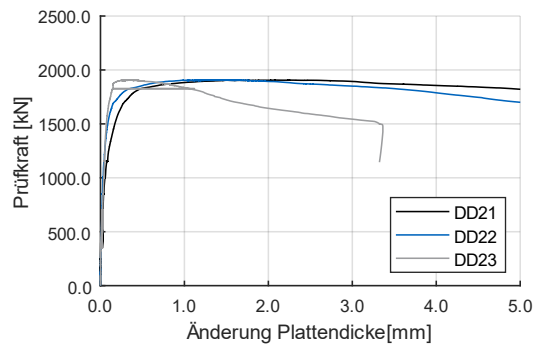
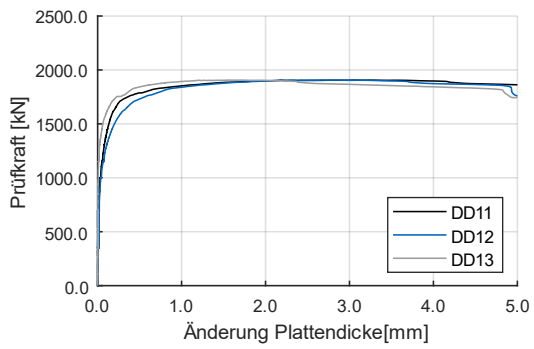
Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



Betonstauchungen an der Plattenunterseite:



Änderung der Plattendicke:



Änderung der Plattendicke (links) und Stützeindringung (rechts):

