

Untersuchungen zum Tragstoß von nachträglich mit Ortbeton ergänzten zweiachsig gespannten Stahlbeton-Fertigteileplatten

von der Naturwissenschaftlich-Technischen Fakultät
der Universität Siegen

genehmigte
DISSERTATION

zur Erlangung des Grades eines Doktors
der Ingenieurwissenschaften
(Dr.-Ing.)

vorgelegt von
Dipl.-Ing. (FH) Jakob Klaudius Weglarzy M.Sc.

Referent: Prof. Dr.-Ing. Alfons Goris, Universität Siegen

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Martina Schnellenbach-Held, Universität Duisburg-Essen

Tag der mündlichen Prüfung: 05. Mai 2014

Siegen 2014

gedruckt auf alterungsbeständigem holz- und säurefreiem Papier

Kurzfassung

Teilfertigdecken sind 5–6 cm starke vorgefertigte Elemente, die bereits die erforderliche Feld- und Querbewehrung sowie ggf. auch die Querkraftbewehrung der gesamten Deckenplatte enthalten. Sie werden auf der Baustelle gestoßen und anschließend mit Ortbeton ergänzt. Die Ausbildung des Stoßes wird im Eurocode 2 und der bauaufsichtlichen Zulassung des verwendeten Gitterträgers geregelt. Die Regeln beschränken die Ausführbarkeit im Wesentlichen hinsichtlich des zulässigen Stabdurchmessers, des zulässigen Bewehrungsquerschnitts sowie einer maximal zulässigen Querkraft. Sie basieren auf experimentellen Untersuchungen einer ähnlichen Stoßausbildung bei Teilfertigwänden, bei denen ebenfalls Gitterträger zum Einsatz kommen.

Ziel der durchgeführten Untersuchungen ist es, die derzeitigen Regelungen zur Ausbildung des tragenden Zwei-Ebenen-Stoßes bei nachträglich mit Ortbeton ergänzten Fertigteilplatten anhand eigener experimenteller und numerischer Untersuchungen kritisch zu hinterfragen. Es wird der Fragestellung nachgegangen, ob unter bestimmten Voraussetzungen die Anwendung höherer Bewehrungsquerschnitte oder Stabdurchmesser möglich ist und/oder der Gitterträgerabstand variiert werden darf.

Die numerischen Untersuchungen analysieren die experimentell untersuchten Prüfkörper unter Berücksichtigung einer Vorschädigung der Verbundfuge sowie eines eigenen Ansatzes zum Zugtragverhalten des Betons. Das so validierte Betonmodell stellt die Grundlage für die nachfolgende Parameterstudie dar, auf deren Basis ergänzende Vorschläge zur Stoßausführung gegeben werden.

Abstract

Prefabricated concrete slabs are about 5–6 cm thick and contain the required reinforcement for bending in both directions as well as the optional reinforcement for shear. These slab elements are put together on site with an in-situ concrete topping. The two-way precast floor slab requires an overlapping of the load-carrying reinforcement in both directions, which is specified by Eurocode 2 and the general technical approval documents of the lattice girder that is used. These specifications limit e.g. the permitted rod diameter, the cross-sectional area of the reinforcement and the permitted shear force within the joint. These are based on experimental testing of precast concrete walls where lattice girders are used as well.

The aim of the experimental and numerical tests that were carried out was to question the current regulations for overlapping joints. The application of the permitted rod diameter, cross-sectional area of the reinforcement and the distance between the lattice girders, in particular, are considered while exploring this issue in order to be able to relax the current specifications.

The numerical studies consider the experimental analysed specimen. For this, they use an initial damage of the interface between the concrete cast and the in-situ layer as well as a self-developed approach of the tensile post behaviour of the concrete. The parametric study is using this validated concrete model. Based on this study, new recommendations for the overlapping joint of the load carrying reinforcement are given.

Danksagung

Herrn Prof. Dr.-Ing. Alfons Goris möchte ich als meinen Doktorvater für die stets freundliche und erfolgreiche Betreuung meiner Dissertaton sowie für die zahlreichen intensiven Gespräche und Auseinandersetzung mit der vorliegenden Thematik danken. Er war auch außerhalb der Dienstzeiten stets für mich ansprechbar und stand mir mit Rat und Tat zur Seite.

Frau Prof. Dr.-Ing. Martina Schnellenbach-Held danke ich für die Übernahme des Korreferats und die ergänzenden Anregungen zur Ausarbeitung der Dissertation.

Auch möchte ich mich bei den weiteren Mitgliedern der Promotionskommission - Herrn Prof. Dr.-Ing. Peter Schmidt und Herrn Prof. Dr.-Ing. Ulf Zander - bedanken.

Im Rahmen eines von der AiF (ZIM) finanzierten Forschungsvorhabens „Optimierung der konstruktiven Ausbildung von Stahlbeton-Teilfertigplatten unter Berücksichtigung des erforderlichen Stahlbedarfs“ wurde die Grundlage für die vorliegende Arbeit ermöglicht. Für die Übertragung der Verantwortlichkeit sowie die Betreuung und Unterstützung während dieser Zeit möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Dietmar Mähner von der Fachhochschule Münster danken.

Ebenfalls möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Gerhard Schaper von der Fachhochschule Münster für die Unterstützung während der gesamten Zeit sowie seine offene und ehrliche Art im Rahmen zahlreicher Diskussionen danken. Auch Herrn Prof. Dr.-Ing. Jochen Müller-Rochholz und Herrn Prof. Dr.-Ing. Jan Vette, mit denen ich mich fachübergreifend im Bereich Baustofflehre und Stahlbau austauschen durfte, gilt mein herzlicher Dank.

Prof. Dr. Ir. J.G. Rots möchte ich für die Möglichkeit des wissenschaftlichen Austauschs an der Technischen Universität Delft danken - dank u wel!

Der Firma B. Lütkenhaus GmbH – Beton und Fertigteilwerk in Dülmen möchte ich für die zur Verfügung gestellten Prüfkörper sowie die interessante Zusammenarbeit im Rahmen des bereits oben erwähnten Forschungsvorhabens danken.

Ein weitere Dank gilt meinen Kollegen und Freunden an der Fachhochschule Münster und Universität Siegen, die in zahlreichen, interdisziplinären Diskussionen immer für frischen Mut und Antrieb gesorgt haben. Der Dank gilt besonders Andrea, Ansgar, Bernadette, Gunther, Jana, Martin, Melanie, Stefan und Xenia.

Besonderen Dank möchte ich auch dem Physiklaboranten Ingo Fenneker der Fachhochschule Münster sowie seinen Auszubildenden aussprechen, die immer bereitwillig die experimentellen Untersuchungen unterstützt und möglich gemacht hat.

Zuletzt möchte ich den wichtigsten Menschen danken, meinen Eltern und Schwiegereltern, meinen Geschwistern und meiner Frau Gesa, ohne deren Unterstützung diese Arbeit nie fertig geworden wäre. Sie mussten oft mit meinen ausgelebten Launen der Promotion umgehen, haben mich dabei nie im Stich gelassen und mich immer wieder motiviert.

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1
1.1	Ausgangssituation	1
1.2	Zielsetzung	2
1.3	Aufbau der Arbeit und Abgrenzung	2
2	Stand der Forschung	5
2.1	Übergreifungsstöße	6
2.2	Elementdecken	12
2.2.1	Einführung	12
2.2.2	Konstruktion und Ausführung	13
2.2.3	Verbundfuge	18
2.2.4	Alternative Bewehrungsführung	21
2.2.5	Gebrauchstauglichkeit	21
3	Materialverhalten	25
3.1	Werkstoffverhalten von Beton	25
3.1.1	Druckverhalten des unbewehrten Betons	25
3.1.2	Zugtragverhalten des unbewehrten Betons	30
3.1.3	Biaxiales Verhalten	33
3.1.4	Triaxiales Verhalten	35
3.2	Betonstahl	36
3.2.1	Gitterträger	37
3.3	Werkstoffverhalten von Stahlbeton	37
3.3.1	Rissverzahnung und Dübelwirkung	37
3.3.2	Zugtragverhalten von bewehrtem Beton	38
3.3.3	Biaxiales Verhalten	42
4	Experimentelle Untersuchungen	47
4.1	Allgemeines	48
4.2	Hauptversuche	49
4.2.1	Versuchsserie 1	52
4.2.2	Versuchsserie 2	55
4.2.3	Versuchsserie 3	64
4.3	Zusammenfassung der experimentellen Untersuchungen	69
5	Numerische Untersuchungen	73
5.1	Materialmodell	73
5.1.1	Beton	73
5.1.2	Eigener Ansatz des Zugtragverhaltens	81
5.1.3	Bewehrungsstahl	83
5.1.4	Zusammenfassung der Materialparameter	84
5.2	Modellbeschreibung der Versuchskörper	86
5.2.1	Modellierung der Verbundfuge	88

5.3	Darstellung der numerischen Berechnungen	90
5.3.1	Vergleich Versuchsserie 1	91
5.3.2	Vergleich Versuchsserie 2	93
5.3.3	Ergänzung zu <i>B5</i>	98
5.3.4	Vergleich Versuchsserie 3	101
5.4	Zusammenfassung der numerischen Untersuchungen	103
6	Parameterstudie	107
6.1	Variation der Parameterstudie	109
6.2	Ergebnis der Parameterstudie	111
6.2.1	Untersuchungen gering bewehrter Bauteile	112
6.2.2	Untersuchungen zum maximal zulässigen Bewehrungsquerschnitt	116
6.2.3	Untersuchungen von hohen Bewehrungsquerschnitten	121
6.3	Ergänzende Bewehrungsquerschnitte	125
6.3.1	Maximaler Bewehrungsgrad mit maximalem Stabdurchmesser	128
6.3.2	Erhöhter Bewehrungsquerschnitt mit maximalem Stabdurchmesser	131
6.4	Zusammenfassung der Parameterstudie	133
7	Fugenrauigkeit und Querkraft	137
7.1	Betrachtung der Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Verbundfugenrauigkeit	137
7.1.1	Verbundfugenrauigkeit des numerischen Prüfkörpers <i>B5</i>	139
7.1.2	Verbundfugenrauigkeit des Prüfmodells <i>EU10</i>	143
7.2	Einfluss zusätzlicher Querkrafteinwirkung	149
7.3	Überlagerung der Querkraft und Verbundfugenrauigkeit	155
7.4	Zusammenfassung zum Einfluss der Verbundfugenrauigkeit und der Querkraft	158
8	Bemessungsvorschlag	161
9	Zusammenfassung und Ausblick	165
9.1	Zusammenfassung und Diskussion	165
9.2	Ausblick	169
	Literaturverzeichnis	171
	Anhang	179
A	Übersicht der Bewehrungsführung	179
B	Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen	181
B.1	Übersicht der Rissbilder	181
B.2	Zusammenfassung der experimentellen Untersuchungen	184
C	Anhänge zur Parameterstudie	185
C.1	Übersicht der Varianten zur Parameterstudie	185
C.2	Tabelle der Ergebnisse der Gitterträgerspannungen	187
C.3	Zusammenfassung der Ergebnisse zur Betonfestigkeitsklasse C16/20	188
D	Anhänge zur Verbundfugenrauigkeit	191
D.1	Prüfkörper <i>B5</i>	191
D.2	Prüfmodell <i>EU10</i>	192
D.3	Gitterträgerdiagonalen	193
D.4	Anhang zur Querkrafteinwirkung	193

Abbildungsverzeichnis

1	Einführung	1
1.1	Schnitt durch die Stoßausbildung der Querbewehrung (<i>Schießl 1997</i>)	2
2	Stand der Forschung	5
2.1	Bild des räumlichen Verbundtragmodells nach <i>Tepfers (1973)</i>	5
2.2	Verbundspannungen der Verankerung (<i>König, Tue und Schenck 2008</i>) (a) Verlauf der Verbundspannungen, (b) Darstellung der Verankerung	6
2.3	Rissbild im Bereich eines unter Zug stehenden Stoßes (<i>Goto und Otsuka 1980</i>)	6
2.4	Globales Fachwerk (<i>Tepfers 1973</i>)	7
2.5	Lokales Fachwerk 1 (<i>Tepfers 1973</i>)	7
2.6	Lokales Fachwerk 2 (<i>C. J. Burkhardt 2000</i>)	7
2.7	Gesamtübersicht des Stoßes senkrecht zur Tragrichtung, (<i>Tepfers 1973</i>)	8
2.8	Versagensbilder von Übergreifungsstößen unter Zug (<i>Eligehausen 1979</i>)	8
2.9	Zusätzliche Zugstreben bei Druckstößen (<i>C. J. Burkhardt 2000</i>)	8
2.10	Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich (<i>Eligehausen 1979</i>)	9
2.11	Einfluss des Stabdurchmessers auf die übertragbare Stahlspannung (<i>Eligehausen 1979</i>)	9
2.12	Bruchbild eines Zwei-Ebenen-Stoßes ohne Umschließungsbewehrung (<i>Mattenstoß</i>), (<i>Eligehausen 1979</i>)	11
2.13	Querschnitt einer nachträglich mit Ortbeton ergänzten Teilfertigdecke	12
2.14	Betondeckung bei mit Ortbeton ergänzten Elementdecken	14
2.15	Bewehrungsanordnung in Elementdecken (<i>Furche und Bauermeister 2009</i>) . .	17
2.16	Modell zur Schub-Reibungs-Hypothese nach (<i>P. W. Birkeland und H. W. Birkeland 1966</i>)	19
2.17	Schematische Darstellung der übertragbaren Spannungsanteile einer bewehrten Verbundfuge nach <i>Reinecke (2002)</i>	20
2.18	Versuchsaufbau aus <i>Lundgren et al. (2005)</i>	21
2.19	Durchbiegung der Flachdecken bezogen auf die Ortbetonausführung aus <i>Curbach und Brückner (2006)</i>	23
3	Materialverhalten	25
3.1	Einfluss der Lasteinleitung und Geometrie bei der Druckfestigkeitsprüfung unterschiedlicher Probekörper nach <i>Zilch und Zehetmaier (2010)</i>	26
3.2	Qualitative Darstellung des Form- bzw. oder Gestaltbeiwertes (<i>Schickert 1981</i>)	27
3.3	Einachsiges Versagen von Beton unter Druckbeanspruchung (<i>van Mier 1986</i>)	28
3.4	Einfluss der Probengröße auf das einaxiale Druckverhalten des Betons nach <i>van Mier (1986)</i>	29
3.5	Querdehnzahl im Verhältnis zur vorhandenen Spannung (<i>Chen und Saleeb 1994</i>)	30
3.6	Versagen des unbewehrten Betons unter Zugbeanspruchung nach <i>Duda (1991)</i>	31
3.7	Darstellung verschiedener Nachbruchverläufe unter Zugbeanspruchung	33
3.8	(a) Versagensvorgang des unbewehrten Betons (<i>Kupfer 1973</i>), (b) Versagensmodi unter biaxialer Belastung (<i>Nelissen 1972</i>)	34
3.9	(a) Triaxiale Versagensfläche (<i>Huber 2006</i>), (b) triaxiale Versagensmoden nach <i>van Mier et al. (1987)</i>	35

3.10	Typische Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für (a) warmgewalzten und (b) kaltgewalzten Betonstahl nach <i>Brameshuber et al. (2013)</i>	36
3.11	Tension-Stiffening-Effekt, Betonstahl (<i>CEB90 1993</i>)	38
3.12	Rissbildung bei Biegebeanspruchung nach <i>Schießl (1989)</i>	39
3.13	Tension-Stiffening-Effect des Betons (<i>CEB90 1993</i>)	41
3.14	Untersuchungen zum biaxialen Verhalten des bewehrten Betons nach <i>Vecchio und Collins (1982)</i> aus (<i>Pölling 2001</i>), (a) Versuchsaufbau (b) Drehung der Rissbildung	43
3.15	Bilinearer Verlauf der äquivalenten plastischen Dehnungen zur Berücksichtigung des TSEs nach <i>Winkler (2001)</i>	44
3.16	Darstellung zur Bestimmung der effektiven Dehnsteifigkeit der Bewehrung bei biaxialer Anwendung nach <i>Winkler (2001)</i>	44
4	Experimentelle Untersuchungen	47
4.1	Übersicht der ermittelten Sieblinien	49
4.2	Betonage des Prüfkörpers <i>B5</i> , (a) Übersicht des Prüfkörpers, (b) Detail des Elementstokes	50
4.3	Übersicht des Versuchsaufbaus	50
4.4	Feldbewehrung des Fertigteils der Prüfkörper <i>B1 - B4</i>	52
4.5	Prüfkörper <i>B1</i> (a) Übersicht des Versuchsaufbaus (b) Versagensbild	53
4.6	Prüfkörper <i>B1/B2</i> , (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte	53
4.7	Prüfkörper <i>B1/B2</i> , (a) Normalspannung der Stoßbewehrung in Feldmitte, (b) Normalspannung der Gitterträgerdiagonalen	54
4.8	Prüfkörper <i>B3</i> (a) Versagensbild (b) Bereich des Versagens	56
4.9	Prüfkörper <i>B3/B4</i> , (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte	56
4.10	Prüfkörper <i>B3/B4</i> , (a) Normalspannung der Stoßbewehrung in Feldmitte, (b) Normalspannung der Gitterträgerdiagonalen	57
4.11	Prüfkörper <i>B2/B4</i> , Durchbiegung in Feldmitte	58
4.12	Prüfkörper <i>B2/B4</i> , Normalspannung der Stoßbewehrung mittig	60
4.13	Prüfkörper <i>B2/B4</i> , Normalspannungsverlauf in der übergreifenden Bewehrung, $x=0$ (Mitte) und $x=26,5$ cm (<i>B4</i>) und 42,0 cm (<i>B2</i>)	60
4.14	Prüfkörper <i>B2/B4</i> , Normalspannung der Feldbewehrung in Fertigteilmitte	61
4.15	Prüfkörper <i>B5</i> , (a) Rissbild im Stoßbereich bei 75 kN (30 kNm), (b) Rissbild im Versagenszustand	62
4.16	Prüfkörper <i>B5</i> , (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte	63
4.17	Prüfkörper <i>B5</i> , (a) Normalspannung der Stoßbewehrung in Feldmitte und außen (25 cm), (b) Normalspannung der Gitterträgerdiagonalen	63
4.18	Prüfkörper <i>B6</i> , (a) Übersicht des Versuchs vor der Prüfung, (b) Rissbild im Stoßbereich nach Erreichen der maximalen Belastung, in rot erste starke Rissbildung der Verbundfuge (Angaben der Nutzlast auf der Probe in kN)	65
4.19	Prüfkörper <i>B6</i> , (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte	66
4.20	Prüfkörper <i>B6</i> , Normalspannungen der Stoßbewehrung, mittig und außen (25 cm)	67
4.21	Prüfkörper <i>B6</i> , ausgeprägtes Druckversagen mit starker Schädigung des Verbundbereichs	68
4.22	Prüfkörper <i>B6</i> , Normalspannung im inneren Gitterträger (a) Diagonale G_{ii} , (b) Diagonale G_{ia}	68
4.23	Prüfkörper <i>B6</i> , Normalspannung im äußeren Gitterträger (a) Diagonale G_{ai} , (b) Diagonale G_{aa}	69

4.24	Prüfkörper <i>B6</i> , (a) Schuppenartige Betonreste nach Versagen, (b) Freiliegende Bewehrungsstäbe ohne Verbund	69
5	Numerische Untersuchungen	73
5.1	Form der Deviatorebene und somit der Fließfläche durch Anpassung des Verhältniswertes K_c	75
5.2	Form der Fließfläche im ebenen Spannungszustand, vgl. (<i>Kupfer 1973</i>)	76
5.3	Schädigungsverhalten (<i>Abaqus 2011</i>)	77
5.4	Angabe des Druckverhaltens	78
5.5	Numerischer Vergleich unterschiedlicher Annahmen des Nachbruchverhaltens im Druckbereich für Prüfkörper <i>B6</i>	78
5.6	Angabe des Zugtragverhaltens	79
5.7	Darstellung des Nachbruchverlaufs unter Zugbeanspruchung, Vergleich zwischen (<i>CEB 2010</i>), (<i>CEB90 1993</i>) und eigenem Ansatz	81
5.8	Darstellung der Elementunabhängigkeit des Betonmodells, (a) Versuchsmodell, (b) Last-Verschiebungs-Diagramm	82
5.9	Vergleich zwischen wahren und nominellem Spannungsverlauf	83
5.10	Zerlegung der Gesamtdehnung in einen elastischen und plastischen Anteil . .	84
5.11	Numerisches Modell des Prüfkörpers <i>B1</i>	87
5.12	(a) Lagerung des Prüfkörpers (b) Coupling im Lasteinleitungsbereich	87
5.13	Prüfkörper <i>B5</i> , numerische Auswirkung von truss- bzw. beam-Elementen als Bewehrung	88
5.14	Maximaler Schubspannungsverlauf in Abhängigkeit der Querdruck- bzw. Quersugspannung nach <i>CEB/Bulletin162 (1983)</i>	89
5.15	Vorschädigung der ersten Elementreihe (rot)	90
5.16	Prüfkörper <i>B1</i> , (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte	91
5.17	Prüfkörper <i>B1</i> , Normalspannung der Stoßbewehrung in Feldmitte	92
5.18	Prüfkörper <i>B1</i> , Plastische Dehnungen im Bruchzustand	92
5.19	Prüfkörper <i>B2</i> , (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte	93
5.20	Prüfkörper <i>B2</i> , Normalspannung der Stoßbewehrung in Feldmitte	94
5.21	Prüfkörper <i>B2</i> , Plastische Dehnungen im Bruchzustand	94
5.22	Prüfkörper <i>B3</i> , (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte	95
5.23	Prüfkörper <i>B3</i> , Normalspannung der Stoßbewehrung in Feldmitte	95
5.24	Prüfkörper <i>B3</i> , Plastische Dehnungen im Bruchzustand	95
5.25	Prüfkörper <i>B4</i> , (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte	96
5.26	Prüfkörper <i>B4</i> , Normalspannung der Stoßbewehrung in Feldmitte	96
5.27	Prüfkörper <i>B4</i> , Plastische Dehnungen im Bruchzustand	97
5.28	Prüfkörper <i>B5</i> , (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte	97
5.29	Prüfkörper <i>B5</i> , Normalspannungen (a) Stoßbewehrung, mittig, (b) Gitterträgerdiagonalen	98
5.30	Prüfkörper <i>B5</i> , Plastische Dehnungen im Bruchzustand	98
5.31	Prüfkörper <i>B5-num</i> , (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte	99
5.32	Prüfkörper <i>B5-num-GT</i> , Plastische Dehnungen im Bruchzustand mit reduziertem Gitterträgerabstand	100
5.33	Prüfkörper <i>B5-num-Ver</i> , Plastische Dehnungen im Bruchzustand mit vergrößerter Übergreifungslänge	100

5.34	Prüfkörper <i>B6</i> , (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte	101
5.35	Prüfkörper <i>B6</i> , Normalspannung der Stoßbewehrung in Feldmitte	101
5.36	Prüfkörper <i>B6</i> , Normalspannung im inneren Gitterträger, (a) Diagonale G_{ii} (b) Diagonale G_{ia}	102
5.37	Prüfkörper <i>B6</i> , Normalspannung im äußeren Gitterträger, (a) Diagonale G_{ai} (b) Diagonale G_{aa}	103
5.38	Prüfkörper <i>B6</i> , Plastische Dehnungen im Bruchzustand	103
6	Parameterstudie	107
6.1	Verlauf der ausgerundeten Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls	109
6.2	Allgemeine Bewehrungsführung in Längsrichtung der Prüfmodelle	110
6.3	Verlauf der Mitten-Durchbiegung, Deckenstärke $h = 16$ cm, C20/25	112
6.4	Verlauf der Mitten-Durchbiegung, Deckenstärke $h = 28$ cm, C20/25	113
6.5	Verlauf der Stoßöffnungsbreite, Deckenstärke $h = 16$ cm, C20/25	113
6.6	Verlauf der Stoßöffnungsbreite, Deckenstärke $h = 28$ cm, C20/25	114
6.7	Querschnitt der Prüfmodelle $\varnothing 8$ mm	114
6.8	Prüfmodell $\varnothing 8$ mm, Deckenstärke $h = 16$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	115
6.9	Prüfmodell $\varnothing 8$ mm- <i>GT2</i> , Deckenstärke $h = 16$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	115
6.10	Prüfmodell $\varnothing 8$ mm, Deckenstärke $h = 28$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	116
6.11	Prüfmodell $\varnothing 8$ mm- <i>GT2</i> , Deckenstärke $h = 28$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	116
6.12	Verlauf der Normalspannungen in den Gitterträgerdiagonalen der Deckenstärke $h = 28$ cm, C20/25	117
6.13	Querschnitt der Prüfmodelle $\varnothing 12$ mm	118
6.14	Prüfmodell $\varnothing 12$ mm, Deckenstärke $h = 16$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	118
6.15	Prüfmodell $\varnothing 12$ mm- <i>GT2</i> , Deckenstärke $h = 16$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	119
6.16	Prüfmodell $\varnothing 12$ mm+ <i>GT2</i> , Deckenstärke $h = 16$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	119
6.17	Prüfmodell $\varnothing 12$ mm, Deckenstärke $h = 28$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	120
6.18	Prüfmodell $\varnothing 12$ mm- <i>GT2</i> , Deckenstärke $h = 28$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	120
6.19	Prüfmodell $\varnothing 12$ mm+ <i>GT2</i> , Deckenstärke $h = 28$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	120
6.20	Prüfmodell $\varnothing 14$ mm, Deckenstärke $h = 16$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	122
6.21	Prüfmodell $\varnothing 14$ mm- <i>GT</i> , Deckenstärke $h = 16$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	123
6.22	Prüfmodell $\varnothing 14$ mm+ <i>GT3</i> , Deckenstärke $h = 16$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	123
6.23	Querschnitt der Prüfmodelle $\varnothing 14$ mm	124
6.24	Prüfmodell $\varnothing 14$ mm, Deckenstärke $h = 28$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	125
6.25	Prüfmodell $\varnothing 14$ mm- <i>GT</i> , Deckenstärke $h = 28$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	125

6.26	Prüfmodell $\varnothing 14\text{ mm} + GT3$, Deckenstärke $h = 28\text{ cm}$, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	125
6.27	Querschnitt der Prüfmodelle -EU10 und -EU12, $h = 20\text{ cm}$	128
6.28	Prüfmodell -EU10, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte	129
6.29	Prüfmodell -EU10, Verlauf der Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen	129
6.30	Prüfmodell -EU10, Deckenstärke $h = 16\text{ cm}$, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	130
6.31	Prüfmodell -EU10, Deckenstärke $h = 28\text{ cm}$, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	130
6.32	Prüfmodell -EU12, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte	132
6.33	Prüfmodell -EU12, Verlauf der Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen	132
6.34	Prüfmodell -EU12, Deckenstärke $h = 28\text{ cm}$, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25	133
7	Fugenrauigkeit und Querkraft	137
7.1	Einfluss der Verbundfugenrauigkeit bei Prüfkörper B5, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte	140
7.2	Einfluss der Verbundfugenrauigkeit bei Prüfkörper B5, Normalspannungen der (a) Stoßbewehrung, mittig, (b) Gitterträgerdiagonalen	140
7.3	Prüfkörper B5 im Bruchzustand bei verzahnter Verbundfuge -Coh50, plastische Dehnungen im Abstand von 7,5 cm zur Bauteilmitte	141
7.4	Prüfkörper B5 im Bruchzustand bei glatter Verbundfuge -Coh20, plastische Dehnungen im Abstand von 7,5 cm zur Bauteilmitte	141
7.5	Prüfkörper B5 im Bruchzustand bei verzahnter Verbundfuge -Coh50, Verbundfugenklaffung in m	142
7.6	Prüfkörper B5 im Bruchzustand bei verzahnter Verbundfuge -Coh50, Schubspannung in der Verbundfuge in N/m^2	142
7.7	Prüfkörper B5 im Bruchzustand bei verzahnter Verbundfuge -Coh50, Verschiebung in der Verbundfuge in m	142
7.8	Prüfkörper B5 im Bruchzustand bei glatter Verbundfuge -Coh20, Verbundfugenklaffung in m	143
7.9	Prüfkörper B5 im Bruchzustand bei glatter Verbundfuge -Coh20, Schubspannung in der Verbundfuge in N/m^2	143
7.10	Prüfkörper B5 im Bruchzustand bei glatter Verbundfuge -Coh20, Verschiebung in der Verbundfuge in m	143
7.11	Einfluss der Verbundfugenrauigkeit bei Prüfmodell EU10, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte	145
7.12	Einfluss der Verbundfugenrauigkeit bei Prüfmodell EU10, Normalspannungen in den Gitterträgerdiagonalen	145
7.13	Prüfmodell EU10 mit verzahnter Verbundfuge -Coh77, plastische Dehnungen im Bruchzustand	145
7.14	Prüfmodell EU10 mit glatter Verbundfuge -Coh31, plastische Dehnungen im Bruchzustand	146
7.15	Prüfmodell EU10 im Bruchzustand bei verzahnter Verbundfuge -Coh77, Verbundfugenklaffung in m	147
7.16	Prüfkörper EU10 im Bruchzustand bei verzahnter Verbundfuge -Coh77, Schubspannung in der Verbundfuge in N/m^2	147
7.17	Prüfmodell EU10 im Bruchzustand bei verzahnter Verbundfuge -Coh77, Verschiebung in der Verbundfuge in m	147

7.18	Prüfmodell <i>EU10</i> im Bruchzustand bei glatter Verbundfuge - <i>Coh31</i> , Verbundfugenklaffung in m	148
7.19	Prüfmodell <i>EU10</i> im Bruchzustand bei glatter Verbundfuge - <i>Coh31</i> , Schubspannung in der Verbundfuge in N/m^2	148
7.20	Prüfmodell <i>EU10</i> im Bruchzustand bei glatter Verbundfuge - <i>Coh31</i> , Verschiebung in der Verbundfuge in m	148
7.21	Skizze des Prüfmodells <i>EU10q</i> zum Querkrafteinfluss	150
7.22	Prüfmodell <i>EU10q</i> , (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte	152
7.23	Prüfmodell <i>EU10q</i> , Normalspannungen der (a) Stoßbewehrung, mittig, (b) Gitterträgerdiagonalen	153
7.24	Prüfmodell <i>EU10q+00</i> im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung, plastische Dehnungen	154
7.25	Prüfmodell <i>EU10q+05</i> im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung, plastische Dehnungen	154
7.26	Prüfmodell <i>EU10q+10</i> im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung, plastische Dehnungen	154
7.27	Prüfmodell <i>EU10q+20</i> im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung, plastische Dehnungen	154
7.28	Prüfmodell <i>EU10q</i> im Bruchzustand (ohne mittige Einzellast), plastische Dehnungen	155
7.29	Prüfmodell <i>EU10q-coh77</i> mit verzahnter Verbundfuge, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Normalspannungen in den Gitterträgerdiagonalen	156
7.30	Prüfmodell <i>EU10q-coh31</i> mit glatter Verbundfuge, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Normalspannungen in den Gitterträgerdiagonalen	156
7.31	Prüfmodell <i>EU10q+00-coh77</i> im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung und verzahnter Verbundfuge, plastische Dehnungen	157
7.32	Prüfmodell <i>EU10q+00-coh31</i> im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung und glatter Verbundfuge, plastische Dehnungen	157
7.33	Prüfmodell <i>EU10q+00-coh77</i> im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung und verzahnter Verbundfuge, Verbundfugenklaffung in m	157
7.34	Prüfmodell <i>EU10q+00-coh77</i> im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung und verzahnter Verbundfuge, Schubspannungen in der Verbundfuge in N/m^2	157
7.35	Prüfmodell <i>EU10q+00-coh31</i> im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung und glatter Verbundfuge, Verbundfugenklaffung in m	158
7.36	Prüfmodell <i>EU10q+00-coh31</i> im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung und glatter Verbundfuge, Schubspannungen in der Verbundfuge in N/m^2	158
8	Bemessungsvorschlag	161
8.1	Schnitt durch die Stoßausbildung der Querbewehrung mit Empfehlungen	162
9	Zusammenfassung und Ausblick	165
	Literaturverzeichnis	171
A	Übersicht der Bewehrungsführung	179
A.1	Bewehrungsführung des Prüfkörpers <i>B1</i>	179
A.2	Bewehrungsführung des Prüfkörpers <i>B2</i>	179
A.3	Bewehrungsführung des Prüfkörpers <i>B3</i>	179
A.4	Bewehrungsführung des Prüfkörpers <i>B4</i>	180
A.5	Bewehrungsführung des Prüfkörpers <i>B5</i>	180
A.6	Bewehrungsführung des Prüfkörpers <i>B6</i>	180

B	Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen	181
B.1	Rissbild des Prüfkörpers <i>B1</i> im Bruchzustand	181
B.2	Rissbild des Prüfkörpers <i>B2</i> im Bruchzustand	181
B.3	Rissbild des Prüfkörpers <i>B3</i> im Bruchzustand	182
B.4	Rissbild des Prüfkörpers <i>B4</i> im Bruchzustand	182
B.5	Rissbild des Prüfkörpers <i>B5</i> im Bruchzustand	183
B.6	Rissbild des Prüfkörpers <i>B6</i> im Bruchzustand	183
C	Anhänge zur Parameterstudie	185
D	Anhänge zur Verbundfugenrauigkeit	191
D.1	Einfluss der Verbundfugenrauigkeit bei Prüfkörper <i>B5</i> , (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte	191
D.2	Einfluss der Verbundfugenrauigkeit bei Prüfkörper <i>B5</i> , Normalspannungen der (a) Stoßbewehrung, mittig, (b) Gitterträgerdiagonalen	191
D.3	Einfluss der Verbundfugenrauigkeit bei Prüfmodell <i>EU10</i> , (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte	192
D.4	Einfluss der Verbundfugenrauigkeit bei Prüfmodell <i>EU10</i> , Normalspannungen der Gitterträgerdiagonalen	192
D.5	Einfluss der Verbundfugenrauigkeit bei Prüfmodell <i>EU10</i> mit Gitterträgerdiagonale $\varnothing 6$ mm, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Normalspannungen der Gitterträgerdiagonalen	193

Tabellenverzeichnis

1	Einführung	1
2	Stand der Forschung	5
2.1	Darstellung der Randbedingungen eines konstruktiven Stoßes und eines Tragstoßes von Elementdecken	18
2.2	Einfluss der Oberflächenausführung auf die Verbundfugenspannungen parallel und senkrecht zur Fuge (<i>Lundgren 2007</i>)	22
3	Materialverhalten	25
3.1	Beiwerte der Gesteinskörnung (<i>EC 2-1-1 2011</i>) und (<i>CEB 2010</i>)	29
3.2	Beiwerte zur Bestimmung der Bruchenergie	32
4	Experimentelle Untersuchungen	47
4.1	Betonentwurf der Probekörper <i>B1 - B6</i> (bezogen auf 501)	48
4.2	Übersicht der untersuchten Prüfkörper	51
5	Numerische Untersuchungen	73
5.1	Allgemeine Parameter des „ <i>Concrete Damaged Plasticity Model</i> “	84
5.2	Materialparameter des Betons am Tag der Prüfung	85
5.3	Materialparameter des Bewehrungsstahls	86
6	Parameterstudie	107
6.1	Übersicht der Varianten der Parameterstudie	110
6.2	Ergebnisübersicht, Deckenstärke $h = 16$ cm, C20/25	126
6.3	Ergebnisübersicht, Deckenstärke $h = 20$ cm, C20/25	126
6.4	Ergebnisübersicht, Deckenstärke $h = 24$ cm, C20/25	127
6.5	Ergebnisübersicht, Deckenstärke $h = 28$ cm, C20/25	127
6.6	Ergebnisübersicht der Prüfmodelle <i>-EU10</i> und <i>-EU12</i>	131
7	Fugenrauigkeit und Querkraft	137
7.1	Beiwert für die Adhäsion c nach <i>EC 2-1-1 (2011)</i>	138
7.2	Varianten zur Verbundfugenuntersuchung des Prüfkörpers <i>B5</i>	139
7.3	Ergebnisse und Versagensmodi der numerischen Untersuchungen des Prüfkörpers <i>B5</i> unter Berücksichtigung verschiedener Rauigkeiten (ohne Eigenlast)	141
7.4	Varianten zur Verbundfugenuntersuchung des Prüfmodells <i>EU10</i>	144
7.5	Ergebnisse und Versagensmodi des Prüfmodells <i>EU10</i> unter Berücksichtigung verschiedener Rauigkeiten (ohne Eigenlast)	146
7.6	Ergebnisse des Prüfmodells <i>EU10</i> unter Berücksichtigung verschiedener Rauigkeiten und dem \varnothing der Gitterträgerdiagonalen ohne Eigenlast	149
7.7	Variationen zum Querkrafteinfluss des Prüfmodells <i>EU10q</i> und Ergebnisse ohne Berücksichtigung der Eigenlast	151
8	Bemessungsvorschlag	161
9	Zusammenfassung und Ausblick	165

Literaturverzeichnis	171
A Übersicht der Bewehrungsführung	179
B Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen	181
B.1 Ergebnisübersicht der experimentell untersuchten Prüfkörper <i>B1 - B6</i>	184
C Anhänge zur Parameterstudie	185
C.1 Übersicht der Parameterstudie, C20/25	185
C.2 Übersicht der Parameterstudie, C16/20	186
C.3 Ergebnismatrix Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen, C20/25	187
C.4 Ergebnisübersicht, Deckenstärke $h = 16$ cm, C16/20	188
C.5 Ergebnisübersicht, Deckenstärke $h = 20$ cm, C16/20	188
C.6 Ergebnisübersicht, Deckenstärke $h = 24$ cm, C 16/20	189
C.7 Ergebnisübersicht, Deckenstärke $h = 28$ cm, C 16/20	189
D Anhänge zur Verbundfugenrauigkeit	191
D.1 Ergebnisse zur Querkrafteinwirkung des Prüfmodells <i>EU10q</i>	193

Abkürzungsverzeichnis

AiF	Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASSB	Adaptive-Shear-Softening-Bond
CDPM	Concrete Damaged Plasticity Model
CEB	Comité Euro-International du Béton
DafStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
DIBt	Deutsches Institut für Bautechnik
DIN	Deutsches Institut für Normung
DMS	Dehnungsmessstreifen
EC	Eurocode
EDV	Elektronische Datenverarbeitung
FEM	Finite-Elemente-Methode
<i>fip</i>	Fédération Internationale de la Précontrainte
FT	Fertigteil
G_{aa}	zum Auflager gewandte Gitterträgerdiagonale des äußeren Gitterträgers
G_{ai}	zum Stoß gewandte Gitterträgerdiagonale des äußeren Gitterträgers
G_{ia}	zum Auflager gewandte Gitterträgerdiagonale des inneren Gitterträgers
G_{ii}	zum Stoß gewandte Gitterträgerdiagonale des inneren Gitterträgers
GT	Gitterträger
KMD	Kraftmessdose
NA	Nationaler Anhang
NABau	Normenausschuss Bauwesen
OB	Ortbeton
PE	Plastic Strain, plastische Dehnung
TSE	Tension-Stiffening-Effekt

Symbolverzeichnis

Die Bezeichnungen aus Kapitel 5 zur Beschreibung des Betonmodells sind, sofern es sich nicht um Material- bzw. Eingabeparameter handelt, nicht aufgelistet und werden der Übersicht halber nur im eigentlichen Kapitel erläutert.

Große lateinische Buchstaben

A	Fläche
$A_{c,eff}$	zugbeanspruchte Betonquerschnittsfläche
A_s	Querschnitt des Bewehrungsstahls
E_c	Elastizitätsmodul im Ursprung der σ - ε -Linie für Beton (Tangentenmodul)
E_{c0}	Bezugswert von 21 500 N/mm ²
E_{ci}	modifizierter Elastizitätsmodul nach Gl. 3.7
E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul für Beton (Sekantenmodul)
E_s	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls für Betonstahl
F	Kraft, Belastung
F_b	parallele Kraftkomponente des Verbunds
F_{br}	radiale Gleichgewichtskraft des Verbunds
F_i	innere Einzellast über der Stoßfuge
F_n	schräge Konsolendruckkraft des Verbunds
F_s	Kraft im Bewehrungsstahl
G_c	Bruchenergie des Betons für Druck
G_F	Bruchenergie des Betons für Zug
G_{F0}	Beiwert zur Bruchenergie in Abhängigkeit des Größtkorns
K_c	Verhältniswert zwischen dem Zug- und Druckmeridian
M	Biegemoment
$M_{Q,k}$	charakteristisches Biegemoment der Nutzlast aus Rückrechnung
$N_{\tau,s}$	senkrecht zum Riss wirkende Normalkraft aus Behinderung der Verschiebung w durch die Verbundbewehrung
R_t	Rauigkeitswert nach Kaufmann
V	Querkraft
V_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
$V_{Rd,c}$	Querkraftwiderstand eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung

$V_{Rd,max}$	durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzter maximaler Querkraftwiderstand
$V_{Rd,maxzu}$	maximal zulässige Bemessungsquerkraft im Stoßbereich einer Elementdecke
V_{τ}	übertragbare Schubkraft parallel zur gerissenen Verbundfuge

Kleine lateinische Buchstaben

a	lichter Abstand zwischen sich übergreifenden Bewehrungsstäben bzw. zwischen Bewehrungsstößen, Abstand zwischen Lasteinleitung und Auflager
a_1	Bereich ohne aktive Verbundwirkung (reiner Zustand I)
a_s	Bewehrungsquerschnitt
b_j	Fugenbreite
b_w	minimale Querschnittsbreite
c	Beiwert für die Adhäsion
c_{nom}	Nennmaß der Betondeckung
c_x, c_y	seitliche bzw. untere Betondeckung
d	Probendurchmesser
d_g	Durchmesser des Größtkorns der Gesteinskörnung
f_{bd}	Bemessungswert der Verbundfestigkeit
f_c	einaxiale Betondruckfestigkeit
f_{cb}	biaxiale Betondruckfestigkeit
$f_{c,cube}$	Würfeldruckfestigkeit des Betons
$f_{c,cyl}$	einaxiale Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{cd}	Bemessungswert der einaxialen Betondruckfestigkeit
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen
f_{cm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{ct}	Wert der zentrischen Betonzugfestigkeit
f_{ctd}	Bemessungswert der einaxialen Betonzugfestigkeit
$f_{ct,fl}$	Biegezugfestigkeit des Betons
f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
$f_{ct,red}$	reduzierter Wert der zentrischen Zugfestigkeit des Fertigteilbetons
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit des Betons
f_R	bezogene Rippenfläche
f_t	Zugfestigkeit des Betonstahls
f_y	Streckgrenze des Betonstahls
f_{yd}	Bemessungswert der Stahlstreckgrenze
h	Deckenstärke, Prüfkörperhöhe

h_0	Bezugshöhe von 10 cm für die Bestimmung der Biegezugfestigkeit
h^*	Rissprozesszone (Rissbandbreite)
h_b	Breite des Biegebalkens für die Bestimmung der Biegezugfestigkeit
k	Körnungsziffer
l	Probenlänge, Stützweite
l_0, l_s	Übergreifungslänge der Bewehrung nach <i>EC 2-1-1 (2011)</i> bzw. <i>DIN 1045 (1988)</i>
$l_{0,\min}$	Mindestübergreifungslänge der Bewehrung
l_{bd}	Bemessungswert der Verankerungslänge
l_E	Einleitungslänge der Verbundspannung
l_{eq}	kritische äquivalente Länge
l_t	charakteristische Länge eines finiten Elements
$s_{r,\max}$	maximaler Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild
u	Stoßöffnungsbreite in Feldmitte
v	Beiwert zur Festigkeitsabminderung in Abhängigkeit der Verbundfugenrauigkeit
v_{Ed}	Bemessungswert der Schubkraft in der Fuge
v_{Rd}	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit in der Fuge bestehend aus Anteilen der Adhäsion, Reibung und Bewehrung (<i>EC 2-1-1 2011</i>)
$v_{Rd,adh}$	Adhäsionsanteil der Schubtragfähigkeit in der Fuge nach <i>EC 2-1-1 (2011)</i>
w	Rissbreite, Verschiebung, Durchbiegung in Feldmitte
w_1	Rissöffnung bei 20 % der Zugfestigkeit
w_c	maximale Rissöffnung
w_c, w_t	Schädigungsparameter des Betons für Druck- und Zugbeanspruchung
w_{\max}	rechnerisch zulässige Rissbreite
x	Höhe der Druckzone

Große griechische Buchstaben

Δc_{dev}	Vorhaltemaß zur Bestimmung des Nennmaßes der Betondeckung
$\Delta \varepsilon_{sr}$	Zuwachs der Stahldehnung im gerissenen Zustand
Δf	Bezugswert von 8 N/mm ²

Kleine griechische Buchstaben

α	Neigungswinkel, Umrechnungsfaktor, Verhältniswert der Moduln E_s/E_c
α_a	Lastfaktor der äußeren Lasten zur inneren Einzellast
α_c	Abminderungsbeiwert für die Druckstrebenfestigkeit nach <i>DIN 1045-1 (2008)</i>
α_{ct}	Faktor zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen
α_E	Beiwert der Gesteinskörnung

β	Abminderungsfaktor der Druckfestigkeit
β_t	Völligkeitsbeiwert
γ	Winkel zwischen der Rissnormalen und der Bewehrung
γ_C	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
γ_F	Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen
δ	Verhältniswert zwischen f_y/f_t
$\varepsilon_1, \varepsilon_2$	Hauptdehnungen
ε_c	Dehnung des Betons; Betondehnung unter Druck
ε_{c1}	Dehnung des Betons unter der Maximalspannung f_c
ε_{c2}	Parameter zur Beschreibung des Entfestigungsverlaufs für Druck nach <i>Lackner (1999)</i>
ε_{cc}	Exzentrizität in der p - q -Ebene
ε_{cu}	rechnerische Bruchdehnung des Betons
ε_{nom}	auf den Ursprungsquerschnitt bezogene Dehnung des Bewehrungsstahls
ε_s	Stahldehnung
$\varepsilon_{s,m}$	mittlere Stahldehnung
ε_{sr}	Stahldehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit des Betons (ungerissen)
ε_{sr2}	Stahldehnung des Bewehrungsstabes im Riss
ε_{srn}	Stahldehnung bei Erreichen eines stabilen Rissbildes
ε_{sry}	Stahldehnung bei Beginn der Reduktion des Tension-Stiffening-Effektes
ε_{sy}	Stahldehnung bei Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung
ε_t	Betondehnung unter Zug
ε_u	rechnerische Bruchdehnung des Betonstahls unter Höchstlast
η	Sicherheitsfaktor
θ_F	Winkel der Druckstrebenneigung
κ_1	Entfestigungsparameter des Betons infolge Zugbeanspruchung
κ_{1ry}	äquivalent plastische Verzerrung bei Reduktion des Tension-Stiffening-Effektes
κ_{1srn}	äquivalent plastische Verzerrung bei Erreichen eines stabilen Rissbildes
κ_{1sy}	äquivalent plastische Verzerrung bei Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung
μ	Reibungsbeiwert, Reibungskoeffizient, Viskosität
ν	Querdehnzahl
ρ	Dichte, Bewehrungsgrad A_s/A_i mit der Querschnittsfläche der fugenkreuzenden Verbundbewehrung A_s und der schubübertragenden Verbundfugenfläche A_i
ρ_{eff}	effektiver Bewehrungsprozentsatz
σ_1, σ_2	Hauptspannungen

σ_c	Betonspannung
σ_{ct}	Betonzugspannung
$\sigma_{c,TSE}$	äquivalente Betonspannung des Tension-Stiffening-Effektes
σ_n	minimal wirkende Spannung rechtwinklig zur Verbundfuge
σ_{nom}	auf den Ursprungsquerschnitt bezogene Spannung des Bewehrungsstahls
σ_{rt}	Ring- bzw. Tangentialspannung im Beton aus Verbund
σ_s	Stahlspannung
$\sigma_{s,II}$	Spannung des reinen Bewehrungsstahls
σ_{sr}	Spannung des eingebetteten Bewehrungsstahls bei Erstrissbildung
σ_{srn}	Spannung des eingebetteten Bewehrungsstahls bei abgeschlossenem Rissbild
τ	Schubspannung
τ_{02}	Schubspannungsbereich 2 nach <i>DIN 1045 (1988)</i>
τ_{adh}	Schubspannungsanteil der Verbundfuge aus Adhäsion
τ_{fric}	Schubspannungsanteil der Verbundfuge aus Reibung
τ_s	Schubspannungsanteil der Verbundfuge aus Bewehrung
ψ	Dilatationswinkel zur Beschreibung der hydrostatischen Achse in der p - q -Ebene
ω	mechanischer Bewehrungsgrad der Vollplatte
ω_E	mechanischer Bewehrungsgrad über dem Elementstoß

Symbole

\emptyset, d_s	Stabdurchmesser nach <i>EC 2-1-1 (2011)</i> bzw. <i>DIN 1045 (1988)</i>
\emptyset_{sl}	Stabdurchmesser der Längsbewehrung

Tiefgestellte Indizes

c	Beton (concrete)
d	Bemessungswert (design)
k	charakteristischer Wert
max	maximaler Wert
re	rechnerisch, numerisch
s	Stahl (steel)

Hochgestellte Indizes

el	elastischer Anteil
pl	plastischer Anteil

1 Einführung

1.1 Ausgangssituation

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit dem Tragstoß von nachträglich mit Ortbeton ergänzten zweiachsig gespannten Fertigteilplatten, sogenannten Elementdecken. Der Eurocode 2 (*EC 2-1-1 2011*) gibt die konstruktiven Vorgaben zur Ausbildung dieses tragenden Bewehrungsstoßes wieder, zusätzlich ist die Zulassung des verwendeten Gitterträgers zu beachten.

Eine erforderliche Tragbewehrung der Fertigteilplatten in Querrichtung war nach *DIN 1045 (1988)* noch vollständig im Ortbeton zu verlegen. Heute wird jedoch ein Großteil dieser Bewehrung bereits im Fertigteil verlegt, um den Bauablauf zu vereinfachen und zu beschleunigen. Die Fertigteilplatten sind dann über die Stoßfuge der Elemente hinweg kraftschlüssig zu verbinden, vgl. Abb. 1.1. Die Ausführung des Stoßes in Längsrichtung der Elementplatte ist anwendungstechnisch vergleichbar.

In einer gutachterlichen Stellungnahme gibt *Schießl (1997)* die nachfolgend zusammengefassten Empfehlungen zur Ausführung des Tragstoßes wieder:

- Die in der Norm für den „Regelfall“ geforderte Übergreifungslänge l_s ist um 10 cm zu erhöhen, sie beginnt rechnerisch am ersten Gitterträger;
- Die Gitterträger sind für die Kraft der zu stoßenden Bewehrung zu bemessen;
- Die Gitterträgerabstände müssen \leq der 2-fachen Deckenstärke h sein;
- Die Schubspannung ist auf $0,5 \cdot \tau_{02}$ zu begrenzen;
- Der Stabdurchmesser und der Bewehrungsquerschnitt sind zu begrenzen
 - bei ruhender Belastung auf $d_s \leq 14$ mm
 - bei dynamischer Belastung auf $d_s \leq 12$ mm und $a_s \leq 10$ cm²/m

Die Empfehlungen von *Schießl (1997)* basieren auf experimentellen Untersuchungen einer ähnlichen Stoßausbildung bei Fertigteilwänden. Dabei wurde der Übergreifungsstoß ebenfalls durch Gitterträger verbügelt und aus den Ergebnissen Konstruktionsregeln für Stöße bei Elementdecken hergeleitet (*Schwarzkopf 1993*).

Die Empfehlungen von *Schießl* werden in der Normung berücksichtigt, wobei der Stabdurchmesser und der Bewehrungsquerschnitt generell auf $\varnothing \leq 14$ mm und $a_s \leq 10$ cm²/m begrenzt werden. Für die Übergreifungslänge ist der Abstand der sich übergreifenden Bewehrungsstäbe zu berücksichtigen und ggf. zu erhöhen, die pauschale Erhöhung der Länge um 10 cm entfällt dagegen.

Weiterführende experimentelle Untersuchungen zur Ausbildung des Tragstoßes von nachträglich mit Ortbeton ergänzten zweiachsig gespannten Fertigteilplatten sind nicht bekannt.

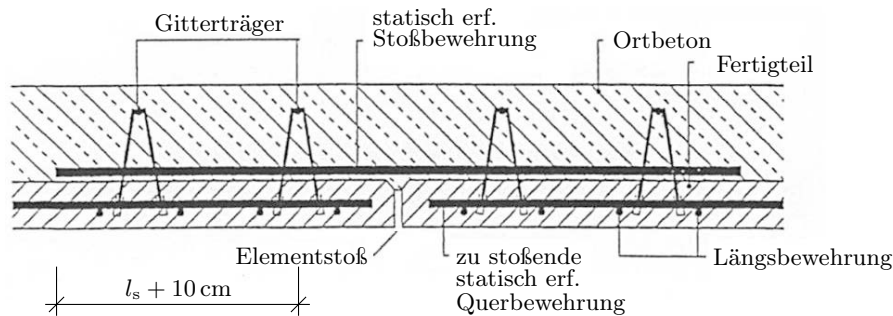


Abbildung 1.1: Schnitt durch die Stoßausbildung der Querbewehrung (Schießl 1997)

1.2 Zielsetzung

Ziel der durchgeführten Untersuchungen ist es, die derzeitigen Regelungen zur Ausbildung des tragenden Zwei-Ebenen-Stoßes bei nachträglich mit Ort beton ergänzten Fertigteilplatten anhand eigener experimenteller und numerischer Untersuchungen kritisch zu hinterfragen. Die aktuellen Bemessungs- und Konstruktionsgrundlagen basieren im Wesentlichen auf der gutachterlichen Stellungnahme von Schießl (1997), die in der Form auch weitestgehend im Eurocode (EC 2-1-1 2011) wiederzufinden sind.

Den Empfehlungen von Schießl liegen experimentelle Untersuchungen an Fertigteilwänden zugrunde, Untersuchungen an Fertigteildecken wurden nicht durchgeführt. Die Ausführung des Stoßes bei Fertigteildecken ist zwar vergleichbar, jedoch ist im Gegensatz zur Fertigteilwand nur eine vorgefertigte Betonschale vorhanden. Zudem liegt bei Decken eine andere Belastungssituation als bei Wänden vor, so dass die Stoßausbildung durch ergänzende experimentelle und numerische Untersuchungen verifiziert werden soll.

Derzeit ist der maximal zulässige Bewehrungsquerschnitt der zu stoßenden Bewehrung auf $\leq 10,0\text{ cm}^2/\text{m}$ begrenzt, größere Querschnitte sind nicht zulässig. Der maximal zulässige Stabdurchmesser beträgt 14 mm. Die Gitterträger werden für die Zugkraft der zu stoßenden Bewehrung bemessen, dabei beträgt der maximale Gitterträgerabstand $2 \cdot h$. Die Querkraft ist auf $0,3 \cdot V_{Rd,max}$ zu begrenzen. Die derzeitigen Vorgaben sind als Absolutwerte festgelegt und überwiegend unabhängig von der Betonfestigkeit, der Deckenstärke u. a. m..

In der vorliegenden Arbeit wird der Fragestellung nachgegangen, ob die derzeitigen Regelungen ausreichend sicher sind und/oder ob unter bestimmten Voraussetzungen die Anwendung höherer Bewehrungsquerschnitte oder Stabdurchmesser möglich ist. Dies erfolgt in Abhängigkeit des mechanischen Bewehrungsgrades ω , der sowohl den Bewehrungsquerschnitt, die Betonfestigkeit sowie die Geometrie der Elementdecke berücksichtigt. Weiterhin wird untersucht, ob auch der derzeit maximale Gitterträgerabstand unabhängig vom Bewehrungsquerschnitt und der Deckenstärke gesehen werden kann. Zudem stellt sich die Frage, ob die Gitterträger für die Kraft der zu stoßenden Bewehrung bemessen werden müssen und welchen Einfluss sie auf das Tragverhalten der Elementdecke insgesamt haben. Ergänzend soll numerisch auch der Einfluss unterschiedlicher Verbundfugenrauigkeiten betrachtet werden.

Im Rahmen der experimentellen und numerischen Untersuchungen wird zwischen geringen Bewehrungsquerschnitten ($\leq 4,00\text{ cm}^2/\text{m}$), Bewehrungsquerschnitten um $10,0\text{ cm}^2/\text{m}$ sowie hoch bewehrten Querschnitten ($> 10,0\text{ cm}^2/\text{m}$) unterschieden.

1.3 Aufbau der Arbeit und Abgrenzung

Die Arbeit ist in sieben Kapitel gegliedert. Kapitel 2 erläutert das Tragverhalten eines Stoßes und geht auf die Besonderheiten der Elementdeckenkonstruktion ein. Es wird dabei zwischen

einachsig und zweiachsig gespannten Decken unterschieden und auf deren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit eingegangen.

Das Kapitel 3 beschäftigt sich mit dem Materialverhalten von Beton, Bewehrungsstahl sowie der Interaktion beider Materialien (Stahlbeton). Die Beschreibung bietet die Grundlage für das später in Kapitel 5 verwendete numerische Betonmodell zur Validierung der experimentellen Untersuchungen in Kapitel 4.

Die experimentellen Untersuchungen umfassen sechs Prüfkörper mit Bewehrungsquerschnitten von 3,40, 9,42 und 17,7cm²/m (Prüfkörper *B1* bis *B6*). Es werden der Gitterträgerabstand und die Übergreifungslänge der Stoßbewehrung variiert. Um das numerische Betonmodell in Kapitel 5 besser validieren zu können, werden dabei auch Grenzfälle untersucht, so z. B. Prüfkörper *B3* mit einer Übergreifungslänge von nur 21,5 cm oder Prüfkörper *B6* mit einer auf 40 % reduzierten Übergreifungslänge und mit einem Bewehrungsquerschnitt von 17,7 cm²/m. Es werden die Mitten-Durchbiegung und die Stoßöffnungsbreite zwischen den Elementplatten während der Prüfungen kontinuierlich aufgezeichnet. Zusätzlich werden die Dehnungen in den relevanten Bewehrungsstäben und Gitterträgern mit Hilfe der DMS-Messtechnik sowie das Rissbild dokumentiert.

Die numerischen Untersuchungen in Kapitel 5 analysieren die experimentell untersuchten Prüfkörper aus Kapitel 4 unter Berücksichtigung einer Vorschädigung der Verbundfuge sowie eines eigenen Ansatzes zum Zugtragverhalten des Betons. Das Betonmodell kann so validiert werden und stellt die Grundlage für die nachfolgende Parameterstudie in Kapitel 6 dar.

Die Parameterstudie in Kapitel 6 untersucht systematisch das Tragverhalten weiterer Bauteile mit unterschiedlichen Bewehrungsquerschnitten und variablen Gitterträgerabständen. Es werden die Betonfestigkeiten C16/20 und C20/25 berücksichtigt. Für die Beurteilung des Tragverhaltens werden zusätzlich zur Mitten-Durchbiegung und Stoßöffnungsbreite zwischen den Elementplatten auch die sichtbare Schädigung des Betongefüges im Stoßbereich sowie die Gitterträgerspannungen in Abhängigkeit der Beanspruchung betrachtet. Aus den Ergebnissen der Untersuchungen werden Empfehlungen zur derzeit zulässigen Regelung des *EC 2-1-1 (2011)* gegeben.

Das Kapitel 7 widmet sich numerisch den Einflüssen aus Verbundfugenrauigkeit sowie Querkrafteinwirkung im Stoßbereich. Die Rauigkeit wird an einem Modell mit vereinfachtem Ansatz durch einen Vergleich des Prüfkörpers *B5* und den Ansätzen des *EC 2-1-1 (2011)* untersucht und liefert die Grundlage für weitere Untersuchungen zur Verbundfugenrauigkeit. Der Querkrafteinfluss wird an einem symmetrischen Biegeversuch mit drei Einzellasten betrachtet. Die Einzellasten werden so gesteuert, dass unterschiedliche *M/V*-Verhältnisse im Stoßbereich gezielt angesteuert werden können.

Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit werden in Kapitel 8 als Bemessungsvorschlag zusammengefasst.

Voraussetzungen und Abgrenzungen

Die experimentellen und numerischen Untersuchungen in Kapitel 4 bis 6 gelten nur für Anwendungen mit sehr rauer Verbundfuge ($R_t \geq 2,0$ mm). Der Einfluss unterschiedlicher Rauigkeiten wird in Kapitel 7 dargestellt, wobei auch glatte und sehr glatte Verbundfugenrauigkeiten nach *EC 2-1-1 (2011)* berücksichtigt werden. Die Ergebnisse wurden jedoch experimentell nicht überprüft.

Die Untersuchungen des Tragstoßes beschränken sich zudem im Wesentlichen auf die Beanspruchung durch ein konstantes Biegemoment, eine Querkrafteinwirkung wird ergänzend in Kapitel 7 numerisch untersucht, jedoch ebenfalls ohne experimentelle Verifizierung.

2 Stand der Forschung

Solange ein Stahlbetonbauteil ungerissen ist, befindet es sich im Zustand I. Die Dehnungen von Bewehrungsstahl und Beton sind gleich, lediglich die Spannungen unterscheiden sich im Verhältnis der Elastizitätsmoduln. Wird die Zugfestigkeit des Betons überschritten, treten erste Risse auf und das Bauteil geht in den Zustand II über.

Der Verbund der Bewehrung im Beton wird über eine Schlupf-Spannungs-Beziehung beschrieben. Ein geringer Anteil der Verbundspannung wird über die Adhäsion übertragen, wobei keine Verschiebung zwischen dem Bewehrungsstahl und dem Beton stattfindet. Die anfänglich wirkende Adhäsion zwischen Bewehrungsstahl und Beton wird bei Laststeigerung schlagartig überschritten, es entsteht ein Dehnungsunterschied durch die Bildung erster Mikrorisse, die zu einer Relativverschiebung zwischen den Werkstoffen führen (Mainz 1993).

Erst bei einer Relativverschiebung zwischen dem Bewehrungsstahl und dem umgebenden Beton werden weitere Verbundkräfte aktiviert. Dieser Bereich des Verbunds wird Scherverbund genannt und stellt die wirksamste Verbundart zwischen Beton und Bewehrung dar (C. J. Burkhardt 2000). Die zulässigen Verbundspannungen nach EC 2-1-1 (2011) beziehen sich auf einen zulässigen Schlupf von 0,1 mm unter Bruchlast und bewegen sich im Bereich sehr kleiner Verschiebungen (Leonhardt 1984). Unter Gebrauchslast wird von einem Schlupf von 0,01 mm ausgegangen.

Zur Beschreibung des Verbundtragverhaltens und der Verankerung von Stäben im Beton stellte Teffers (1973) ein Verbundtragmodell auf, bei dem ausgehend von der Betonstahlrippe ein schräger Druckkegel ausstrahlt, vgl. Abb. 2.1. Die dargestellte Kraftkomponente des Verbunds F_b und die schrägverlaufende Konsolendruckkraft F_n erfordern, damit Gleichgewicht gegeben ist, die radial verlaufende Kraftkomponente F_{br} . Diese ist im Bereich der Verankerung für auftretende Längsrisse entlang eines Bewehrungsstabes als lokales Versagen des Zugrings verantwortlich. Der Längsriss tritt auf, wenn die Betondeckung zu gering ist und zudem die Betonzugfestigkeit durch die Radialspannungen überschritten wird. Als Umschnürung der Verankerungslänge dient die umgebene Betondeckung, sie kann ergänzend und alternativ auch durch eine Querbewehrung erfolgen. Rehm (1961) zeigte in seinen Untersuchungen, dass die Spaltkräfte im Bereich der Verankerung bei 12–20% der eingeleiteten Zugkraft des verankerten Stabes liegen.

Rechnerisch wird ein konstanter Verlauf der Verbundspannungen über die Verankerungslänge angenommen. Tatsächlich ist der Verlauf der Spannungen variabel und im Einleitungsbereich deutlich größer. Mit steigender Beanspruchung verschiebt sich die maximale Spannung durch

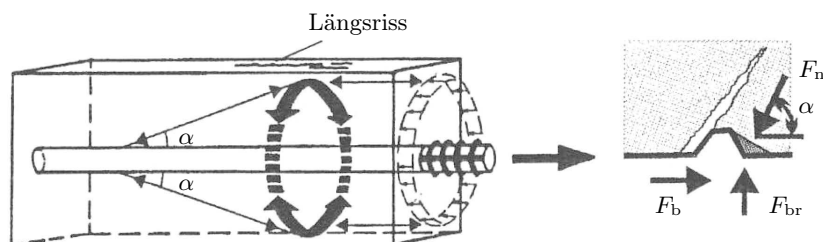


Abbildung 2.1: Bild des räumlichen Verbundtragmodells nach Teffers (1973)

eine Schädigung des Betongefüges im Krafteinleitungsbereich, vgl. Abb. 2.2. Weitere ausführliche Untersuchungen zum Verbundtragverhalten geben *Rehm, Martin et al. (1968)* und *Martin und Noakowski (1981)* an.

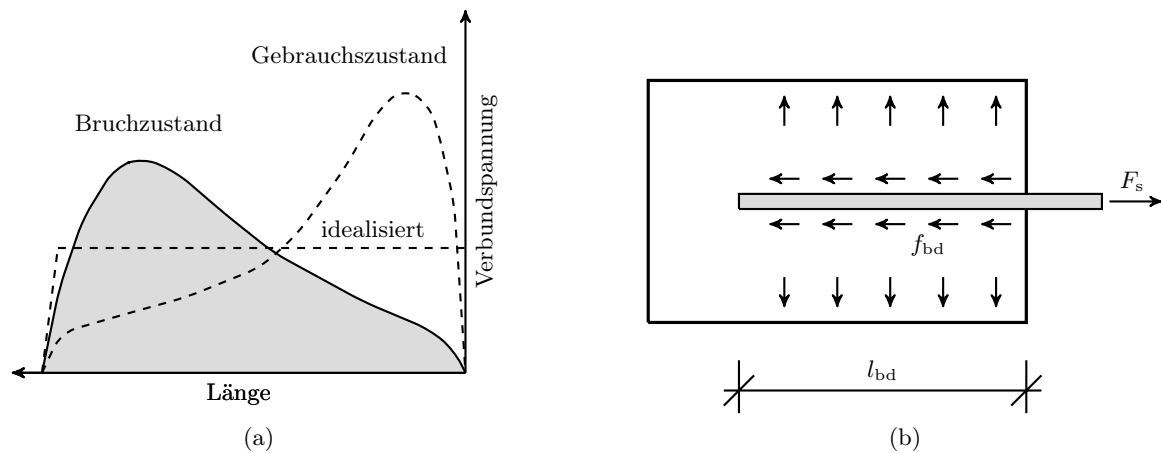


Abbildung 2.2: Verbundspannungen der Verankerung (*König, Tue und Schenck 2008*) (a) Verlauf der Verbundspannungen, (b) Darstellung der Verankerung

2.1 Übergreifungsstöße

Bei einer Übergreifung von Bewehrungsstäben stehen sich die Konsolendruckkräfte des in Abb. 2.1 dargestellten Druckkegels gegenüber. Zusammen mit weiteren Einwirkungen überlagern sich diese Spannungen zu einem komplexen räumlichen Spannungszustand. Das Tragverhalten eines Übergreifungsstoßes wird als Druck- oder Zugstoß unterschieden. Während bei Zugstößen die Stirnflächen der Bewehrung spannungsfrei bleiben, übertragen diese bei einem Druckstoß einen Anteil der Traglast über Druckkontakt der Stirnflächen (*C. J. Burkhardt 2000*).

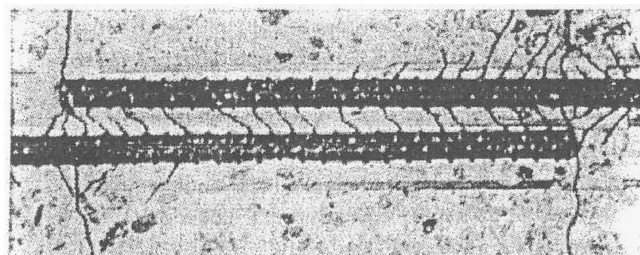
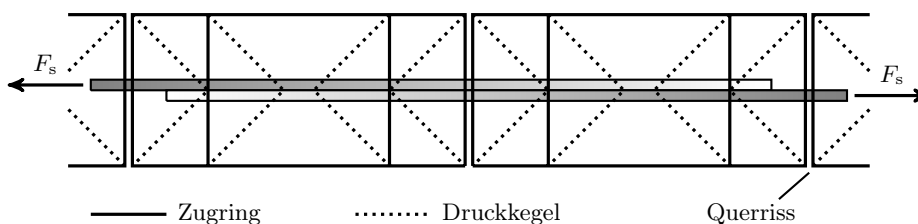


Abbildung 2.3: Rissbild im Bereich eines unter Zug stehenden Stoßes (*Goto und Otsuka 1980*)

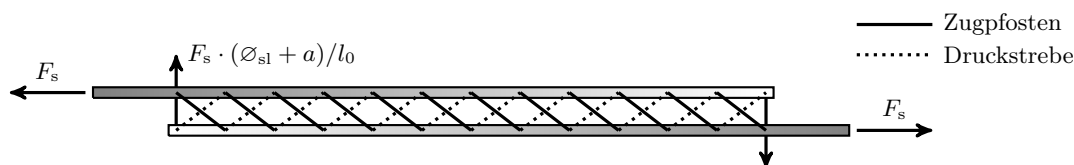
Goto und Otsuka (1980) konnten durch die Rissbildung des in Abb. 2.3 dargestellten Zugstoßes veranschaulichen, dass die Kraftübertragung sowohl zwischen den Stäben, als auch auf der abgewandten Bewehrungsseite eines Übergreifungsstoßes stattfindet. Zusätzlich kommt der Einfluss einer globalen Rissbildung zu tragen. Diese drei Mechanismen werden in vereinfachten, sich überlagernden Fachwerkmodellen nach *C. J. Burkhardt (2000)* und *Tepfers (1973)* anschaulich erläutert, vgl. Abb. 2.4 bis Abb. 2.6.

Global betrachtet kann das Tragverhalten eines Bewehrungsstoßes an einem gewöhnlichen Dehnkörper erläutert werden, vgl. Abb. 3.11 auf S. 38. Wird die Betonzugfestigkeit des Dehnkörpers durch die eingeleitete Last überschritten, bilden sich erste Trennrisse am Betonkörper

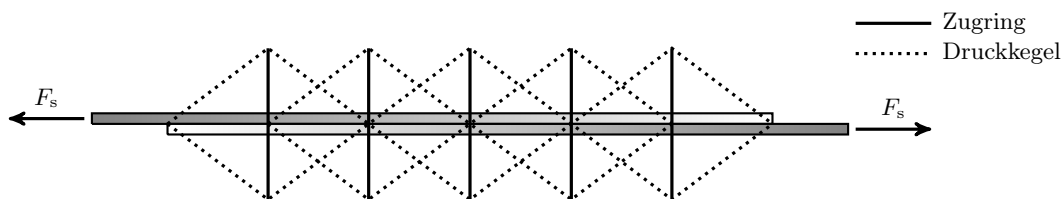
Abbildung 2.4: Globales Fachwerk (*Tepfers 1973*)

aus. In den angrenzenden Bereichen eines Risses wird die Kraft erneut über Druckstreben in den Beton eingeleitet, vgl. Abb. 2.4.

Zusätzlich zu diesem globalen Traganteil sind die bereits in Abb. 2.3 dargestellten lokalen inneren und äußeren Traganteile der Übergreifung zu nennen, die sich jeweils auf ungefähr 50 % der Verbundtragfläche aufteilen. Das in Abb. 2.5 dargestellte lokale Fachwerk 1 nach *C. J. Burkhardt (2000)* zeigt die auftretenden Kräfte zwischen den zueinander gewandten Bewehrungsseiten. Zusätzlich zu den Zug- und Druckstreben des Fachwerks ergeben sich im Bereich der Stabenden Zugkräfte in Querrichtung, die sich unter Berücksichtigung des Abstands a der sich übergreifenden Bewehrungsstäben zu $F_s \cdot (\varnothing_{sl} + a)/l_0$ ergeben. Je größer der Abstand a zwischen den sich übergreifenden Stäben ist, desto größer ist die erforderliche Übergreifungslänge l_0 , um rechnerisch eine äquivalente Zugtragkraft der Übergreifung sicherzustellen.

Abbildung 2.5: Lokales Fachwerk 1 (*Tepfers 1973*)

Parallel zum Fachwerk 1 zeigt Abb. 2.6 mit Fachwerk 2 den Lastabtrag der voneinander abgewandte Seiten der Bewehrungsstäbe. Dieses verhält sich ähnlich dem Druckkegel der Verankerung nach *Tepfers (1973)* aus Abb. 2.1. Die gegenüberliegenden Druckkegel stützen sich gegeneinander ab. Zur Veranschaulichung der beiden gleichzeitig wirkenden lokalen Fachwerke 1 und 2 zeigt Abb. 2.7 diese überlagert im Querschnitt eines Übergreifungsstoßes.

Abbildung 2.6: Lokales Fachwerk 2 (*C. J. Burkhardt 2000*)

Alle drei Fachwerkmodelle zeigen vertikale, sich überlagernde Zugstreben auf, sogenannte Absprengkräfte. Durch Überschreitung der Betonzugfestigkeit und bei unzureichender Betondeckung führen diese zu einer Rissbildung parallel zur Stabrichtung. Mögliche auftretende Versagensmechanismen werden in Abb. 2.8 nach (*Tepfers 1973; Eligehausen 1979*) zusammengefasst. Eligehausen weist darauf hin, dass ohne umschließende Querbewehrung das Versagen des Stoßes explosionsartig eintritt und die Tragfähigkeit der Übergreifung gänzlich erschöpft ist. Das Versagensverhalten bei Stößen mit umschließender Querbewehrung ist ähnlich, jedoch kündigt sich das Versagen an. Nach Überschreiten der maximalen Tragfähigkeit des Stoßes ist eine Resttragfähigkeit zu beobachten.

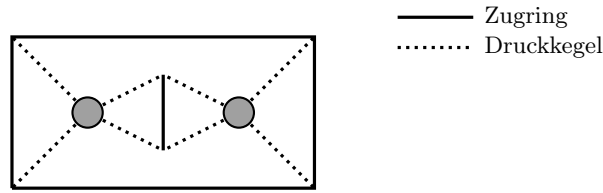


Abbildung 2.7: Gesamtübersicht des Stoßes senkrecht zur Tragrichtung, (Tepfers 1973)

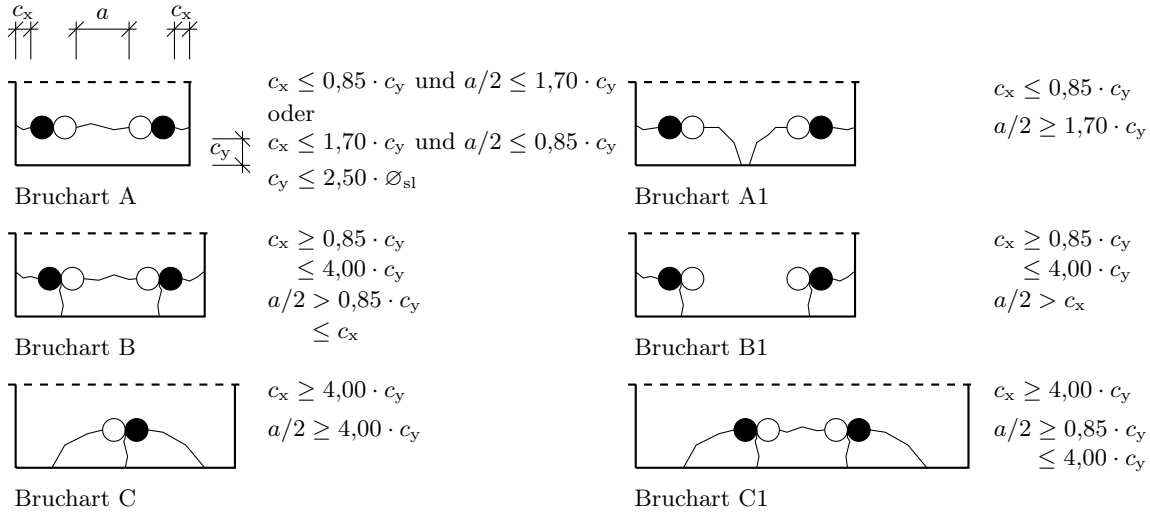


Abbildung 2.8: Versagensbilder von Übergreifungsstößen unter Zug (Eligehausen 1979)

Bei der Betrachtung eines Druckstoßes treten die lokalen Fachwerke 1 und 2 des Zugstoßes analog auf, das globale Fachwerkmodell aus Rissbildung bleibt jedoch aus. Hinzu kommt der Einfluss des Spitzendrucks der Bewehrungsstirnflächen, vgl. Abb. 2.9. Dieser wird teilweise direkt über eine schräge Betondruckstrebe in die gegenüberliegende Bewehrung eingeleitet. Durch die Lastausbreitung der Betondruckstreben stellt sich im Stirnflächenbereich eine vertikale Zugstrebe ein, die durch eine zusätzliche Umschnürungsbewehrung gehalten werden muss.

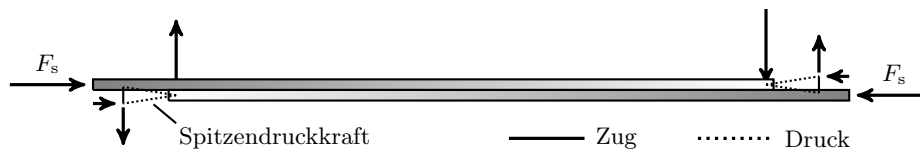


Abbildung 2.9: Zusätzliche Zugstreben bei Druckstößen (C. J. Burkhardt 2000)

Der Verlauf der Spannungen entlang eines Übergreifungsstoßes ist abhängig von der Steifigkeit der Verbindung. Bei einem Übergreifungsstoß im Stahlbetonbau kann von einem weichen und daher stetigen Verbundverlauf ausgegangen werden, vgl. Abb. 2.2b.

In Abb. 2.10 stellt Eligehausen (1979) den Stahlspannungsverlauf im Stoßbereich in Abhängigkeit von der Ausnutzung der Tragfähigkeit dar. Bei einer Belastung von knapp 50% der Bruchlast steigt die Stahlspannung nur am Anfang und Ende der Übergreifung an, während im mittleren Bereich nahezu kein Spannungszuwachs festzustellen ist. Erst bei weiterer Laststeigerung wird auch der mittlere Teil der Übergreifung aktiviert. Es ist zu sehen, dass der Spannungsverlauf bis kurz vor der Bruchlast nahezu symmetrisch verläuft. Daraus kann geschlossen werden, dass beide Stäbe die Kräfte jeweils gleichermaßen auf den nebenanliegenden Stab übertragen.

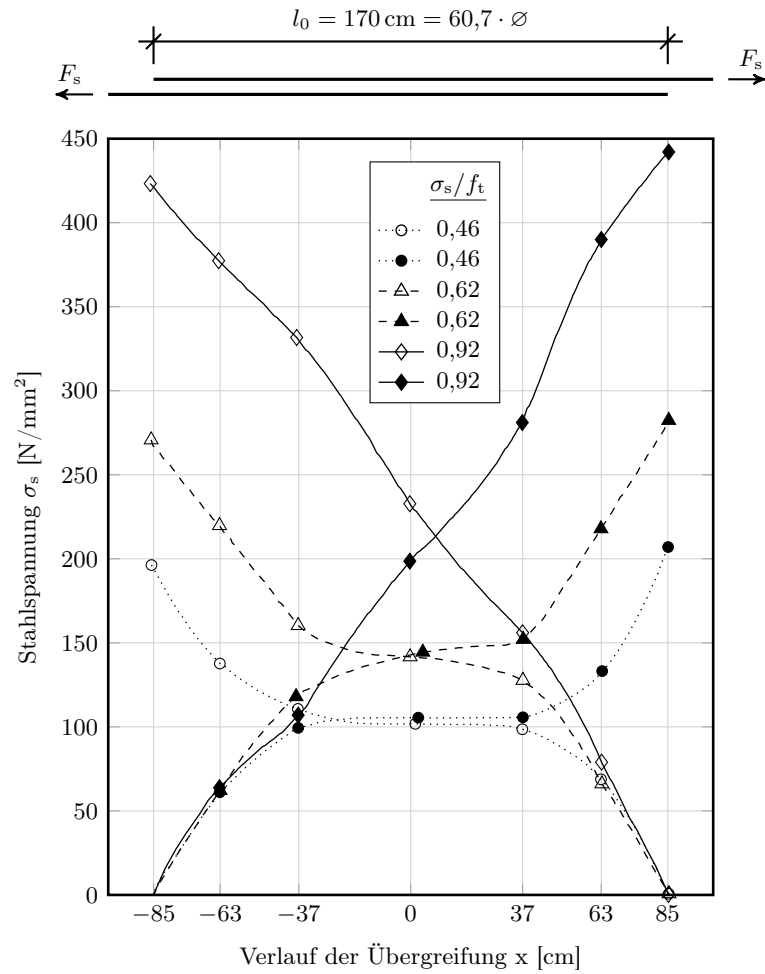


Abbildung 2.10: Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich (Eligehausen 1979)

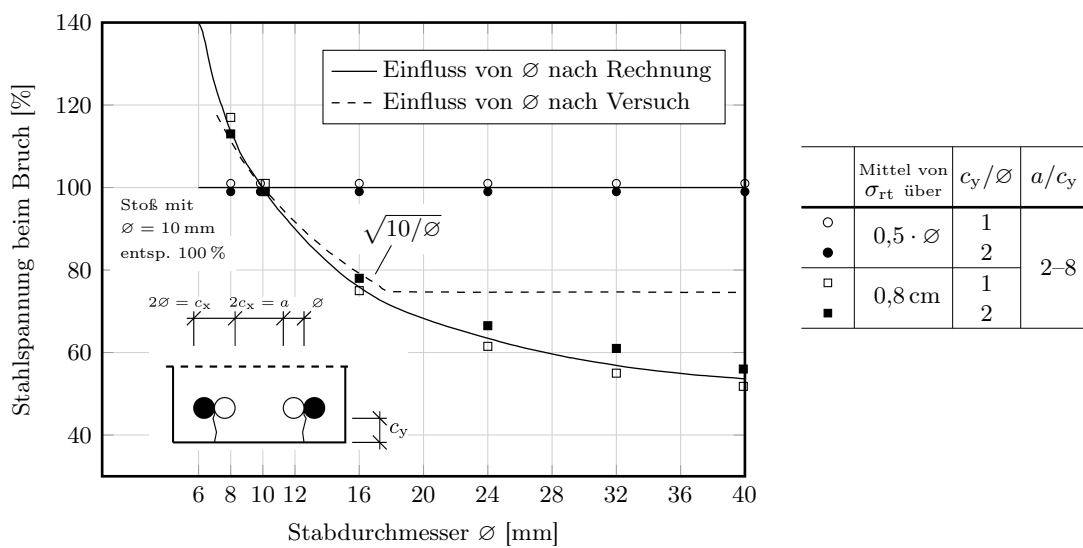


Abbildung 2.11: Einfluss des Stabdurchmessers auf die übertragbare Stahlspannung (Eligehausen 1979)

Rehm, Eligehausen et al. (1979) geben zum Unterschied des Tragverhaltens zwischen Stößen und Verankerungen an, dass bei Stößen im Wesentlichen die Zugfestigkeit des Betons maßgebend ist, bei Verankerungen der Gleitweg am Verankerungsbeginn.

Grundsätzlich wird der Übergreifungsstoß durch ähnliche Faktoren beeinflusst, welche auch bei der Verankerung von Betonstäben maßgebend sind. *Lettow (2006)* zählt dazu den Stabdurchmesser, die Oberflächenprofilierung der Bewehrung, die Umschnürung durch Querbewehrung sowie die Betonfestigkeit auf.

Mit zunehmendem Stabdurchmesser nimmt die auf den Durchmesser bezogene aufnehmbare Spaltkraft ab bzw. fällt die maximale übertragbare Stahlspannung ab, konstante Querschnittsabmessungen des umgebenden Betonkörpers vorausgesetzt, vgl. Abb. 2.11.

Die Profilierung der Staboberfläche wird mit der bezogenen Rippenfläche f_R charakterisiert. Je nach Abstand der Rippen sowie deren Geometrie kann dies die Größe der Bruchlast sowohl positiv als auch negativ beeinflussen.

Eine umschließende Querbewehrung des Übergreifungsstoßes nimmt einen Teil der Absprengkräfte auf, begrenzt die Anrisse der späteren Bruchrisse und ermöglicht so eine Aktivierung der weiter außenliegenden Betonbereiche. Sie kann nur wirksam werden, wenn sie die späteren Bruchrisse kreuzt und ist je nach Ausführung und Bruchart unterschiedlich zu bewerten (*Eligehausen 1979*).

Eine höhere Betondruckfestigkeit wirkt sich positiv auf die Tragfähigkeit eines Übergreifungsstoßes aus. Es ist zu beachten, dass diese mit zunehmender Festigkeit unterproportional anwächst (*Eligehausen 1979*). *Eligehausen* gibt einen Proportionalitätsfaktor von $f_c^{1/2}$ an. Der *EC 2-1-1 (2011)* berücksichtigt diesen Einfluss mit $f_c^{2/3}$.

Ergänzend führt *Lettow (2006)* spezifische Einflussfaktoren wie den Abstand zwischen den Betonstäben, die Betondeckung des Stoßes, den Abstand zwischen den Bewehrungsstäben untereinander sowie die Länge des Übergreifungsstoßes auf. Dabei stützt er sich im Wesentlichen auf die Untersuchungen von *Eligehausen (1979)*, *C. J. Burkhardt (2000)* und *Tepfers (1973)*. Neben den geometrischen Einschränkungen, wie sie in den Versagensbildern in Abb. 2.8 dargestellt werden, hat auch der Abstand der sich übergreifenden Betonstäbe Einfluss auf das Tragverhalten und die maximale Traglast des Stoßes. Solange der lichte Abstand der sich übergreifenden Stäbe $\leq 2 \cdot \varnothing$ beträgt, ist keine Auswirkung des Abstands feststellbar (*Eligehausen 1979*). Wird dieser Abstand überschritten, muss die Übergreifungslänge um den übersteigenden Anteil verlängert werden. *Lettow (2006)* begründet die Erhöhung der Übergreifungslänge dadurch, dass sich weniger schräge Druckstreben bei gleichem Druckstreben-Winkel gegeneinander abstützen können und somit der Bereich der Kraftübertragung geringer ausfällt. Im *EC 2-1-1 (2011)* wird ein maximaler lichter Abstand von $4 \cdot \varnothing$ angegeben, ab dem die erforderliche Erhöhung der Übergreifungslänge berücksichtigt werden muss.

Die Tragfähigkeit des Übergreifungsstoßes steigt mit zunehmender Übergreifungslänge. Allerdings gibt *Eligehausen (1979)* an, dass die Zunahme der Tragfähigkeit nur bei geringen Übergreifungslängen proportional zunimmt und dieser Einfluss vor allem für die in der Praxis relevanten Längen kontinuierlich abnimmt.

An den Stabenden sind die radialen Sprengkräfte der Übergreifung besonders groß, was zu Folge hat, dass das Versagen der Übergreifung von dort ausgeht. Zusätzlich ergibt sich bei biegebeanspruchten Bauteilen eine Zwangsverformung der Bewehrung, die durch den Biege widerstand der Bewehrung zu zusätzlichen Abspaltkräften im Anfangs- und Endbereich der Übergreifung führt. *Eligehausen (1979)* schätzt diese jedoch eher mit geringem Einfluss ein.

Für den Gebrauchszustand geben *Betzle et al. (1981)* ein gleichmäßiges Rissbild im Bereich der Stabende sowie im dazwischenliegendem Bereich an, wenn sich die Bewehrungsstäbe in einem ausreichenden Abstand zueinander befinden. Bezüglich der Sicherheit für Stöße wurde festgelegt, dass im Gebrauchszustand die zulässigen Rissbreiten und eine mindestens 2,1-fache

Sicherheit gegenüber dem Erreichen einer kritischen Gleitungen gewährleistet sein sollen. Damit ist eine ausreichende Sicherheit gegen Stahl- oder Betonversagen gegeben, jedoch nicht gegenüber einem Versagen eines Übergreifungsstoßes (Rehm, Eligehausen et al. 1979). Das Versagen der Übergreifung ist von der Zugfestigkeit des Betons abhängig und erfolgt unangekündigt ohne größere Verformungen.

Eine Begrenzung des maximale Abstand zwischen sich übergreifenden Stäben als Vollstöße wurde nach den Untersuchungen von Betzle et al. (1981) zu $6 \cdot \varnothing$ bis $10 \cdot \varnothing$ empfohlen. Die untersuchten Durchmesser betragen 16–28 mm. Es wurde eine Sicherheit von mindestens 2,1 gegenüber den experimentellen Untersuchungen gefordert. Vor allen bei einem engen Abstand der sich übergreifenden Stöße wurde im Versuch die gesamte Betondeckung abgelöst. Bei ausreichendem Abstand, in dem sich die Spannungen der Stäbe nicht überlagern konnten, wurden keine Auffälligkeiten beobachtet.

In der Regel liegen die zu stoßenden Bewehrungsstäbe parallel nebeneinander in einer Ebene, die sich aufsummierenden Zugstreben wirken parallel zur Betondeckung. Bei einigen Anwendungen ist es erforderlich, die Bewehrungsstäbe in zwei Ebenen zu stoßen (Zwei-Ebenen-Stoß). Da die Stäbe senkrecht zur Betonunterseite gestoßen werden und die vertikalen sich aufsummierenden Kraftkomponenten der Fachwerke zwischen den Bewehrungsstäben die Betondeckung beanspruchen, führt dies nach Stöckl et al. (1977) zu einer Reduzierung der Stoßtragkraft. Um ohne eine umschließende Bewehrung die gleiche Tragfähigkeit zu erzielen, muss nach Rehm, Tewes et al. (1977) die Übergreifungslänge um 20–40% erhöht werden. Ohne eine Verbügelung derartiger Stöße ist von einem schlagartigen Versagen auszugehen, wie in Abb. 2.12 zu sehen ist.

Rehm, Eligehausen et al. (1979) beschreiben Zwei-Ebenen-Stöße ohne bügelartige Umfassung. Hiernach durften derartige Stöße nach DIN 1045 (1988) nur mit Durchmessern kleiner 16 mm ohne Umschließungsbewehrung und nach den Regeln für Matten ausgeführt werden. Der maximale Achsabstand zwischen benachbarten Stößen sollte $10 \cdot \varnothing$ nicht überschreiten, der EC 2-1-1 (2011) fordert einen lichten Abstand von $\leq 8 \cdot \varnothing$, was dem gleichen Wert entspricht. Wird der Wert unterschritten, ist die Übergreifungslänge zu erhöhen. Zwischen den sich übergreifenden Bewehrungsstäben wird zudem ein maximaler Abstand von $4 \cdot \varnothing$ gefordert.

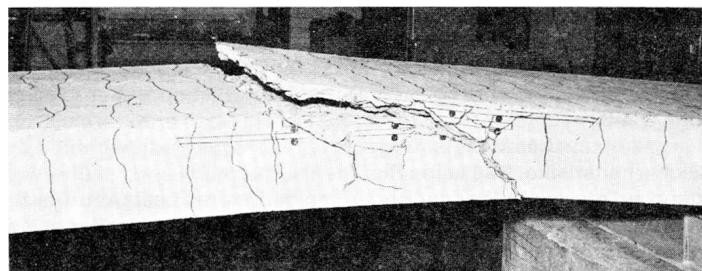


Abbildung 2.12: Bruchbild eines Zwei-Ebenen-Stoßes ohne Umschließungsbewehrung (Mattenstoß), (Eligehausen 1979)

Die Ausführung von Zwei-Ebenen-Stößen in Tragrichtung wird bei der Anwendung von zweiachsig gespannten Elementdecken notwendig. Zudem ist zu beachten, dass zwischen den sich übergreifenden Betonstäben eine zusätzliche Schwächung des Betongefüges durch die Verbundfuge vorliegt. Dieser Umstand ist bei der Bemessung und Ausführung von Zwei-Ebenen-Stößen bei Elementdecken zu beachten. Die Einhaltung des maximalen Bewehrungsabstands von $\leq 4 \cdot \varnothing$ von sich übergreifender Stäbe in Elementdecken ist nicht immer möglich.

2.2 Elementdecken

2.2.1 Einführung

Elementdecken werden in allen Gebieten des Betonbaus eingesetzt, in denen flächenartige Bauteile gefordert sind. Dazu zählen einachsige- und zweiachsige, auf Unterzügen gelagerte Deckenplatten oder punktförmig gestützte Flachdecken, aber auch Anwendungen im Stahlverbundbau und im Brückenbau sind möglich (Land 2006).

Grundsätzlich sind die zulässigen Nutzlasten der nachträglich mit Ortbeton ergänzten Stahlbetondecken in Höhe und Art nicht beschränkt. Der Einsatz bei nicht vorwiegend ruhender Belastung ist ebenfalls zulässig, benötigt jedoch einen speziellen für diesen Anwendungsfall bauaufsichtlich zugelassenen Gitterträger.

Durch den Einsatz von nachträglich ergänzten Teilfertigplatten, auch Elementplatten genannt, ist ein schnellerer und effizienterer Bauablauf bedingt durch den weitgehenden Verzicht auf Schalung und Rüstung sowie durch die Vorfertigung im Werk möglich.

Nachträglich mit Ortbeton ergänzte Teilfertigdecken bestehen aus im Fertigteilwerk hergestellten 5–6 cm starken Stahlbetonfertigteileplatten, die auf der Baustelle mit Ortbeton auf ihre endgültige Deckenstärke ergänzt werden. Sie ersetzen bei der Deckenherstellung einen Großteil der erforderlichen Deckenschalung und reduzieren die erforderliche Unterstützungsstruktur.

Die maximalen Abmessungen einer einzelnen Elementplatte sind, bedingt durch Produktion und Transport, i. d. R. auf $2,30\text{ m} \times 12,0\text{ m}$ (Breite \times Höhe) beschränkt. Die einzelnen Elementplatten werden daher in Längs- und Querrichtung miteinander gestoßen. Elementdecken können sowohl als einachsige, als auch zweiachsige gespannte Plattensysteme hergestellt werden, vgl. Abschnitt 2.2.2.

Die auf die Baustelle angelieferten Halbfertigteilzeugnisse enthalten die erforderliche Feldbewehrung in Fertigteillängsrichtung (x-Richtung) und die Querbewehrung orthogonal dazu (y-Richtung) sowie die Querkraftbewehrung der gesamten massiven Stahlbetondeckenplatte, vgl. Abb. 2.13. Bei der Querbewehrung ist zwischen konstruktiver und statisch erforderlicher Bewehrung zu unterscheiden. Je nach Konstruktion und Bemessung kann die erforderliche Querbewehrung im Fertigteilelement oder im Ortbeton liegen. Die in Abhängigkeit der Randbedingungen unterschiedlichen Ausführungsvariationen werden in Abb. 2.15 auf S. 17 vorgestellt. Durch eine ausreichend raue Oberfläche des Fertigteils sowie zusätzlich über die Verbundfuge eingelegte Gitterträger erhalten die zu unterschiedlichen Zeiten betonierten Betonschichten einen festen Verbund miteinander. Die nachträglich mit Ortbeton ergänzte Elementdecke darf als monolithisch hergestellt angesehen werden.

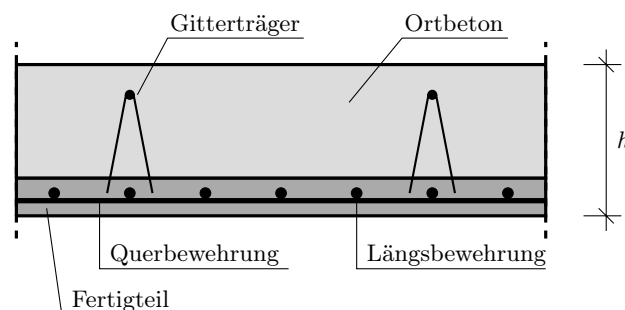


Abbildung 2.13: Querschnitt einer nachträglich mit Ortbeton ergänzten Teilfertigdecke

Elementdecken sind „nachträglich mit Ortbeton ergänzte Fertigplatten“ und sind im *EC 2-1-1 (2011)* Abschnitt 10.9.3 und dem entsprechenden Abschnitt des Nationalen Anhangs in

EC 2-1-1, NA (2013) genormt. Die Herstellung und Bemessung einer Elementdecke bedarf keiner bauaufsichtlichen Zulassung. Die verwendeten Gitterträger, die als Verbundbewehrung eingesetzt werden, unterliegen jedoch einer bauaufsichtlichen Zulassung, die sich in der Regel auf die aktuelle Stahlbetonbaunorm bezieht.

Für die Bemessung von Elementdecken ist zwischen dem Montage- und dem Endzustand der Deckenkonstruktion zu unterscheiden. Die Halbfertigteilzeugnisse ersetzen die Schalung und müssen im nicht ausbetonierten Zustand der Decke die entsprechenden Ortbeton- und Herstelllasten schadungsfrei abtragen. Für eine ausreichende Montagesteifigkeit werden die bereits zuvor im Fertigteil eingelegten Gitterträger herangezogen. In Abhängigkeit des Obergurts werden die Montagestützweiten festgelegt. Diese sind den Zulassungen der Gitterträger zu entnehmen. *Bertram et al. (2011)* untersuchten verstärkte Gitterträger, durch die bei Gesamtdeckenstärken von über 22 cm wesentlich größere Montagestützweiten als bis dahin ermöglicht werden.

Beim Ausschalen im Fertigteilwerk ist der Beton des Fertigteils nur wenige Stunden alt und hat eine verhältnismäßig geringe Festigkeit. Diese Umstände sind bei der Bemessung zusätzlich zu berücksichtigen und dürfen zu keiner Zeit weder die Tragfähigkeit, noch die Gebrauchstauglichkeit der Elementdecke z. B. durch erhöhte Rissbildung beeinflussen.

2.2.2 Konstruktion und Ausführung

Auf die Besonderheiten zur Bemessung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit von nachträglich ergänzten Elementdecken wird nachfolgend eingegangen. Dabei wird zwischen einachsigen und zweiachsigen gespannten Plattensystemen unterschieden.

Elementdecken sind nachträglich mit Ortbeton ergänzte Bauteile und dürfen bei der Schnittgrößenermittlung und der Bemessung wie monolithisch hergestellte Deckenplatten betrachtet werden. Die Bemessung der Verbundfuge ist nach *EC 2-1-1 (2011)* auszuführen, so dass keine Verschiebung der beiden Betonschichten in der Verbundfuge auftreten kann. Zusätzlich gelten konstruktive Vorgaben zur Durchbildung sowie Begrenzungen der Ausführungsmöglichkeiten, um einem monolithischen Tragverhalten gerecht zu werden.

Land (2003) sowie der *EC 2-1-1 (2011)* geben konstruktive Vorgaben an, um das monolithische Tragverhalten von Elementdecken sicherzustellen. Dazu zählt eine ausreichend bemessende Verbundfuge unter Berücksichtigung der Fugenrauigkeit sowie das Einhalten der im *EC 2-1-1 (2011)* beschriebenen Konstruktionsregeln für Elementdecken. Das Verbundtragverhalten von Elementdecken wird im Abschnitt 2.2.3 auf Seite 18 erläutert.

Die Bemessungsverfahren zur Schnittgrößenermittlung für Ortbetondecken nach *EC 2-1-1 (2011)* dürfen auf Elementdecken angewendet werden. Dazu zählen linear-elastische Berechnungsverfahren mit und ohne Momentenumlagerung. Die maximale Momentenumlagerung für Elementdecken ist seit der *DIN 1045 (1988)* auf 15 % begrenzt. Nichtlineare und plastische Bemessungsverfahren sind nach den aktuellen bauaufsichtlichen Zulassungen der Gitterträger ausdrücklich nicht zugelassen.

Seit Einführung der *DIN 1045-1 (2001)* ist bei Ortbetondecken eine Momentenumlagerung von bis zu 30 % zulässig. Der Einsatz von hochduktiler Bewehrung im Stützbereich wird dabei vorausgesetzt. *Beutel et al. (2006)* untersuchten den Einsatz von hochduktilen Bewehrungsstahl bei Elementdecken und konnten die für Ortbetondecken geltenden Regeln zur Momentenumlagerung in ihren Tastversuchen bestätigen. Die Querkrafttragfähigkeit der Gitterträger wurde dabei nicht beeinträchtigt, ein Versagen der Verbundfuge konnte nicht festgestellt werden. Eine Anrechnung normalduktiler Gurte der Gitterträger auf die Biegezugbewehrung wird bei Umlagerungen von $\geq 15\%$ ausgeschlossen.

Neben der EDV-Berechnung einer Plattenkonstruktion darf auch auf manuelle Hilfsmittel wie z. B. die Tafeln von Czerny oder das Verfahren nach Pieper/Martens zurückgegriffen werden.

Im *EC 2-1-1 (2011)* wird gegenüber der früheren Bemessungsnorm *DIN 1045-1 (2008)* die erforderliche Mindestbetondicke der Ortbetonergänzung einer Elementdecke von ≥ 50 mm auf ≥ 40 mm reduziert. Die Begrenzung der Ortbetondicke auf ≥ 50 mm sollte sicherstellen, dass die Querbewehrung noch in der Zugzone des Betonquerschnitts verankert ist. Bei einer Mindestdicke der Ortbetonergänzung von ≥ 40 mm ist dies vom planenden Ingenieur zu berücksichtigen.

2.2.2.1 Dauerhaftigkeit

Für die Dauerhaftigkeit des Bauteils ist die Wahl der Expositionsklasse und der entsprechenden Betondeckung von großer Bedeutung.

Das Vorhaltemaß Δc_{dev} stellt sicher, dass das Mindestmaß der Betondeckung an jeder Stelle eingehalten ist. Im Allgemeinen beträgt der Wert für $\Delta c_{dev} = 15$ mm, in besonderen Fällen auch $\Delta c_{dev} = 10$ mm. Gemäß Nationalem Anhang *EC 2-1-1, NA (2013)* des Eurocodes 2 ist für Fertigteile eine Reduzierung des Werts Δc_{dev} um 5 mm zulässig. Diese setzt eine werkmäßige und ständig überwachte Herstellung sowie eine Überprüfung der Mindestbetondeckung am fertigen Bauteil nach *Schwabach (2011)* voraus. Durch die Qualitätskontrolle im Werk wird nur eine geringe Streuung der Betondeckung am fertigen Bauteil erwartet. Eine Verringerung von Δc_{dev} unter 5 mm ist unzulässig.

Bei nachträglich mit Ortbeton ergänzten Fertigteilplatten, die kraftschlüssig miteinander verbunden werden, darf die Mindestbetondeckung an den der Verbundfuge zugewandten Rändern auf 5 mm im Fertigteil und auf 10 mm im Ortbeton verringert werden. Auf beiden Seiten der Verbundfuge darf auf das Vorhaltemaß Δc_{dev} verzichtet werden, vgl. Abb. 2.14a (*Goris 2013*).

Mit *DIN 1045-1 (2008)* ist der in der Praxis häufig auftretende Fall der direkt auf der Fertigteiloberfläche liegenden Bewehrung erstmalig geregelt worden, vgl. Abb. 2.14b. Diese Regelung wurde in den *EC 2-1-1 (2011)* aufgenommen. Dies setzt eine ausreichend raue oder verzahnte Verbundfugenausführung voraus. Zusätzlich ist die Dauerhaftigkeit der Bewehrung durch das erforderliche Nennmaß der Betondeckung im Bereich der Elementfuge sicherzustellen. Damit die Bewehrung im Stoßbereich das erforderliche Betondeckungsmaß erhält, werden die Fertigteile im Stoßbereich i. d. R. gefast, vgl. Abb. 2.14.

In diesem Fall dürfen nur mäßige Verbundbedingungen der direkt aufliegenden Bewehrung angesetzt werden, da der Verbund der Bewehrung durch den Kontakt mit der Fertigteiloberfläche teilweise gestört ist. Daraus ergibt sich eine um bis zu 30 % höhere Übergreifungslänge.

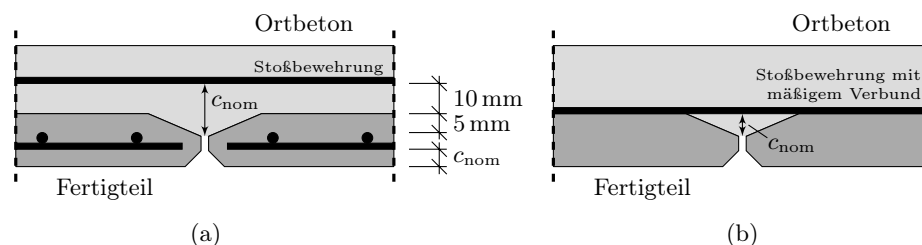


Abbildung 2.14: Betondeckung bei mit Ortbeton ergänzten Elementdecken

2.2.2.2 Einachsig gespannte Elementdecken

Die Schnittgrößen einachsig gespannter Elementdecken werden wie für Ortbetondecken bestimmt. Dies kann mit Hilfe der EDV oder herkömmlichen Hilfsmitteln erfolgen. Wurde die Elementplatte als gelenkig gelagert angenommen, sind eventuell auftretende ungewollte Einspannungen durch Bewehrung konstruktiv zu berücksichtigen.

Für die Tragfähigkeit bilden die Untergurte der Gitterträger zusammen mit der eingelegten Feldbewehrung die statisch erforderliche Längsbewehrung des Fertigteils. Mindestens 20 % der erforderlichen Längsbewehrung ist als Querbewehrung in die Elementplatte einzulegen und über die Elementstöße hinweg zu stoßen.

Grundsätzlich sind zwei Ausführungsvarianten des Querbewehrungsstoßes in einachsig gespannten Elementplatten denkbar. Die Bewehrung kann entweder als Übergreifungsstoß (a) oder mit durchlaufender Querbewehrung auf dem Fertigteil (b) verlegt werden, vgl. Abb. 2.15. Wird eine durchlaufende Querbewehrung gewählt, ist für den Montagezustand zusätzlich eine Mindestquerbewehrung im Fertigteil anzuordnen.

Variante (b) benötigt bei geringen Bewehrungsquerschnitten einen deutlich höheren Bewehrungsanteil. Bei hohen Bewehrungsquerschnitten kann eine durchlaufende Querbewehrung sinnvoll werden, falls die erforderlichen Längen der übergreifenden Stoßbewehrung die maximale Elementplattenbreite übersteigen.

Die erforderliche Stoßlänge der sich übergreifenden Bewehrungsstäben l_0 kann nach *EC 2-1-1 (2011)* bestimmt werden. Der Bewehrungsstoß der konstruktiv eingelegten Querbewehrung ist entsprechend auszuführen. Dabei liegt die übergreifende Bewehrung oberhalb des Fertigteils im Ortbeton.

Konstruktionsbedingt ist eine Einhaltung des maximal zulässigen Abstands der sich übergreifenden Bewehrungsstäbe von $4 \cdot \varnothing$ bzw. kleiner 50 mm nicht möglich, weshalb die Stoßlänge um die Differenz des vorhandenen lichten Abstands der Stäbe und $4 \cdot \varnothing$ zu erhöhen ist. Die *DIN 1045-1 (2008)* hatte zur Berücksichtigung eine pauschale Erhöhung der Übergreifung bei nachträglich mit Ortbeton ergänzten Elementdecken von 10 cm gefordert (*Goris 2010*). Diese pauschale Regelung findet sich im *EC 2-1-1 (2011)* nicht wieder, so dass die Erhöhung im Einzelfall vom planenden Ingenieur festzulegen ist.

Bei der Ausführung und Bemessung einachsig gespannter Elementplatten sind keine weiteren konstruktiven Randbedingungen einzuhalten. Die Zulassung des verwendeten Gitterträgers kann abweichende Anforderungen stellen.

2.2.2.3 Zweiachsig gespannte Elementdecken

Platten sind statisch gesehen hochgradig mehrfach statisch unbestimmte Systeme. Dies ermöglicht im Belastungszustand beim Auftreten lokaler Schwächungen oder Abweichungen der Steifigkeit eine Lastumlagerung in benachbarte ungestörte oder steifere Bereiche. Beim Erreichen des Bruchzustandes relativiert sich das Verhältnis der unterschiedlichen Biegemomente in x- und y-Richtung, so dass die Bewehrung beider Richtungen ihre Fließgrenze erreicht. Der ursprünglich steifere Bereich wird entlastet. Dieser Ansatz der Umlagerung gilt auch für Elementdecken, sofern die reduzierte Plattensteifigkeit im Stoßbereich bei der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt wird (*Bechert und Furche 1993*).

Die Umlagerungsmöglichkeit wird jedoch durch den maximal zulässigen Höhenunterschied zwischen der Feldbewehrung in x- und y-Richtung begrenzt. Der *EC 2-1-1, NA (2013)* fordert für die Annahme gleicher Steifigkeiten in x- und y-Richtung bei der Schnittgrößenermittlung

die Begrenzung des maximalen Höhenunterschieds auf ≤ 5 cm. Die Einhaltung dieser Begrenzung ist für die Anwendung eines üblichen Berechnungsverfahrens für Plattenschnittgrößen erforderlich. Die Annahmen können sowohl für Ortbetondecken, als auch Elementdecken angesetzt werden. Eine ausreichende Verbundtragwirkung zwischen Fertigteil und Ortbeton wird vorausgesetzt. Die Schnittgrößen zweiachsig gespannter Elementdecken dürfen analog zur Schnittgrößenbestimmung von zweiachsig gespannten Ortbetondecken ermittelt werden. Die nachfolgenden zusätzlichen konstruktiven Vorgaben sind zu berücksichtigen.

Anders als bei einachsig gespannten Elementdecken hat die Stoßfuge bei zweiachsig gespannten Elementdecken zwischen den einzelnen Platten einen erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten der Deckenkonstruktion. Sie stellt eine lokale Querschnittsschwächung in einer oder beiden Tragrichtungen dar.

Der Einfluss der Stoßfuge auf die Schnittgrößen von Elementplatten wurde von *Bechert und Furche (1993)* sowie *Goldberg et al. (1993)* mit der Finite-Elemente-Methode untersucht. Bei ihren Untersuchungen wurden die Stoßfugen überwiegend nicht im Drillbereich angeordnet. *Schießl (1996)* führte zur Drillsteifigkeit umfassende Untersuchungen durch und wies nach, dass für die Schnittgrößenermittlung von Elementdecken die volle Drillsteifigkeit angesetzt werden kann, sofern die Stoßfuge der Elementplatten nicht im Drillbereich liegt. Wird eine Elementfuge dennoch im Drillbereich angeordnet, muss diese nach *EC 2-1-1 (2011)* durch eine Verbundbewehrung im Abstand von höchstens 100 mm vom Fugenrand gesichert werden. *Gröning (2013)* konnte dies in experimentellen und numerischen Untersuchungen bestätigen.

Goldberg et al. (1993) untersuchten numerisch mit vereinfachten linear-elastischen FEM-Berechnungen diverse Ortbetondecken mit unterschiedlichen Abmessungen und Stärken und verglichen diese mit vergleichbaren Elementdecken, die eine Stoßfuge zwischen den einzelnen Elementplatten berücksichtigten. Der Drillbereich wurde dabei fugenfrei belassen. Sie stellten fest, dass die Bemessung von Ortbetondecken nach der Finiten-Elemente-Methode grundsätzlich der Bemessung von Elementdecken zugrunde gelegt werden kann und sich die Feldmomente nur geringfügig von denen der Ortbetondecken unterscheiden. Die auf dem Fertigteil liegende Bewehrung der Nebentragrichtung ist in Abhängigkeit des reduzierten inneren Hebelarms zu erhöhen. Die Fugenhöhe wurde als durchgehend konstant angenommen.

In einem weiteren Schritt wurde das Verhältnis der Fugenhöhe zur Deckenstärke untersucht. Es zeigte sich, dass sich bis zum Verhältnis der Fugenhöhe zur Deckenstärke von eins zu drei und einer Elementfugenbreite von 0,5 cm die m_x -Momente nur sehr gering erhöhten. *Goldberg et al. (1993)* empfehlen daher das Verhältnis der Fugenhöhe zur Gesamtdeckenstärke von eins zu drei nicht zu überschreiten.

Bechert und Furche (1993) untersuchten im Rahmen ihrer linear-elastischen FEM-Berechnungen den Einfluss der Elementfuge. Sie stellten fest, dass falls die Verringerung der Plattensteifigkeit (Zustand II) nicht in der FEM-Berechnung abgebildet werden kann, dies durch eine Erhöhung der Feldbewehrung um 5 % berücksichtigt werden sollte. Allerdings ist im Bruchzustand diese Erhöhung durch den Momentenausgleich mit der Nebentragrichtung nicht mehr erforderlich.

Wie bei der Schnittgrößenermittlung bereits erwähnt, ist im Bereich der Stoßfuge eine Änderung der statischen Nutzhöhe der Bewehrung zu berücksichtigen. Die Reduzierung der Tragfähigkeit in diesem Bereich kann durch eine Erhöhung des Bewehrungsquerschnitts im Stoßbereich kompensiert werden. Die Ausführung eines statisch lastübertragenden Bewehrungsstoßes kann bei zweiachsig abtragenden Decken sowohl in Längs- als auch in Querrichtung der Elementplatten erfolgen. Dieser ist grundsätzlich als Zwei-Ebenen-Stoß nach *EC 2-1-1 (2011)* auszuführen, eine Besonderheit des Stoßes stellt die Verbundfuge dar.

In Abb. 2.15 werden zwei unterschiedliche Möglichkeiten der Bewehrungsführung von zweiachsig gespannten Elementdecken gezeigt. Dabei wird zwischen einer durchgehenden (b) und einer gestoßenen Querbewehrung (c) unterschieden.

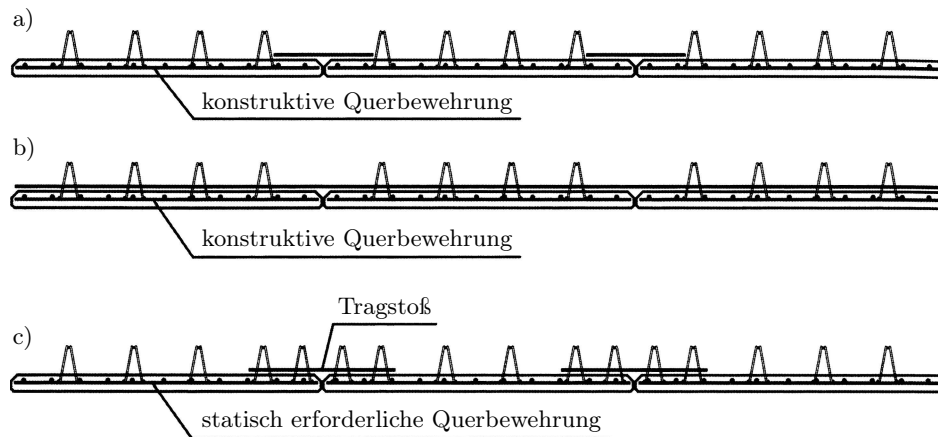


Abbildung 2.15: Bewehrungsanordnung in Elementdecken (Furche und Bauermeister 2009)

Im Rahmen einer gutachterlichen Stellungnahme hat *Schießl (1997)* erstmalig nachträglich mit Ortbeton ergänzte und mit Gitterträgern bewehrte zweiachsig gespannte Elementdecken in Hinblick auf ihre Tragfähigkeit betrachtet. Durch Vergleiche mit im Labor an Elementwänden durchgeführten Untersuchungen leitet *Schießl (1997)* seine Empfehlungen zur Tragstoßausbildung in Bezug auf die damals geltende *DIN 1045 (1988)* und deren Bewehrungsvorschriften ab. Es wurden keine direkten Laboruntersuchungen an Elementdecken durchgeführt.

Schießl (1997) hält für den Übergreifungsstoß einer zweiachsig tragenden Deckenkonstruktion aus Elementplatten fest, dass der Abstand zwischen den sich übergreifenden Stäben nicht auf $\leq 4 \cdot \varnothing$ begrenzt werden kann. Nach den normativen Vorgaben der damals geltenden *DIN 1045 (1988)* und des heutigen *EC 2-1-1 (2011)* muss bei darüber hinausgehenden Abständen der Bewehrungsstoß um den über $4 \cdot \varnothing$ hinausgehenden Wert verlängert werden. Die *DIN 1045-1 (2008)* kompensierte dies durch eine pauschale Erhöhung der Übergreifungslänge bei Elementdeckenstößen um 10 cm.

Um im Stoßbereich die Kraftübertragung zwischen den übereinanderliegenden Bewehrungsebenen sicher zu stellen, muss der Zwei-Ebenen-Stoß eine Umfassungsbewehrung erhalten, die nach *DIN 1045 (1988)* zu bemessen ist (*Eligehausen 1979*). Die im Fertigteilwerk eingebauten Gitterträger stellen die konstruktive Umsetzung der notwendigen Umfassungsbewehrung dar. Dabei sind die Diagonalen der Gitterträger für die Zugkraft der zu stoßenden Längsbewehrung des Fertigteils zu bemessen. Liegen die Gitterträger parallel zur betrachteten Stoßfuge, dürfen nur die senkrecht zur Verbundfuge wirkenden Anteile der Diagonalen angesetzt werden. Bei senkrecht zur Stoßfuge verlaufenden Gitterträgern dürfen nur die im gedachten Fachwerkmodell als Zugstäbe wirkenden Gitterträgerdiagonalen mit ihrem vollen Querschnitt angesetzt werden (*Schießl 1997*).

Da die Gitterträger und somit die Verbügelung des Stoßes nicht direkt im Anfangsbereich der Übergreifung liegen, was nach dem theoretischen Spannungsverlauf des Stoßes erforderlich ist, ist die Übergreifungslänge rechnerisch erst ab dem ersten Gitterträger anzusetzen (*Eligehausen 1979*). Einen derartigen Hinweis gibt es im *EC 2-1-1 (2011)* nicht.

Des Weiteren wird von *Schießl (1997)* der Bemessungswert der Querkraft aufgrund mangelnder experimenteller Untersuchungen auf $V_{Ed} \leq 0,3 \cdot V_{Rd,max}$ begrenzt. Den maximalen Durchmesser der zu stoßenden Bewehrung gibt *Schießl* mit 14 mm an.

Eine Begrenzung des Bewehrungsquerschnitts von $a_s \leq 10 \text{ cm}^2/\text{m}$, wie in *EC 2-1-1 (2011)* gefordert, wird von *Schießl* nur bei nicht vorwiegend ruhender Belastung angegeben. Der Durchmesser der zu stoßenden Stäbe wird zudem auf 12 mm begrenzt.

Die dargestellten Empfehlungen der gutachterlichen Stellungnahme bilden die Grundlage für die normativen Vorgaben für Elementdecken. Im Eurocode 2 (*EC 2-1-1 2011*) werden die von Schiekl aufgestellten Anwendungsbegrenzungen zur Ausführung eines Zwei-Ebenen-Stoßes bei Elementdecken leicht modifiziert gefordert, vgl. Tab. 2.1. Sie sind nur für den Stoß selbst anzuwenden und haben keine Bedeutung für durchgehende ungestoßene Bewehrung sowie für Plattenbereiche außerhalb des Stoßes.

Tabelle 2.1: Darstellung der Randbedingungen eines konstruktiven Stoßes und eines Tragstoßes von Elementdecken

konstruktiver Stoß (in Querrichtung)	Tragstoß
<ul style="list-style-type: none"> - min. 20% Längsbewehrung in Querrichtung - keine Verbügelung des Querstoßes notwendig - Übergreifungslänge gem. Norm - Berücksichtigung der reduzierten Nutzhöhe am Stoß erforderlich 	<ul style="list-style-type: none"> - zu stoßender Bewehrungsquerschnitt im FT $a_s \leq 10 \text{ cm}^2/\text{m}$ - Stabdurchmesser $\varnothing \leq 14 \text{ mm}$ - Abstand der Gitterträger $\leq 2 \cdot h$ - Bemessungsquerkraft $V_{Ed} \leq 0,3 \cdot V_{Rd,max}$ - nach <i>DIN 1045-1 (2008)</i> ergänzend: Übergreifungslänge $l_0 + 10 \text{ cm}$ + Abstand zum ersten Gitterträger

2.2.3 Verbundfuge

Die vorhandene Verbundfuge zwischen Fertigteil- und Ortbeton stellt eine Schwächung der Elementdeckenkonstruktion dar. Bei der Planung und Ausführung von Elementdecken ist ein Schubversagen des Bauteils auszuschließen. Zudem müssen biegebeanspruchte Stahlbetonkonstruktionen so ausgebildet werden, dass ein duktiles Versagen mit Vorankündigung gewährleistet werden kann, was durch eine entsprechende Mindestbewehrung der Stoßfuge bzw. der Verbundfuge umgesetzt werden kann (*Lindig 2007*).

Voraussetzung einer intakten Verbundfuge ist eine adäquate Vorbereitung der Fuge vor der Betonage des Ortbetons. Dazu gehören nach *DIN 1045-3 (2012)* die Beseitigung von Verschmutzungen jeglicher Art sowie das Vornässen der Verbundfuge vor der Betonage. Auch die Oberflächenbeschaffenheit des Fertigteils ist entscheidend und muss entsprechend berücksichtigt werden.

Solange die Verbundfuge intakt bleibt, kann von einem monolithischen Betonkörper ausgegangen werden. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann die Verbundfuge selbst bei geringen Bewehrungsgraden aufreißen. Dies begründet sich zum einen durch die Größe der über die Verbundfuge hinweg zu übertragenden Spannungen zwischen der im Fertigteil liegenden Bewehrung und der übergreifenden Stoßbewehrung im Ortbeton, zum anderen durch die Verformung der Gesamtplatte, durch die entsprechende Schubspannungen bzw. Verschiebungen hervorgerufen werden.

Die Bemessung der Verbundfuge nach *EC 2-1-1 (2011)* basiert auf der Schub-Reibungstheorie. Die Theorie wurde über Jahre weiterentwickelt und bildet die Grundlage für die aktuelle Verbundfugenbemessung des Eurocodes (*Goris 2013*).

Erstmals wurde die Theorie von *P. W. Birkeland und H. W. Birkeland (1966)* als Schub-Reibungs-Hypothese vorgestellt, vgl. Abb. 2.16. Hierbei wird der Schubwiderstand der Fuge bzw. des Risses durch die aktivierten Reibungskräfte bestimmt. Der Adhäsionsanteil wird nicht direkt berücksichtigt, es wird von einer initial gerissenen Verbundfuge ausgegangen. Ein Einfluss der Bewehrung wird erfasst, jedoch bleibt die Dübelwirkung unberücksichtigt. Weitere Entwicklungsschritte der Verbundfugenbemessung werden in *Lindig (2005)* angegeben.

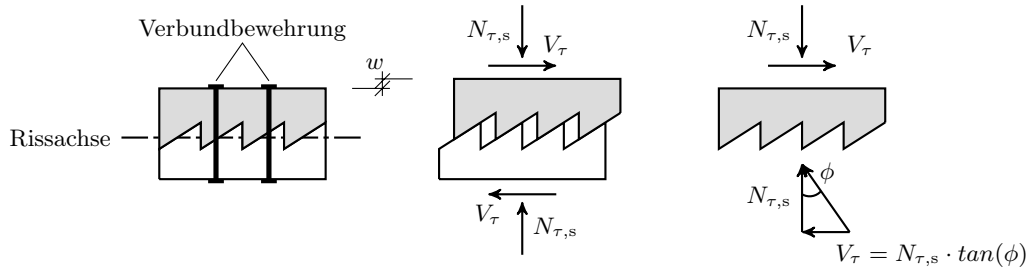


Abbildung 2.16: Modell zur Schub-Reibungs-Hypothese nach (*P. W. Birkeland und H. W. Birkeland 1966*)

Generell setzt sich das Tragverhalten der Verbundfuge aus Anteilen der Adhäsion und der Reibung zwischen den Betonschichten sowie der Dübelwirkung der die Verbundfuge kreuzenden Bewehrung zusammen. Zusätzlich kann eine Normaldruckspannung senkrecht zum Fugenverlauf eine Rolle spielen (*Goris 2010*). Es liegt eine Interaktion dieser Traganteile vor, die voneinander abhängig sind und dennoch zu unterschiedlichen Zeitpunkten auftreten. Dies erschwert eine adäquate Beschreibung des Tragverhaltens.

Je höher die Adhäsion ist, desto höher kann auch die Schubtragfähigkeit ohne Verbundbewehrung angenommen werden, wobei ein spröderes Versagen die Folge ist (*Lindig 2005*). Die hohe Streuung der Adhäsion, die entscheidend am Tragverhalten der Verbundfuge mitwirkt, erschwert jedoch eine realitätsnahe allgemeingültige Annahme. Diese ist von der Oberflächenbeschaffenheit der Verbundfugenoberfläche abhängig, aber auch von der entsprechenden Oberflächenvorbereitung vor der Betonage. *Müller (2009)* berichtet, dass bei besonders rauen Oberflächen selbst bei Anwendung von Schalöl als „Verbundbrecher“ noch vergleichsweise große Verbund- bzw. Schubspannungen übertragen werden können.

Der Nachweis der Tragfähigkeit berücksichtigt die drei Traganteile der Verbundfuge und adiiert diese. Die drei Phänomene werden miteinander gekoppelt und in Gl. 2.1 zum Bemessungstragwiderstand zusammengefasst.

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd}(1,2\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (2.1)$$

Für die Bemessung der Verbundfuge nach *EC 2-1-1 (2011)* ist eine ausreichende Rauigkeit des Fertigteils sicher zu stellen und entsprechend ihrer Rauigkeitsklasse bei der Bemessung der Verbundfuge zu berücksichtigen. Die Oberflächenrauigkeit des Fertigteils wird wie folgt in vier Kategorien eingeteilt, die jeweils einem Rauigkeitswert R_t nach *Kaufmann (1971)* zugeordnet werden können:

- sehr glatte Fuge: Oberfläche, die gegen Stahl-, Kunststoff-, oder spezielle geglättete Holzschalung betoniert wurde, unbehandelte Betonoberflächen mit sehr fließfähiger Betonkonsistenz $\geq F5$ (R_t kann nicht bestimmt werden),
- glatte Fuge: Oberfläche, die abgezogen oder im Gleit- bzw. Extruderverfahren hergestellt wurde; auch Betonoberflächen, die nach dem Verdichten ohne weitere Behandlung bleiben ($R_t < 1,5$ mm),

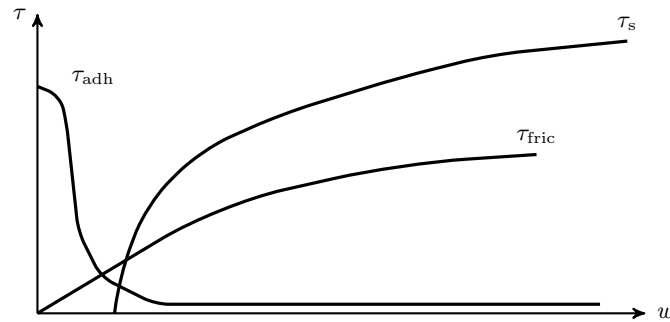


Abbildung 2.17: Schematische Darstellung der übertragbaren Spannungsanteile einer bewehrten Verbundfuge nach *Reinecke (2002)*

- raue Fuge: Oberfläche mit mindestens 3,0 mm Rauigkeit ($R_t \geq 1,5 \text{ mm}$), die durch Rechen mit Abstand 40 mm erzeugt wurde, freigelegte Gesteinskörnung und andere Methoden, die ein äquivalentes Verhalten herbeiführen,
- verzahnte Fuge: eine nach (*EC 2-1-1 2011*) ausgeführte Oberflächenstruktur, alternativ darf die Gesteinskörnung $d_g \geq 16 \text{ mm}$ mit Hochdruckwasserstrahlen mindestens 6,0 mm tief freigelegt werden ($R_t \geq 3,0 \text{ mm}$).

Eine Überlagerung der Anteile aus Adhäsion, Reibung und Widerstand der Verbundbewehrung in einem Bemessungskonzept zur Traglastbestimmung, wie sie in Gl. 2.1 zu sehen ist, erscheint als nicht wirklichkeitsnah, da sie unabhängig von der Verschiebung in der Verbundfuge w zwischen den zwei Betonschichten ist, vgl. Abb. 2.17. Die Adhäsion ist unabhängig von Belastung und Bewehrung und ist nur voll wirksam, wenn zwischen den Betonschichten keine Verschiebung auftritt. Der Anteil aus Reibung ist dagegen abhängig von der auftretenden Verschiebung in der Fuge. Dabei geht je nach Verschiebung die Haftreibung in eine Gleitreibung über. Zusätzlich ist die Reibung abhängig von der Belastung senkrecht zur Betonfläche. Der Widerstand der Bewehrung stellt sich durch ihre elasto-plastische Bettung im Beton ein, der ebenfalls erst durch die Verschiebung der beiden Betonschichten wirksam wird.

Lindig (2005) weist darauf hin, dass die Annahme einer gleichmäßig abgesicherten Verbundfuge nicht mit den experimentellen Messungen der Relativverschiebungen entlang der Verbundfuge parallel zur Tragrichtung übereinstimmt.

Ackermann und M. Burkhardt (1992) beschreiben die Interaktion der drei Traganteile von bewehrten und unbewehrten Verbundfugen auf der Grundlage des Eurocodes 2 in Abhängigkeit der Verschiebung w . Die aufnehmbaren Schubspannungen werden für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bestimmt. Eine Mindestbewehrung für Verbundfugen wird empfohlen.

Aufgrund der nacheinander betonierten Schichten des Fertigteils und des Ortbetons entstehen durch die Behinderung des Schwindprozesses des Ortbetons Zwangsspannungen in der Verbundfuge. *Lindig (2005)* schätzt daraus nur einen geringen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Fuge ab und verweist auf bisherige Erkenntnisse. Die dadurch verursachten Zwangsspannungen sind an den Bauteilenden lokal am größten und können dort zu einer Schädigung des Haftverbunds bzw. der Adhäsionsfestigkeit führen. Durch die Bildung von Mikrorissen während des Abbindungsprozesses des Betons werden die Spannungen in der Verbundfuge jedoch stark abgemindert und können daher vernachlässigt werden.

In der Literatur finden sich zahlreiche Untersuchungen zum Tragverhalten der Verbundfuge. Exemplarisch sei hier auf die Untersuchungen von *H. G. Schäfer und Schmidt-Kehle (1996)*, *Tue et al. (1997)*, *Randl und Wicke (2000)*, *Reinecke (2002)* und *Goris und Weglarzy (2013)* verwiesen.

2.2.4 Alternative Bewehrungsführung

Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragstoß von zweiachsig tragenden Elementdecken wurden von *Lundgren (2007)* durchgeführt. Ziel der Arbeit war eine Beurteilung des Einflusses der Fertigteiloberflächenbeschaffenheit auf die Tragfähigkeit und der damit verbundenen Möglichkeit, auf Verbundbewehrung im Übergreifungsbereich zu verzichten. Zwei unterschiedlich aufbereitete Oberflächen, eine mit Besenstrich und eine mit Rechen bearbeitete, wurden im Vorfeld an Kleinversuchen untersucht (*Lundgren 2003*). Die Erkenntnisse wurden für eine numerische FEM-Betrachtung des Stoßtragverhaltens verwendet, an die sich Großversuche anschlossen (*Lundgren et al. 2005*), vgl. Abb. 2.18.

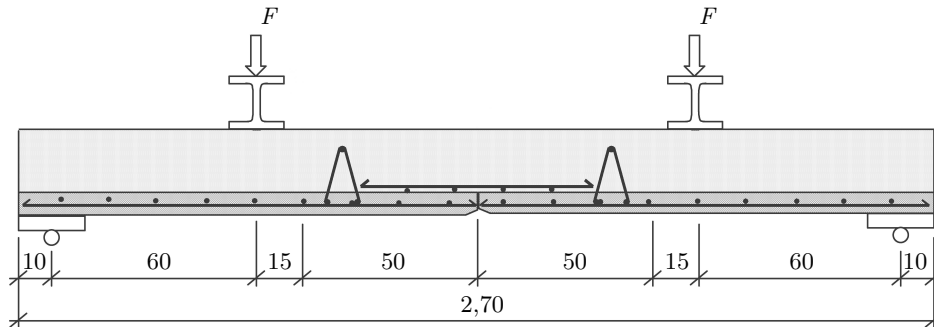


Abbildung 2.18: Versuchsaufbau aus *Lundgren et al. (2005)*

Die Streuung der Rauigkeit war bei der mittels Rechen bearbeiteten Oberfläche hoch, während bei der mit Besenstrich behandelten Oberfläche die Schwankung der Werte relativ gering ausfiel. Die resultierenden maximalen Tragfähigkeiten der unterschiedlichen Oberflächenbeschaffenheiten parallel und senkrecht zur Fuge sind in Tab. 2.2 angegeben.

Lundgren (2007) berichtet, dass die erwartete Tragfähigkeit im Großversuch unabhängig von der Oberflächenbeschaffenheit in beiden Fällen erreicht wurde. Das Versagen kündigte sich durch einen einzelnen Riss über dem Stoß der Elementplatten an. Die Zugfestigkeit der Bewehrung bestimmte die maximale Tragfähigkeit der Versuchskörper.

Diese Untersuchungen wurden einaxial durchgeführt. Um den Einfluss des biaxialen Tragverhaltens einer zweiachsig gespannten Decke zu erfassen, schlugen *Lundgren et al. (2005)* vor, den adhäsiven Teil der Verbundfugentragfähigkeit zu reduzieren. In Hinblick auf die bedingte Umsetzbarkeit der Herstellung einer einwandfreien Verbundfuge auf der Baustelle wird der Anteil der Fugentragfähigkeit senkrecht zur Fuge in den nachfolgenden numerischen Untersuchungen von *Lundgren* auf 50 % bzw. zu Null gesetzt.

Lundgren (2007) fasst zusammen, dass die untersuchten Ausführungsvarianten stark von der Oberflächenbeschaffenheit des Fertigteils abhängen. Die Bearbeitung einer Oberflächenrauigkeit mittels Rechen wird nicht empfohlen, da sie eine zu große Streuung der Messergebnisse zeigte. Ohne Verbundbewehrung ist ein Eintreten eines plötzlichen Bauteilversagens nicht auszuschließen, weshalb *Lundgren* diese Ausführungsvariante nicht empfiehlt. Eine Ergänzung durch eine aufgebogene Biegebewehrung wird vorgeschlagen, allerdings nicht weiter untersucht.

2.2.5 Gebrauchstauglichkeit

Neben dem Nachweis der Tragfähigkeit von Elementdecken ist auch die Gebrauchstauglichkeit von Interesse. Sie wird durch die Verbundfuge zwischen Fertigteil und Ortbeton, jedoch

Tabelle 2.2: Einfluss der Oberflächenausführung auf die Verbundfugenspannungen parallel und senkrecht zur Fuge (Lundgren 2007)

	Besenstrich [N/mm ²]	Rechenbehandlung [N/mm ²]
parallel zur Fuge	4,00	1,00
senkrecht zur Fuge	1,60	0,70

besonders durch die Stoßfugen zwischen den einzelnen Deckenplatten beeinflusst.

2.2.5.1 Begrenzung der Rissbreiten

Bezüglich der Begrenzung der Rissbreiten gibt *Schießl (1998)* in einem Gutachten an, dass Elementdecken den gleich Anforderungen wie Ortbetondecken genügen müssen.

Risse im Beton und in Elementdecken stellen zunächst keinen Mangel dar. Durch Risse wird das unterstellte Tragverhalten im Stahlbetonbau erst möglich. Dabei werden die Zugspannungen vom Beton auf die Bewehrung übertragen und der Verbundbaustoff Stahlbeton aktiviert. Der *EC 2-1-1, NA (2013)* gibt die geltenden maximalen Werte für die zulässigen Rissbreiten w_{\max} (mm) in Stahlbetonbauteilen an. Für Innenbauteile bzw. für die Expositionsklassen X0 und XC1 beträgt der maximal zulässige Rissweite $w_{\max} = 0,4$ mm, für alle übrigen Bauteile gilt $w_{\max} = 0,3$ mm, sofern keine weiteren Anforderungen gestellt werden. *Schießl (1998)* gibt in Anlehnung an die damals geltende Norm *DIN 1045 (1988)* Werte an, wonach Innenbauteile eine maximale Rissbreite von $w_{\max} = 0,4$ mm, Außenbauteile ein maximalen Wert von $w_{\max} = 0,25$ mm aufweisen dürfen.

Sind vor der Ergänzung des Ortbetons bereits Risse im Fertigteillement vorhanden, jedoch die oben genannten Grenzen eingehalten, stellen diese grundsätzlich keinen Mangel dar. Sie entstehen durch Einwirkungen aus Schalungshaftung und Transport. Während der Betonage sickert Wasser durch den Riss und hinterlässt an der Unterseite eine weißliche Ablagerung (Calciumcarbonat). Diese kann abgebürstet werden und stellt statisch gesehen in der Regel keine Gefahr dar.

Die Rissbreite wird bei Elementdecken wie auch bei Ortbetondecken vom Bewehrungsquerschnitt sowie dem Bewehrungsdurchmesser beeinflusst. Auch die Querbewehrung hat einen Einfluss, da diese die Spannungen der Haupttragrichtung reduziert. Ein Einfluss einer Rissbreitenbegrenzung aus einer auf dem Fertigteil liegenden Bewehrung wird nach *Curbach und Brückner (2004)* sowie *Schießl (1998)* als gering bewertet.

2.2.5.2 Verformungsverhalten

Das Verformungsverhalten von Elementdecken unterscheidet sich je nach Laststufe deutlich im Vergleich zu monolithisch hergestellten Ortbetondecken. Dieses wird wesentlich durch die lokale Querschnittsschwächung im Bereich der Stoßfuge einer Elementdecken beeinflusst. Überdrückte Stoßfugen im Stützbereich haben keine Auswirkung auf das Verformungsverhalten einer Elementdecke, da diese gemäß Zulassung mit Beton verfüllt werden und keine Querschnittsschwächung darstellen.

Im Bereich der Querschnittsschwächung ist die statische Nutzhöhe der Stoßbewehrung im Vergleich zur restlichen Feldbewehrung der Platte reduziert. Dies hat nicht nur großen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Elementdeckenkonstruktion, sondern beeinflusst besonders die Gebrauchstauglichkeit durch erhöhte Durchbiegung und Rissbildung der Deckenkonstruktion.

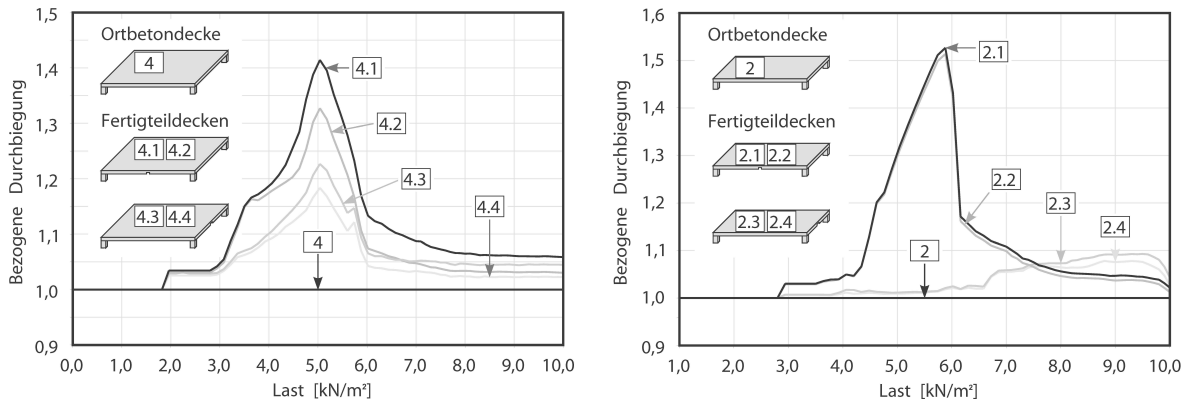


Abbildung 2.19: Durchbiegung der Flachdecken bezogen auf die Ortbetonausführung aus *Curbach und Brückner (2006)*

Um die reduzierte Tragfähigkeit durch den Höhenunterschied der Bewehrung zu kompensieren, muss der Bewehrungsquerschnitt der Stoßbewehrung im Verhältnis der Nutzhöhenänderung erhöht werden. Aus der Querschnittsschwächung der Elementdecke resultiert eine frühe Rissbildung, die in einem relativ frühen Stadium eine Umlagerung der Belastungen in die angrenzenden Feld- und Stützmomente auslöst.

Curbach und Brückner (2004) vergleichen in einer nicht-linearen numerischen Untersuchung das Verformungsverhalten von Flachdecken in Element- und Ortbetonbauweise miteinander. Sie stellen fest, dass der Unterschied der Durchbiegung der Elementdecke im Vergleich zur Ortbetondecke lastabhängig verläuft. Auf niedrigem Lastniveau ist die Durchbiegung der Elementdecke ausgeprägt und steigt im Vergleich zur Ortbetondecke stark an. Bei der später eintretenden Erstrissbildung der Ortbetondecke steigt jedoch deren Durchbiegungen an und passt sich tendenziell der Durchbiegung einer Elementdecke an, vgl. Abb. 2.19.

Beim Durchbiegungsverlauf spielt die Richtung der Elementfuge eine Rolle, vgl. Abb. 2.19. Stoßfugen, die senkrecht zur x-Richtung der Elementplatte verlaufen, wirken sich ungünstiger auf die Durchbiegung aus als Stoßfugen parallel zur x-Richtung. Dies ist vor allem bei Platten mit gleicher Stützweite in x- und y-Richtungen zu berücksichtigen (*Curbach und Brückner 2004*).

Auf Gebrauchstauglichkeitsniveau wurde zwischen Ortbeton- und Elementdeckenkonstruktion eine Differenz der Durchbiegungen von nur noch 5 % beobachtet. Durch den erhöhten Stahlquerschnitt in der Elementplatte, insbesondere in den Stoßbereichen, unterscheiden sich die Durchbiegungen der beiden Deckenkonstruktionen nur noch gering. Die Differenz des Durchbiegungsverlaufs begründet sich durch die geringere Biegesteifigkeit in der Elementfuge und die geringere Nutzhöhe der Stoßbewehrung in der Ortbetonergänzung.

Der Einfluss der Querbewehrung auf die Durchbiegung wurde zusätzlich untersucht, da diese das Rissbild günstig beeinflusst und der Rissbreitenbegrenzung auf der Unterseite der Elementdecke dient. Es dürfen demnach für Elementdecken wie für Ortbetondecken die gleichen Bemessungsverfahren angewendet werden. Der geometrische Unterschied im Bereich der Stoßfugen ist dabei hinsichtlich des reduzierten inneren Hebelarms der Bewehrung zu berücksichtigen. Stoßfugen der Elementdecken sollen nach Möglichkeit nicht im Drillbereich liegen.

3 Materialverhalten

In diesem Kapitel wird das Werkstoffverhalten von Stahlbeton und seiner Komponenten erläutert. Das makroskopische Werkstoffverhalten des Betons, des Bewehrungsstahls und des Verbundwerkstoffs Stahlbeton kann aus experimentellen Untersuchungen abgeleitet werden. Es wird hauptsächlich auf das einaxiale Materialverhalten eingegangen sowie die in der Literatur zusätzlichen Erkenntnisse über das mehraxiale Verhalten des Werkstoffs. Die numerische Umsetzung der Werkstoffgesetze wird in Kapitel 5 erläutert.

Makroskopisch betrachtet ist Stahlbeton ein homogener Baustoff. Auf der mesoskopischen Ebene besteht er aus einem zweiphasigen Werkstoff, Beton und Bewehrungsstahl. Durch die Bestandteile und deren Interaktion untereinander resultiert ein nichtlineares Verhalten des Werkstoffverbunds. Zusätzlich beeinflussen weitere Faktoren das Werkstoffverhalten, die nachfolgend erläutert werden.

3.1 Werkstoffverhalten von Beton

Beton weist ein stark nichtlineares Materialverhalten auf. Dieses wird durch irreversible Prozesse erzeugt, die durch Haftverluste und Aufreißen des Materials entstehen (*Feenstra und de Borst 1996*). Als Grund für das nichtlineare Verhalten geben *Chen und Saleeb (1994)* den Übergang zwischen Zementmatrix und Gesteinszuschlag an. Zusätzlich weisen sie darauf hin, dass dieser Übergang bei normalfestem Beton der schwächste Punkt des Gemisches ist. Dies ist einer der Gründe dafür, dass die Zugfestigkeit des Betons im Vergleich zur Druckfestigkeit deutlich geringer ausfällt.

3.1.1 Druckverhalten des unbewehrten Betons

Die Druckfestigkeit eines unbewehrten Normalbetons ist ungefähr 10-mal so groß wie die Zugfestigkeit. Bei hochfesten Betonen steigt dieser Faktor bis auf das 20-fache an. Somit stellt die Druckfestigkeit die wichtigste Materialeigenschaft des Betons dar, was sich auch in der Tragwerksplanung von Stahlbetonbauten widerspiegelt. Im Regelfall werden die Zugspannungen des Tragwerks der Bewehrung zugeteilt. Der Beton dient zur Aufnahme der Druckspannungen.

Die Druckfestigkeit wird heute in der Regel an einem genormten Betonwürfel mit einer Kantenlänge von 15 cm bestimmt. Die Betondruckfestigkeit nach *DIN 1045 (1988)* wurde an Betonwürfeln mit einer Kantenlänge von 20 cm bestimmt.

Der Würfeldruckversuch ist für die Erzeugung eines einaxialen Druckspannungszustands in der Betonprobe ungeeignet. Bedingt durch die Lastplatten des Versuchsstands wird die Querausdehnung des Betonwürfels im Lasteinleitungsbereich behindert, vgl. Abb. 3.1. Dadurch werden Schubkräfte in den Würfel eingeleitet, die einen mehraxialen Druckspannungszustand im Probekörper erzeugen, was zu einer erhöhten Festigkeit der Probe führt (*Kupfer et al. 1969*).

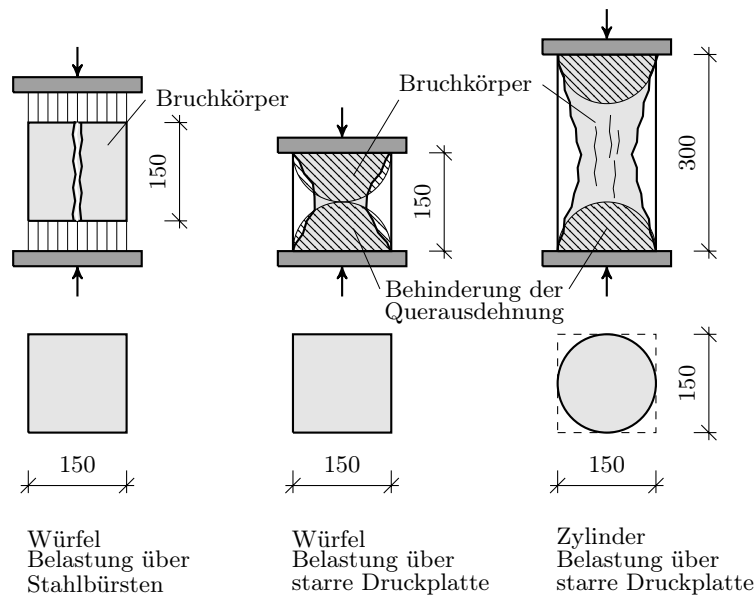


Abbildung 3.1: Einfluss der Lasteinleitung und Geometrie bei der Druckfestigkeitsprüfung unterschiedlicher Probekörper nach *Zilch und Zehetmaier (2010)*

Um ein Betonversagen unter einaxialer Druckbeanspruchung zu erzeugen, ist eine Querausdehnung des Betonkörpers notwendig. Eine Querausdehnungsbehinderung kann zu einem Verspäten oder gar Aussetzen des Nachbruchverhaltens und der Rissbildung führen (*Vonk 1993*). Zur Vermeidung eines derartigen Verhaltens kann die Last mittels Stahlbürsten eingeleitet werden. Alternativ kann der Einfluss der Querausdehnungsbehinderung im Lasteinleitungsbereich durch Erhöhung der Probenschlankheit verringert werden. Dabei ist eine Zylinderprobe mit einer Mindesthöhe von zwei Mal des Durchmessers gut geeignet. In Probenmitte kommt es zu einem relativ ungestörten Bereich einaxialer Beanspruchung.

Bei der Untersuchung der Druckfestigkeit ist neben der Lagerungsart der Proben auch eine Gestalts- und Formabhängigkeit zu beachten (*Schickert 1981*). Formbeiwerte vergleichen Probekörper mit unterschiedlicher Größe bzw. Schlankheit. Gestaltungsbeiwerte helfen die Festigkeiten von z. B. Zylindern mit Würfeln bzw. Prismen zu vergleichen. Festigkeitswerte diverser Betonwürfel und Zylinder mit unterschiedlichen Abmessungen können mit Gl. 3.1 nach *Zilch und Zehetmaier (2010)* verglichen werden.

$$f_{c,cyl} = 0,82 \cdot f_{c,cube(150mm)} = \frac{0,82 \cdot f_{c,cube(200mm)}}{0,95} \quad (3.1)$$

Der Wert $f_{c,cyl}$ in Gl. 3.1 bezieht sich auf eine Zylinderdruckfestigkeit mit den Zylindermaßen 30/15 cm, also einem $h/d = 2,0$. *Zilch und Zehetmaier (2010)* geben einen Umrechnungsfaktor der Würfeldruckfestigkeit mit 15 cm Kantenlänge auf die einaxiale Festigkeit von $\alpha = 0,82$ an. Die Beziehung zwischen unterschiedlichen Abmessungen und Gestaltsformen von Betonprüfkörpern zeigt qualitativ Abb. 3.2. Die Nutzung von Zylinderabmessungen h/d größer zwei hat nur einen geringen Einfluss auf die Betondruckfestigkeit und kann nach *Bonzel (1959)* berücksichtigt werden.

Normalfester unbewehrter Beton, dessen Zuschlag deutlich fester ist als die Zementmatrix, zeigt unter Druckbeanspruchung den in Abb. 3.3 qualitativ dargestellten Spannungs-Dehnungs-Verlauf. Dieser wird von *van Mier (1986)* in drei Bereiche eingeteilt:

In Bereich I wird ein linear-elastisches Verhalten angenommen, vgl. Gl. 3.2. *Chen und Saleeb (1994)* berichten, dass bis zu einer Belastung von etwa 30 % der Betondruckfestigkeit f_c die

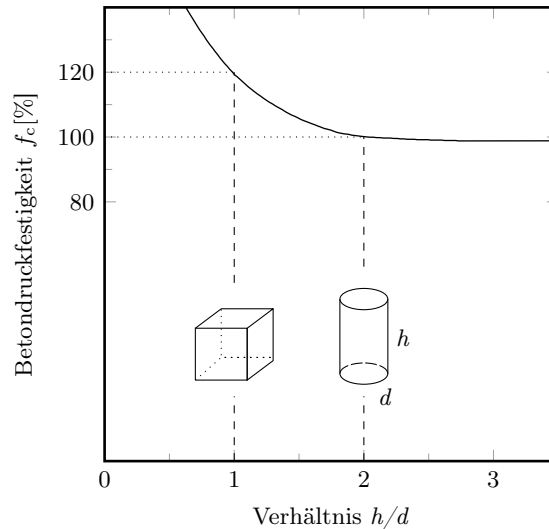


Abbildung 3.2: Qualitative Darstellung des Form- bzw. Gestaltbeiwertes (*Schickert 1981*)

bereits vor der Belastung bestehenden Risse fast unverändert bleiben. Die vorhandene Energie reicht zum Erzeugen neuer Risse nicht aus. *Vonk (1992)* beschreibt diese Risse als stabil, da sie nur unter Lastzunahme weiter anwachsen. Wie in Abb. 3.3 zu sehen ist, existieren bereits nach dem Abbinden des Betons, z. B. durch Schwinden, erste Mikrorisse im Beton.

Der *EC 2-1-1 (2011)* und der Model Code (*CEB 2010*) geben den Übergangswert des elastischen Bereichs in den darauffolgenden Vorbruchbereich mit 40 % der Betondruckfestigkeit an.

$$\sigma_1(\varepsilon_c) = E_{cm} \cdot \varepsilon_c \quad (3.2)$$

Mit zunehmender Druckbelastung wird der Vorbruchbereich eingeleitet, Bereich II. Dieser ist von einem immer flacher werdenden, nichtlinearen Kurvenverlauf gekennzeichnet. Die Nichtlinearität begründet sich durch das Anwachsen vorhandener Mikrorisse. Diese vereinigen sich, es entstehen sichtbare Risse in der Zementmatrix.

Die maximale Druckfestigkeit f_c leitet den Nachbruchbereich ein, Bereich III. *Vonk (1992)* bezeichnet die dann entstehenden und sich aufweitenden makroskopischen Risse als instabil. Dies bedeutet, dass die Belastung reduziert werden muss, um ein kontrolliertes Bruchverhalten zu bewirken. In einem weggesteuerten Versuch führt dies zur örtlichen Ausbildung von makroskopischen Rissen (*localisation*). Der übrige Probenbereich außerhalb dieser sogenannten Rissprozesszone wird dabei entlastet (*Hillerborg 1983*). Erstmalig konnte *van Mier (1986)* das Nachbruchverhalten experimentell nachweisen und den theoretischen Verlauf unter Berücksichtigung der Versagensform aufzeigen, vgl. Abb. 3.3.

Eine mathematische Beschreibung des Bereichs II geben der *EC 2-1-1 (2011)* und der Model Code (*CEB90 1993*) mit Gl. 3.3 an, sie basiert auf der Beschreibung nach *Thorenfeldt et al. (1987)*. Der angegebene Elastizitätsmodul E_{ci} muss für die Beschreibung modifiziert werden, um einen durchgehenden Spannungs-Dehnungs-Verlauf im Übergang von Bereich I zu Bereich II zu erhalten. Die Modifizierung mit Gl. 3.4 erlaubt die Verwendung des Elastizitätsmoduls E_{cm} der Normen (*CEB 2010; EC 2-1-1 2011*), der sich als Sekantenmodul auf die Festigkeit von 40 % der Druckfestigkeit bezieht (*Mark 2006*).

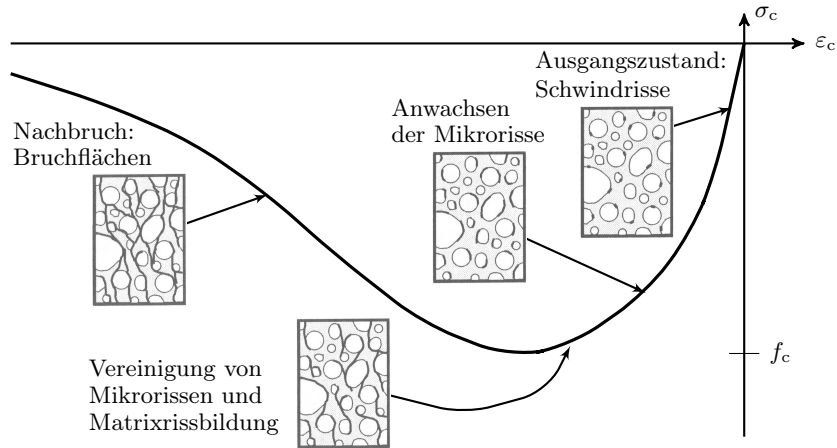


Abbildung 3.3: Einachsiges Versagen von Beton unter Druckbeanspruchung (van Mier 1986)

$$\sigma_2(\varepsilon_c) = \frac{E_{ci} \cdot \frac{\varepsilon_c}{f_c} + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2}{1 - \left(E_{ci} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{f_c} - 2\right) \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)} \cdot f_c \quad (3.3)$$

$$E_{ci} = \frac{2}{3 \cdot E_{cm}} \cdot \left(\frac{f_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2 - \frac{4 \cdot f_c}{3 \cdot \varepsilon_{c1}} + \frac{5}{3} \cdot E_{cm} \quad (3.4)$$

Die zur maximalen Druckspannung f_c zugehörige Bruchdehnung ε_{c1} kann in Anlehnung an den *EC 2-1-1 (2011)* mit Gl. 3.5 aus der mittleren Druckfestigkeit f_{cm} bestimmt werden.

$$\varepsilon_{c1} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8\text{‰} \quad (3.5)$$

Der Bereich III wird im *EC 2-1-1 (2011)* und dem Model Code (*CEB 2010*) nicht definiert. Die für den Bereich II angegebene Gl. 3.3 wird auf eine maximale rechnerische Bruchdehnung von $\varepsilon_{cu} = -3,5\text{‰}$ begrenzt (*EC 2-1-1 2011*).

Der Nachbruchbereich unter Druckbeanspruchung kann unter Berücksichtigung vieler Parameter proben- und elementunabhängig beschrieben werden. *Pölling (2001)* gibt eine ausführliche mathematische Beschreibung des Bereichs unter Berücksichtigung der Probenhöhe an.

Das Nachbruchverhalten von unbewehrtem Beton unter Druckbeanspruchung ist abhängig von der Probenhöhe, vgl. Abb. 3.4 (van Mier 1986). *Vonk (1993)* bestätigt diese Beobachtung und fügt weitere Faktoren wie Probenform und Lasteinleitung an, die das Nachbruchverhalten beeinflussen. In seinen Untersuchungen zeigt er, dass das Versagensbild unter Druckbeanspruchung aus einer Kombination aus lokalem und gleichmäßig über den Prüfkörper verteiltem Versagen besteht. Das gleichmäßig über den Prüfkörper verteilte Versagen erklärt sich durch die Rissverteilung des Druckversuchs und der damit verbundenen Volumenzunahme. In diesem Zusammenhang hat *Vonk (1992)* die Bruchenergie G_c eingeführt, die der Fläche unter der Spannungs-Dehnungs-Kurve im Nachbruchbereich entspricht. Als Größenordnung für die spezifische Bruchenergie werden Werte zwischen 10 N/mm bis 25 N/mm angegeben. *Winkler (2001)* gibt ein exponentielles Entfestigungsgesetz des Betons unter Druckbeanspruchung in Abhängigkeit der Bruchenergie G_c nach *Lackner (1999)* an, vgl. Gl. 3.6.

$$\sigma_2(\varepsilon_c^{pl}) = f_{cm} \exp\left(-\frac{(\varepsilon_c^{pl} - \varepsilon_{c1}^{pl})^2}{(\varepsilon_{c2}^{pl})^2}\right) \quad \text{mit} \quad \varepsilon_{c2}^{pl} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \cdot \frac{G_c}{h \cdot f_{cm}} \quad (3.6)$$

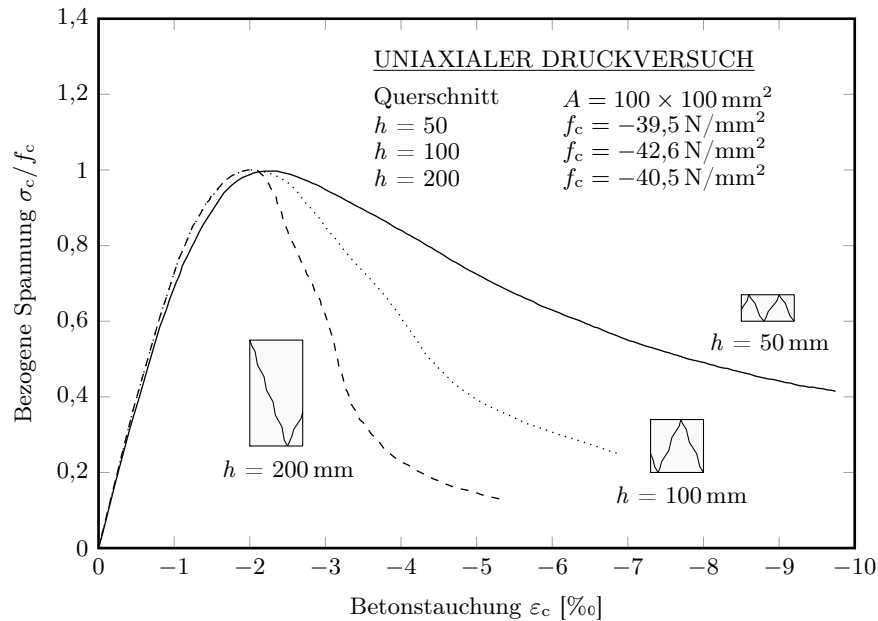


Abbildung 3.4: Einfluss der Probengröße auf das einaxiale Druckverhalten des Betons nach *van Mier (1986)*

3.1.1.1 Elastizitätsmodul E_c

Das Werkstoffverhalten des einaxial druckbeanspruchten Betons wird zusätzlich mit dem Elastizitätsmodul E_c und der Querdehnzahl ν beschrieben. Der Elastizitätsmodul E_c gibt die Steigung der Spannungs-Dehnungs-Linie im Ursprung unter einer Druck- und Zugbeanspruchung wieder.

In den Normenwerken wird zwischen Tangenten- und Sekantenmodul unterschieden. Der Tangentenmodul beschreibt das Materialverhalten im Anfangsbereich einer Druckbeanspruchung sowie im Zugbereich. Der Sekantenmodul gibt die Steigung vom Ursprung bis zu 40 % der Druckfestigkeit und der zugehörigen Gesamtdehnung wieder. Er berücksichtigt die anfänglichen plastischen Anteile des Materials bis zur genannten Druckfestigkeitsgrenze.

Der Elastizitätsmodul kann nach Model Code (*CEB 2010*) als Sekantenmodul aus der einaxialen Druckfestigkeit f_c mit Gl. 3.7 abgeleitet werden. Der Einfluss der verwendeten Gesteinskörnung kann mit den Beiwerten aus Tab. 3.1 berücksichtigt werden.

$$E_c = E_{cm} = E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck} + \Delta f}{10} \right)^{1/3} \quad (3.7)$$

Tabelle 3.1: Beiwerte der Gesteinskörnung (*EC 2-1-1 2011*) und (*CEB 2010*)

Gesteinsart	α_E
Basalt, dichtes kalkhaltiges Gestein	1,20
quarzhaltiges Gestein	1,00
kalkhaltiges Gestein	0,90
sandsteinhaltiges Gestein	0,70

Die Querdehnzahl ν beschreibt das Materialverhalten senkrecht zur Beanspruchungsrichtung. Sie verhält sich im Bereich von $-0,6 \cdot f_{ck} < \sigma_c < 0,8 \cdot f_{ctk}$ konstant mit Werten zwischen 0,14

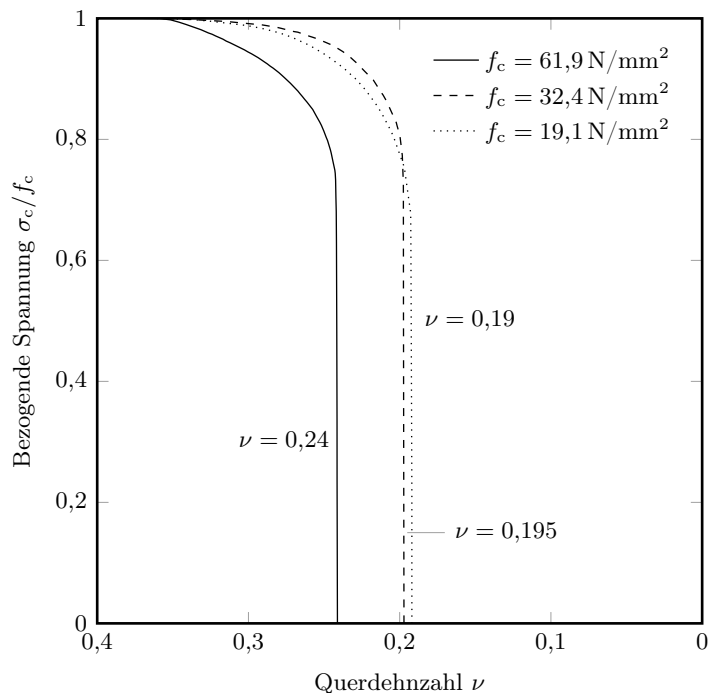


Abbildung 3.5: Querdehnzahl im Verhältnis zur vorhandenen Spannung (*Chen und Saleeb 1994*)

und 0,26 (*CEB 2010*). Für Druck geben *Stempniewski und Eibl (1996)* bis 80 % der Druckfestigkeit Werte zwischen 0,15 und 0,22 an. Im weiteren Spannungsverlauf bis zur Bruchfestigkeit steigt dieser Wert auf bis zu 0,40 an. Dies bedeutet, dass bis zu einer Belastung von 80 % das Volumen stetig linear abnimmt und darüber hinaus ansteigt, bis es kurz vor dem Erreichen der Druckfestigkeit sein Maximum erreicht, vgl. Abb. 3.5 (*Chen und Saleeb 1994*). Die Volumenzunahme begründen *Stempniewski und Eibl (1996)* mit der Auflockerung der inneren stark heterogenen Betonstruktur.

3.1.2 Zugtragverhalten des unbewehrten Betons

Zur Bestimmung des Betonverhaltens unter Zugbeanspruchung werden üblicherweise Biege-, Spalt- und zentrische Zugversuche durchgeführt. Die drei Zugfestigkeiten können nach dem Model Code (*CEB90 1993*) mit der in Gl. 3.8 gegebenen Beziehungen verglichen werden. Zentrische Zugversuche sind sehr aufwendig und reagieren sensibel auf Exzentrizitäten der Lasteinleitung. Dies kann zu stark streuenden Ergebnissen führen und bedarf besonderer Sorgfalt (*Remmel 1994*).

$$f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} = f_{ct,fl} \cdot \frac{1,5 \cdot (h_b/h_0)^{0,7}}{1 + 1,5 \cdot (h_b/h_0)^{0,7}} \quad (3.8)$$

Im Model Code (*CEB 2010*) wird zur Umrechnung der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ in die einaxiale Betonzugfestigkeit ein Faktor von 1,0, abweichend von dem in Gl. 3.8 angegebenen Faktor von 0,9 angegeben. Es wird auf neue Erkenntnisse aus der Forschung verwiesen, die auf den Untersuchungen von *Malárics (2011)* beruhen. Dort werden teilweise auch Werte über 1,0 angegeben.

Wird die Zugfestigkeit eines Betons f_{ctm} nicht experimentell bestimmt, kann sie nach Gl. 3.9 aus der charakteristischen einaxialen Betondruckfestigkeit f_{ck} abgeschätzt werden.

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \quad (3.9)$$

An der Beschreibung des zentrischen Zugversuchs kann das Verhalten des Betons unter einaxialer Zugbeanspruchung sehr gut veranschaulicht werden. Nach *van Mier (1986)* werden im Materialverhalten drei Phasen unterschieden: die Mikrorissbildung (*microcracking*), das Zusammenwachsen der Risse (*crack joining*) und die Rissentstehung in einer lokalen Prozesszone (*localisation*), vgl. Abb. 3.6.

In der ersten Phase des Materialverhaltens unter Zug (Bereich I) bilden sich im Bauteilinneren erste Mikrorisse, verursacht durch die Erstbelastung. Bei der Beschreibung der Betonarbeitslinie unter Zug kann davon ausgegangen werden, dass der Spannungs-Dehnungs-Verlauf bis etwa 60–80 % der Betonzugfestigkeit linear-elastisch verläuft.

Die anfänglichen Mikrorisse können je nach Festigkeitsentwicklung des Betons bereits vor der Belastung durch Hydratation und des damit verbundenen Schwindens entstehen. Die Mikrorisse bilden sich bei normalfesten Betonen zwischen der Zementmatrix und dem Korngerüst. Bei höherfesten Betonen ist dies weniger stark ausgeprägt, woraus eine anfänglich höhere Zugfestigkeit der Betone resultiert. Es entstehen weniger Mikrorisse, was im Bruchzustand ein spröderes Versagen zur Folge hat.

Der Model Code (*CEB 2010*) gibt für den Vorbruchbereich bis zur Zugfestigkeit f_{ct} eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung an. Vereinfacht darf bis zum Erreichen der Zugfestigkeit auch ein durchgehend linear-elastisches Verhalten angenommen werden.

Im weiteren Verlauf der Arbeitslinie wachsen die Mikrorisse an und schließen sich zu feinsten Haarrissen zusammen (Bereich II). Bei weiterer Belastung bilden sich Nichtlinearitäten, die sich lokal in einer Rissprozesszone ausbilden und zu einem mesoskopischen Riss zusammenlaufen (Erreichen der Zugfestigkeit und Übergang zum Bereich III).

Mit Erreichen der Zugfestigkeit an der schwächsten Stelle der Betonprobe findet eine Umlagerung der Kräfte statt. Während lokal die Mikrorisse zusammenwachsen und das Versagen in der Prozesszone h^* (Rissbandbreite) eintritt, wird die restliche Probe entlastet (*Hillerborg 1983*), vgl. Abb. 3.6. Diese Beschreibung ist besonders für heterogene Materialien zutreffend, bei homogenen Stoffen wie Stahl tritt bereits bei der ersten Rissbildung ein vollständiges Versagen ein (*van Mier 1986*).

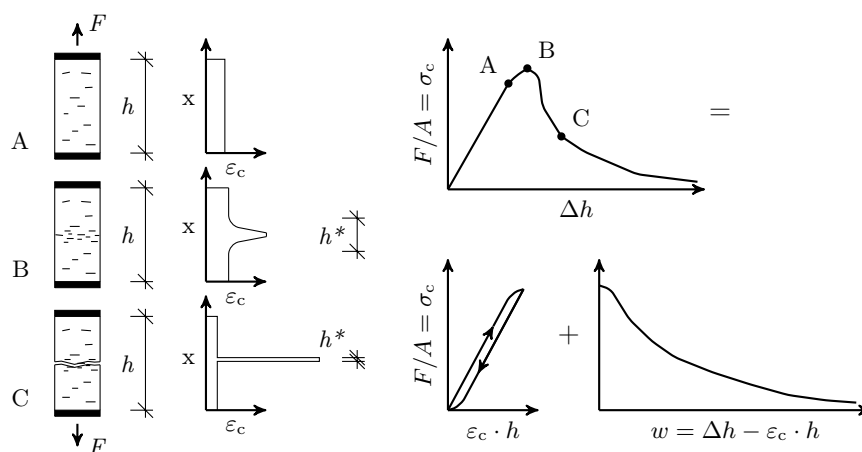


Abbildung 3.6: Versagen des unbewehrten Betons unter Zugbeanspruchung nach *Duda (1991)*

Durch die beschriebene Lastumlagerung ist das Nachbruchverhalten des Betons abhängig von der Probengröße (*van Mier 1984*). Um eine objektive Darstellung zu erhalten, muss bei der Beschreibung als Spannungs-Dehnungs-Verlauf die Probengröße berücksichtigt werden (*Bazant*

und Oh 1983; Dahlblom und Ottosen 1990). In der Literatur wird hierzu auf die Beschreibung des Nachbruchverhaltens als Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung verwiesen (Hillerborg 1983; van Mier 1986; Vonk 1992; Feenstra 1993; Rots 1988; Hordijk 1992). Als Grundmodell dient das „Fictitious Crack Model“ nach Hillerborg (1983). Mit einem Rissöffnungsgesetz wird ein probenunabhängiger abfallender Ast des Nachbruchbereichs als Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Bažant und Oh (1983) möglich. Mit Hilfe einer charakteristischen Länge l_t wird die Rissöffnung in eine inelastische bzw. plastische Dehnung umgerechnet.

Die einfachste Beschreibung einer Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung ist ein linearer Verlauf, welcher mit Überschreiten der Betonzugfestigkeit f_{ctm} konstant bis zur maximalen Rissbreite w_c abfällt.

Der Model Code (CEB 2010) gibt einen bilinearen Entfestigungsverlauf für die Rissöffnung gemäß Gl. 3.10 an. Dabei sind w die zunehmende Rissbreite, w_1 die Rissöffnung bei 20% der Zugfestigkeit und w_c die maximale Rissöffnung bei einer Spannung von $\sigma_{ct} = 0 \text{ N/mm}^2$. Die Rissbreiten w_1 und w_c ergeben sich zu $w_1 = G_F/f_{ctm}$ bzw. $w_c = 5 \cdot G_F/f_{ctm}$. Die Bruchenergie kann nach Gl. 3.11 bestimmt werden.

$$\begin{aligned} \sigma_{ct} &= f_{ctm} \cdot \left(1,0 - 0,8 \cdot \frac{w}{w_1}\right) && \text{für } w \leq w_1 \\ \sigma_{ct} &= f_{ctm} \cdot \left(0,25 - 0,05 \cdot \frac{w}{w_1}\right) && \text{für } w_1 < w \leq w_c \end{aligned} \quad (3.10)$$

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad (3.11)$$

Hordijk (1992) gibt den in Gl. 3.12 kontinuierlichen Nachbruchverlauf des Betons an. Die Konstanten c_1 und c_2 können mit $c_1 = 3,0$ und $c_2 = 6,93$ angenommen werden. Die maximale Rissbreite w_c wurde in Abhängigkeit der Bruchenergie G_F aus Gl. 3.14 angegeben (CEB90 1993). Im Vergleich zum Model Code (CEB 2010) ergeben sich bei der Ermittlung der maximalen Rissbreite unter Annahme eines Größtkorns d_g von 16 mm kleinere Abweichungen.

$$\frac{\sigma_{ct}}{f_{ct}} = \left(1 + \left(c_1 \cdot \frac{w}{w_c}\right)^3\right) \cdot e^{-c_2 \cdot \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + c_1^3)e^{-c_2} \quad (3.12)$$

$$w_c = 5,14 \cdot G_F/f_{ct} \quad (3.13)$$

$$G_F = G_{F0} \cdot \left(\frac{f_c}{10 \text{ N/mm}^2}\right)^{0,7} \quad (3.14)$$

Tabelle 3.2: Beiwerte zur Bestimmung der Bruchenergie

d_g (Größtkorn)	G_{F0}
8 mm	25 N/m
16 mm	30 N/m
32 mm	58 N/m

Hordijk (1991) hat den Einfluss verschiedener Parameter auf den aus Gl. 3.12 resultierenden Nachbruchverlauf betrachtet. Dabei macht er deutlich, dass besonders bei der Annahme der

Bruchenergie bisher keine Übereinstimmung der Versuchsergebnisse diverser Forschungsanstrengungen vorliegt. Ein Grund dafür sind die Parameter wie Betonzugfestigkeit, Elastizitätsmodul oder verwendetes Größtkorn, die sich größtenteils gegenseitig beeinflussen.

Die verwendete Bruchenergie G_F ist unabhängig von der Probenlänge und entspricht der Energie, die zur Schädigung eines Einheitsflächenelements nötig ist. Sie entspricht dem Flächeninhalt unter der Spannungs-Rissöffnungs-Linie einer Probe bei der Entstehung eines Risses (*van Mier 1986*). Die Bruchenergie kann als Materialparameter angesehen werden.

Neuere Forschungsergebnisse geben an, dass neben dem Einfluss des Größtkorns auch der Wasser-Zement-Wert, das Alter und die Aushärtebedingungen des Betons einen signifikanten Einfluss auf die Bruchenergie haben (*fib/Bulletin42 2008*). Daher wird im Model Code (*CEB 2010*) eine Ermittlung der Bruchenergie ohne Berücksichtigung des Größtkorndurchmessers vorgeschlagen, vgl. Gl. 3.11.

Die Nachbruchverläufe der unterschiedlichen Ansätze werden in Abb. 3.7 bezogen auf die maximale Rissöffnung w_c des Model Codes (*CEB 2010*) gegenübergestellt.

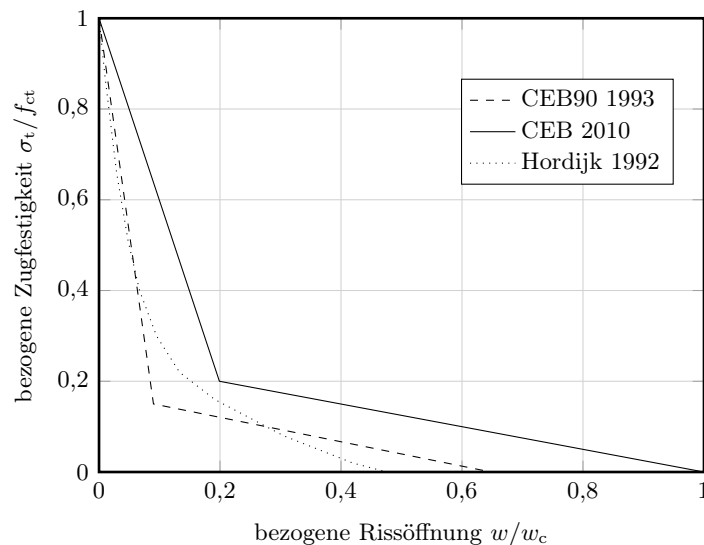


Abbildung 3.7: Darstellung verschiedener Nachbruchverläufe unter Zugbeanspruchung

3.1.3 Biaxiales Verhalten

Für die Beschreibung des biaxialen Materialverhaltens von Beton ist es ratsam, zwischen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen und der Versagenskurven zu unterscheiden. Die Versagenskurven lassen sich für jede Kombination der Hauptnormalspannungen eindeutig bestimmen, vgl. Abb. 3.8, während es für die Formulierung einer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen kein eindeutiges Stoffgesetz gibt (*Stempniewski und Eibl 1996*). Lediglich die maximalen Spannungen der Versagenskurven im Bruchzustand stimmen mit denen der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen überein. Eine Versagenskurve gibt somit die Spannungsmaxima in den Spannungs-Dehnungs-Beziehungen wieder.

Die ersten Untersuchungen zum biaxialen Materialverhalten wurden von Kupfer durchgeführt und in (*Kupfer et al. 1969*) veröffentlicht. Eine ausführliche Versuchsbeschreibung findet sich in *Kupfer (1973)*. Es wurden Betonscheiben mit den Abmessungen 200/200/50 mm unter verschiedenen Hauptspannungskombinationen σ_1/σ_2 beansprucht. Als Ergebnis werden die zu den einzelnen Hauptspannungskombinationen zugehörigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen angegeben sowie die daraus resultierende Bruchumhüllende des Betons für biaxiale Spannungszustände, vgl. Abb. 3.8a.

Kupfer (1973) unterscheidet drei wesentliche Beanspruchungskombinationen: Biaxialen Zug, biaxialen Druck und eine biaxiale Kombination aus Zug- und Druckbeanspruchung.

Bei biaxialer Druckbeanspruchung stellen die Autoren fest, dass die Druckfestigkeit des Betons bei einem Spannungs-Verhältnis von $\sigma_1/\sigma_2 = -1,0/-0,5$ um bis zu 25 % gegenüber der einaxialen Druckfestigkeit ansteigt. Bei gleicher Beanspruchung in beide Richtungen, also einem Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2 = -1,0/-1,0$, kann im Bruchzustand eine Steigerung der Betondruckfestigkeit von 16 % bestimmt werden, vgl. Abb. 3.8a.

Der biaxiale Druck-Zug-Bereich stellt den Übergang vom einaxialen Druckverhalten zum einaxialen Zugtragverhalten dar. Dabei fällt auf, dass die Druckfestigkeit fast linear mit zunehmender Zugbeanspruchung abfällt. Unter biaxialer Zug-Zug-Beanspruchung entspricht die maximal aufnehmbare Zugfestigkeit ungefähr der einaxialen Zugfestigkeit des Betons.

Das Dilatanzverhalten bei mehraxialer Beanspruchung ist dem des Einaxialen gleich, siehe auf Seite 30 im Zusammenhang mit der Querdehnzahl ν . Das Volumen erreicht bei etwa 80 % der Druckfestigkeit seinen geringsten Wert und nimmt darüber hinaus infolge einer Gefügeveränderung wieder zu (*Chen und Saleeb 1994*).

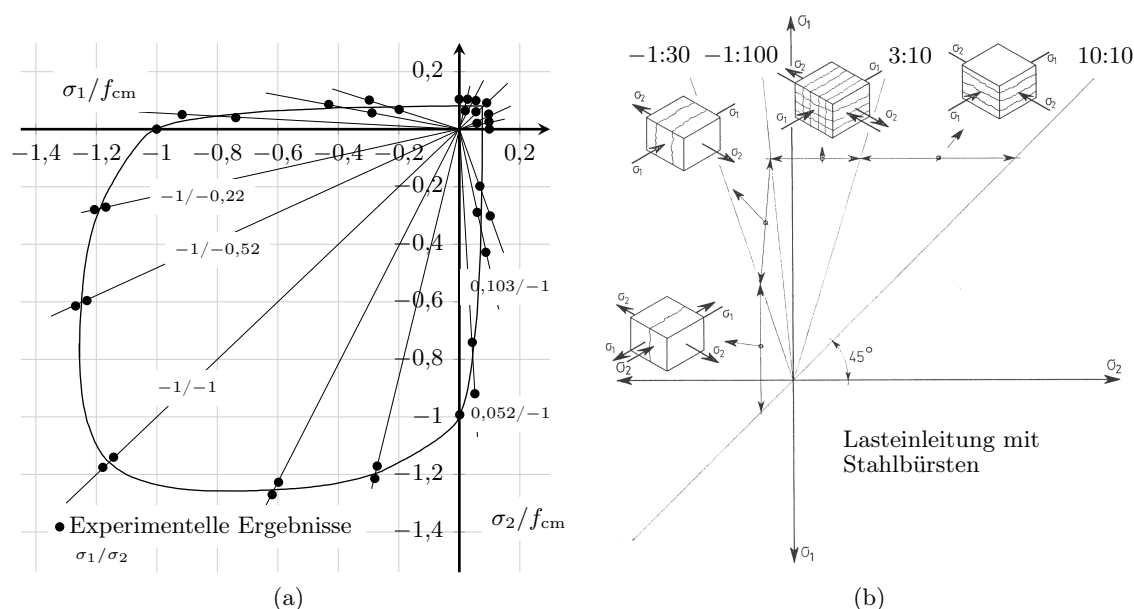


Abbildung 3.8: (a) Versagensvorgang des unbewehrten Betons (*Kupfer 1973*), (b) Versagensmodi unter biaxialer Belastung (*Nelissen 1972*)

Weitere Untersuchungen zum biaxialen Materialverhalten wurden von *Nelissen (1972)* an Würfeln mit einer Kantenlänge von 20 cm durchgeführt. Die verschiedenen Versagensmodi des unbewehrten Betons sind in Abb. 3.8b zusammengefasst, die Lasteinleitung erfolgt mittels Stahlbürsten. Dabei gibt der Autor ebenfalls die drei Bereiche des reinen Zugs, des Übergangs von Zug- zur Druckbeanspruchung sowie des Drucks wieder.

Im biaxialen Zug-Zugbereich beobachtet *Nelissen (1972)* unabhängig vom Spannungszustand einen einzelnen Riss, jeweils senkrecht zur maximalen Zugbeanspruchung. Im Übergang zum Druckbereich beobachtet er das gleiche Versagensbild bis zu einer Zugbeanspruchung von 1:30 der Druckbeanspruchung.

Für größere Druckbeanspruchungen stellen sich im Übergang der Zug- zur Druckbeanspruchung im Versagenszustand mehrere Risse senkrecht zur Zugbeanspruchungsrichtung ein. Dieses Versagensbild besteht bis zu einem Beanspruchungsverhältnis von -1:100. Darüber hinaus sind senkrecht zur Druckbeanspruchung sowie senkrecht zur unbeanspruchten Fläche Risse zu sehen. Es bilden sich Betonstäbchen mit Kantenabmessungen zwischen 3–4 cm, vgl. Abb. 3.8.

Das beobachtete Versagensbild konnte im reinen Druck-Druckbereich bis zu einem Spannungsverhältnis der Druckbeanspruchungen von 3:10 beobachtet werden. Darüber hinaus stellt sich ein Bruchbild aus mehreren Rissen parallel zur unbeanspruchten Oberfläche des Probewürfels im Abstand von 3–4 cm ein.

3.1.4 Triaxiales Verhalten

Anhand von Triaxialversuchen kann das Werkstoffverhalten von Beton im räumlichen Spannungszustand ermittelt werden. Ausführliche Untersuchungen wurden von *van Mier (1984)*, *Guo et al. (1995)*, *Scholz et al. (1995)*, *Rogge (2003)* sowie *Speck und Curbach (2010)* durchgeführt. Alle Versuche belegen übereinstimmend, dass es durch eine zusätzliche Druckbeanspruchung in dritter Richtung zu einer Behinderung der Mikrorissbildung und somit zu einer weiteren Erhöhung der Tragfähigkeit kommt.

Im triaxialen Zugbereich ist davon auszugehen, dass ähnlich dem Verhalten unter biaxialer Beanspruchung die maximale Hauptzugspannung maßgebend wird und diese nicht von den anderen Zugbeanspruchungen beeinflusst wird (*Pölling 2001*). Wie in Abb. 3.9b zu sehen, stellt sich bei einer reinen Zugbeanspruchung ein Trennbruch ein, ungefähr senkrecht zur Richtung der maximalen Hauptspannung (*van Mier et al. 1987*). Wird der Querdruck gesteigert, geht der Trennbruch in einen Gleitbruch mit Einzelriss über, bis bei dreiaxialer Druckbeanspruchung eine ausgeprägte Gleitfläche entsteht (*van Mier et al. 1987*). Der gemischte Zug-Druckbereich verhält sich ebenfalls ähnlich dem Verhalten unter biaxialer Beanspruchung.

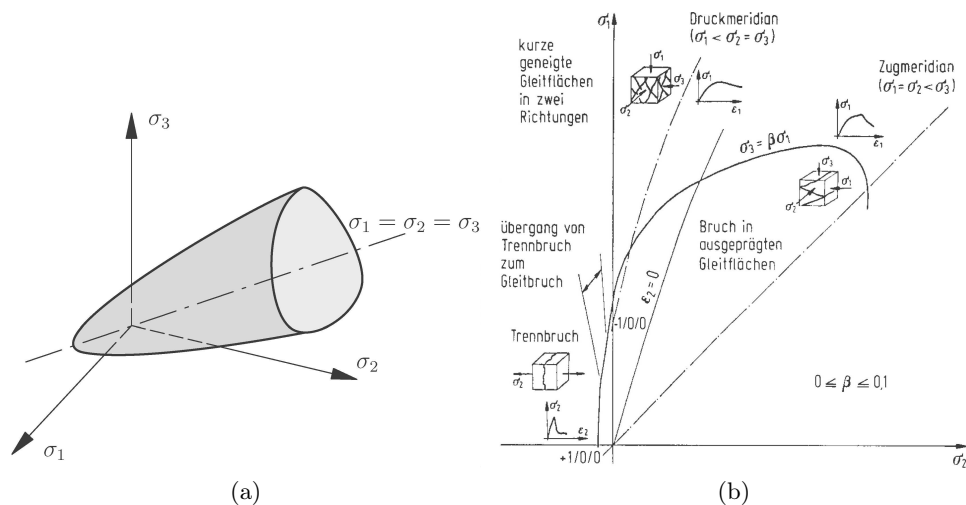


Abbildung 3.9: (a) Triaxiale Versagensfläche (*Huber 2006*), (b) triaxiale Versagensmoden nach *van Mier et al. (1987)*

Triaxialversuche unter reiner Druckbeanspruchung können sowohl an Zylindern als auch an Würfeln durchgeführt werden. Dabei wird bei Zylindern über einen Flüssigkeitsdruck eine gleichmäßige Druckspannung in beide Querrichtungen eingeleitet, während die Belastung bei Würfeln über Stempel bzw. Stahlbürsten eingebracht wird. Es kann festgehalten werden, dass mit zunehmendem Umschnürungsdruck auch die maximal mögliche Druckspannung in dritter Richtung ansteigt. Die Bruchart und die Spannungs-Dehnungs-Beziehung der Triaxialversuche hängen von der vorhandenen Spannungscombination ab. Das Versagensbild verändert sich grundsätzlich, sobald die triaxiale Druckbeanspruchung in den Bereich des hydrostatischen Druckes kommt. Dabei wird das Wachstum der Mikrorisse vollends unterbunden und eine Bruchspannung kann nicht mehr erreicht werden, vgl. Abb. 3.9 (*van Mier et al. 1987*).

3.2 Betonstahl

Betonstahl weist durch eine Kalt- bzw. Warmverformung deutlich höhere Festigkeiten im Vergleich zu Baustahl auf. Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten der zwei Verfestigungsmöglichkeiten wird in Abb. 3.10 gegenübergestellt. Dabei verhält sich das Material bis zur Streckgrenze f_y überwiegend linear-elastisch. Darüber hinaus kommt es bei warmgewalztem Stahl zu einer Veränderung des Stahlgefüges, die Dehnung nimmt überproportional zu, während die Spannung abnimmt bzw. konstant bleibt (Fließplateau). Danach kann die Last bis zum Erreichen der Zugfestigkeit f_t gesteigert werden. Das Fließplateau wird bei kaltverformten Stahl im Werk bestimmt, die Streckgrenze wird bei einer Dehnung von 0,2 % festgelegt. Der Spannungs-Dehnungs-Verlauf gilt sowohl für Zug- als auch Druckbeanspruchungen, sofern das seitliche Ausweichen des Betonstahlstabs gesichert ist.

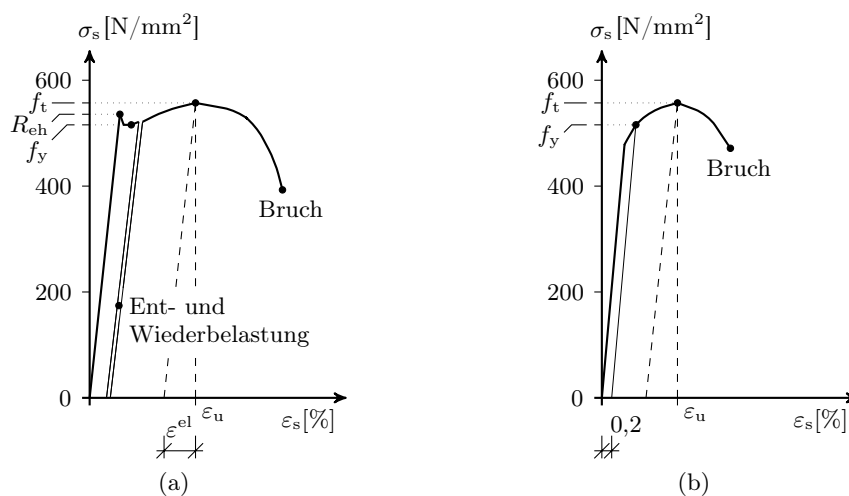


Abbildung 3.10: Typische Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für (a) warmgewalzten und (b) kaltgewalzten Betonstahl nach *Brameshuber et al. (2013)*

Mehlhorn (1996) gibt an, dass sich im Betonstahl unter Belastung eines Stahlbetonkörpers nur ein einachsiger Spannungszustand einstellt, weshalb nur das einaxiale Materialverhalten des Betonstahls von Interesse ist. Bis zur Streckgrenze darf angenommen werden, dass sich der Betonstahl linear-elastisch verhält. Der Elastizitätsmodul, die Streckgrenze und die Zugfestigkeit mit der zugehörigen Dehnung können experimentell im einaxialen Zugversuch bestimmt oder alternativ den Normenwerken entnommen werden.

Für den Betonstahl wird im *EC 2-1-1 (2011)* sowie dem Nationalen Anhang die Streckgrenze mit $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$ angegeben, der mittlere Elastizitätsmodul beträgt $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$. Die rechnerische Zugfestigkeit beläuft sich auf $f_t = 525 \text{ N/mm}^2$, die Bruchdehnung ε_u wird mit 25 ‰ angegeben.

Eine mathematische Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verlaufs gibt das Ramberg-Osgood-Polynom in Gl. 3.15 wieder, es besteht aus einem elastischen und einem plastischen Summanden. Der Exponent m beschreibt die Stahlkennlinie im Verfestigungsbereich. Im Grenzzustand des Parameters $m = \infty$ wird ein bilinearer Spannungs-Dehnungs-Verlauf beschrieben, in dem keine Spannungszunahme nach Überschreiten der Streckgrenze stattfindet.

Dilger (1966) gibt für die Konstante K in Gl. 3.15 den Wert 0,002 an. Bei kaltverformten Betonstäben gibt er für den Exponenten m Werte zwischen 10 und 25, bei warmverformten Stäben $m = \infty$ an. *Kreller (1990)* gibt für kaltverformte Stähle den Exponenten m in Ab-

hängigkeit der Streckgrenze f_y , der Zugfestigkeit f_t und der Bruchdehnung ε_u mit Gl. 3.16 an.

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + K \cdot \left(\frac{\sigma_s}{f_y} \right)^m \quad (3.15)$$

$$m = \frac{\ln(\varepsilon_u/0,002)}{\ln(f_t/f_y)} \quad (3.16)$$

3.2.1 Gitterträger

Zur Übertragung von Verbund- und Schubkräften werden im Fertigteilbau sogenannte Gitterträger verwendet. Diese stellen ein räumliches Fachwerk dar, welches i. d. R. aus zwei gerippten Untergurten, einem mittig darüberliegendem glatten Obergurt sowie zwei schräg verlaufenden glatten Gitterträgerdiagonalen besteht. Die Diagonalen werden im regelmäßigen Abstand jeweils im Wechsel am Ober- und Untergurt angeschweißt.

Im Fall einer Rissbildung der Verbundfuge zwischen den beiden Betonschichten werden die Gitterträger aktiviert und sollen so eine weitere uneingeschränkte Nutzung der Elementdeckenkonstruktion ermöglichen. Gitterträger werden nicht im *EC 2-1-1 (2011)* geregelt, sondern unterliegen einer bauaufsichtlichen Zulassung.

3.3 Werkstoffverhalten von Stahlbeton

Die Bewehrung hat i. d. R. einen sehr großen Einfluss auf das Tragverhalten eines Stahlbetonkörpers. Während sich der Einfluss unter einer Druckbeanspruchung nur gering auswirkt, spielt vor allem beim Zugtragverhalten der Einfluss der Bewehrung eine entscheidende Rolle. Zur Berücksichtigung der Bewehrung im Beton ist es notwendig, die Ver- und Entfestigungsgesetze des unbewehrten Betons zu modifizieren.

Der Tragmechanismus des in Abb. 3.11 dargestellten Dehnkörpers wurde in Kapitel 2 anhand von Abb. 2.4 erläutert und wird hier nun hinsichtlich des Tragverhaltens genauer beschrieben. Weiterhin wirken sich Rissverzahnung und Dübelwirkung gemeinsam auf das Tragverhalten aus.

3.3.1 Rissverzahnung und Dübelwirkung

Mit Rissverzahnung wird die Übertragung von Schubspannungen in einem Riss über Kornverzahnung bezeichnet. *Duda (1991)* begründet die Kraftübertragung über einen Riss hinweg damit, dass der Riss nicht geradlinig verläuft, sondern zum größten Teil um die Gesteinskörnung herum wandert (Normalbeton). Nur wenige Gesteinskörner versagen entlang des Risses. Durch zusätzlich senkrecht zum Riss wirkende Druckkräfte und/oder die Behinderung einer weiteren Rissöffnung wird die Kraftübertragung möglich, dies kann z. B. durch eine risskreuzende Bewehrung erfolgen. Mit zunehmender Rissbreite nimmt die übertragbare Schubspannung ab.

Auf der anderen Seite wird die Dübeltragwirkung der über den Riss verlaufenden Bewehrung mit zunehmender Rissbreite erhöht. Die Bewehrung hält die beiden durch den Riss getrennten Rissufer zusammen und verhält sich wie ein Dübel. Dabei wird die Bewehrung einer großen lokalen Beanspruchung ausgesetzt (*Winkler 2001*).

3.3.2 Zugtragverhalten von bewehrtem Beton

Für das Zugtragverhalten von bewehrtem Beton hat das Mittragen des Betons zwischen den Rissen, der sogenannte Tension-Stiffening-Effekt (TSE), einen großen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten des Bauteils, da bei statisch unbestimmten Tragwerken die Verteilung der Schnittgrößen in Abhängigkeit der Steifigkeit erfolgt. Bei statisch bestimmten Systemen ist die Größe der Traglast unabhängig vom Tension-Stiffening-Effekt, es beeinflusst jedoch das Verformungsverhalten und wirkt sich auf die Stahldehnungen aus. Durch Berücksichtigung des TSEs können Verformungen und Dehnungen wirklichkeitsnah erfasst werden (Meiswinkel et al. 1995).

Die Rissbildung und der Tension-Stiffening-Effekt werden hauptsächlich vom Bewehrungsgrad, dem verwendeten Stabdurchmesser, dem Verbundverhalten und der Streuung der Betonzugfestigkeit beeinflusst (König und Tue 1996). Alvarez (1998) nennt zusätzlich die Verbundeigenschaften als weitere Einflussgröße auf die Rissbreite und den Rissabstand sowie das Maß des Mittragens des Betons auf Zug zwischen den Rissen. Die Bewehrungsführung beeinflusst den Tension-Stiffening-Effekt nicht (Kollegger 1988).

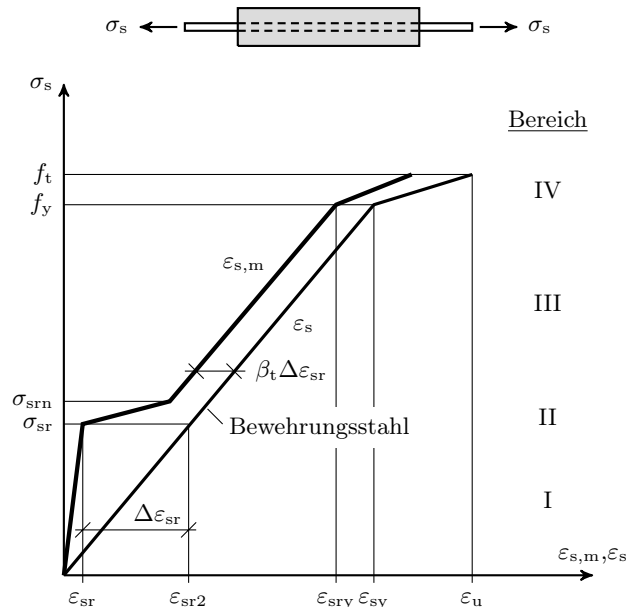


Abbildung 3.11: Tension-Stiffening-Effekt, Betonstahl (CEB90 1993)

In Abb. 3.11 wird der Einfluss des TSEs anhand eines unter einaxialem Zug beanspruchten Stahlbetonstabs erläutert. Erstmals beschäftigte sich Hartl (1977) mit der Rissbildung von zugbeanspruchten Stahlbetonbauteilen. Solange der Stahlbetonstab ungerissen ist, kann davon ausgegangen werden, dass die Dehnungen beider Materialien konstant über den gesamten Stahlbetonstab verlaufen, mit Ausnahme der Lasteinleitungsbereiche. Es herrscht „vollkommener“ Verbund zwischen den Verbundbaustoffen, Bereich I in Abb. 3.11.

Wird die Last weiter gesteigert treten erste Risse im Stahlbetonbauteil auf, im Riss bzw. in Rissnähe entsteht ein Dehnungsunterschied zwischen dem Beton und dem Bewehrungsstahl. Im Zustand der Erstrissbildung flacht der Spannungs-Dehnungs-Verlauf des Stahlbetonstabes ab, Bereich II in Abb. 3.11. Zum Vergleich ist die Kurve eines Bewehrungsstahls im nicht einbetonierten Zustand abgebildet. Im Riss des Betons entspricht die Steifigkeit einem nicht einbetonierten Bewehrungsstahls, die Betonspannung geht auf Null zurück. Im angrenzenden Bereich des Risses baut sich die Betonspannung durch Verbund über die Länge l_E erneut auf, bis wieder der Zustand I vorliegt (Bereich a_I), vgl. Abb. 3.12. Bei weiterer Laststeigerung erreicht die sich aufbauende Spannung wieder die Betonzugfestigkeit, ein neuer Riss kann

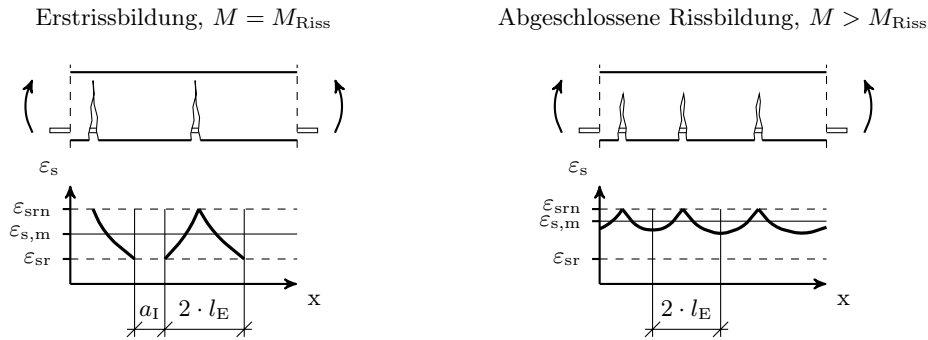


Abbildung 3.12: Rissbildung bei Biegebeanspruchung nach Schießl (1989)

entstehen, vgl. Abb. 2.4 auf S. 7. Die Rissanzahl nimmt mit steigender Last zu. Während der Rissbildung fällt die Steifigkeit des Bauteils stetig ab, bis das Rissbild abgeschlossen ist. Dies stellt den Übergang in den Bereich III dar, der als Zustand II bezeichnet wird.

Im Bereich III ändert sich die Rissanzahl in der Regel nicht, lediglich die Rissbreite wird durch weitere Laststeigerung größer. Der stetig steigende Steifigkeitsverlust resultiert aus lokaler Schädigungen des Verbunds (König und Tue 1996). Trotzdem ist es sowohl theoretisch als auch praktisch nicht auszuschließen, dass bei weiterer Laststeigerung neue Risse entstehen können (König und Tue 1996). Der vierte Bereich in Abb. 3.11 beschreibt das Verhalten zwischen der Streckgrenze und der Zugfestigkeit des Betonstahls.

Grundsätzlich kann die versteifende Wirkung des Betons zwischen den Rissen entweder in der Modifizierung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls oder in der des Betons berücksichtigt werden (Kollegger 1988; Meiswinkel et al. 1995). Die Berücksichtigung auf der Seite der Stahlkennlinie kann durch einen Modifikationsbeiwert, eine Erhöhung des Elastizitätsmoduls oder des Bewehrungsquerschnitts erfolgen. Auf der Betonseite wird in der Regel den gerissenen Betonelementen eine fiktive Zugspannung zugewiesen (Pardey 1994).

Bereich I

$$\varepsilon_{s,m} = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad 0 \leq \sigma_s < \sigma_{sr}$$

Bereich II

$$\varepsilon_{s,m} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \left[\frac{\beta_t \cdot (\sigma_s - \sigma_{sr}) + (\sigma_{srn} - \sigma_s)}{\sigma_{srn} - \sigma_{sr}} \right] \cdot \Delta\varepsilon_{sr} \quad \sigma_{sr} \leq \sigma_s < \sigma_{srn} \quad (3.17)$$

Bereich III

$$\varepsilon_{s,m} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \beta_t \cdot \Delta\varepsilon_{sr} \quad \sigma_{srn} \leq \sigma_s < f_y$$

Bereich VI

$$\varepsilon_{s,m} = \frac{f_y}{E_s} - \beta_t \cdot \Delta\varepsilon_{sr} + \frac{\delta}{E_s} \left[1 - \frac{\sigma_{sr}}{f_y} \right] \cdot (\sigma_s - f_y) \quad f_y \leq \sigma_s < f_t$$

Der Model Code (CEB90 1993) gibt für den Ansatz des TSEs auf der Stahlseite den in Abb. 3.11 dargestellten idealisierten Spannungs-Dehnungs-Verlauf eines eingebetteten, unter einaxialem Zug belasteten Bewehrungsstabs an. Dieser teilt sich in die bereits beschriebenen vier Bereiche auf: den ungerissen Zustand (Bereich I), den Bereich der Rissbildung (Bereich

II), den Zustand des abgeschlossenen Rissbilds (Bereich III) und das Tragverhalten nach Überschreiten der Streckgrenze der Bewehrung (Bereich IV). Der mittlere Dehnungsverlauf des Bewehrungsstahls $\varepsilon_{s,m}$ kann in Abhängigkeit des Spannungszustands nach Gl. 3.17 ermittelt werden.

Die Spannung des Bewehrungsstabes beim Übergang des linear-elastischen Bereichs in den Bereich des Erstrisses σ_{sr} kann in Abhängigkeit des Bewehrungsgehalts ρ_{eff} , des Verhältnisses der Elastizitätsmoduln α (E_s/E_c) und der Betonzugfestigkeit mit Gl. 3.18 bestimmt werden. Die Spannung beim Erreichen eines abgeschlossenen Rissbildes σ_{srn} wird gegenüber der Spannung beim Erstriss um 30 % höher angenommen (*CEB90 1993*).

$$\sigma_{srn} = 1,30 \cdot \sigma_{sr} \quad \text{mit} \quad \sigma_{sr} = f_{ctm} \cdot \left(\frac{1 + \alpha \cdot \rho_{eff}}{\rho_{eff}} \right) \quad (3.18)$$

Für die Beschreibung des Dehnungsverlaufs in diesem Bereich wird der Beiwert β_t als modifizierender Volligkeitsbeiwert verwendet, der die Dehnungsdifferenz $\Delta\varepsilon_{sr}$ anpasst. Bei abgeschlossenem Rissbild gibt der Model Code (*CEB90 1993*) diesen mit $\beta_t = 0,40$ an. Die Dehnungsdifferenz $\Delta\varepsilon_{sr}$ ermittelt sich nach Gl. 3.19. Die Dehnungsanteile ε_{sr} (Dehnung des Bewehrungsstabes im ungerissenen Zustand) und ε_{sr2} (Dehnung des Bewehrungsstahls im Riss) können nach Gl. 3.20 bestimmt werden.

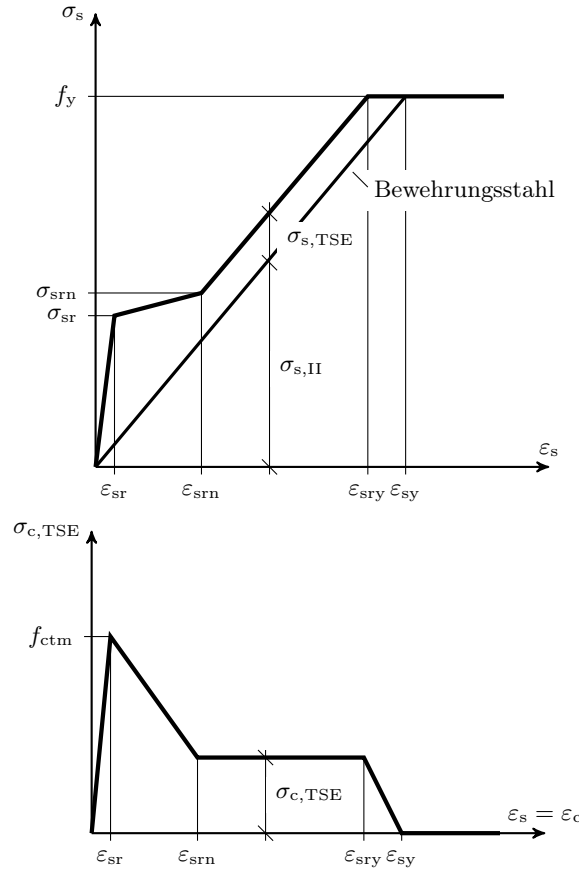
$$\Delta\varepsilon_{sr} = \varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr} = \frac{f_{ctm}}{E_s \cdot \rho_{eff}} \quad (3.19)$$

$$\varepsilon_{sr} = \frac{f_{ctm}}{E_c} \quad \varepsilon_{sr2} = \frac{f_{ctm}}{E_c} \cdot \left(1 + \frac{1}{\alpha \cdot \rho_{eff}} \right) \quad (3.20)$$

Das Dehnungsverhalten zwischen der Streckgrenze f_y und der Zugfestigkeit f_t im Bereich IV wird unter Berücksichtigung eines Koeffizient δ beschrieben. Er gibt das Verhältnis zwischen f_y/f_t und der Streckgrenze f_y wieder und ist im Model Code (*CEB90 1993*) mit $\delta = 0,80$ angegeben.

Meiswinkel et al. (1995) weisen darauf hin, dass bei FEM-Berechnungen die Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effekts auf der Betonseite zu bevorzugen ist. Die Berücksichtigung auf der Stahlseite wirkt sich nachteilig auf die Iteration zum Auffinden des Gleichgewichtszustandes der Berechnung aus. Der Grund dafür ist, dass direkt nach dem Überschreiten der Betonzugfestigkeit die Betonsteifigkeit sprunghaft abnimmt und gleichzeitig die Stahlsteifigkeit ansteigt. Derartige Steifigkeitssprünge lassen sich mit der Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effekts durch eine entsprechende Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons vermeiden.

Die Beschreibung des TSEs nach dem Model Code (*CEB90 1993*) bietet die Grundlage für die Umsetzung des TSEs auf der Betonseite, vgl. Abb. 3.13. Dabei wird der über die Streckgrenze gehende Bereich IV nicht betrachtet. Sobald die Betondehnungen die Stahldehnung der Streckgrenze erreichen, sollte das Tension-Stiffening in der numerischen Anwendung nicht weiter berücksichtigt werden, da dann die Stahldehnungen und der Schlupf zwischen der Bewehrung und dem Beton stark anwachsen. *Pardey (1994)* berichtet von Untersuchungen, die durch einen derartigen Ansatz des TSEs zu einem zu steifen Bauteilverhalten führten. Er schlägt für eine Grenzdehnung des Tension-Stiffening-Effekts Werte zwischen 20–40-fachen der Rissgrenze des Betons ε_{sr} vor.


 Abbildung 3.13: Tension-Stiffening-Effect des Betons (*CEB90 1993*)

$$\sigma_{c,TSE} = \rho_{\text{eff}} \cdot (\sigma_s - \sigma_{s,II}) \quad (3.21)$$

Der Spannungs-Dehnungs-Verlauf des TSEs auf der Stahlseite wird in Abb.3.13 mit $\sigma_{s,TSE}$ bezeichnet und stellt die Differenz zwischen der Stahlspannung im einbetoniertem Zustand und der Stahlspannung eines nackten Bewehrungsstahls bei gleicher Dehnung dar. Durch eine Umrechnung dieses TSE-Anteils $\sigma_{s,TSE}$ vom vorhandenen Stahlquerschnitt auf den vorhandene Betonquerschnitt kann der TSE auf die Betonseite übertragen werden, vgl. Gl. 3.21 (*Meiswinkel et al. 1995*).

$$\begin{aligned} \sigma_{c,TSE} &= f_{ctm} \cdot [\beta_t + (1 - \beta_t) \cdot \left(\frac{\varepsilon_{srn} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{srn} - \varepsilon_{sr}} \right)] & \varepsilon_{sr} \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{srn} \\ \sigma_{c,TSE} &= \beta_t \cdot f_{ctm} & \varepsilon_{srn} \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{sry} \\ \sigma_{c,TSE} &= \beta_t \cdot f_{ctm} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{sy} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{sry}} \right) & \varepsilon_{sry} \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{sy} \end{aligned} \quad (3.22)$$

Die äquivalenten Betonspannungen des TSEs können aus diesen Überlegungen heraus nach Gl. 3.22 ermittelt werden. Die Dehnungsgrenzen der einzelnen Bereiche auf der Stahlseite können mit Gl. 3.23 für den Beton übernommen werden (*CEB90 1993*). Diese sind die Stahldehnungen ε_{sr} beim Erreichen der Betonzugfestigkeit, ε_{srn} bei abgeschlossenem Rissbild, ε_{sry}

beim Erreichen der Streckgrenze und gleichzeitigem Beginn der Reduzierung des TSEs sowie ε_{sy} beim Fließen der Bewehrung.

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sr} &= \frac{f_{ctm}}{E_c} & \varepsilon_{sry} &= \frac{f_y}{E_s} - \beta_t \cdot \Delta\varepsilon_{sr} \\ \varepsilon_{srn} &= \frac{\sigma_{srn}}{E_s} - \beta_t \cdot \Delta\varepsilon_{sr} & \varepsilon_{sy} &= \frac{f_y}{E_s}\end{aligned}\tag{3.23}$$

Weitere Ansätze für den TSE auf der Betonseite werden von *Pardey (1994)* und *Kollegger (1988)* angegeben. *Meiswinkel et al. (1995)* geben einen Ansatz nach dem Erstentwurf des Eurocodes *DIN V ENV 1992-1-1 (1992)* wieder. Es stellt einen zum Model Code (*CEB90 1993*) ähnlichen, jedoch kontinuierlichen Verlauf des TSE-Ansatzes dar, vgl. Gl. 3.24. Die Beiwerte β_1 und β_2 berücksichtigen die Verbundeigenschaften der Bewehrung sowie die Art und Dauer der Beanspruchung. Bei Verwendung von Rippenstahl und einer kurzen Beanspruchungsdauer kann für die Werte $\beta_1 = \beta_2 = 1,0$ angesetzt werden. Die Beschreibung des Verlaufs ist in Abhängigkeit der aktuellen Stahldehnung ε_s angegeben, beschreibt jedoch den zugversteifenden Ansatz auf der Betonseite.

$$\sigma_{c,TSE} = \rho_{eff} \cdot \left[-\frac{E_s \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sr})}{2} + \sqrt{(E_s \cdot (\varepsilon_s + \varepsilon_{sr}))^2 + \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \sigma_{sr}^2} \right]\tag{3.24}$$

3.3.3 Biaxiales Verhalten

Untersuchungen zum biaxialen Verhalten von bewehrten Betonscheiben wurden von *Vecchio und Collins (1982)* durchgeführt. Diese untersuchten bewehrte Probekörper mit den Abmessungen von 890/890/70 mm und setzten diese Beanspruchungen aus reiner Schub- und Druckbeanspruchung sowie Kombinationen aus Schub- Druck- und Zugbeanspruchung aus. Dazu wurden insgesamt 37 hydraulische Pressen verwendet, die jeden beliebigen biaxialen Spannungszustand in den Prüfkörpern erzeugen können, vgl. Abb. 3.14a.

Vecchio und Collins (1982) beobachteten, dass die Druckfestigkeit nicht nur abhängig von der Dehnung des Betons ist, sondern sich in Abhängigkeit von der in Gl. 3.25 angegebenen Funktion der senkrecht zur Druckeinwirkung vorhandenen Zugbeanspruchung verhält. Dabei stellen ε_1 die Hauptzugdehnung und ε_2 die Hauptdruckdehnung dar. Für den durch Querspannungen beeinflussten Druckspannungs-Dehnungs-Verlauf ist sowohl die Bruchdehnung als auch die Bruchspannung in Abhängigkeit von β zu reduzieren.

$$\beta = \frac{1}{0.85 - 0.27 \cdot \varepsilon_1/\varepsilon_2} \leq 1.0\tag{3.25}$$

Alternativ geben *Vecchio und Collins (1986)* den Abminderungsfaktor β in Abhängigkeit der Hauptzugdehnung ε_1 und der Betondruckstauchung der Betondruckfestigkeit ε_{c1} in Gl. 3.26 an. Die Betondruckstauchung wird mit $\varepsilon_{c1} = -0,0022$ angegeben. Mit diesem Abminderungsfaktor ist lediglich die Druckfestigkeit zu reduzieren.

$$\beta = \frac{1}{0.80 - 0.34 \cdot \varepsilon_1/\varepsilon_{c1}} \leq 1.0\tag{3.26}$$

Insgesamt konnte festgestellt werden, dass sich der erste Riss in den Probekörpern orthogonal zur Hauptnormalspannungsrichtung einstellt. Bei Laststeigerung richtet sich die weitere

Rissrichtung sowie der Riss, der zum endgültige Versagen führt, nach der stärkeren Bewehrungslage aus, vgl. Abb. 3.14b.

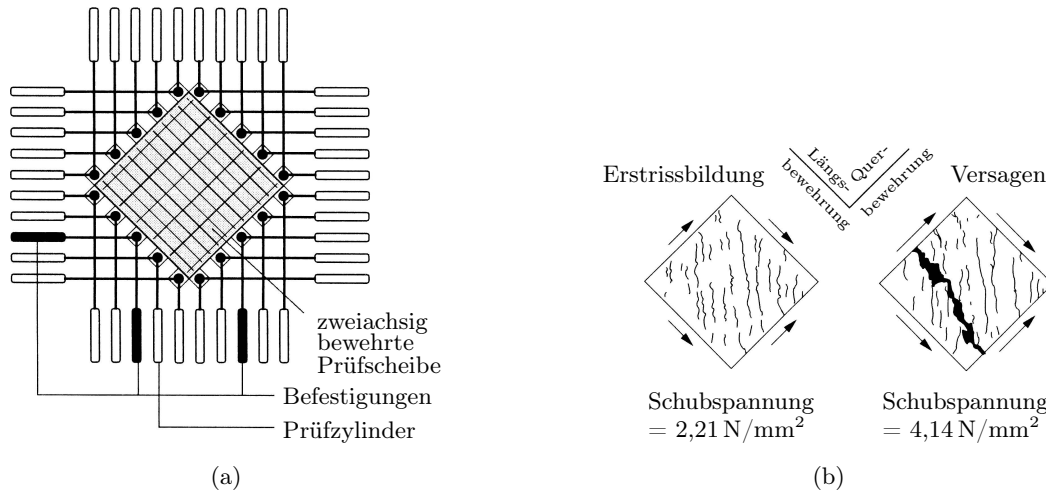


Abbildung 3.14: Untersuchungen zum biaxialen Verhalten des bewehrten Betons nach *Vecchio und Collins (1982)* aus (*Pölling 2001*), (a) Versuchsaufbau (b) Drehung der Rissbildung

Untersuchungen zur Reduzierung der Betondruckfestigkeit infolge senkrecht verlaufender Rissbildung aus einwirkender Zugbeanspruchung wurden von *Kollegger (1988)* durchgeführt. Er schlägt eine Reduzierung der Betondruckfestigkeit infolge einer Querkzugbeanspruchung von maximal 20% vor. *K. Schäfer et al. (1990)* geben eine Reduzierung von bis zu 60% an.

Weiterhin geben *Vecchio und Collins (1986)* das Zugtragverhalten des bewehrten Betons nach Rissentstehung mit Gl. 3.27 an. Die Autoren stellten fest, dass die Spannung eines bewehrten Betons trotz eintretender Rissbildung durch die vorhandene Bewehrung nicht ganz abfällt. *Kollegger (1992)* zeigt, bezugnehmend auf die Versuche von *Vecchio und Collins (1986)*, dass der Tension-Stiffening-Effekt unabhängig vom Winkel zwischen der Bewehrung und dem Riss ist, wenn dieses in Abhängigkeit der Bewehrungsrichtung bestimmt wird.

Winkler (2001) stützt sich auf diese Aussage und beschreibt mit Gl. 3.28 einen Ansatz zur Berücksichtigung des biaxialen zugversteifenden Mitwirkens des Betons (TSE) in Abhängigkeit der effektiven Dehnsteifigkeit sowie des Winkels zwischen der Bewehrung und der Rissnormalen, vgl. Abb. 3.15.

$$\sigma_{ct} = \frac{f_{ctm}}{1 + \sqrt{200 \cdot \varepsilon_1}} \quad (3.27)$$

$$\kappa_{1srn} = (1,3 - \beta_t) \cdot f_{ctm} \cdot \left[\frac{1}{E_s \cdot \rho_{eff}} + \frac{1}{E_c} \right] \quad (3.28)$$

$$\kappa_{1sry} = \kappa_{1sy} - \beta_t \cdot f_{ctm} \cdot \left[\frac{1}{E_s \cdot \rho_{eff}} + \frac{1}{E_c} \right]$$

Für den einaxialen Dehnungsstab wird die effektive Dehnungsteifigkeit $E_s \cdot \rho_{eff}$ mit Gl. 3.29 angegeben. Für die biaxiale Betrachtung des TSEs modifiziert *Winkler (2001)* die Dehnungsteifigkeit unter Berücksichtigung des Winkels γ_i zwischen der Rissnormalen und der Bewehrung nach Abb. 3.16, der Anzahl der Bewehrungslagen n sowie des Bewehrungsgrads der jeweiligen Bewehrungslage $\rho_{eff,i}$, vgl. Gl. 3.30.

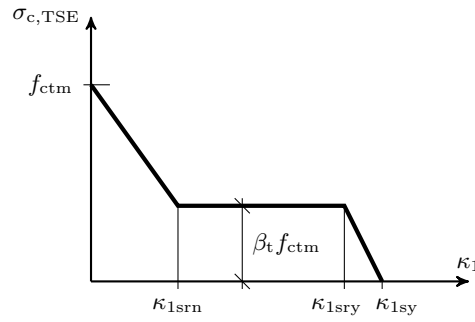


Abbildung 3.15: Bilinearer Verlauf der äquivalenten plastischen Dehnungen zur Berücksichtigung des TSEs nach *Winkler (2001)*

$$(E_s \cdot \rho_{\text{eff}}) = \frac{E_s \cdot A_s}{A_{c,\text{eff}}} \quad (3.29)$$

$$(E_s \cdot \rho_{\text{eff}}) = \sum_{i=1}^n E_{s,i} \cdot \rho_{\text{eff},i} \cdot \cos^4 \cdot \gamma_i \quad (3.30)$$

Die äquivalente plastische Verzerrung bei Reduktion des TSEs κ_{1sry} in Gl. 3.28 wird bestimmt in Abhängigkeit der effektive Dehnsteifigkeit aus Gl. 3.30 sowie der äquivalenten plastischen Verzerrung beim Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung κ_{1sy} in Gl. 3.31. Letztere stellt die maximale äquivalente Dehnung der TSE-Annahme dar, vgl. Abb. 3.28.

$$\kappa_{1sy} = \frac{1}{\cos^2 \cdot \gamma_j} \frac{f_{y,j}}{E_{s,j}} \quad (3.31)$$

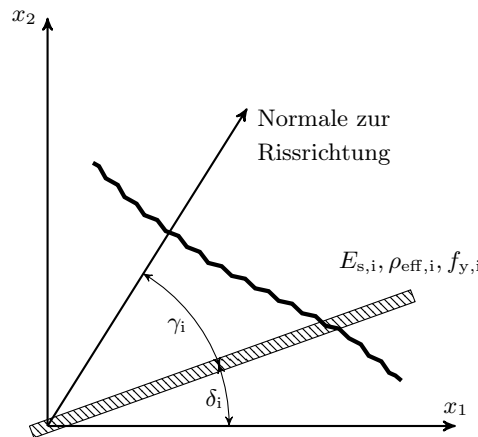


Abbildung 3.16: Darstellung zur Bestimmung der effektiven Dehnsteifigkeit der Bewehrung bei biaxialer Anwendung nach *Winkler (2001)*

Bei mehreren Bewehrungslagen i im Querschnitt wird der TSE durch die stärkere Bewehrung j , die den größten Anteil zur Dehnsteifigkeit der Bewehrung beiträgt, beeinflusst und zur Bestimmung der äquivalenten plastischen Verzerrung sowie der Dehnsteifigkeit in Gl. 3.31 nach *Winkler (2001)* angenommen. Der Grund dafür sind die Beobachtungen von *Vecchio und Collins (1982)*, nach denen die Rissbildung erst senkrecht zur Hauptspannungsrichtung verläuft und mit zunehmender Beanspruchung sich orthogonal zur stärksten Bewehrungsrichtung dreht, vgl. Abb. 3.14b.

Keuser et al. (2004) weisen allerdings darauf hin, dass durch die Ausbildung von Längsrissen parallel zur Bewehrungsrichtung infolge zu geringer Betondeckung bzw. erhöhter Ringzugspannungen der Verbund der Bewehrung gestört sein kann und bereits im Zustand I eine deutliche Abnahme der Dehnsteifigkeit feststellbar ist. Dies kann wiederum zu einer Überschätzung des Mitwirkens des Betons bzw. Unterschätzung des Verformungsverhaltens führen. *Purainier (2005)* gibt für die Verbundschwächung einen unteren Grenzwert für eine Abminderung der mittleren Verbundspannung auf der sicheren Seite liegend mit 40 % an.

Platten sind nach *EC 2-1-1 (2011)* Bauteile mit Abmessungen ab einem Verhältnis der Breite zur Höhe von 5 zu 1. Eine wirklichkeitsnahe Annahme der Steifigkeitsverteilung im Bauteil, insbesondere bei Deckenplatten, ist bei numerisch nichtlinearen Untersuchungen maßgeblich vom TSE abhängig und daher zu berücksichtigen.

4 Experimentelle Untersuchungen

Die experimentellen Untersuchungen betrachten unterschiedliche Bewehrungsführungen des im Stoßbereich liegenden Zwei-Ebenen-Stoßes von nachträglich mit Ortbeton ergänzten Fertigteilplatten. Die Ausführung eines Tragstoßes einer Elementfuge kann in der Haupt- und Nebenspannrichtung erforderlich werden. Ziel der durchgeführten Untersuchungen war es, die derzeitigen Regelungen und Einschränkungen für die Stoßausbildung des Zwei-Ebenen-Stoßes zu hinterfragen und die Möglichkeiten einer eventuellen optimierten Bewehrungsführung aufzuzeigen. Zudem sollen die experimentellen Untersuchungen zur Verifizierung des numerischen Modells in Kapitel 5 dienen, mit dem weiterführende numerische Untersuchungen durchgeführt werden.

Es wurden sechs Prüfkörper mit unterschiedlicher Bewehrungsführung in einem einaxialen Vier-Punkt-Biegezugversuch geprüft. Die Hauptversuche wurden in drei Serien durchgeführt. Die experimentellen Untersuchungen wurden im Rahmen des von der AiF geförderten Forschungsvorhabens „Optimierung der konstruktiven Ausbildung von Stahlbeton-Teilfertigplatten unter Berücksichtigung des erforderlichen Stahlbedarfs“ im Labor der Fachhochschule Münster durchgeführt.

Die experimentellen Untersuchungen orientieren sich an den durch den *EC 2-1-1 (2011)* vorgeschriebenen Grenzwerten zur Ausführung einer Übergreifung eines Elementdeckenstoßes. Dabei werden verschiedene Parameter variiert, um die Vorgaben der Normung kritisch zu hinterfragen. Im Vordergrund der Untersuchungen stehen die Betrachtung des Gitterträgerabstands sowie des derzeit maximal zulässigen zu stoßenden Bewehrungsquerschnitts (*Goris und Weglarzy 2013*). Nachfolgend werden die betrachteten Parameter zusammengefasst aufgelistet:

- Verringerung der erforderlichen Übergreifungslänge der Bewehrungsstöße
- Reduzierung der erforderlichen Umschließungsbewehrung im Stoßbereich durch z. B. größere Gitterträgerabstände
- Möglichkeit des Stoßens größerer Bewehrungsquerschnitte und Stabdurchmesser

Die Bewehrungsführung der experimentellen Untersuchungen orientiert sich im Hinblick auf die Lage der Gitterträger am Querstoß einer Elementdecke. Die senkrecht zur Elementstoßfuge verlaufende Bewehrung lag vollständig im Fertigteil. An den Enden der parallel zur Stoßfuge liegenden Querbewehrung wurden Kopfplatten angebracht, um eine Verankerung bzw. eine durchlaufende Bewehrung und somit einen breiteren Prüfkörper zu simulieren. In Prüfkörperlängsrichtung wurde an der mittig angeordneten Elementfuge ein Zwei-Ebenen-Stoß ausgeführt, die übergreifende Bewehrung wurde direkt auf die Oberfläche des Fertigteils gelegt. Seit der Einführung der *DIN 1045-1 (2008)* ist ein direktes Auflegen der Bewehrung auf die Fertigteiloberfläche durch Berücksichtigung eines nicht vollständigen und somit mäßigen Verbunds erlaubt. Die Erhöhung der rechnerisch erforderlichen Übergreifungslänge, die wegen größerer Abstände der zu stoßenden Stäbe erforderlich war, wurde weitestgehend berücksichtigt.

4.1 Allgemeines

Die Fertigteile wurden im Fertigteilwerk hergestellt und wenige Tage später ins Labor der Fachhochschule Münster geliefert. Der Betonentwurf aller Fertigteile zielte auf eine Festigkeitsklasse C40/50 mit einem Größtkorn von 16 mm ab. Die Fertigteile waren bereits bei der Anlieferung aufgrund des Transports sowie der Schalhaftung beim Ausschalen teilweise sichtlich gerissen.

Der Ortbeton wurde im Labor hergestellt. Vor der Ortbetonbetonage wurden die Fertigteiloberflächen gesäubert und vorgegässelt. Die Lage der Stoßbewehrung wurde örtlich fixiert. Als Festigkeitsklasse des Ortbetons war ein C20/25 vorgesehen. Der Betonentwurf wurde im Laufe der Versuchsreihen variiert. Die Konsistenzklasse des Betons der Prüfkörper *B1* und *B2* war weich. Da starkes Nachbluten beobachtet wurde, wurde für die Prüfkörper *B3* - *B6* eine plastische Konsistenzklasse gewählt. Das Luftporenvolumen wurde im Betonentwurf mit 1,5 % angenommen. Die in Tab. 4.1 aufgelisteten Mengen zur Betonzusammensetzung beziehen sich auf ein Betonvolumen von 50l. Insgesamt wurden für jede Ortbetonschicht 6–8 Betonchargen angerührt und gleichmäßig in den Prüfkörper eingebaut. Aus den unterschiedlichen Chargen wurden zusätzlich Probewürfel bzw. -zylinder zur Bestimmung der Materialkennwerte des Betons hergestellt.

Tabelle 4.1: Betonentwurf der Probekörper *B1* - *B6* (bezogen auf 50l)

		Serie I Beton <i>B1</i> - <i>B2</i>	Serie II Beton <i>B3</i> - <i>B5</i>	Serie III Beton <i>B6</i>
Zement		CEM I 15,5 kg	CEM II / A-LL 14,0 kg	CEM I 13,3 kg
Wasser		w/z=0,65 10,1 kg	w/z=0,65 9,1 kg	w/z=0,65 8,7 kg
Kies	Sieblinie	B	AB	AB
	<i>k</i> -Wert	3,8	3,8	4,17
	0,063–0,25 mm	7,24 kg	5,2 kg	5,29 kg
	0,2–2,0 mm	30,77 kg	24,56 kg	24,99 kg
	2,0–4,0 mm	12,67 kg	13,7 kg	13,94 kg
	5,0–8,0 mm	18,1 kg	20,78 kg	21,15 kg
	8,0–16,0 mm	21,72 kg	30,23 kg	30,76 kg

Für die Herstellung des Betons für Prüfkörper *B1* und *B2* wurde Portlandzement CEM I 32,5R verwendet. Er wurde direkt vom Zementwerk bezogen. Für den Beton der Prüfkörper *B3* - *B5* kam Portlandkalksteinzement mit hohem Portlandzementklinker Anteil CEM II/A-LL 32,5R zum Einsatz. Dieser wurde vom örtlichen Baustoffhändler geliefert. Obwohl das Herstellungsdatum des Zements nur 3 Monate zurück lag, wurden Festigkeitswerte von nur 60 % der erwarteten Normdruckfestigkeit erzielt. Für den Beton des Prüfkörpers *B6* wurde wieder Portlandzement CEM I 32,5R direkt vom Werk verwendet.

Zur Herstellung der gewünschten Sieblinien des Betons wurden Gesteinsfraktionen in Säcken verwendet. Die Restfeuchtigkeit der Gesteinskörnung betrug laut Herstellerangaben < 0,30 %. Die Fraktionen waren eingeteilt in: 0,063–0,25 mm, 0,2–2 mm, 2–4 mm, 5,6–8 mm und 8–16 mm. Bei allen Gesteinsfraktionen handelte es sich um Quarzsand bzw. -kies. Die Rohdichte wurde mit 2,65 kg/dm³ vom Hersteller angegeben.

Für die Gesteinskörnung wurde für die Prüfkörper *B1* und *B2* aus Gründen der Verarbeitbarkeit die Sieblinie B gewählt. Die Körnungsziffer des Gesteinsgemisches konnte in einer

vorherigen Siebung zu $k = 3,8$ bestimmt werden.

Der Beton der Probekörper $B3$ bis $B5$ wurden unter Annahme der Sieblinie A/B hergestellt. Bei der Berechnung des Betonentwurfs kam es zu einer Verwechslung der Körnungsziffer k , die mit 3,8 statt 4,17 (neue Siebung) angenommen wurde. Die Auswirkungen wurden nachträglich untersucht und als vernachlässigbar eingeschätzt.

Der Prüfkörper $B6$ ist bei dem Betonentwurf mit der Körnungsziffer 4,17 und der Sieblinie A/B bemessen worden. Die Ergebnisse der Siebungen sind in Abb. 4.1 dargestellt. Im Feinkornbereich zwischen 0,25–1 mm ist eine geringe Unstetigkeit der verwendeten Sieblinien zu erkennen.

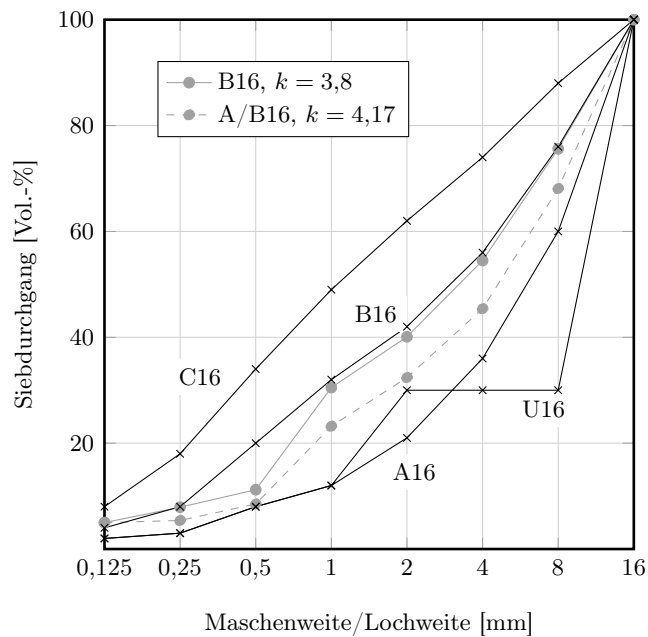


Abbildung 4.1: Übersicht der ermittelten Sieblinien

4.2 Hauptversuche

Insgesamt wurden sechs experimentelle Untersuchungen an Elementdeckenstreifen durchgeführt. Begleitet wurden die Untersuchungen von Nebenversuchen zur Bestimmung der Materialeigenschaften des Fertigteils- und Ortbetons sowie des Bewehrungsstahls. Neben der Druckfestigkeit der Betone wurde die einaxiale Zugfestigkeit sowie teilweise die Spaltzugfestigkeit bestimmt. Auf Seiten des Bewehrungsstahls wurde der Spannungs-Dehnungs-Verlauf samt Streckgrenze und Zugfestigkeit ermittelt. Die Betonprobekörper zur Bestimmung der Materialparameter wurden in der Nähe der eigentlichen Prüfkörper unter denselben Umwelteinflüssen gelagert. Die Interaktion zwischen den beiden Verbundmaterialien Beton und Bewehrungsstahl wurde experimentell nicht betrachtet. Eine Übersicht der Festigkeiten der Betone sowie des Stahls ist in Tab. 5.2 auf S. 85 sowie in Tab. 5.3 auf S. 86 angegeben.

Die Prüfkörper wurden wie in Abb. 4.2 dargestellt betoniert und in einem einaxialen Vier-Punkt-Biegezugversuch geprüft, vgl. Abb. 4.3. Die Abmessungen der untersuchten Prüfkörper sind in Tab. 4.2 angegeben. In den experimentellen Hauptversuchen variierte die Länge der untersuchten Prüfkörper in Abhängigkeit des betrachteten Stabdurchmessers der übergreifenden Bewehrung. Der Abstand der Lasteinleitung vom Auflager a wurde zusätzlich angepasst, damit das Tragverhalten der übergreifenden Bewehrung im Stoßbereich nicht durch Querdruck

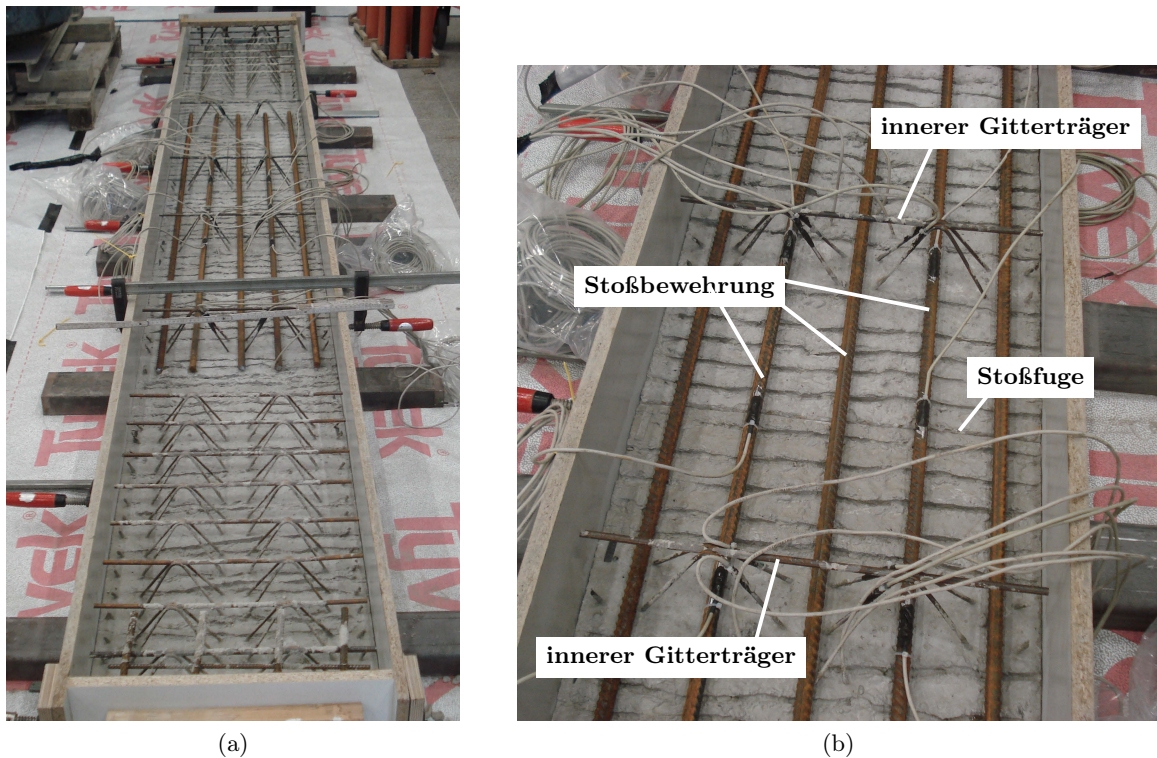


Abbildung 4.2: Betonage des Prüfkörpers *B5*, (a) Übersicht des Prüfkörpers, (b) Detail des Elementstoßes

infolge der Lasteinleitung beeinflusst und die Verbundwirkung zwischen Beton und Bewehrungsstahl „künstlich“ erhöht wird.

Die Probekörper wurden einaxial durch ein konstantes Biegemoment ohne Querkrafteinwirkung beansprucht, so dass keine zusätzlichen Effekte aus mehraxialen Spannungszuständen oder Querkrafteinwirkung das Stoßtragverhalten beeinflussten. Die Beanspruchung des Stoßes resultiert daher lediglich aus den Verbundspannungen der Bewehrung und zusätzlich auch aus dem erhöhten Biegeverhalten der Bewehrung unmittelbar vor dem Bruchzustand.

Die Prüfkörper wurden mittels einer 2,0 cm starken und 10 cm breiten Stahlplatte über die gesamte Breite des Bauteils auf einer Stahlschneide gelagert, die ein frei drehbares und in horizontaler Richtung verschiebliches Verformungsverhalten zulässt. Die einwirkende Belastung wurde in den Lasteinleitungspunkten über ein in einer ca. 2,0 cm starken Mörtelschicht

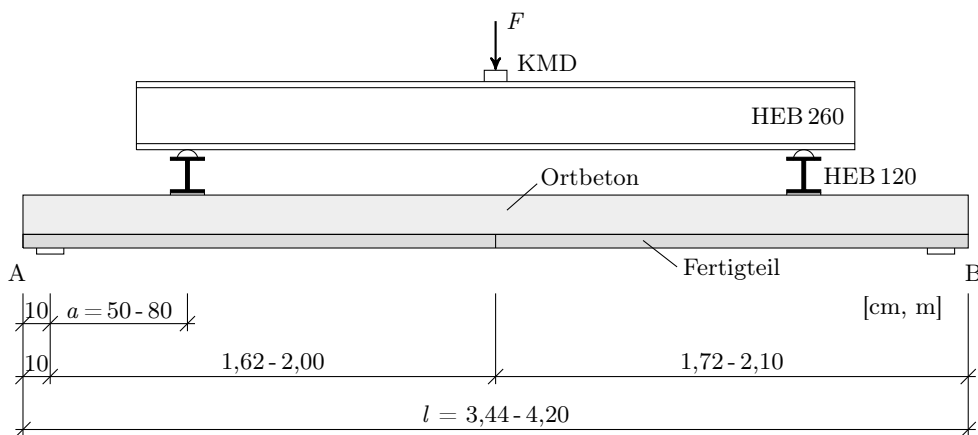


Abbildung 4.3: Übersicht des Versuchsaufbaus

Tabelle 4.2: Übersicht der untersuchten Prüfkörper

Prüfkörper	<i>B1</i>	<i>B2</i>	<i>B3</i>	<i>B4</i>	<i>B5</i>	<i>B6</i>
Serie	I	I	II	II	II	III
Länge l in m	3,44	3,44	4,04	4,04	4,04	4,20
Breite b in m	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Höhe h in m	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Abstand a in m	0,50	0,50	0,80	0,80	0,80	0,70
\varnothing_{sl} in mm	6	6	6	6	12/14	16
a_s , FT in cm ² /m	3,40	3,40	3,40	3,40	9,42	17,7
a_s , OB in cm ² /m	3,96	3,96	4,52	4,52	11,0	20,1
ω	0,0719	0,0719	0,0719	0,0719	0,2026	0,3850
ω_E	0,1037	0,1037	0,1184	0,1184	0,2961	0,5449
GT-Abstand innen	$2 \cdot h$	$6 \cdot h$	ohne	$6 \cdot h$	$4,25 \cdot h$	$2,5 \cdot h$
Übergreifung	$1,0 \cdot l_0$	wie <i>B1</i>	$21,5 \text{ cm} \approx l_{0,\min}$	durchlaufend	$0,5 \cdot l_0$	$0,4 \cdot l_0$

gebettetes HEB120-Stahlprofil aufgebracht. Um einen Einfluss aus der Durchbiegung des darüberliegenden Lastverteilungsbalkens (HEB260) in Längsrichtung des Prüfkörpers zu minimieren, wurden Rundstäbe auf die lasteinleitenden Stahlprofile HEB120 geschweißt, vgl. Abb. 4.5a. Der daraufliegende Lastverteilungsbalken konnte sich so zwängungsfrei verformen. Das Gesamtgewicht der Lasteinleitungsstruktur betrug insgesamt 4,7 kN. Diese Einwirkung wurde ebenso wie das Eigengewicht der Prüfkörper im Experiment nicht berücksichtigt. Die Prüfkörper waren versuchsbedingt vor der Belastung bereits durch ihr Eigengewicht und das Gewicht der Lasteinleitungsstruktur beansprucht. Die aufgeführten Diagramme zum Tragverhalten des jeweiligen Prüfkörpers in diesem Kapitel beginnen mit dem Aufbringen der Belastung F , vgl. Abb. 4.3. Teilweise befanden sich die Prüfkörper beim Aufbringen der Belastung, bedingt durch die Elementfuge, bereits außerhalb des elastischen Bereichs im Übergang in den Zustand II.

In Anlehnung an die Untersuchungen von *Lundgren (2007)* wurde die Breite der in dieser Arbeit verwendeten Probekörper auf 50 cm festgelegt. Die Deckenstärke wurde gegenüber Lundgren auf 20 cm reduziert. Die Dicke des Fertigteils betrug 5 cm, was der zulässigen Mindestdicke nach *EC 2-1-1 (2011)* entspricht. Eine konstante sich im Toleranzbereich befindende Dicke des Fertigteils der ersten zwei Fertigteile konnte nicht eingehalten werden. Die Dicke des Fertigteils der ersten Serie lag zwischen 4–6 cm. Die übrigen Fertigteile befanden sich im Toleranzbereich der Herstellungsmöglichkeiten. Die sehr rau ausgeführten Fertigteiloberflächen hatten zusätzlich zur Folge, dass die statische Höhe der direkt auf der Oberfläche liegenden übergreifenden Bewehrung nicht einheitlich war.

Die Prüfkörper bestanden jeweils aus zwei gleichgroßen Fertigteilen, die im Labor mit Ort beton ergänzt wurden. Die dafür aus Stabstahl und Gitterträgern hergestellten Bewehrungskörbe wurden vorab geknüpft. Eine schematische Darstellung der Bewehrung eines halben Prüfkörpers ist in Abb. 5.11 in Kapitel 5 zu finden.

Die senkrecht zum Elementstoß verlaufende Feldbewehrung der Prüfkörper *B1* bis *B4* wurde wie in Abb. 4.4 gezeigt hergestellt. Die Bewehrungsstäbe mit $\varnothing 6$ mm lagen im Fertigteil in zwei Ebenen übereinander. Die Querbewehrung wurde als Abstandshalter zwischen die übereinanderliegenden Bewehrungsstäbe gelegt. Die Bewehrung der übrigen Prüfkörper *B5* und *B6* wurde in einer Höhenlage verlegt, vgl. Abb. A.5 und A.6 im Anhang A auf S. 180.

Im Experiment wurden die Mitten-Durchbiegung der Probekörper sowie die Veränderung der Stoßöffnungsbreite des Elementstoßes zwischen den beiden Fertigteilplatten (nachfolgend als

Stoßöffnungsbreite bezeichnet) kontinuierlich aufgezeichnet. Zusätzlich wurden die Dehnungen des Bewehrungsstahls mit Dehnungsmessstreifen (DMS) an den entscheidenden Stellen gemessen. Sie wurden redundant sowohl links als auch rechts von der Elementfuge an der gleichen Stelle appliziert, da im Versuch in der Regel nur eine Seite versagt. Die gemessenen Dehnungen geben Rückschlüsse auf das Tragverhalten und die Ausnutzung der Feldbewehrung im Fertigteil, der Stoß- bzw. Übergreifungsbewehrung im Ortbeton sowie der Gitterträger. Eine Übersicht der Ergebnisse gibt Tab. B.1 im Anhang B auf Seite 184 wieder.

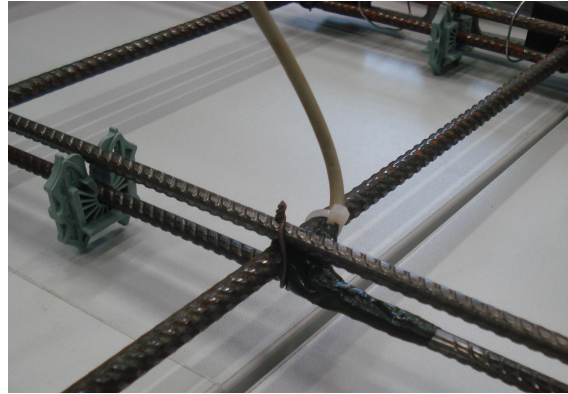


Abbildung 4.4: Feldbewehrung des Fertigteils der Prüfkörper *B1* - *B4*

Die Belastung der Probekörper *B1* bis *B4* wurde in 5 kN-Schritten kraftgesteuert bis zum Versagen des Prüfkörpers aufgebracht. Die Laststufen für *B5* und *B6* betragen anfangs 10 kN und wurde bei ersten Anzeichen erhöhter Durchbiegung und Rissbildung auf 5 kN reduziert. Die einzelnen Laststufen wurden zwischen 5–30 min so lange gehalten, bis keine Schwankung der Dehnung in der übergreifenden Stoßbewehrung gemessen wurden. Dies hatte bei jedem Belastungszustand ein abgeschlossenes Rissbild mit Umlagerung der Spannungen zur Folge. Einwirkungen aus Kriechen wurden als gering eingestuft und nicht berücksichtigt.

Die im Experiment ermittelten Biegemomente stimmen mit geringen Abweichungen mit den im Versuch gemessenen Normalspannungen der Stoßbewehrung überein, was überschlägig zur Kontrolle der Messwerte betrachtet wurde. Die Abweichungen mit der Handrechnung ergeben sich durch eine nicht exakt bestimmbare Höhenlage der DMS.

Zudem messen die DMS im plastischen Bereich der Bewehrung nicht bis zum Stahlversagen und können vorher ausfallen. Es ist davon auszugehen, dass die direkt auf dem Fertigteil liegende Bewehrung durch die raue Oberfläche und durch Herstellungstoleranzen des Fertigteilwerks bezüglich der Höhenlage nicht einheitlich verläuft, wodurch sich zusätzliche Schwankungen ergeben können.

Nachfolgend werden die sechs Prüfkörper, aufgeteilt in drei Versuchsserien, im Detail erläutert, ausgewertet und miteinander verglichen. Die Bestimmung des mechanischen Bewehrungsgrades der einzelnen Prüfkörper setzt die Betonfestigkeitsklasse C20/25 voraus. Bei den dargestellten Verläufen handelt es sich überwiegend um Mittelwerte.

4.2.1 Versuchsserie 1

4.2.1.1 Prüfkörper *B1* und *B2*

Die erste Versuchsserie bilden die Prüfkörper *B1* und *B2*. Das Hauptaugenmerk dieser Untersuchungen lag auf der Betrachtung der aktuellen Bewehrungsausführung nach dem Stand der Technik (*DIN 1045-1 2008*; *EC 2-1-1 2011*; *DIBt 2010*). Ziel war es, Vergleichswerte für nachfolgende Untersuchungen mit unterschiedlicher Bewehrungsführung zu erlangen.

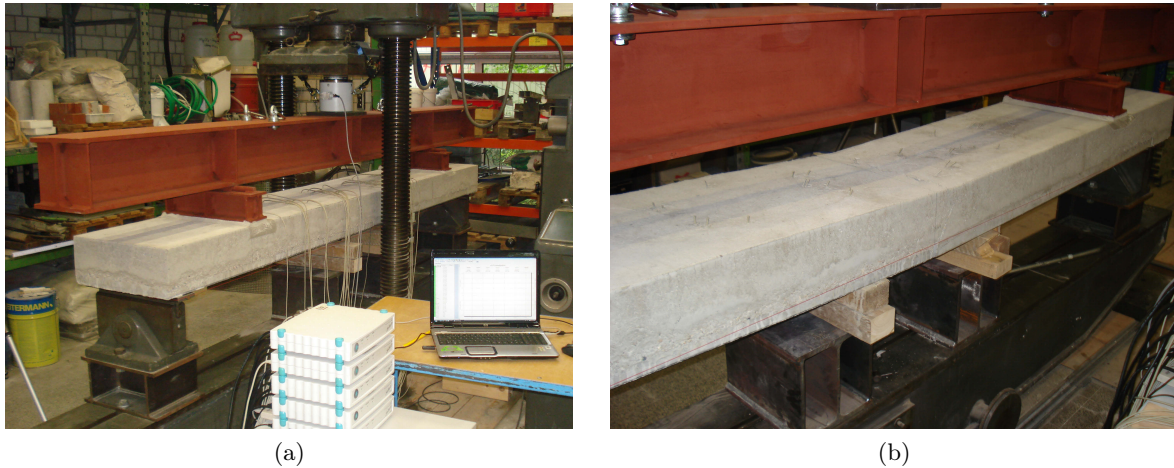


Abbildung 4.5: Prüfkörper *B1* (a) Übersicht des Versuchsaufbaus (b) Versagensbild

Die Fertigteile waren mit Stäben $\varnothing 6$ mm und einem Bewehrungsquerschnitt von $3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ nur gering bewehrt. Der mechanische Bewehrungsgrad der Vollplatte betrug $\omega = 0,0719$. Im Stoß betrug der Bewehrungsquerschnitt $3,96 \text{ cm}^2/\text{m}$ mit einem mechanischen Bewehrungsgrad über der Elementfuge von $\omega_E = 0,1037$. Die übergreifende Stoßbewehrung lag direkt auf der Oberfläche des Fertigteils, ihre Länge wurde unter der Annahme von mäßigen Verbundbedingungen bestimmt. Die Oberflächenbeschaffenheit des Fertigteils wurde nicht untersucht, konnte jedoch augenscheinlich mit $R_t \geq 0,9$ mm nach Kaufmann angenommen werden. Durch die im Werk erfolgte zusätzliche Aufrauung der Oberfläche mittels Stahlrechen ist davon auszugehen, dass der Wert deutlich höher lag.

Im Prüfkörper *B1* waren die Gitterträger im Stoßbereich im Abstand von $2 \cdot h$ angeordnet. Die nächsten Gitterträger innerhalb der Übergreifung lagen ebenfalls im Abstand von $2 \cdot h$. Für die Untersuchung des Prüfkörpers *B2* wurden die zwei unmittelbar an der Stoßfuge liegenden Gitterträger weggelassen, so dass sich im Bereich der Stoßfuge der Gitterträgerabstand auf $6 \cdot h$ vergrößerte, vgl. Abb. A.1 und A.2 im Anhang A auf S. 179.

Das Versagen der Prüfkörper kündigte sich in der Verbundfuge im direkten Stoßbereich zwi-

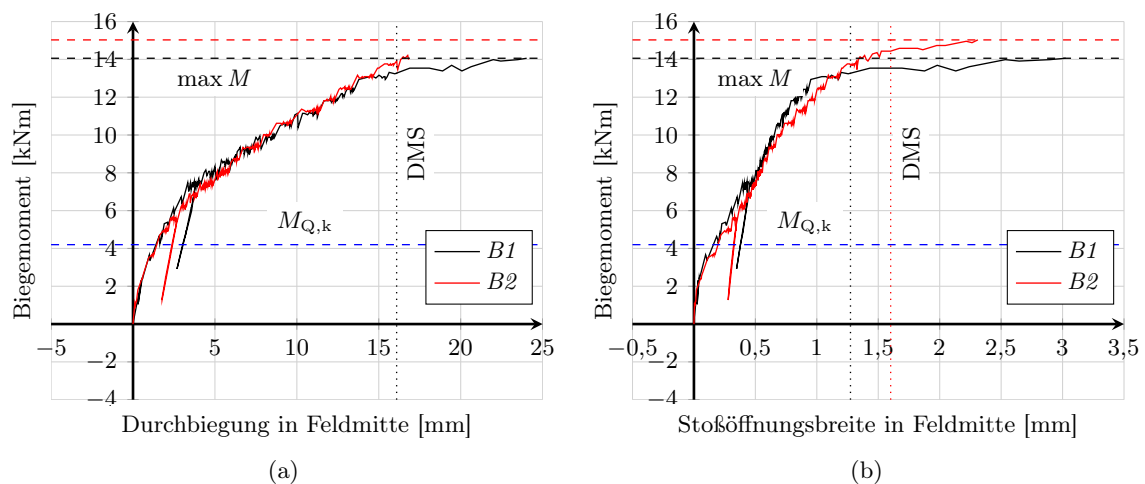


Abbildung 4.6: Prüfkörper *B1/B2*, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte

schen Fertigteil und Ortbeton an. Die Verbundfuge in den übrigen Bereichen beider Prüfkörper blieb augenscheinlich intakt.

Das maximal aufgebrachte Biegemoment wird in den Diagrammen mit einer gestrichelten, horizontal verlaufenden Linie dargestellt. Der Zeitpunkt der maximal gemessenen Dehnung in der Stoßbewehrung ist mit den gepunkteten, vertikal verlaufenden Linien angegeben. Der DMS versagte frühzeitig, wodurch der weitere Spannungsverlauf in der Stoßbewehrung nicht aufgezeichnet werden konnte. Die Messung des Durchbiegungsverlaufs des Prüfkörpers *B2* musste vor Versagen der DMS abgebrochen werden, weshalb die zugehörige vertikale Linie in Abb. 4.6a nicht dargestellt ist.

Die untere gestrichelte, horizontal verlaufende Linie in den Diagrammen gibt das charakteristische Biegemoment der Nutzlast $M_{Q,k}$ wieder, welches sich aus der Rückrechnung der Prüfkörper unter Annahme einer Betonfestigkeitsklasse C20/25 ergibt. Es ergibt sich für die Prüfkörper *B1* und *B2* ein charakteristisches Biegemoment aus Nutzlast von 4,2 kNm. Das charakteristische Biegemoment aus dem Eigengewicht des Prüfkörpers und der Lasteinleitungsstruktur wurde mit 4,26 kNm berücksichtigt.

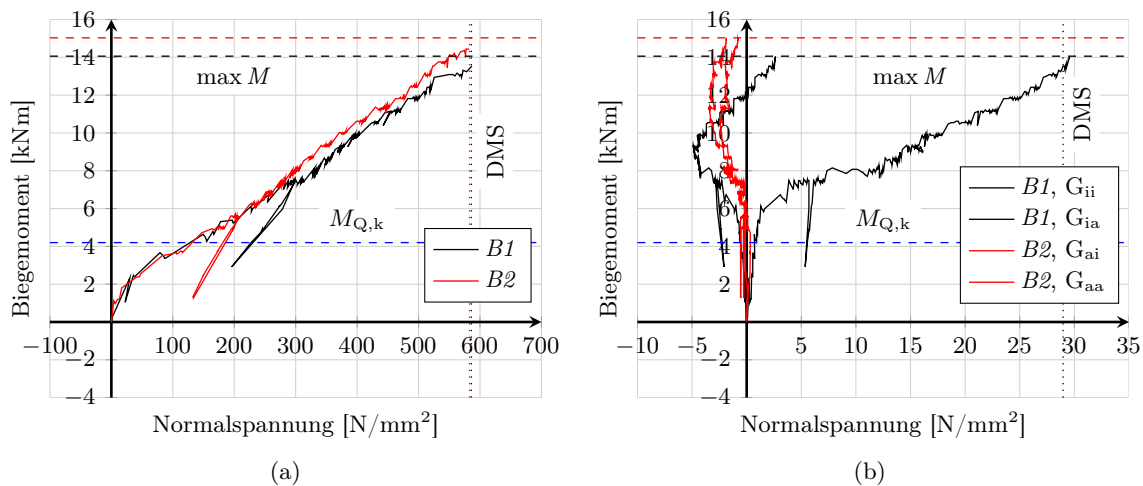


Abbildung 4.7: Prüfkörper *B1/B2*, (a) Normalspannung der Stoßbewehrung in Feldmitte, (b) Normalspannung der Gitterträgerdiagonalen

Bei der Auswertung der Versuche *B1* und *B2* ist kein wesentlicher Unterschied im Tragverhalten der zwei Bewehrungsvarianten festzustellen. Die Ausnutzung der Gitterträgerdiagonalen ist bei den niedrig bewehrten Platten sehr gering. Die maximale Spannung einer Diagonale beträgt nur etwa 30 N/mm^2 , vgl. Abb. 4.7b. In der Abbildung werden nur die am stärksten beanspruchten Gitterträgerdiagonalen der Prüfkörper dargestellt.

Aus den augenscheinlichen Beobachtungen heraus lässt sich schließen, dass die Verbundfuge in weiten Teilen zwischen Fertigteil und Ortbeton noch intakt war und die Gitterträger bei dem betrachteten Bewehrungsquerschnitt nicht am Tragverhalten des Stoßes beteiligt werden. Das geringe Ansteigen der Spannungen des inneren Gitterträgers des Prüfkörpers *B1* zeigt jedoch, dass die Verbundwirkung der Verbundfuge durch erste Rissbildung leicht herabgesetzt wurde, wie auch im Rissbild des Prüfkörpers im Anhang B auf S. 181 in Abb. B.1 zu sehen ist. Die Tragwirkung der Diagonalen des inneren Gitterträgers ist bei dem niedrig bewehrten Prüfkörper teilweise aktiviert worden, obwohl sie keine sichtliche Auswirkung auf das Gesamttragverhalten hat.

Nennenswerte Unterschiede der Durchbiegungsverläufe, der Verläufe der Stoßöffnungsbreiten sowie der Stahlspannungen der Stoßbewehrung in Feldmitte konnten nicht festgestellt werden, vgl. Abb. 4.6 und Abb. 4.7a. Bei beiden Versuchen wurde die Tragfähigkeit der Prüfkörper durch die Ausnutzung der Stahlzugfestigkeit der Stoßbewehrung über der Elementfuge be-

grenzt. Das Rissbild im Bruchzustand des zweiten Prüfkörpers $B2$ ist im Anhang B auf S. 181 in Abb. B.2 zu sehen. Eine Störung der Verbundfugentragfähigkeit konnte nicht beobachtet werden, ist jedoch nicht vollends auszuschließen.

4.2.2 Versuchsserie 2

Mit den Erkenntnissen der ersten Versuchsserie wurde die zweite Serie konzipiert, bestehend aus drei weiteren Hauptversuchen $B3$ bis $B5$. Die Serie verfolgte das Ziel, verschiedene Grenzbewehrungszustände zu betrachten, um an diesen das spätere Finite-Elemente-Modell in Kapitel 5 zu kalibrieren. Versuchskörper $B3$ wurde mit einer sehr geringen Übergreifungslänge der Bewehrung von etwa $l_{0,\min}$ ausgeführt, ohne das Gitterträger die Übergreifung sicherten. Der Versuchskörper $B4$ war Prüfkörper $B2$ ähnlich, unterschied sich jedoch in der Länge der übergreifenden Bewehrung, die durchgehend über die gesamte Länge des Prüfkörpers verlief. Einflüsse aus der Änderung der Prüfkörpergeometrie sollten zusätzlich betrachtet werden. Die Probenlänge aller Prüfkörper wurde in der zweiten Versuchsserie erhöht, um einen größeren Abstand der Lasteinleitung vom Auflager zu erzielen, jedoch gleichzeitig die übergreifende Stoßbewehrung nicht durch die direkte Lasteinleitung zu beeinflussen. Die Anzahl der aufliegenden Bewehrungsstäbe der Prüfkörper $B3$ und $B4$ wurde gegenüber den vorherigen Untersuchungen von 7 auf $8 \varnothing 6$ mm erhöht, die Bewehrung der Fertigteile blieb unverändert.

Der Prüfkörper $B5$ wurde im Fertigteile mit Stäben $\varnothing 12$ mm und einem Bewehrungsquerschnitt von $9,42 \text{ cm}^2/\text{m}$ bewehrt. Er liegt damit geringfügig unter dem normativ maximal zulässigem Querschnitt von $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$. Die Stoßbewehrung wurde mit Stäben $\varnothing 14$ mm und einem Bewehrungsquerschnitt von $11,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ bewehrt, um den Höhenversatz der Bewehrung zu kompensieren.

Die unteren gestrichelten, horizontalen Linien in den Diagrammen geben für die betrachteten Bewehrungsführungen das charakteristische Biegemoment der Nutzlast M_{Qk} an, welches sich aus der Rückrechnung der Prüfkörper unter der Annahme einer Betonfestigkeitsklasse C20/25 ergibt. Das Biegemoment aus dem Eigengewicht des Prüfkörpers sowie aus der Lasteinleitungsstruktur wurden gemäß den experimentellen Untersuchungen berücksichtigt. Das maximal aufgebrachte Biegemoment sowie der Zeitpunkt der maximalen Dehnung in der Stoßbewehrung sind analog zu Serie 1 angegeben.

4.2.2.1 Prüfkörper $B3$

Der Prüfkörper $B3$ verfolgte die Mindestanforderungen eines Übergreifungsstoßes mit einer Mindestlänge von $l_{0,\min} = 20 \text{ cm}$ nach *EC 2-1-1 (2011)* + $1,5 \text{ cm}$ (aus Abfasung), vgl. Abb. A.3 im Anhang A auf S. 179. Es befanden sich keine Gitterträger im Stoßbereich. Der Bewehrungsquerschnitt der zu stoßenden Bewehrung im Fertigteile lag bei $3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ bzw. einem mechanischen Bewehrungsgrad der Vollplatte von $\omega = 0,0719$.

Der Übergreifungsstoß auf dem Fertigteile wurde mit $8 \varnothing 6$ mm bzw. einem Bewehrungsquerschnitt von $4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$ ausgeführt, vgl. Tab. 4.2. Der mechanische Bewehrungsgrad über der Elementfuge ω_E lag bei $0,1184$. Die Bewehrung lag unmittelbar auf der Oberfläche des Fertigteils. Die Oberflächenrauigkeit nach Kaufmann wurde mit $R_t = 2,01 \text{ mm}$ bestimmt. Dies entspricht nach *EC 2-1-1 (2011)* einer rauen Oberfläche.

Aufgrund der sehr kurzen Übergreifungslänge trat erwartungsgemäß ein Versagen des Verbunds zwischen dem Beton und der Bewehrung ein, vgl. Abb. 4.8b. Das Bauteile versagte schlagartig. Die Bruchstelle bildete sich horizontal entlang der Übergreifungsbewehrung aus und verlief am Ende der Bewehrung vertikal nach oben durch den Ort beton. Das Rissbild ist in Abb. B.3 im Anhang B auf S. 182 abgebildet. Eine zu kurze Übergreifungslänge bedingt

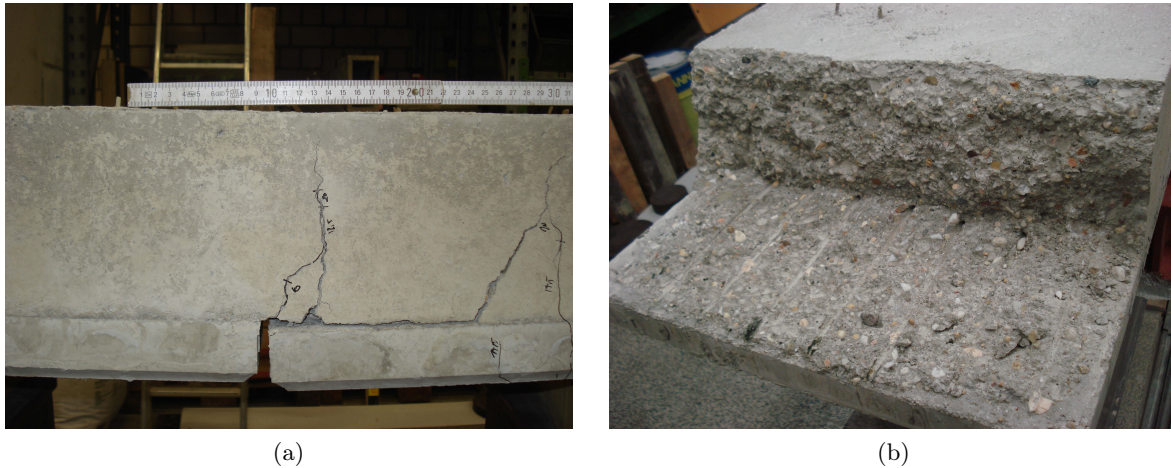


Abbildung 4.8: Prfkkrper $B3$ (a) Versagensbild (b) Bereich des Versagens

ein Versagen des Verbunds zwischen dem Beton und der Bewehrung. Die volle Tragfahigkeit der StoBbewehrung konnte nicht ausgeschpft werden. Das charakteristische Biegemoment der Nutzlast betragt fr Prfkkrper $B3$ 3,6 kNm. In Abb. 4.9a ist zu sehen, dass dieser Wert gleichzeitig die Grenze darstellt, bei der der Verbund zwischen Bewehrung und Beton versagt. Der Versuch sollte in erster Linie zur Kalibrierung der nachfolgenden numerischen Berechnungen dienen. Eine kritische Hinterfragung sowie die mgliche Variation der nach Norm vorgeschlagenen bergreifungslngen war nicht vorgesehen.

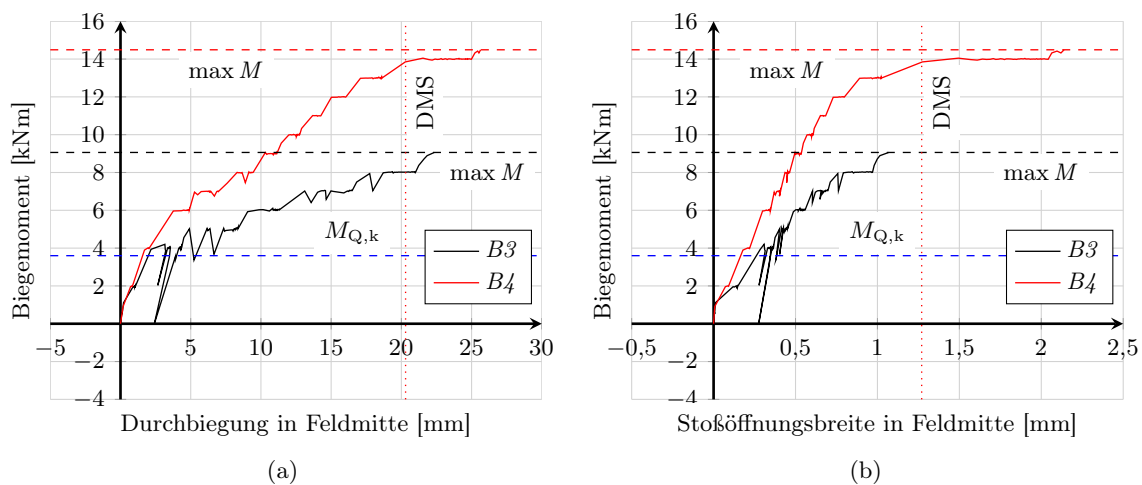


Abbildung 4.9: Prfkkrper $B3/B4$, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) StoBffnungsbreite in Feldmitte

4.2.2.2 Prfkkrper $B4$

Die Bewehrungsfhrung des Prfkkrpers $B4$ war mit der des Prfkkrpers $B2$ vergleichbar. Der einzige Unterschied bestand darin, dass die bergreifende StoBbewehrung ber die gesamte Prfkkrperlnge verlief. Der Einfluss einer durchgehend verlaufenden Bewehrung sollte bewertet werden, wobei keine nennenswerten Unterschiede gegenber dem Prfkkrper $B2$ vermutet wurden. Der Bewehrungsquerschnitt des Fertigteils lag bei $3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ bzw. einem mechanischen Bewehrungsgrad der Vollplatte ω von 0,0719. Der bergreifungsstoB wurde mit

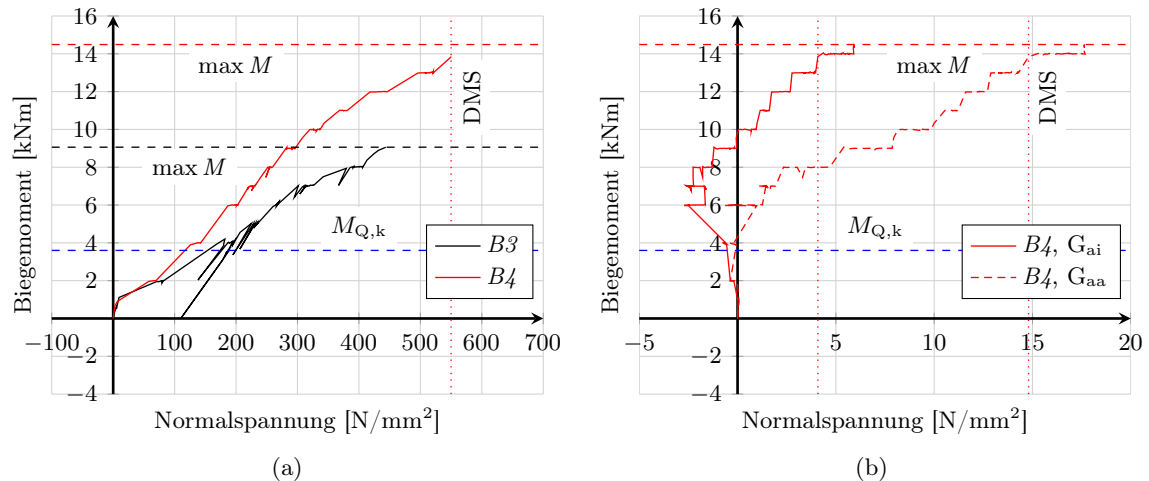


Abbildung 4.10: Prüfkörper $B3/B4$, (a) Normalspannung der Stoßbewehrung in Feldmitte, (b) Normalspannung der Gitterträgerdiagonalen

$8 \varnothing 6 \text{ mm}$ bzw. $4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$ über dem Elementdeckenstoß bewehrt. Der mechanische Bewehrungsgrad über der Elementfuge ω_E lag bei $0,1184$ unter der Annahme eines C20/25.

Der Abstand der inneren, am nächsten zum Stoß liegenden Gitterträger betrug wie bei Prüfkörper $B2$ $6 \cdot h$. Die Bewehrung wurde direkt auf die Oberfläche des Fertigteils gelegt. Die Oberflächenrauigkeit des Fertigteils wurde vor der Ortbetonbetonage mit dem Sandflächenverfahren nach Kaufmann zu $R_t = 2,77 \text{ mm}$ ermittelt. Dies entspricht nach *EC 2-1-1 (2011)* einer rauen Oberfläche.

Bei dem experimentellen Traglastversuch wurde die Tragfähigkeit durch die Ausnutzung der Stahlzugfestigkeit der Übergreifungsbewehrung begrenzt. Der Verlauf der Mitten-Durchbiegung ist in Abb. 4.9a dargestellt. Das Versagen kündigte sich im Stoßbereich der horizontalen Verbundfuge an. Darüber hinaus blieb die Verbundfuge des Prüfkörpers augenscheinlich intakt, eine Kernbohrung konnte dies im Nachhinein bestätigen. Das Rissbild im Bruchzustand ist im Anhang auf Seite 182 in Abb. B.4 zu sehen.

Die Normalspannungen der Stoßbewehrung in Feldmitte verliefen unauffällig, vgl. Abb. 4.10a. Die erwartete Tragfähigkeit des Prüfkörpers, in Abhängigkeit der zuvor ermittelten Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls, wurde erreicht.

Das angegebene charakteristische Biegemoment aus Nutzlast des Prüfkörpers $B4$ wurde unter Berücksichtigung des Eigengewichts und des Gewichts der Lasteinleitungsstruktur zu $3,6 \text{ kNm}$ ermittelt, vgl. Prüfkörper $B3$.

In Abb. 4.10b sind die gemessenen Normalspannungen der Diagonalen eines Gitterträgers dargestellt. Es wird zwischen den Diagonalen auf der Seite zum Elementstoß G_{ai} und den Diagonalen auf der Seite des Auflagers G_{aa} unterschieden. Die gemessenen Normalspannungen der in Prüfkörper $B4$ eingelegten Gitterträgerdiagonalen fielen im Durchschnitt mit maximal 20 N/mm^2 sehr gering aus. Trotz der dezenten Rissbildung in der Verbundfuge und der damit auftretenden Verbundstörung zeigt sich, dass diese keinen Einfluss auf das Gesamttragverhalten des Prüfkörpers hat. Weder der Verlauf der Durchbiegung noch der der Normalspannungen der Stoßbewehrung lassen auf eine gestörte Verbundfuge schließen.

Beim Vergleich der Ergebnisdiagramme der beiden Versuchskörper $B3$ und $B4$ ist zu sehen, dass die Kurvenverläufe der gemessenen Durchbiegungen, Stoßöffnungsbreiten und Normalspannungen bis zum Erreichen der charakteristischen Biegebeanspruchung aus Nutzlast von $3,6 \text{ kNm}$ nahezu identisch verlaufen. Bei Prüfkörper $B4$ ergibt sich für die Tragfähigkeit somit

eine Sicherheit von $\eta = 4,0$ im Vergleich zum ermittelten charakteristischen Biegemoment aus Nutzlast bzw. $\eta = 2,31$ unter zusätzlicher Berücksichtigung der charakteristischen Eigenlasten.

Der Normalspannungsverlauf der Feldbewehrung im Fertigteil war bei Prüfkörper B_4 ebenfalls unauffällig und wird auf S. 61 beim Vergleich der Versuchskörper B_2 und B_4 betrachtet.

4.2.2.3 Vergleich der Prüfkörper B_2 und B_4

Ein Vergleich der Prüfkörper B_2 und B_4 soll zeigen, dass trotz unterschiedlicher Randbedingungen beide Untersuchungen vergleichbare Ergebnisse geliefert haben. Die unterschiedlichen Randbedingungen beider Prüfkörper beinhalten den Abstand zwischen Auflager und Lasteinwirkung, den Bewehrungsquerschnitt, die Länge der Prüfkörper, die Betonfestigkeit sowie die Länge der Stoßbewehrung auf dem Fertigteil. Die Gitterträger wurden bei beiden Prüfkörpern im Abstand von $6 \cdot h$ verlegt. Es werden der Durchbiegungsverlauf in Probenmitte, die Normalspannungen der Stoßbewehrung im Ortbeton sowie die der Feldbewehrung im Fertigteil miteinander verglichen.

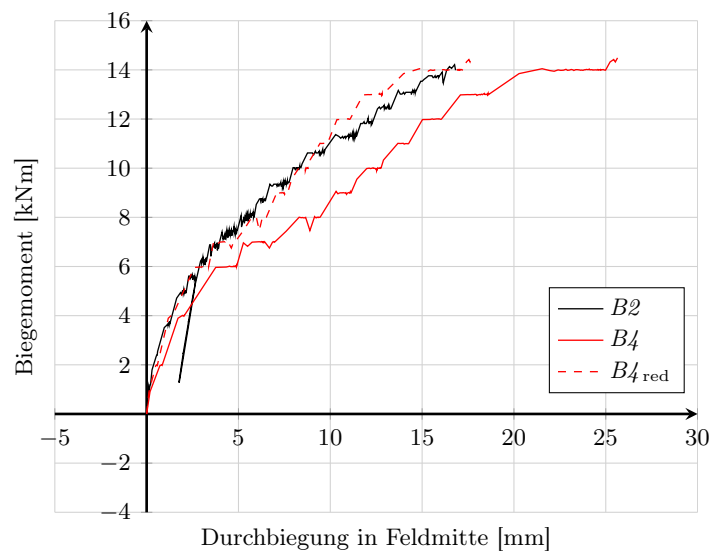


Abbildung 4.11: Prüfkörper B_2/B_4 , Durchbiegung in Feldmitte

Die erreichten Biegemomente im Bruchzustand der Versuchskörper lagen für Prüfkörper B_2 bei 19,28 kNm (mit 15,03 kNm aus Nutzlast zuzüglich 4,25 kNm aus Eigengewicht der Gesamtkonstruktion) und für Prüfkörper B_4 bei 20,50 kNm (bestehend aus 14,32 kNm aus Nutzlast sowie 6,18 kNm aus Eigengewicht der Gesamtkonstruktion). Die Differenz ergibt sich im Wesentlichen durch den erhöhten Bewehrungsquerschnitt im Stoß des Prüfkörpers B_4 . Zusätzlich spielt die Höhenlage und somit die statische Nutzhöhe der Übergreifungsbewehrung eine Rolle, diese waren aufgrund der ungleichmäßigen Dicke der Fertigteile nicht identisch. Grundsätzlich steht die höhere Tragfähigkeit des Prüfkörpers B_4 in Relation zum höheren Stahlquerschnitt. Auch Schwankungen der Stahlzugfestigkeit haben Einfluss auf das Bruchmoment und beeinflussen das Verhältnis.

Der direkte Vergleich der Durchbiegungsverläufe in Bezug auf die Momentenbeanspruchung der Prüfkörper B_2 und B_4 ist in Abb. 4.11 dargestellt und zeigt erst einen deutlichen Unterschied beider Verläufe auf. Prüfkörper B_2 hatte im Versuch eine höhere Steifigkeit, bei vergleichbarer Beanspruchung beider Bauteile fällt die Durchbiegung des Prüfkörpers B_2 geringer aus.

Prüfkörper $B2$ besaß eine höhere Betonfestigkeit gegenüber Prüfkörper $B4$. Die Würfeldruckfestigkeit des Betons des Prüfkörpers $B2$ betrug $f_{c,cube} = 27,5 \text{ N/mm}^2$. Der Beton des Prüfkörpers $B4$ zeigte eine Druckfestigkeit von $f_{c,cube} = 21,3 \text{ N/mm}^2$. Der Bewehrungsquerschnitt des Prüfkörpers $B4$ war gegenüber $B2$ leicht erhöht.

Zur besseren Vergleichbarkeit der Durchbiegungsverläufe beider Prüfkörper wird die unterschiedliche Geometrie der Probekörper sowie die Steifigkeit des Ortbetons mitsamt der darinliegenden Bewehrung berücksichtigt. Die Betonfestigkeit des Fertigteils war annähernd gleich, der Einfluss der Fertigteile wird nicht berücksichtigt. Mit Hilfe von Gl. 4.1 (*Schmitz 2013*) wird der Verlauf der Durchbiegung aus Nutzlast in Feldmitte im Zustand I beider Prüfkörper bestimmt und miteinander verglichen. Dabei ist a der Abstand der Last bis zum Auflager, F die eingeleitete Kraft je Seite und l die Stützweite des Prüfkörpers, vgl. Abb. 4.3.

$$w^{\text{el}} = \frac{F \cdot a}{24 \cdot E \cdot I} \cdot [3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2] \quad (4.1)$$

Unter Berücksichtigung der Betonfestigkeiten sowie der Lage und Anzahl der Bewehrungsstäbe ergibt sich im Stoßbereich ein Verhältnis der Steifigkeiten ($E \cdot I$) von 0,89 für Zustand I. Durch zusätzliche Berücksichtigung des Abstands a und der Prüfkörperlänge l in Gl. 4.1 ergibt sich ein Verhältnis der elastischen Durchbiegungsverläufe von 0,69.

Der Kurvenverlauf $B4_{\text{red}}$ in Abb. 4.11 zeigt für Prüfkörper $B4$ unter Berücksichtigung des Faktors 0,69 in weiten Teilen einen ähnlichen Durchbiegungsverlauf wie für Prüfkörper $B2$. Größere Differenzen zwischen den Kurven $B2$ und $B4_{\text{red}}$ treten erst ab einem Biegemoment von etwa 12,0 kNm auf. Dies lässt auf plastische Dehnungen der Biegebewehrung und den starken Einfluss des Zustands II schließen, die bei den Prüfkörpern zu unterschiedlichen Belastungszeitpunkten einsetzen. Weitere Gründe können eine hohe Einwirkung aus den Eigenlasten sein, aber auch das Mittragen des Betons unter Zug sowie die gering unterschiedliche Betonzugfestigkeit der Fertigteile können den Unterschied erklären.

Bei einem Biegemoment von etwa 12,0 kNm beträgt die Normalspannung in der Stoßbewehrung 480 N/mm^2 bei Prüfkörper $B2$ und 440 N/mm^2 bei Prüfkörper $B4$. Die stärker beanspruchte Bewehrung des Prüfkörpers $B2$ befindet sich in der Nähe der Streckgrenze und fängt an zu fließen.

Ähnlich der Durchbiegung verhalten sich die Normalspannungen in der auf dem Fertigteil liegenden Stoßbewehrung der Prüfkörper $B2$ und $B4$ zueinander. Prüfkörper $B2$ wurde im Stoßbereich mit $7 \varnothing 6 \text{ mm}$ Stäben bzw. einem Bewehrungsquerschnitt von $1,98 \text{ cm}^2$ bewehrt. Zum Vergleich wurde Prüfkörper $B4$ im Stoßbereich mit $8 \varnothing 6 \text{ mm}$ Stäben bzw. einem Bewehrungsquerschnitt von $2,26 \text{ cm}^2$ versehen. Bei gleicher Momentenbeanspruchung sind bei Prüfkörper $B4$ wegen des größeren Stahlquerschnitts geringere Normalspannungen der Bewehrung zu beobachten. Wird der Normalspannungsverlauf des Prüfkörpers $B4$ im Verhältnis der Stahlquerschnitte auf den geringeren Querschnitt des Prüfkörpers $B2$ umgerechnet, ergibt sich Kurve $B4_{\text{red}}$, vgl. Abb. 4.12. Diese zeigt gegenüber dem Normalspannungsverlauf des Prüfkörpers $B2$ einen nahezu identischen Verlauf. Die anfänglichen Differenzen der Normalspannungen (bis etwa 4,0 kNm) lassen sich aus den unterschiedlichen Eigenlasten und aus der unterschiedlichen Betonfestigkeit begründen. Mit steigender Belastung reißt der Beton am Stoß auf und nur die Übergreifungsbewehrung über der Elementfuge überträgt die Kräfte in diesem Bereich (Übergang in den Zustand II). Aufgrund der Unterschiede treten auch die plastischen Dehnungen der Bewehrung zu leicht unterschiedlichen Belastungspunkten ein. Auch das Mittragen des Betons im Stoßbereich ist für die Abweichung mitverantwortlich.

Ergänzend werden die unterschiedlichen Verläufe der Normalspannungen in der Stoßbewehrung über die Länge der Übergreifung betrachtet, vgl. Abb. 4.13. Die Spannungen nehmen vom Stoß weg stetig über die Länge der Stoßbewehrung ab und werden auf die darunterliegende

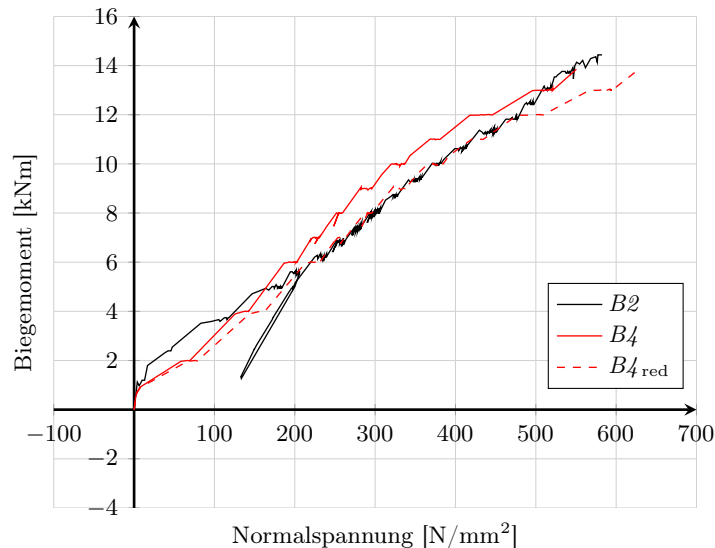


Abbildung 4.12: Prüfkörper $B2/B4$, Normalspannung der Stoßbewehrung mittig

Feldbewehrung im Fertigteil übertragen. Ein von der Mitte bis zum Ende der Stoßbewehrung immer steilerer Normalspannungsabfall der übergreifenden Bewehrung ist mit steigender Belastung zu beobachten. Der Verlauf deckt sich qualitativ mit dem dargestellten Verlauf der Spannungen eines Übergreifungsstoßes nach *Eligehausen (1979)*, vgl. Abb. 2.10 auf Seite 9. Der Messpunkt bei Prüfkörper $B2$ befindet sich 42,0 cm von der Mitte der Stoßbewehrung entfernt, bei Prüfkörper $B4$ beträgt die Entfernung 26,5 cm.

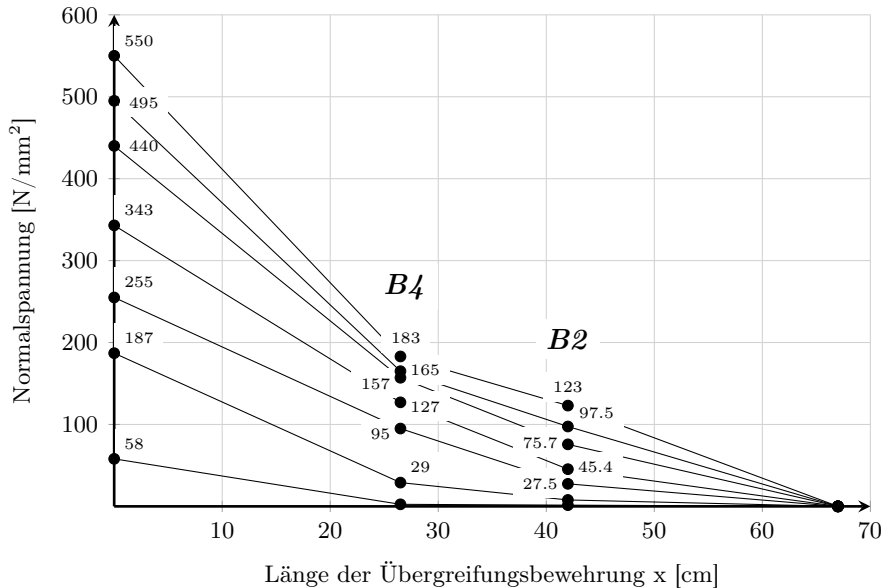


Abbildung 4.13: Prüfkörper $B2/B4$, Normalspannungsverlauf in der übergreifenden Bewehrung, $x=0$ (Mitte) und $x=26,5$ cm ($B4$) und 42,0 cm ($B2$)

Die Feldbewehrung der Fertigteile war vom Querschnitt und der Art der Verlegung bei beiden Prüfkörpern identisch. Die Lage der DMS zur Dehnungsmessung war bei den Prüfkörpern unterschiedlich, beide befanden sich jedoch im Bereich des konstanten Biegemomentes. In Abb. 4.14 werden die Normalspannungsverläufe der Feldbewehrung dargestellt. Kurz vor der Bruchlast, ab einem Biegemoment von 10,0 kNm, weichen die gemessenen Normalspan-

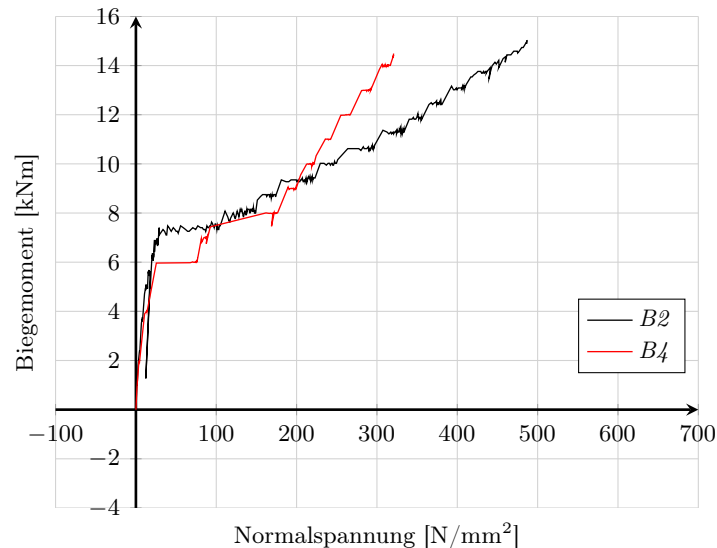


Abbildung 4.14: Prüfkörper $B2/B4$, Normalspannung der Feldbewehrung in Fertigteilmitte

nungen der Feldbewehrung stark voneinander ab. Dies ist auf die auf der Oberfläche des Fertigteils durchlaufende Stoßbewehrung des Prüfkörpers $B4$ zurückzuführen, die am Tragverhalten beteiligt wird, da bei Prüfkörper $B4$ die durchlaufende Stoßbewehrung zusätzlich über die gesamte Länge mitträgt. Ein Unterschied im Ursprung der beiden Verläufe, wie beim Spannungsverlauf der Stoßbewehrung in Feldmitte, ist nicht erkennbar.

Der Vergleich der Prüfkörper $B2$ und $B4$ lässt erkennen, dass trotz der dargelegten Unterschiede ein vergleichbares Tragverhalten beobachtet wurde. Die auf dem Fertigteil durchlaufende Bewehrung hat erst kurz vor dem Versagen Einfluss auf das Tragverhalten und reduziert die Spannungen der Bewehrung im Fertigteil. Ein grundsätzlich unterschiedliches Tragverhalten der beiden Prüfkörper konnte jedoch nicht beobachtet werden. Die Ausführungsvariante $B4$ führt durch die durchlaufende Stoßbewehrung zu einem erhöhten Stahlbedarf.

Die numerische Betrachtung dieser Prüfkörper sollte unter Berücksichtigung der Materialparameter der einzelnen Betone sowie Verwendung eines gleichen Betonmodells ein vergleichbares Ergebnis zeigen und diese Schlussfolgerung bestätigen, vgl. Kapitel 5.

4.2.2.4 Prüfkörper $B5$

Der Prüfkörper $B5$ ist in der Fertigteilplatte mit $4 \varnothing 12$ mm bewehrt worden, die übergreifende Bewehrung wurde mit $4 \varnothing 14$ mm ausgeführt, um die reduzierte statische Nutzhöhe der Bewehrung im Bereich der Querschnittsschwächung des Prüfkörpers zu kompensieren. Im Fertigteil lag der Bewehrungsquerschnitt bei $9,42 \text{ cm}^2/\text{m}$ und unterschreitet den maximal zulässigen Wert der zu stoßenden Bewehrung von $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ nur leicht. Der mechanische Bewehrungsgrad der Vollplatte lag bei $\omega = 0,2026$. Im Stoßbereich betrug der Bewehrungsquerschnitt $11,0 \text{ cm}^2/\text{m}$. Der mechanische Bewehrungsgrad über der Elementfuge ω_E lag bei $0,2961$ unter der Annahme eines C20/25. Die Bewehrungsführung ist auf Seite 180 in Abb. A.5 dargestellt. Die Oberflächenrauigkeit des Prüfkörpers wurde mit $R_t = 2,54$ mm nach Kaufmann bestimmt und entspricht einer rauen Oberfläche. Das charakteristische Biegemoment aus Nutzlast M_{Qk} liegt unter der Annahme der Betonfestigkeitsklasse C20/25 bei $15,5 \text{ kNm}$ und ist als untere, horizontal gestrichelte Linie in den nachfolgenden Diagrammen für Prüfkörper $B5$ dargestellt.

Der Gitterträgerabstand im Stoßbereich wurde mit $4,25 \cdot h$ angenommen, auf weitere Gitterträger im Stoßbereich wurde verzichtet. Die Gitterträger lagen nicht direkt am Elementstoß



Abbildung 4.15: Prüfkörper *B5*, (a) Rissbild im Stoßbereich bei 75 kN (30 kNm), (b) Rissbild im Versagenszustand

und konnten nicht über die gesamte Länge der Übergreifung als Umschließungsbewehrung wirken. Durch den weiten Abstand der Gitterträger zum Elementstoß entstand ein großer unverbügelter Bereich. Der Querschnitt der unter Zug stehenden Gitterträgerdiagonalen wurde nicht für die Zugkraft der gestoßenen Längsbewehrung bemessen. Die Gitterträger wurden lediglich als sichernde Verbundbewehrung eingelegt.

Ziel der Untersuchung war es, eine Erhöhung der Verbundspannungen der Stoßbewehrung bedingt durch eine höhere Belastung sowie eine Reduzierung der Übergreifungslänge zu bewirken. Auch die Ausnutzung der Gitterträgerdiagonalen gegenüber den gering bewehrten Prüfkörpern *B1* - *B4* sollte erhöht werden. Es wurde erwartet, dass die Verbundfuge zwischen den beiden Betonschichten versagt, jedoch durch die eingelegten Gitterträger im Stoßbereich ein duktileres Versagensbild ermöglicht wird.

Die rechnerisch erforderliche Übergreifungslänge nach *EC 2-1-1 (2011)* wurde reduziert. Der erhöhte Abstand der sich übergreifenden Stäbe der Feldbewehrung im Fertigteil und der Stoßbewehrung im Ortbeton wurde nicht berücksichtigt. Die angenommene Übergreifungslänge betrug $l_0 = 56$ cm, das entspricht der Mindestübergreifungslänge l_0 für einen Stabdurchmesser von 12 mm. Zusätzlich wurde der Beginn der Übergreifungslänge nicht ab dem ersten Gitterträger, sondern ab dem Elementstoß angenommen. Die Bewehrung wurde direkt auf die Fertigteiloberfläche gelegt.

Die Übergreifungslänge eines Bewehrungsstoßes mit $\varnothing 12$ mm hätte ab dem Elementstoß nach *EC 2-1-1 (2011)* 110 cm betragen müssen, für $\varnothing 14$ mm 124 cm, jeweils unter der Annahme der Betonfestigkeitsklasse C20/25, eines maximalen Gitterträgerabstands von $2 \cdot h$ sowie unter Berücksichtigung des erhöhten Abstands der sich übergreifenden Bewehrungsstäbe, mit pauschal 10 cm. Der Faktor zur Berücksichtigung des maximalen Abstands der in einer Ebene liegenden Bewehrungsstöße α_6 wurde mit 1,0 angenommen. Die Länge der Stoßbewehrung entsprach somit etwa 50 % der rechnerisch erforderlichen Übergreifungslänge.

Bei einem Biegemoment von etwa 30 kNm stellte sich auf einer Seite eine Klaffung zwischen Fertigteil und Ortbeton ein, die Verbundfuge versagte, vgl. Abb. 4.15a. In den nachfolgenden Diagrammen des Prüfkörpers *B5* ist dieses Biegemoment durch eine gepunktete Linie markiert. Die Klaffung breitete sich sukzessiv unter Laststeigerung bis zum endgültigen Versagen des Prüfkörpers bei einem Biegemoment von 32 kNm aus, vgl. Abb. 4.15b. Das zugehörige Rissbild wird in Abb. B.5 im Anhang B auf S. 183 dargestellt.

Es wird vermutet, dass die Verbundfuge zum Zeitpunkt der Klaffung noch in einigen Teilbereichen intakt gewesen sein muss, da eine Laststeigerung nach Eintreten der Verbundfugen-

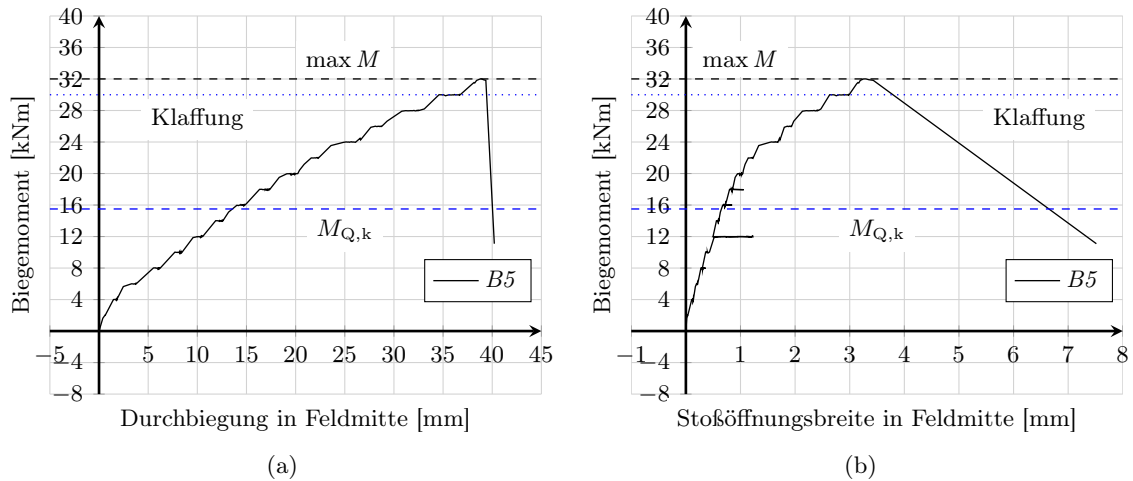


Abbildung 4.16: Prüfkörper *B5*, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsweite in Feldmitte

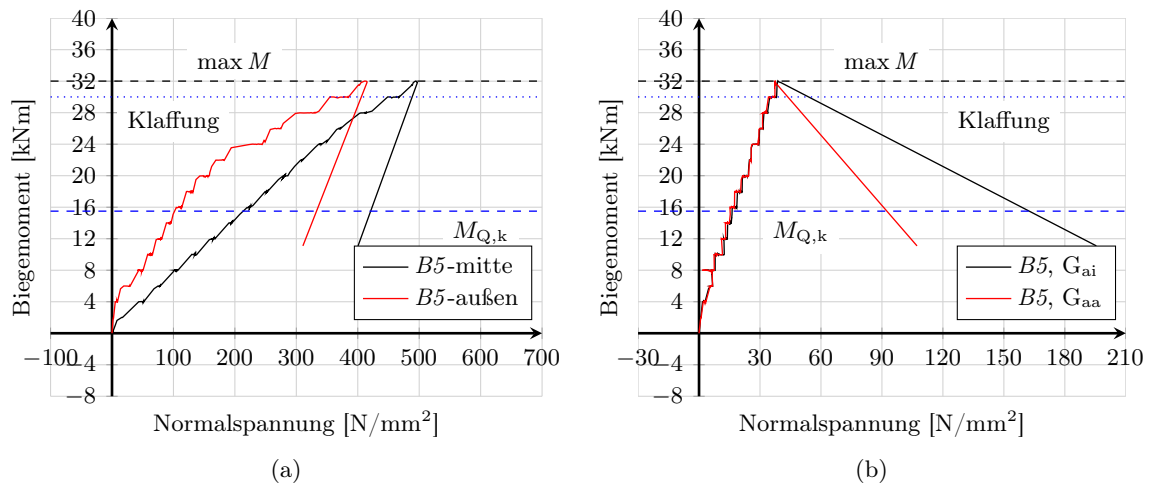


Abbildung 4.17: Prüfkörper *B5*, (a) Normalspannung der Stoßbewehrung in Feldmitte und außen (25 cm), (b) Normalspannung der Gitterträgerdiagonalen

klaffung noch möglich war. Mit vollständigem Versagen der Verbundfuge stiegen die Spannungen in den weit entfernten Gitterträgerdiagonalen an, wobei das aufnehmbare Biegemoment schlagartig abfiel. Eine weitere Laststeigerung war nicht mehr möglich, vgl. Abb. 4.17b.

Die Verläufe der Mitten-Durchbiegung, der Stoßöffnungsweite sowie der Normalspannungen in der auf dem Fertigteil liegenden Stoßbewehrung verhielten sich insgesamt auch über das charakteristische Biegemoment aus Nutzlast von 15,5 kNm hinweg unauffällig. Zum Zeitpunkt des Verbundfugenversagens sind keine nennenswerten Auswirkungen in den dargestellten Verläufen des Prüfkörpers ersichtlich. Der Ort beton löste sich von der Fertigteiloberfläche ohne eine zusätzliche Erhöhung der Durchbiegung. Die Zugspannungen der Bewehrung waren bis zum Versagenseintritt mit 494 N/mm^2 im nahezu linear elastischen Bereich, vgl. Abb. 4.17a. Der lastabhängige Verlauf der Stoßöffnungsweite in Abb. 4.16b, aber auch der Verlauf der Normalspannung der Stoßbewehrung im 25 cm von der Mitte entfernten Bereich in Abb. 4.17a zeigen, dass ab einem Biegemoment von etwa 23 kNm eine Traglastumlagerung im Inneren des Prüfkörpers im Stoßbereich stattfand. Die Stoßöffnungsweite und der Normalspannungsverlauf steigen gegenüber den vorherigen Verläufen deutlich an.

Ein signifikanter Anstieg der Normalspannungen in den Gitterträgerdiagonalen durch das Versagen der Verbundfuge zwischen dem Fertigteil und dem nachträglich ergänzten Ort beton konnte vor dem Erreichen der Bruchlast nicht beobachtet werden. Dies wird durch den von der Stoßmitte weiten Abstand der Gitterträger bzw. eine noch teilweise intakte Verbundfuge begründet. Die gemessenen Normalspannungen in den Gitterträgerdiagonalen sind dennoch höher als die der gering bewehrten Versuchskörper *B1*, *B2* und *B4*. Die Normalspannungen erreichten Werte von $\leq 40 \text{ N/mm}^2$. Nach Erreichen der Bruchlast stiegen die Gitterträgerspannungen schlagartig auf bis zu 200 N/mm^2 an.

Im experimentellen Versuch des Prüfkörpers *B5* konnte gezeigt werden, dass aufgrund der reduzierten Übergreifungslänge und fehlender Gitterträger im Stoßbereich ein Versagen der rauen Verbundfuge eintritt. Ein duktileres Verhalten des Prüfkörpers wurde durch den eingelegten Gitterträger im Bereich des Stoßes ermöglicht.

Es wird vermutet, dass durch den Einsatz eines weiteren Gitterträgers in der Nähe des Elementstoßes die Traglast erhöht werden würde. Der zusätzliche Gitterträger könnte bei teilweise zerstörter Verbundfuge ein weiteres, stabiles Tragverhalten des Prüfkörpers ermöglichen, ohne dass die hier beobachtete Klaffung zwischen den Betonschichten auftritt. Ebenfalls dürfte auch die Erhöhung der Länge der Stoßbewehrung eine Laststeigerung bewirken. Ein eventuelles Stahlzugversagen könnte die Folge sein, wobei mit einer großen Schädigung des Betongefüges zu rechnen ist. Die Anzahl der Gitterträger sollte für die Zugkraft der zu stoßenden Bewehrung bemessen werden, um weitere Gitterträger im Stoßbereich sicherzustellen.

4.2.3 Versuchsserie 3

Der sechste Prüfkörper wurde als ergänzender Versuch konzipiert, um die normativen Begrenzungen des Durchmessers und des Bewehrungsquerschnitts zu untersuchen.

Die Prüfkörperlänge wurde gegenüber den vorherigen Prüfkörpern *B3* bis *B5* geändert, der Abstand der Lasteinleitung vom Auflager wurde reduziert. Da die Übergreifungslänge der Bewehrung bei einem Stabdurchmesser von 16 mm relativ lang sein muss, wurde eine maximale Probenlänge von 4,20 m gewählt. Die ausgeführte Übergreifungslänge wurde jedoch reduziert, so dass der Einfluss einer direkten Lasteinleitung auf die Stoßbewehrung während der Prüfung vermieden wurde. Die Bewehrungsführung ist im Anhang A auf S. 180 in Abb. A.6 dargestellt.

Die Oberflächenrauigkeit nach Kaufmann wurde für Prüfkörper *B6* zu $R_t = 2,25 \text{ mm}$ bestimmt. Dieser Wert ist den Prüfkörpern *B3* - *B5* ähnlich und als rau einzustufen.

Die rechnerisch erforderliche Länge der übergreifenden Bewehrung ist durch den verwendeten großen Stabdurchmesser sowie den geringen Achsabstand der nebeneinanderliegenden Bewehrung bzw. der Stöße von $< 8 \cdot \varnothing$ relativ groß. Die Stoßbewehrung lag direkt auf der Oberfläche des Fertigteils, wodurch ein mäßiger Verbund angesetzt werden muss (*EC 2-1-1 2011*). Rechnerisch ergibt sich ab dem Elementstoß eine erforderliche Übergreifungslänge von 244 cm je Seite, unter Annahme eines inneren Gitterträgerabstands von $2 \cdot h$ und einer pauschalen Erhöhung der Übergreifung um 10 cm nach *DIN 1045-1 (2008)*, zur Berücksichtigung des Abstands der sich übergreifenden Bewehrungsstäbe untereinander. Die Betonfestigkeitsklasse wurde mit C20/25 angenommen.

Die ausgeführte Übergreifungslänge der Stoßbewehrung wurde unter der Annahme von guten Verbundbedingungen, einem ausreichend lichten Abstand der Bewehrungsstöße nebeneinander ($\geq 8 \cdot \varnothing$) sowie einem Stoßanteil $\leq 33 \%$ gewählt. Die Übergreifungslänge beginnt direkt am Stoß der Elementprüfkörper. Unter diesen Annahmen ergibt sich rechnerisch eine Übergreifungslänge von $l_0 = 105 \text{ cm}$ je Seite, die aufgrund der begrenzten maximalen Prüfkörperlänge

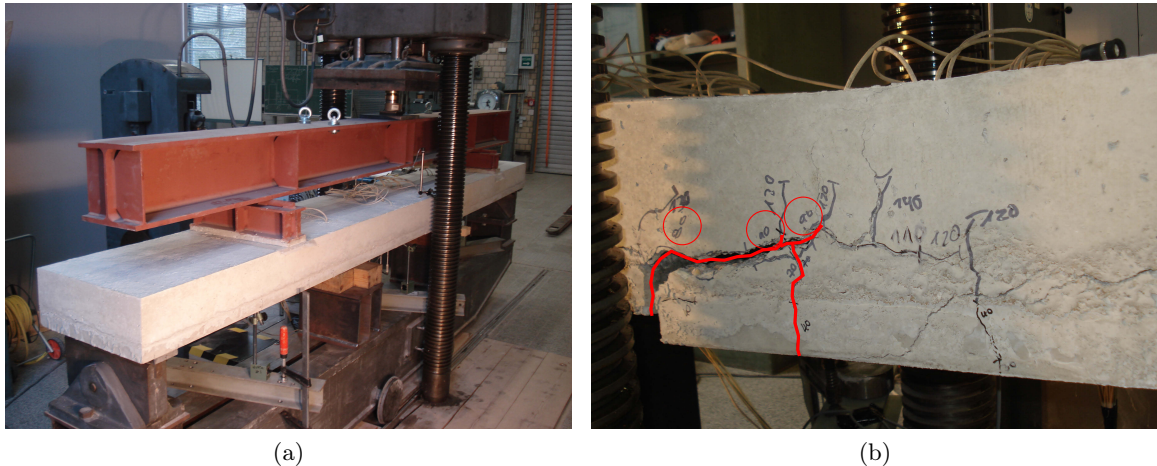


Abbildung 4.18: Prüfkörper *B6*, (a) Übersicht des Versuchs vor der Prüfung, (b) Rissbild im Stoßbereich nach Erreichen der maximalen Belastung, in rot erste starke Rissbildung der Verbundfuge (Angaben der Nutzlast auf der Probe in kN)

auf 97,5 cm reduziert wurde. Sie entspricht lediglich 40 % der rechnerisch erforderlichen Übergreifungslänge nach *EC 2-1-1 (2011)*.

Im Bereich des Übergreifungsstoßes wurden je Seite zwei Gitterträger eingebaut, die jedoch nicht ausreichend für die Zugkraft der zu stoßenden Bewehrung bemessen wurden. Die inneren Gitterträger hatten mit $2,5 \cdot h$ einen geringfügig höheren Abstand zueinander als der normativ maximal zulässige Wert von $2 \cdot h$. Die äußeren benachbarten Gitterträger im Stoßbereich befand sich weiter entfernt in einem Abstand von $3 \cdot h$ zu den Inneren, vgl. Abb. A.6 im Anhang A auf S. 180.

Die Bewehrung im Fertigteil bestand aus $4 \varnothing 16$ mm bzw. einem Bewehrungsquerschnitt von $17,7 \text{ cm}^2/\text{m}$. Der mechanische Bewehrungsgrad der Vollplatte ω lag bei 0,3850. Der Übergreifungsstoß wurde mit $5 \varnothing 16$ mm bzw. einem Bewehrungsquerschnitt von $20,1 \text{ cm}^2/\text{m}$ ausgeführt. Beide Querschnittswerte liegen deutlich über dem nach *EC 2-1-1 (2011)* maximal zulässigen Wert von $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$. Der mechanische Bewehrungsgrad über der Elementfuge betrug unter der Annahme der Betonfestigkeitsklasse C20/25 $\omega_E = 0,5449$. Der verwendete Stabdurchmesser von 16 mm ist nach *EC 2-1-1 (2011)* für diese Anwendung nicht zulässig.

Durch den sehr hohen Bewehrungsquerschnitt des Prüfkörpers *B6* wurde gegenüber den vorherigen Prüfkörpern *B1* bis *B5* eine deutliche Traglaststeigerung erwartet. An den Ergebnissen des Prüfkörpers *B5* konnte bereits gezeigt werden, dass bei hohem Bewehrungsquerschnitt auch der Ausnutzungsgrad der Gitterträgerdiagonalen gesteigert werden kann.

Aufgrund der sehr kurz gewählten Übergreifungslänge wurde davon ausgegangen, dass das Bauteil entweder durch eine Überschreitung der Verbundspannungen zwischen Beton und Bewehrungsstahl im Stoßbereich oder durch ein vorzeitiges Überschreiten der Tragfähigkeit der Verbundfuge zwischen Fertigteil und Ortbeton versagt. Ein reines Biegeversagen wurde ausgeschlossen.

Rechnerisch sollte sich bei einem mechanischen Bewehrungsgrad über der Elementfuge von $\omega_E = 0,5449$ ein Druckversagen im Bauteil einstellen, die Bewehrung kann nicht bis zur Streckgrenze ausgenutzt werden, die Ausführung befindet sich im unwirtschaftlichen Anwendungsbereich. Ein Versagen durch Überschreitung der Zugfestigkeit der Stoßbewehrung im experimentellen Versuch ist nicht möglich.

Ein Vergleich der Gitterträger der Prüfkörper *B5* und *B6* zeigt, dass die in Prüfkörper *B6* zum Stoß gewandten inneren Gitterträger einen geringeren Abstand zueinander haben. Es lässt

daher vermuten, dass durch Überschreiten der Verbundfugentragfähigkeit ein sprunghafter Anstieg der Normalspannungen in den Gitterträgerdiagonalen gemessen werden kann.

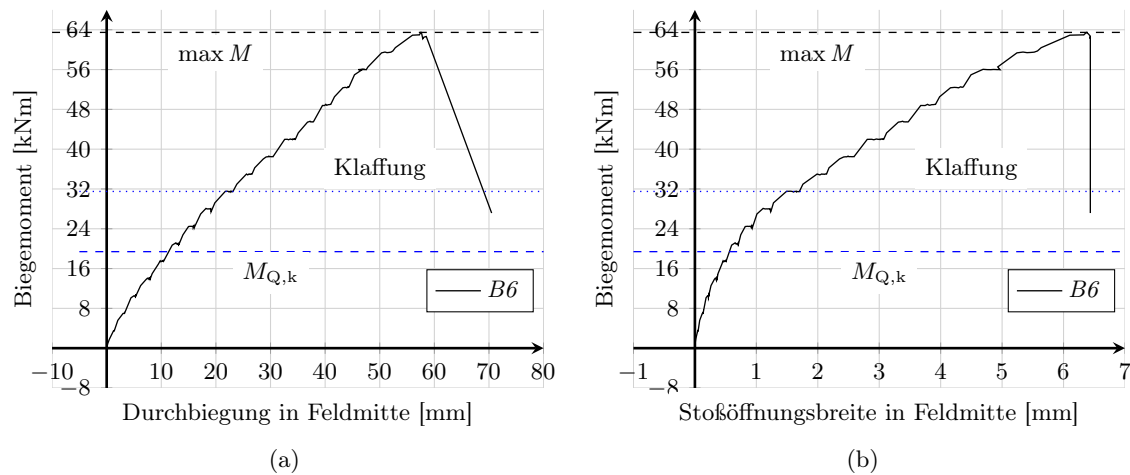


Abbildung 4.19: Prüfkörper *B6*, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte

Das charakteristische Biegemoment aus der Nutzlast M_{Qk} liegt bei 19,4 kNm unter der Annahme der Betonfestigkeitsklasse C20/25. Es ist als untere, horizontal gestrichelte Linie in den Diagrammen dargestellt. Während der Versuchsdurchführung konnte beobachtet werden, dass der Beton des Prüfkörpers bei einer Beanspruchung von 31,5 kNm (90 kN) im vorderen Stoßbereich ausgehend von der Elementfuge eine starke Rissbildung zeigte, vgl. Abb. 4.18b (rote Linie). Dies konnte symmetrisch auf beiden Seiten der Stoßfuge beobachtet werden. In den Darstellungen des Prüfkörpertragverhaltens wird dieser Zeitpunkt als horizontal verlaufende, gepunktete Linie angegeben. Im Anschluss stellte sich ein einseitiges Fortschreiten des Versagens ein, bis keine weitere Belastungssteigerung möglich war. Das endgültige Rissbild wird in Abb. B.6 im Anhang B auf S. 183 dargestellt.

Der Verlauf der Mitten-Durchbiegung des Prüfkörpers *B6* ist in Abb. 4.19a dargestellt. Nach einem anfänglichen Abfall der Steifigkeit und dem Übergang in den Zustand II verläuft die Durchbiegung konstant mit zunehmender Beanspruchung bis zur Bruchlast. Einflüsse aus der in Abb. 4.18b gezeigten starken Rissbildung bei 31,5 kNm sind nicht erkennbar.

Der beanspruchungsabhängige Verlauf der Stoßöffnungsbreite ist in Abb. 4.19b dargestellt. Dieser verhielt sich ähnlich dem Verlauf der Stoßöffnungsbreite des Prüfkörpers *B5*. Die Werte fallen teilweise bei gleicher Beanspruchung niedriger aus, was durch den geringeren inneren Gitterträgerabstand begründet werden kann. Auch der erhöhte Bewehrungsgrad und somit die bei gleicher Beanspruchung geringeren Stahlspannungen beeinflussen das Tragverhalten und den Verlauf der Stoßöffnungsbreite. Wie zuvor beim Verlauf der Mitten-Durchbiegung, ist beim Verlauf der Stoßöffnungsbreite kein Einfluss der starken Rissbildung bei der Biegemomentbeanspruchung von 31,5 kNm erkennbar.

Der Normalspannungsverlauf der auf dem Fertigteil liegenden Stoßbewehrung ist konstant und fällt beim Erreichen der Bruchlast schlagartig und parallel zum vorherigen Kurvenverlauf ab, vgl. Abb. 4.20 (*B6*-mittig). Dies zeigt, dass sich die Stoßbewehrung noch nahezu im elastischen Bereich befand.

Im weiteren Verlauf der Stoßbewehrung im Abstand von 25 cm zur Stoßmitte ist ein verminderter und nicht konstanter Normalspannungsverlauf zu erkennen, vgl. Abb. 4.20 (*B6*-außen).

Ab einem Biegemoment von etwa 20 kNm findet, ähnlich wie bei Prüfkörper *B5*, eine Traglastumlagerung statt, die Stoßbewehrung wird entlang ihres Verlaufs weiter beansprucht und die Verbundfuge entsprechend geschädigt. Der äußere Normalspannungsverlauf der Stoßbewehrung nimmt im Vergleich zum vorherigen Verlauf deutlich stärker zu. Die Stoßöffnungsbreite zeigt einen ähnlich ansteigenden Verlauf, vgl. Abb. 4.19b.

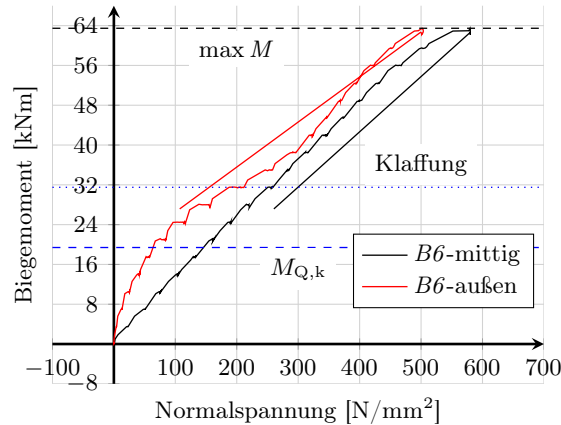


Abbildung 4.20: Prüfkörper *B6*, Normalspannungen der Stoßbewehrung, mittig und außen (25 cm)

Im Normalspannungsverlauf der Gitterträgerdiagonalen ist in Abb. 4.22a und Abb. 4.22b bei 31,5 kNm ein deutlicher Anstieg der Spannungen aus der starken Rissbildung zu sehen. Sowohl die Verbundfuge zwischen den beiden Betonschichten als auch der umliegende Bereich sind gerissen. Das Versagen des Prüfkörpers wurde im Bereich des Stoßes eingeleitet, vgl. Abb. 4.18b. Durch den Gitterträgerabstand von $2,5 \cdot h$ im Übergreifungsbereich konnte, im Gegensatz zu Prüfkörper *B5*, die Beanspruchung des Prüfkörpers noch auf 63,0 kNm gesteigert werden. Dies entspricht einer Laststeigerung von fast 100 %. Der Normalspannungsverlauf der äußeren Gitterträger wird durch das Aufreißen der Verbundfuge kaum beeinflusst, vgl. Abb. 4.23a und 4.23b.

Es kann zusammengefasst werden, dass das Aufreißen der Verbundfuge zwischen dem Fertigteil und dem nachträglich ergänzten Ortbeton keine signifikanten Auswirkungen auf den Durchbiegungsverlauf, die Stoßöffnungsbreite oder den Normalspannungsverlauf der Stoßbewehrung hat. Es stellte sich ein Druckversagen mit gleichzeitiger starker Schädigung des Verbundbereichs ein, vgl. Abb. 4.21. Sowohl der Druck- als auch der Zugbereich des Prüfkörpers waren stark geschädigt.

Nach Versagen des Prüfkörpers im experimentellen Versuch wurde die Oberflächenbeschaffenheit des Fertigteils im Bereich der Stoßbewehrung betrachtet. Der Ortbeton sowie die Verbundfuge im Bereich des zweiten Gitterträgers waren nach der experimentellen Betrachtung noch intakt, die Gitterträger wurden einseitig im Bereich des Verbundfugenversagens freigelegt. Der Ortbeton zwischen den inneren Gitterträgern hatte sich vom Fertigteil entlang der Verbundfuge gelöst. Das zerstörte Gefüge im Bereich der übergreifenden Bewehrungsstäbe ist in Abb. 4.24a zu sehen. Es bildeten sich schuppenartige Betonreste aus, die weder untereinander noch mit den Bewehrungsstäben im Verbund standen. Abb. 4.24b zeigt nach dem Säubern der Fertigteiloberfläche, dass die Stoßbewehrung nach Erreichen der Bruchlast keinen Kontakt zum umliegenden Beton hatte. Das Betongefüge im Bereich der Verbundfuge wurde im experimentellen Versuch komplett zerstört.

Die experimentelle Betrachtung des Prüfkörpers *B6* zeigt den Einsatz eines deutlich über dem Normwert zugelassenen Bewehrungsquerschnitts. Dieser weist eine starke Schädigung des Verbundfugenbereichs bei einer Biegebeanspruchung von bereits 31,5 kNm auf. Die Last konnte

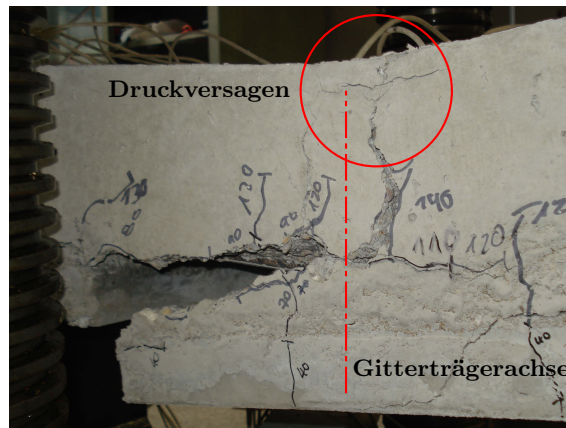


Abbildung 4.21: Prüfkörper *B6*, ausgeprägtes Druckversagen mit starker Schädigung des Verbundbereichs

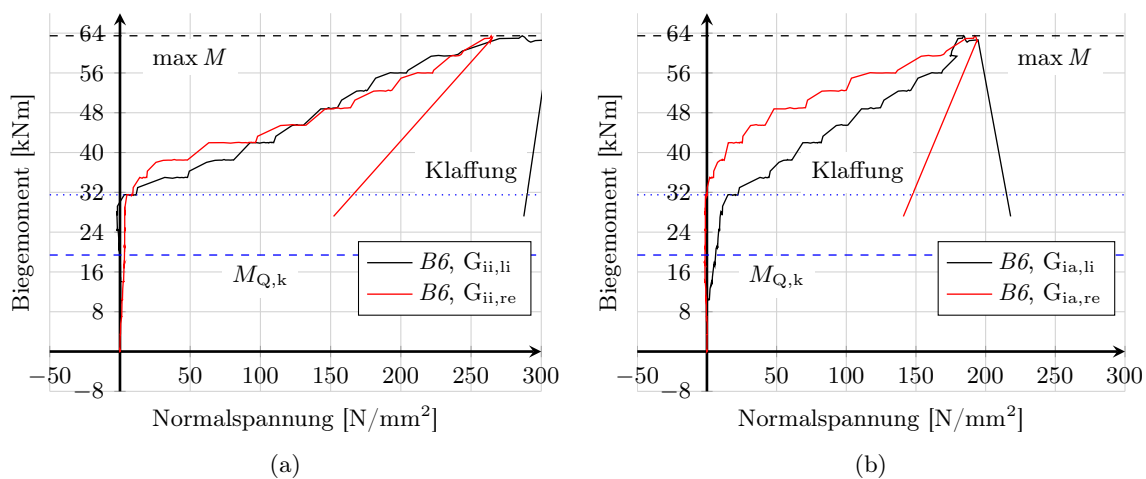


Abbildung 4.22: Prüfkörper *B6*, Normalspannung im inneren Gitterträger (a) Diagonale G_{ii} , (b) Diagonale G_{ia}

im Anschluss um weitere 100 % bis zur Bruchlast von 63,5 kNm gesteigert werden.

Die frühzeitige starke Schädigung des Verbundfugenbereichs ergibt sich aus der Kombination der auf 40 % reduzierten Übergreifungslänge der Stoßbewehrung, dem erhöhten inneren Gitterträgerabstand von $2,5 \cdot h$ sowie dem hohen Bewehrungsquerschnitt. Durch den verhältnismäßig geringen inneren Gitterträgerabstand konnte ein unmittelbares Versagen des Prüfkörpers unterbunden und die Tragfähigkeit weiter gesteigert werden.

Durch den erhöhten Bewehrungsquerschnitt müssen besonders im Anfangs- und Endbereich der Übergreifung erhöhte Verbundspannungen über die Verbundfuge übertragen werden. Diese zerstören das im unmittelbaren Bereich liegende Betongefüge und somit den Verbund der Stoßbewehrung. Auch wenn die Schädigung vor allem der stark reduzierten Übergreifungslänge geschuldet ist zeigt sich, dass die rechnerische Übergreifungslänge generell erst ab dem ersten, inneren Gitterträger angenommen werden sollte. Zudem konnte beobachtet werden, dass bei diesem besonders hohen Bewehrungsquerschnitt der innere Gitterträger die Verbundfugenschädigung zwar behindert, aber nicht vollends aufhalten kann. Der Verbundfugenbereich hinter dem Gitterträger wurde ebenfalls geschädigt. Eine längere Übergreifungsbewehrung würde die Verbundspannungen zwar vermindern, ein Einsatz derartig hoher Bewehrungsquerschnitte bleibt jedoch fraglich.

Das endgültige Versagen des Prüfkörpers zeigte sich als Druckversagen über dem Element-

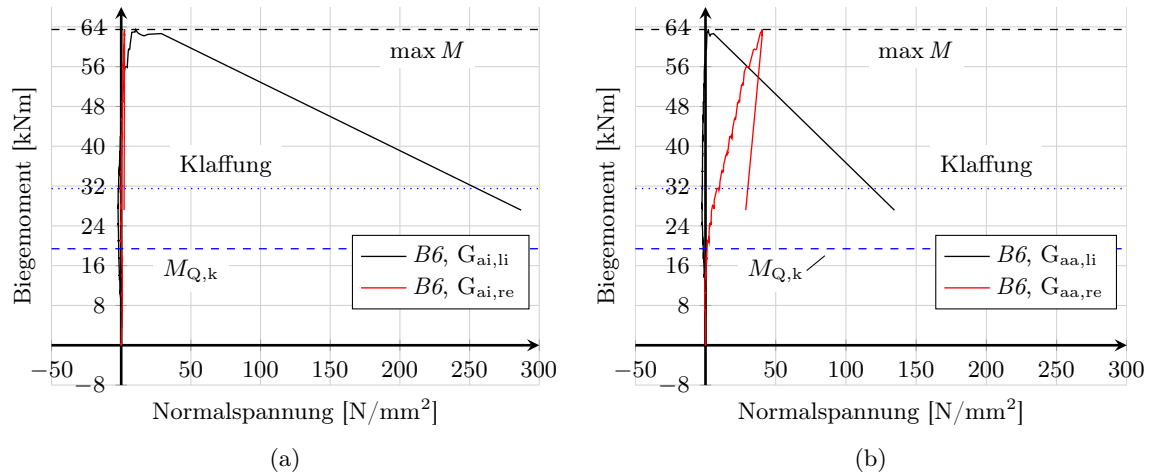


Abbildung 4.23: Prüfkörper *B6*, Normalspannung im äußeren Gitterträger (a) Diagonale G_{ai} , (b) Diagonale G_{aa}



Abbildung 4.24: Prüfkörper *B6*, (a) Schuppenartige Betonreste nach Versagen, (b) Freiliegende Bewehrungsstäbe ohne Verbund

stoß. Gleichzeitig wurde auch der Bereich der Verbundfuge durch die zuvor dargestellte Bewehrungsführung stark geschädigt.

4.3 Zusammenfassung der experimentellen Untersuchungen

Die experimentellen Untersuchungen bestanden aus sechs unterschiedlich bewehrten Prüfkörpern *B1* bis *B6*, deren Stoßbereich mittels eines Vier-Punkt-Biegeversuchs unter konstantem Biegemoment bis zur Bruchlast beansprucht wurde. Der Schwerpunkt der Untersuchungen lag auf der Betrachtung des Zwei-Ebenen-Stoßes unter Berücksichtigung des Bewehrungsquerschnitts sowie der Variation des Gitterträgerabstands.

Die Prüfkörper *B1*, *B2*, *B3* und *B4* waren gering bewehrt. Abgesehen von Prüfkörper *B3* wurden diese so bemessen, dass ein Versagen der Biegezugbewehrung im Stoß eingetreten ist. Bei Prüfkörper *B3* versagte der Verbund der Stoßbewehrung aufgrund der deutlich zu kurz gewählten Übergreifungslänge.

Prüfkörper *B5* hatte einen Bewehrungsquerschnitt von $9,42 \text{ cm}^2/\text{m}$ und bewegte sich somit

am Rand des zulässigen Bewehrungsquerschnitts nach *EC 2-1-1 (2011)*. Ein Versagen der Verbundfuge wurde bei diesem Prüfkörper durch eine auf 50 % reduzierte Übergreifungslänge sowie nur einen weit vom Elementstoß entfernten Gitterträger erreicht.

Beim Prüfkörper *B6* wurde ein Bewehrungsquerschnitt betrachtet, der deutlich über dem zulässigen Querschnitt lag. Der Stabdurchmesser wurde mit $\varnothing 16$ mm angenommen. Die Übergreifung betrug lediglich 40 % der rechnerisch erforderlichen Länge. Der Prüfkörper versagte durch eine Kombination aus Betondruckversagen, Überschreitung der Verbundtragfähigkeit der Stoßbewehrung sowie eines Verbundfugenversagens.

Bei den Untersuchungen der gering bewehrten Prüfkörper wurde die Stahlzugfestigkeit überschritten, ohne dass eine besondere sichtbare Schädigung des Betons aufgetreten ist. Ein gleichmäßiges Rissbild entlang der Prüfkörper wurde beobachtet. Das Versagen kündigte sich mit einer dezenten Rissbildung im Stoßbereich an. Dieses Rissbild blieb lokal innerhalb des Stoßbereichs und breitete sich nicht weiter aus. Ein direkter Einfluss der variierenden Bewehrungsführung der Gitterträger bzw. der Stoßbewehrung auf das Rissverhalten im Stoßbereich konnte nicht festgestellt werden.

Das Tragverhalten der Prüfkörper *B1*, *B2* und *B4* ähnelte einander. Lediglich Prüfkörper *B3*, der eine sehr geringe Übergreifungslänge aufwies und keine Gitterträger im Stoßbereich besaß, weicht von den übrigen Messwerten und Versagensformen der Prüfkörper ab.

Aus den ausgewerteten Ergebnissen kann zusammenfassend gesagt werden, dass bei den betrachteten Bewehrungsquerschnitten, die deutlich unter dem maximal zulässigen Bewehrungsquerschnitt des Zwei-Ebenen-Stoßes von Elementdecken liegen, sich die inneren Gitterträger nur gering am Lastabtrag des Bauteils beteiligen und das Tragverhalten nicht beeinflussen. Es wurden nur sehr geringe Spannungen von maximal 25 N/mm^2 in den Gitterträgerdiagonalen gemessen. Eine Auswirkung, die durch das Auslassen der innersten Gitterträger resultiert, konnte nicht beobachtet werden. Sowohl die Durchbiegung der Prüfkörper in Feldmitte, als auch der Normalspannungsverlauf der übrigen Bewehrungsstäbe der Prüfkörper zeigten keinen Einfluss.

Das endgültige Biegeversagen erwies sich als gutmütig und duktil (Prüfkörper *B3* ausgenommen). Die zuvor ermittelten charakteristischen Biegemomente der Nutzlast konnten ohne Einschränkung erreicht werden. Es zeichnet sich ab, dass unter den Randbedingungen der experimentellen Untersuchungen vor allem bei gering bewehrten Bauteilen die Stoßausbildung gemäß aktueller Norm und bauaufsichtlicher Zulassung als konservativ zu bewerten ist.

Der Verzicht auf einen inneren Gitterträger ist dennoch generell nicht zu empfehlen, da die Verbundspannungen eines Übergreifungsstoßes vor allem im Anfangs- und Endbereich die maximalen Werte erreichen und die Schädigung der Verbundfuge vom Elementstoß ausgeht.

Diese dargestellten Beobachtungen gelten nur für Bewehrungsquerschnitte von $\leq 4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ bei reiner Biegemomentenbeanspruchung ohne Querkrafteinfluss. Die Rauigkeit der Verbundfuge nach Kaufmann lag im Rahmen der Untersuchungen bei $R_t \geq 2,0 \text{ mm}$.

Ergänzende Untersuchungen der gering bewehrten Prüfkörper zum Entfall weiterer innerer Gitterträger bzw. des mittigliegenden Gitterträgers wären noch wünschenswert. Die Gitterträger wurden im Experiment kaum nennenswert beansprucht, wodurch eine verbesserte Aussage bezüglich einer Ausführungsempfehlung ausgesprochen werden könnte. Die experimentell gewonnenen Ergebnisse sollen mit numerischen Untersuchungen bestätigt sowie unter Querkrafteinfluss betrachtet werden, um den gesamten Einfluss einer eventuellen Reduzierung des Gitterträgerbedarfs zu erfassen.

Prüfkörper *B5* diente als Randbetrachtung des aktuell maximal zulässigen Bewehrungsquerschnitts von $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$. Er wurde gegenüber den vorherigen Versuchen mit einem deutlich höheren Bewehrungsquerschnitt sowie erhöhtem Gitterträgerabstand betrachtet, auf zusätzliche Gitterträger im Stoßbereich wurde verzichtet.

Im Versuch konnte anfangs ein den Prüfkörpern *B1* - *B4* ähnliches Tragverhalten des Prüfkörpers beobachtet werden. Durch die Erhöhung des Bewehrungsquerschnitts und des Gitterträgerabstandes, insbesondere jedoch der gleichzeitigen Reduzierung der Übergreifungslänge, wurde die Tragfähigkeit der Verbundfuge zwischen dem Fertigteil und dem nachträglich ergänzten Ortbeton überschritten.

Das Rissbild breitete sich durch den aufklaffenden Riss zwischen den beiden Betonschichten aus und stellte sich als endgültiges Versagensbild ein, bis keine weitere Laststeigerung möglich war. Im experimentellen Versuch des Prüfkörpers *B5* konnte ein schlagartiges Versagen vermieden werden, was durch einen Gitterträger im Stoßbereich möglich wurde. Sowohl die Durchbiegung des Prüfkörpers als auch die Normalspannungen in der auf dem Fertigteil liegenden Stoßbewehrung verliefen überwiegend linear. Der Ortbeton war bis kurz vor dem Versagenseintritt noch großteils sichtlich intakt. Die charakteristische Belastungsgrenze aus Nutzlast konnte ohne nennenswerte Schäden erreicht werden.

Die Normalspannungen in den Gitterträgerdiagonalen, die ein Indiz für die Schädigung der Verbundfuge darstellen, wurden im Bereich von $\leq 40 \text{ N/mm}^2$ gemessen. Da die Gitterträger weit von der Stoßfuge entfernt angeordnet waren, wurden diese erst spät, kurz vor dem totalen Versagen des gesamten Versuchskörpers durch die Überschreitung der Verbundfugentragfähigkeit beansprucht.

Ein zusätzlicher experimenteller Vergleich des Tragverhaltens eines mit gleichem Bewehrungsquerschnitt versehenen normkonform bewehrten Prüfkörpers mit einem weiteren Gitterträger im Stoßbereich könnte Aufschluss über die Auswirkungen der Reduzierungen der Übergreifungslänge sowie der Erhöhung des Gitterträgerabstands geben. Allerdings ist für die Ausführung des Zwei-Ebenen-Stoßes auch die Übergreifungslänge der Stoßbewehrung entsprechend anzupassen.

Beim Prüfkörper *B6* lag fast eine Verdopplung des zulässigen zu stoßenden Bewehrungsquerschnittes unter nur geringer Überschreitung des maximal zulässigen inneren Gitterträgerabstands. Im Bereich des Übergreifungsstoßes sind 2 Gitterträger je Seite eingebaut worden, während die Übergreifungslänge auf 40 % reduziert worden ist. Ein schlagartiges Versagen des Prüfkörpers wurde nicht beobachtet, der Versagensgrund konnte jedoch nicht eindeutig bestimmt werden.

Das zuvor ermittelte charakteristische Biegemoment aus Nutzlast konnte ohne nennenswerte Schädigung des Prüfkörpers erreicht werden. Bei einem Biegemoment von 32,5 kNm stellte sich das Erstversagen der Verbundfuge ein. Durch die innenliegenden Gitterträger, die als Umschließungsbewehrung des Stoßes wirken, konnte ein Fortschreiten des Risses und des Verbundfugenversagens unterbunden werden. Die Belastung konnte weiter um das Doppelte gesteigert werden, bis ein Versagen aus Druck- und Verbundfugenversagen eintrat. Die Verläufe der Durchbiegung, Stoßöffnungsbreite sowie der Spannungen in der Stoßbewehrung über der Elementfuge verliefen durchgehend unauffällig.

Im Verlauf der Spannungen der Gitterträgerdiagonalen ist deutlich zu erkennen, dass ab einem Biegemoment von 31,5 kNm die Gitterträger aktiviert wurden und diese die freigewordenen Spannungen der Verbundfuge aufgenommen haben. Die nach innen gerichteten Gitterträgerdiagonalen wurden etwas stärker als die dahinterliegenden Diagonalen beansprucht. Die außenliegenden Gitterträger wurden erst zum Zeitpunkt des totalen Versagens der Verbundfuge aktiviert. Dabei kündigte sich zusätzlich ein Druckversagen über dem Elementstoß an. Eine Vergrößerung des Gitterträgerabstandes bei derartigen Bewehrungsquerschnitten und Bewehrungsgraden kann bereits ohne Berücksichtigung der Querkraft nicht empfohlen werden. Die hohen zu übertragenden Spannungen zwischen der Bewehrung im Fertigteil und der übergreifenden Bewehrung im nachträglich ergänzten Ortbeton bewirken eine Zerstörung des umliegenden Betongefüges. Eine Empfehlung derartige Bewehrungsdurchmesser bzw. -grade zu verwenden kann daher nicht ausgesprochen werden.

Der Gitterträgerabstand sollte auf mindestens $2 \cdot h$ oder geringer begrenzt bleiben. Es konnte

deutlich gezeigt werden, dass bei sehr hohen Bewehrungsgraden der geringe Abstand der inneren Gitterträger erforderlich ist, um bei einem eventuell eintretenden Versagen der Verbundfuge eine ausreichend sicheres Verhalten des Prüfkörpers zu gewährleisten. Durch einen weiteren Versuch mit längerer Übergreifungslänge und einem geringeren Bewehrungsgrad könnte sich eine mögliche Anwendung eines Bewehrungsdurchmessers von 16 mm aufzeigen. Allerdings bleibt offen, ob auch der Bewehrungsquerschnitt damit gesteigert werden kann. Die zu übertragenen Verbundspannungen eines derart hohen Stabdurchmessers sind sehr groß, was vor allem bei höherfesten Betonen zu einer verstärkten Schädigung im Anfangs- und Endbereich der Übergreifung resultiert. Das Betongefüge wird über eine größere Länge geschädigt, um die Verbundspannungen der Bewehrung in den umliegenden Beton einleiten zu können, vgl. Abb. 2.2. Die nachträglich freigelegte Oberfläche des Fertigteils zeigt deutlich das Überschreiten der Verbundspannungen zwischen Beton und Bewehrungsstahl. Durch eine erhöhte Übergreifungslänge im Stoß hätte der Versagenspunkt eventuell etwas hinausgezögert werden können, falls ein Druckversagen ausgeschlossen worden wäre.

Generell werden die eingesetzten Gitterträger benötigt, um die Rissbildung in der Verbundfuge zu begrenzen. Am Lastabtrag beteiligen sie sich allerdings nennenswert erst ab einem totalen Ausfall der Verbundfuge, was besonders deutlich bei Prüfkörper *B5* zu sehen ist. Es ist zu vermuten, dass bei einem zusätzlichen inneren Gitterträger die Normalspannungen der Gitterträgerdiagonalen direkt beim Aufklaffen der Verbundfuge ansteigen würden, ähnlich wie bei Prüfkörper *B6*. Bei den gering bewehrten Prüfkörpern konnten nur geringe Spannungen in den Diagonalen gemessen werden. Diese geringen Spannungen resultieren aus erster Rissbildung im Verbundfugenbereich. Die Gitterträger verhindern ein weiteres Fortpflanzen des Risses. Die Anordnung einer Umschließungsbewehrung im Anfangs- und Endbereich eines Stoßes nach *Eligehausen (1979)* ist folglich sinnvoll.

Die Stoßbewehrung wurde in allen Versuchen direkt auf die Oberfläche der Fertigteile gelegt. Im Anschluss an die experimentelle Durchführung der Versuche wurden mit einer Kernbohrung die Verbundbedingungen dieser Bewehrungsstäbe im Ortbeton betrachtet.

Durch die raue bis verzahnte Oberflächenrauigkeit der Fertigteile konnte die Bewehrung sichtlich vollständig im Beton bzw. dem Zementleim eingebettet werden. Die Fertigteiloberfläche wies eine Rauigkeit von $R_t \geq 2,0$ mm nach Kaufmann auf. Diese wurde von Hand vollflächig im Bereich des Stoßes mittels Rechen ausgeführt. Aufgrund der Gitterträger ist eine derartige Aufrauung maschinell nur schwer umsetzbar. Auch hinsichtlich einer eventuell mangelnden Verbundfugenvorbereitung ist die Annahme von mäßigen Verbundbedingungen und somit einer Erhöhung der Verbundlänge gerechtfertigt.

Zudem wurde eine Streuung der Oberflächenrauigkeit R_t der Prüfkörper *B3* bis *B5* zwischen 2,01 und 2,77 mm festgestellt, obwohl die Oberflächen mit gleichem Gerät unter gleichen Bedingungen unmittelbar nacheinander hergestellt wurden. Diese Beobachtung deckt sich mit der Aussage von *Lundgren (2007)*, die eine ähnliche Streuung der aufnehmbaren Verbundspannungen der mit Rechen bearbeiteten Fertigteiloberfläche beobachten konnte.

Eine Möglichkeit der Optimierung der Bewehrungsführung von Stößen mit einem Bewehrungsquerschnitt kleiner $4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ zeichnet sich ab. Für höher bewehrte Stöße bis zu einem Bewehrungsquerschnitt von $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ konnten bislang ohne Berücksichtigung einer einwirkenden Querkraft die aktuellen Beschränkungen bestätigt werden.

Die experimentellen Untersuchungen bieten eine gute Grundlage, um weiterführende experimentelle und numerische Untersuchungen zur Weiterentwicklung des betrachteten Produkts durchzuführen. Insbesondere der Einfluss der Verbundfugenrauigkeit sowie einer Querkraft im Stoßbereich sind noch genauer zu untersuchen.

5 Numerische Untersuchungen

Die in Kapitel 4 erläuterten experimentellen Untersuchungen werden ergänzend numerisch verifiziert. Dabei wurde in den experimentellen Untersuchungen das Hauptziel verfolgt unterschiedliche Bewehrungsführungen zu betrachten, um ein Betonmodell entwickeln zu können, mit dem die nachfolgende Parameterstudie zur Optimierung des Bewehrungsstoßes von nachträglich mit Ortbeton ergänzten Fertigteildecken durchgeführt werden kann, siehe Kapitel 6. Zur Verifizierung wird das Finite-Elemente-Programm ABAQUS (*Abaqus 2011*) verwendet. Auf eine realitätsnahe Umsetzung des Versuchsaufbaus wird großen Wert gelegt. Unter Berücksichtigung aktueller Forschungsergebnisse sowie der Einflüsse aus den Besonderheiten einer Elementdeckenkonstruktion kann ein mit den Versuchsergebnissen übereinstimmendes Modell erarbeitet werden. Die Annahmen der Modellierung werden nachfolgenden beschrieben.

5.1 Materialmodell

5.1.1 Beton

Abaqus (2011) bietet für die Beschreibung des Betonverhaltens drei unterschiedliche Stoffmodelle an, die je nach Aufgabenstellung und erforderlicher Genauigkeit eingesetzt werden können. Das „*Brittle Cracking Model*“ eignet sich für Anwendungen, bei denen das spröde Betonverhalten maßgebend wird. Soll die Interaktion zwischen Beton und Bewehrung berücksichtigt werden, sollte in Abhängigkeit des Genauigkeitsanspruchs das „*Concrete Damaged Plasticity Model*“ (CDPM) oder das „*Concrete Smeared Cracking Model*“ verwendet werden. Letzteres stellt ein vereinfachtes Betonmodell dar.

Für die Abbildung des Betons in dieser Arbeit wird das in ABAQUS implementierte Stoffmodell „*Concrete Damaged Plasticity Model*“ verwendet. Das Betonmodell basiert auf einem von *Lubliner et al. (1989)* entwickelten Modell, dass durch *Lee und Fenves (1998)* erweitert wurde. Es handelt sich um ein plastisches Schädigungsmodell mit nicht-assoziierter Fließregel auf Basis einer plastischen Potentialfunktion. Die Rissbildung wird über plastische Dehnungsanteile im Beton verschmiert wiedergegeben. Das Werkstoffverhalten respektive die Fließfläche werden über die zwei voneinander unabhängigen Verfestigungsparameter $\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}}$ und $\tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}}$ gesteuert. Dabei handelt es sich um äquivalente plastische Dehnungen, die den Versagensmechanismus unter Druck- bzw. Zugbeanspruchung beschreiben.

Das Betonmodell geht von der Kenntnis des gesamten Dehnungsratenanteils aus, der wie in Gl. 5.1 angegebenen aus einem elastischen und plastischen Dehnungsanteil aufgeteilt und berücksichtigt werden kann.

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^{\text{el}} + \dot{\varepsilon}^{\text{pl}} \quad (5.1)$$

Das elastische isotrope Werkstoffverhalten kann mit dem allgemeinen Hookschen Gesetz in Gl. 5.2 als Spannungs-Dehnungs-Beziehung beschrieben werden. Der elastische Dehnungsanteil

wird in Abhängigkeit des plastischen Anteils sowie der gesamten Dehnung ε angenommen, \mathbf{D}_0 ist die elastische Steifigkeitsmatrix.

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}_0(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{\text{pl}}) \quad (5.2)$$

Die Fließbedingung F des Modells hilft bei der Entscheidung, ob sich das Material im elastischen oder plastischen Dehnungsbereich befindet, vgl. Gl. 5.3. Mit entscheidend über den Zustand sind der hydrostatische und deviatorische Spannungszustand des betrachteten Elements sowie die innere Reibung. Auch Volumenänderungen des Materials werden berücksichtigt (*Abaqus 2011*).

$$F(\bar{\boldsymbol{\sigma}}, \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\text{pl}}) = \frac{1}{1 - \alpha} \left(\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\text{pl}}) \langle \hat{\boldsymbol{\sigma}}_{\text{max}} \rangle - \gamma \langle -\hat{\boldsymbol{\sigma}}_{\text{max}} \rangle \right) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\text{pl}}) = 0 \quad (5.3)$$

mit

$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}{(2\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1} \quad 0 \leq \alpha \leq 0.5 \quad (5.4)$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_c^{\text{pl}})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_t^{\text{pl}})}(1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (5.5)$$

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (5.6)$$

bestehend aus

$$\bar{p} = -\frac{1}{3}\bar{\boldsymbol{\sigma}} : \bar{\mathbf{I}} \quad \text{effektive hydrostatische Druckspannung}$$

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2}(\bar{\mathbf{S}} : \bar{\mathbf{S}})} \quad \text{äquivalente effektive Mises Spannung}$$

$$\bar{\mathbf{S}} = \bar{\boldsymbol{\sigma}} + \bar{p}\mathbf{I} \quad \text{deviatorischer Anteil des effektiven Spannungstensors}$$

$$\hat{\boldsymbol{\sigma}}_{\text{max}} \quad \text{maximale effektive Hauptspannung}$$

Die Fließbedingung wird durch vier Parameter gesteuert. Diese sind die einaxiale Betonfestigkeit f_c , die einaxiale Betonzugfestigkeit f_{ct} , die biaxiale Betondruckfestigkeit f_{cb} sowie der Verhältniswert zwischen dem Zug- und Druckmeridian K_c , vgl. Abb. 5.1.

Der Körper der Fließfläche für die dreidimensionale Betrachtung ist in Abb. 3.9 auf Seite 35 anschaulich dargestellt. Dabei handelt es sich um einen Kegel mit variabler Grundfläche, die der Deviatorebene aus Abb. 5.1 entspricht. Diese wird durch den Faktor K_c gesteuert. Wird $K_c = 1,0$ angenommen, ergibt sich eine Kreisfläche, womit die Fließbedingung dem *Drucker-Prager-Kegel* entspricht. Für den ebenen Spannungszustand entspricht die Fließfläche der Bruchumhüllenden nach *Kupfer (1973)*, vgl. Abb. 5.2.

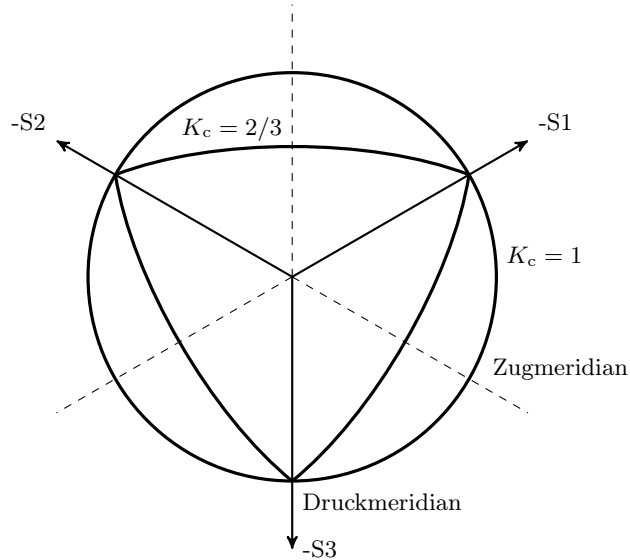


Abbildung 5.1: Form der Deviatorenebene und somit der Fließfläche durch Anpassung des Verhältniswertes K_c

Sobald der elastische Bereich der Fließfläche überschritten ist, wird das Materialverhalten mittels isotroper Verfestigung beschrieben, das über zwei voneinander unabhängige Verfestigungsparameter $\sigma_c(\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}})$ und $\sigma_{ct}(\tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}})$ gesteuert wird. Sie beschreiben das Druck- und Zugtragverhalten des Betons. Die Verfestigungsparameter entsprechen der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons und werden in äquivalente plastische Dehnungen bzw. Spannungen umgerechnet, womit mehraxiale Spannungszustände wiedergegeben werden können. Sie werden dem Programm tabellarisch übergeben.

Mit der in Gl. 5.7 angegebenen unabhängigen Potentialfunktion G wird die Richtung des plastischen Dehnungsincrements beeinflusst. Die unabhängige Potentialfunktion wird eingesetzt, um bei Beton eine nicht-assozierte Fließregel zu erzeugen, da sonst im Bruchzustand die Volumenzunahme des Betons überschätzt werden würde. Das Dilatationsverhalten, das Verhältnis der plastischen Längs- zur Querdehnung, kann so realitätsnah beschrieben werden.

In Gl. 5.7 ist \bar{p} die hydrostatische Spannung und \bar{q} die Mises-Vergleichsspannung in Abhängigkeit der deviatorischen Spannung, σ_{t0} ist die einaxiale Zugfestigkeit im Versagenszustand (f_{ct}) (Abaqus 2011). Der Dilatationswinkel ψ beschreibt die Steigung der hydrostatischen Achse in der p - q -Ebene und wird von der Exzentrizität ε_{cc} mit beeinflusst. Wird in Gl. 5.7 der Parameter der Exzentrizität $\varepsilon_{cc} = 0$ gesetzt, entspricht sie der allgemeinen *Drucker-Prager-Funktion* (Gödde und Mark 2010).

$$G = -\bar{p} \tan\psi + \sqrt{(\varepsilon_{cc} \sigma_{t0} \tan\psi)^2 + \bar{q}^2} \quad (5.7)$$

$$\tilde{\varepsilon}^{\text{pl}} = \dot{\lambda} \frac{dG(\bar{\sigma})}{d\bar{\sigma}} \quad (5.8)$$

Die Fließregel in Gl. 5.8 wird durch die unabhängige Potentialfunktion G beeinflusst und ergibt die Größe und Richtung des Dehnungsincrements. Dabei sind $\dot{\lambda}$ ein positiver plastischer Multiplikator, $\tilde{\varepsilon}^{\text{pl}}$ der plastische Dehnungszuwachs und $dG(\bar{\sigma})/d\bar{\sigma}$ der Gradient der Potentialfunktion.

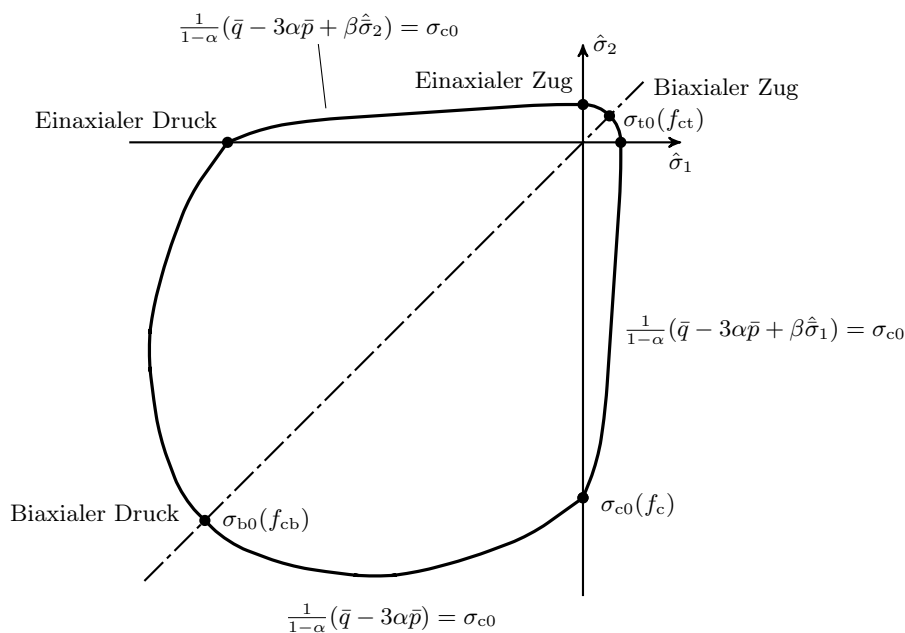


Abbildung 5.2: Form der Fließfläche im ebenen Spannungszustand, vgl. (Kupfer 1973)

5.1.1.1 Schädigung

Wird der Werkstoff Beton über seinen linear-elastischen Bereich hinaus beansprucht, entstehen Schädigungen, die zu einer Abminderung der elastischen Steifigkeit führen. Im Fall einer Ent- und Wiederbelastung bzw. bei zyklischen Untersuchungen muss eine derartige Schädigung entsprechend berücksichtigt werden, um ein adäquates Bauteilverhalten simulieren zu können.

Der Schädigungsparameter d beschreibt das Verhältnis der geschädigten Elementfläche zur Gesamtfläche der entsprechenden Richtung, die Abminderung erfolgt isotrop. Der Parameter kann im Bereich von $0 \leq d \leq 1$ liegen. Erfolgt keine Schädigung, ergibt sich in Gl. 5.13 der Schädigungswert d zu Null.

Die Reduzierung der elastischen einaxialen Steifigkeit erfolgt über die Variablen d_c und d_t , vgl. Gl. 5.9. Sie berücksichtigen die Rissvorgänge und können vereinfacht als isotrope Steifigkeitsreduzierung über die skalare Schädigungsvariablen wiedergegeben werden, vgl. Abb. 5.3. Diese werden über die Eingabe der Schädigungsvariablen w_c für den Druckbereich und w_t für den Zugbereich in Gl. 5.11 gesteuert.

$$\mathbf{D} = (1 - d)\mathbf{D}_0 \quad (5.9)$$

$$(1 - d) = (1 - s_t d_c)(1 - s_c d_t) \quad (5.10)$$

mit:

$$s_t = 1 - w_t r^*(\sigma_{11}) \quad 0 \leq w_t \leq 1, \quad (5.11)$$

$$s_c = 1 - w_c (1 - r^*(\sigma_{11})) \quad 0 \leq w_c \leq 1$$

$$r^*(\sigma_{11}) = H(\sigma_{11}) = \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{11} > 0 \\ 0 & \text{if } \sigma_{11} < 0 \end{cases} \quad (5.12)$$

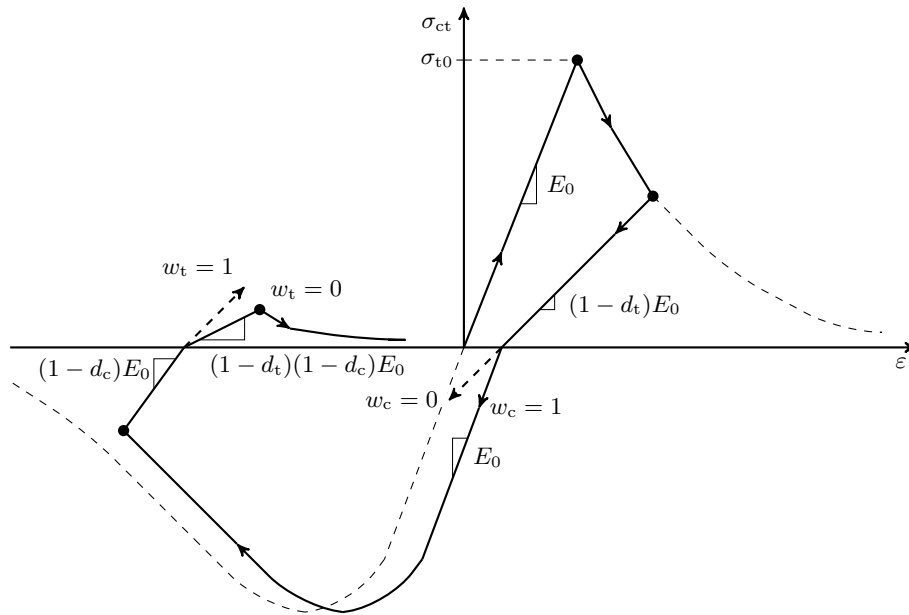


Abbildung 5.3: Schädigungsverhalten (Abaqus 2011)

Wird der Beton über die Zugfestigkeit hinaus beansprucht und anschließend einer Druckbeanspruchung ausgesetzt, schließt sich der theoretisch entstandene Riss, der Beton erhält seine ursprüngliche Steifigkeit ($w_c = 1$). Wird der Beton mittels einer Druckbeanspruchung so beansprucht, dass irreversible plastische Dehnungen eintreten, wird die Steifigkeit des Material für den anschließend wieder auf Zug beanspruchten Bereich reduziert ($w_t = 0$), vgl. Abb. 5.3.

Auf eine Eingabe und Definition der Schädigungsvariablen wird in dieser Arbeit verzichtet, da weder eine zyklische Belastung untersucht wurde, noch eine Umlagerung innerhalb der Prüfkörper durch das wiederholte Öffnen und Schließen von Rissen stattgefunden hat.

5.1.1.2 Mehraxialer Spannungszustand

Die Ermittlung der dreidimensionalen Spannungs-Dehnungs-Beziehung unter Berücksichtigung der Schädigung wird mit Gl. 5.13 angegeben. Dabei wird die in Gl. 5.11 angegebene Einheitsfunktion r^* durch $r(\hat{\sigma})$ in Gl. 5.14 ersetzt.

$$\bar{\sigma} = (1 - d)\mathbf{D}_0^{\text{el}}(\epsilon - \epsilon^{\text{pl}}) \quad (5.13)$$

$$r(\hat{\sigma}) = \frac{\sum_{i=1}^3 \langle \hat{\sigma}_i \rangle}{\sum_{i=1}^3 |\hat{\sigma}_i|} \quad 0 \leq r(\hat{\sigma}) \leq 1 \quad (5.14)$$

Für eine ausführliche Erläuterung der Herleitung des Betonmodells aus den Hauptsätzen der Thermodynamik soll auf *Lee und Fenves (1998)* verwiesen werden. Ergänzende Informationen zum Materialmodell sind auch in *Lubliner et al. (1989)* sowie *Abaqus (2011)* zu finden.

5.1.1.3 Arbeitslinie im Druckbereich

Die Arbeitslinie des unbewehrten Betons im Druckbereich wird über die inelastische Dehnung ϵ_c^{pl} in Abhängigkeit der zugehörigen Spannung σ_c an ABAQUS gegeben, vgl. Abb. 5.4.

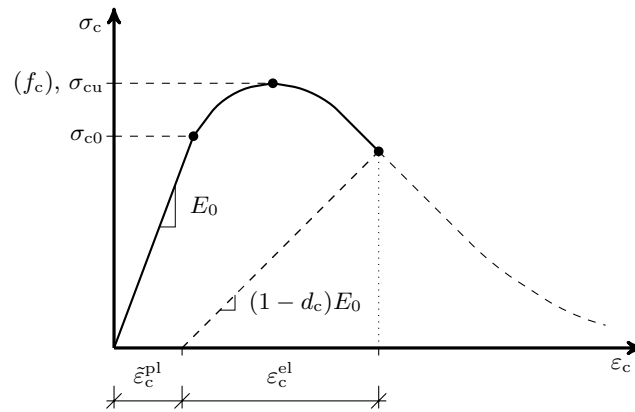
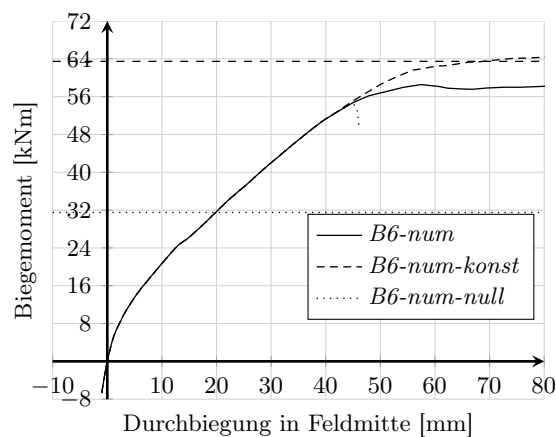


Abbildung 5.4: Angabe des Druckverhaltens

Das uniaxiale Druckverhalten des verwendeten Betons wird in Anlehnung an den Model Code (*CEB 2010*) beschrieben, Kapitel 3 auf S. 25. Dies entspricht auch den Angaben des *EC 2-1-1 (2011)*. Das Materialverhalten wird bis zu einer Betonspannung von $\sigma_{c0} = 0,4 \cdot f_c$ als linear-elastisch angenommen. Die Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verlaufs bis zur maximalen Betondruckspannung wird in Gl. 3.3 auf S. 28 beschrieben. Die zur maximalen Betondruckfestigkeit zugehörige Betonstauchung wird nach *EC 2-1-1 (2011)* ermittelt. Die maximale rechnerische Bruchdehnung ϵ_{cu} ist dabei auf 3,5‰ begrenzt, danach erfolgt eine kontinuierliche Zunahme der Betonstauchung ohne Variation der aufnehmbaren Betonspannung. Zur Beschreibung des uniaxialen Druckverhaltens sind der Sekantenmodul E_{cm} , die Querkontraktionszahl ν sowie die Betondruckfestigkeit f_c und die zugehörige Stauchung ϵ_{c1} erforderlich. Die Betonfestigkeitswerte der Prüfkörper sind in Tab. 5.2 auf S. 85 zusammengefasst. Der Elastizitätsmodul wird nach dem Model Code (*CEB 2010*) aus der Druckfestigkeit des Betons bestimmt.

Einflüsse einer genaueren bzw. abweichenden Beschreibung des Nachbruchbereichs der Betone unter Druckbeanspruchung wurden ausgiebig untersucht. Diese zeigten für die betrachteten Prüfkörper *B1* bis *B5* nur geringe, vernachlässigbar kleine Abweichungen. Eine Beschreibung des Nachbruchverhaltens über die Betonstauchung von 3,5‰ ist als nicht notwendig eingestuft worden. Für Prüfkörper *B6*, bei dem ein Druckversagen beobachtet wurde, zeigte das Nachbruchverhalten erwartungsgemäß einen erhöhten Einfluss auf das Tragverhalten. In Abb. 5.5 werden zusätzlich für Prüfkörper *B6* ein nach dem maximalen Druckfestigkeit konstant an-

Abbildung 5.5: Numerischer Vergleich unterschiedlicher Annahmen des Nachbruchverhaltens im Druckbereich für Prüfkörper *B6*

genommener „Nachbruchverlauf“ $B6\text{-num-konst}$ sowie ein unmittelbar auf Null zulaufender Verlauf $B6\text{-num-null}$ dargestellt und dem angenommen, oben beschriebenen Verlauf $B6\text{-num}$ gegenübergestellt. Für weitere Untersuchungen in Kapitel 6 und 7 wird ein Druckversagen des Betons durch die Begrenzung des mechanischen Bewehrungsgrades ω ausgeschlossen, wodurch der hier dargestellte Einfluss auf das Nachbruchverhalten ausbleibt und in Anlehnung an den *EC 2-1-1 (2011)* angenommen werden kann.

5.1.1.4 Arbeitslinie im Zugbereich

ABAQUS benötigt im Zugbereich zur Beschreibung des unbewehrten Betons den plastischen Dehnungsanteil $\tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}}$ in Abhängigkeit der Zugspannung σ_{ct} , beginnend mit der Zugfestigkeit f_{ct} bzw. σ_{t0} , vgl. Abb. 5.6. Bis zur Zugfestigkeit wird dem unbewehrten Beton ein linear-elastisches Materialverhalten unterstellt. Die Betonzugfestigkeitswerte der untersuchten Prüfkörper sind in Tab. 5.2 auf S. 85 angegeben.

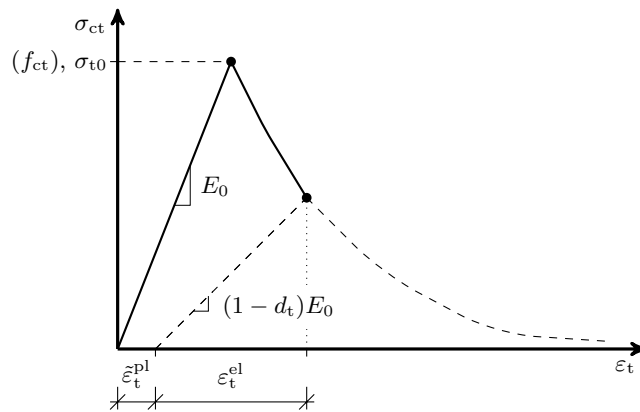


Abbildung 5.6: Angabe des Zugtragverhaltens

Die Beschreibung des Zugtragverhaltens im Nachbruchbereich wird unter Nutzung des „*Fictitious Crack Model*“ nach *Hillerborg (1983)* als Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung $\sigma_{\text{ct}}(w)$ in Abhängigkeit der Bruchenergie G_{F} beschrieben. Es wurde von Hillerborg entwickelt, da die bruchmechanische Voraussetzung einer spannungsfreien Rissfläche bei Beton nicht gegeben ist und somit die bis dahin entwickelte linear-elastische Bruchmechanik nicht angewendet werden konnte.

Der Spannungs-Rissöffnungs-Verlauf wird auf eine Rissprozesszone des Materials bezogen und bietet einen objektiven und netzunabhängigen Verlauf des Nachbruchbereichs des Betons. Die Ausbildung einer adäquaten Rissprozesszone nach *Bažant und Oh (1983)* ist so möglich. Bažant und Oh geben die Länge der Prozesszone mit dreimal d_{g} an.

Im numerischen Modell ist zusätzlich zur Probenunabhängigkeit eine Elementunabhängigkeit anzustreben. Alle Möglichkeiten der Beschreibung des Nachbruchverhaltens sind generell netzabhängig und müssen individuell auf das Modell angepasst werden. Die aufgestellte Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung kann in Abhängigkeit der charakteristischen Länge der verwendeten finiten Elemente in eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung umgerechnet werden, wodurch ein objektives numerisches Modell ermöglicht wird.

Die erforderliche charakteristische Länge l_t der verwendeten, annähernd quadratischen Elemente kann nach *Oliver (1989)* ermittelt werden. Für Volumenelemente erster Ordnung, deren Integrationspunkte in den Ecken liegen, resultiert die charakteristische Länge aus der dritten Wurzel des Volumens des finiten Elements. Beträgt der Abstand der Integrationspunkte einem geringeren Wert, wie bei der Verwendung von quadratischen Elementen mit insgesamt

24 Integrationspunkten je Element, ist zur Volumenermittlung eine entsprechend geringere Kantenlänge anzusetzen (*Abaqus 2011*).

Mark (2006) fasst die in der Literatur angegebenen Grenzkriterien für die charakteristische Elementlänge l_t zusammen, über die der Riss verschmiert werden sollte. Dabei wird von annähernd quadratischen Volumenelementen ausgegangen. Die charakteristische Länge muss so groß sein, dass die Bruchenergie im Element vollständig verbraucht wird und die Rissöffnung über das gesamte Element verschmiert werden kann. Diese Länge ist die Rissprozesszone, die nach *Bazant und Oh (1983)* einem Wert von etwa $3 \cdot d_g$ bzw. 50–100 mm nach *Hillerborg (1983)* entspricht. *Mark (2006)* gibt als unteren Wert die charakteristische Länge des im numerischen Modell verwendeten finiten Elements nach *Oliver (1989)* an, die auch der empfohlenen charakteristischen Länge nach *Abaqus (2011)* entspricht.

Als oberen Grenzwert wird für bewehrten Beton der erwartete Rissabstand $s_{r,max}$ genannt, der nach *EC 2-1-1 (2011)* rechnerisch bestimmt werden kann.

Als weitere Obergrenze gibt *Pölling (2001)* mit $l_{eq} = 2 \cdot G_F \cdot E_c / f_{ct}^2$ die kritische äquivalente Länge an. Werden größere Elemente verwendet, kann es zu einem sogenannten „snap back effect“ kommen. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung ist abhängig von der Messlänge des Versuchs. Je größer die Messlänge ist, desto steiler verhält sich der Spannungs-Dehnungs-Verlauf. Wird eine zu große Messlänge gewählt, kann dies zu einem rückläufigen Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Beziehung führen (*Hordijk 1992*).

Bazant und Oh (1983) empfehlen die Bedingung $l_{eq} \leq G_F \cdot E_c / f_{ct}^2$ nicht zu verletzen und die Zugfestigkeit künstlich zu reduzieren, sollte die Bedingung nicht erfüllt werden können. Die Bruchenergie sollte nicht über mehrere Elemente aufgeteilt werden.

Die charakteristische Elementlänge ist in der numerischen Betrachtung der Rissprozesszone gleichzusetzen.

5.1.1.5 Einschränkungen des Materialmodells

Das in ABAQUS implementierte Betonmodell „*Concrete Damaged Plasticity*“ ist ein relativ einfaches Modell zur Beschreibung des Materialverhaltens von Beton. Nachfolgend soll darauf hingewiesen werden, dass die Verwendung des Modells je nach Anwendungsgebiet im Betonbau mit Einschränkungen verbunden sein kann.

Die auftretende Schädigung eines Elements, die durch Überschreiten der maximalen Druck- oder Zugfestigkeit hervorgeht, erfolgt isotrop im gesamten Element, auch in die theoretisch noch intakten Richtungen. Zudem wird auch eine Beschreibung der Spannungsübertragung über die Rissufer (*shear retention*) nicht genauer erfasst.

Wie im Kapitel 3 beschrieben, ist für das Versagen unter reiner mehraxialer Zugbeanspruchung die einaxiale Betonzugfestigkeit maßgebend. Findet senkrecht zur Zugbeanspruchung eine Druckbeanspruchung statt, so kann der Beton noch senkrecht zur Zugbeanspruchung eine Restdruckfestigkeit abtragen. Die Druckfestigkeit muss jedoch abgemindert werden. Diese Annahme können das Tragverhalten einer numerischen Untersuchung entscheidend beeinflussen, können jedoch im *CDPM* in ABAQUS nicht berücksichtigt werden.

Die Darstellung der Rissbildung beschränkt sich beim *CDPM* im Wesentlichen auf die verschmierte Rissbildung durch plastische Dehnungen, eine diskrete Rissbildung über den gesamten Prüfkörper ist nicht möglich.

Die plastischen Dehnungen in ABAQUS sind ein Indiz für die Rissbildung unter Druck- und Zugbeanspruchung. Für Zug entstehen diese senkrecht zur maximalen Hauptzugspannung des Betons in den Bereichen, in denen die Zugfestigkeit f_{ct} überschritten wird. Eine Ausrichtung dieser Risse in Bezug auf bewehrte Betonbauteile, wie es nach *Vecchio und Collins (1982)*

als rotierende Risse beschrieben wird, erfolgt nicht, vgl. Abb. 3.14a. *Winkler (2001)* gibt eine Möglichkeit durch Modifizierung des Tension-Stiffening-Ansatzes an, um den Einfluss der Hauptbewehrung auf die Rissbildung zu berücksichtigen, siehe Kapitel 3.

Die Berücksichtigung der Bewehrung erfolgt in der Regel durch starr in den Beton eingebettete Bewehrungselemente. Die Annahme eines Verbund-Schlupfgesetzes ist nur bedingt möglich. Dazu wäre eine diskrete Modellierung der Bewehrung unter Berücksichtigung der Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrung notwendig. Eine weitere Möglichkeit wäre, die um die Bewehrung liegenden Betonelemente bei einer bestimmten Überschreitung der Dehnung zu modifizieren. Diese müssten einen additiven Dehnungsanteil erhalten, der den Schlupf simulieren würde.

5.1.2 Eigener Ansatz des Zugtragverhaltens

Die Beschreibung des Spannungs-Rissöffnungs-Verlaufs nach dem Model Code (*CEB 2010*) bildet die Grundlage des abfallenden Nachbruchbereichs in dieser Arbeit, vgl. Gl. 3.10. Die Anwendung des Verlaufs nach dem Model Code zeigt im Vergleich zu den aufgezeichneten experimentellen Ergebnissen allerdings ein zu steifes Tragverhalten der Prüfkörper. Dieser Ansatz wurde daher mit einem eigenen Ansatz modifiziert. Die markanten Punkte des Verlaufs, maximale Zugfestigkeit f_{ctm} (Punkt D), Übergang der zwei Abschnitte (Punkt E) sowie maximale Rissbreite w_c bei $\sigma_{ct} = 0$ (Punkt F), bilden dafür die Grundlage, vgl. Abb. 5.7. Die Bruchenergie G_F wird nach dem Ansatz des Model Codes (*CEB 2010*) bestimmt. Der Einfluss des verwendeten Größtkorns des Betons, wie es in der vorherigen Ausgabe des Model Codes (*CEB90 1993*) üblich war, wird nicht berücksichtigt.

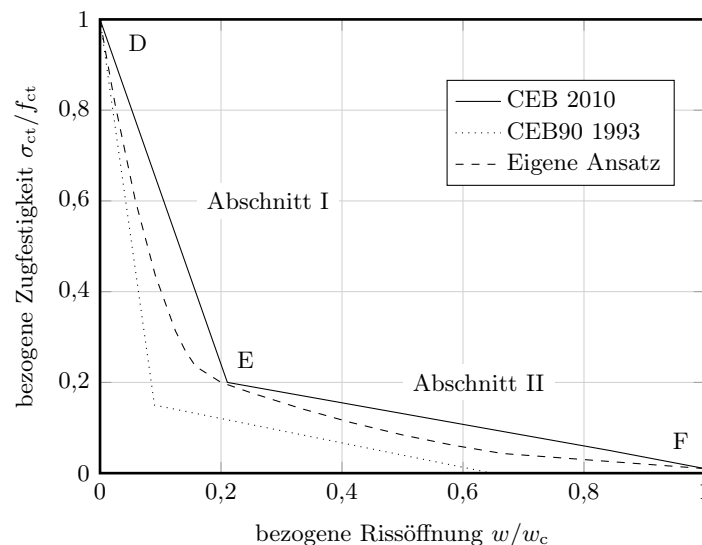


Abbildung 5.7: Darstellung des Nachbruchverlaufs unter Zugbeanspruchung, Vergleich zwischen (*CEB 2010*), (*CEB90 1993*) und eigenem Ansatz

Die Beschreibung des Nachbruchverlaufs zwischen den erläuterten Punkten *D-E* sowie *E-F* wird mit Gl. 5.15 in zwei Abschnitten mit der allgemeinen Form der quadratischen Gleichung ausgerundet, vgl. Abb. 5.7. Zum Vergleich werden in der Abbildung die Verläufe nach Model Code (*CEB 2010*) und (*CEB90 1993*) angegeben. Der eigene Ansatz des Zugtragverhaltens im Nachbruchbereich liegt zwischen den beiden dargestellten Verläufen.

$$\sigma_{ct}(w) = a \cdot w^2 + b \cdot w + c \quad (5.15)$$

Als Randbedingung des ersten Abschnitts wird die Variable c gleich der Zugfestigkeit des Betons f_{ct} gesetzt. Die Variablen a und b ergeben sich mit Gl. 5.15 unter der Annahme einer Steigung von -1 in Punkt E unter der ersten Ableitung der Gleichung.

Im zweiten Abschnitt entspricht die Variable c einer Betonspannung von 20% der Zugfestigkeit. Die zugehörige Betondehnung ergibt sich nach Gl. 3.10 (CEB 2010). Der Model Code nimmt für die maximale Rissöffnung w_c eine Betonspannung von Null an, es werden keine Spannungen über die Rissufer übertragen. Entgegen dieser Annahme ist es bei der Anwendung des Betonmodells erforderlich, dem Beton eine Restzugfestigkeit von mindestens 1% der Zugfestigkeit anzugeben. Der Wert der Restzugfestigkeit wird als Tiefpunkt F bei der Ermittlung der Variablen a , b und c des zweiten Abschnitts berücksichtigt.

Das in Kapitel 3 beschriebene zugversteifende Verhalten des Betons zwischen den Rissen (Tension-Stiffening-Effekt, TSE) wurde nicht angenommen. Das TSE ermöglicht eine wirklichkeitsnahe numerische Erfassung des Durchbiegungsverlaufs, indem es in den Wirkungsbereichen der Bewehrung nach König und Tue (1996) angesetzt wird. In einer ausführlichen Untersuchung wurden die Prüfkörper mit diesem Ansatz betrachtet. Die gering bewehrten Prüfkörper $B1 - B4$ wurden im Bereich des Fertigteils in bewehrte Bereiche mit TSE und unbewehrte ohne TSE unterteilt. Die Fertigteile der höher bewehrten Prüfkörper wurden vollständig mit dem zugversteifenden Ansatz erfasst. Bei der Auswertung der numerischen Untersuchungen konnte kein Einfluss des TSEs beobachtet werden.

Gröning (2013) berichtet allerdings im Rahmen eigener numerischer Untersuchungen über einen erkennbaren Einfluss des TSE-Ansatzes bei zweiachsig gespannten Elementdecken. Ein wesentlicher Grund hierfür dürfte der Einfluss des TSEs auf die Steifigkeit des Bauteils sein. Dieser hat vor allem bei statisch unbestimmten Systemen einen großen Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung sowie das Verformungsverhalten, wohingegen bei statisch bestimmten Systemen – wie in den dargelegten Untersuchungen – der Einfluss gering ausfällt.

Die Darstellung einer diskreten Rissbildung im Beton ist mit dem gewählten Betonmodell nicht möglich, sie kann jedoch nach Lubliner et al. (1989) in den Bereichen angenommen werden, in denen die äquivalente plastische Dehnung unter Zugbeanspruchung $\tilde{\varepsilon}_t^{pl} > 0$ ist. Die plastischen Dehnungen geben Bereiche an, in denen der elastische Bereich überschritten wurde und nicht reversible Dehnungen entstanden sind. Diese können als eine Art Rissbildung interpretiert werden, da die Zugfestigkeit dieser Elemente überschritten ist. Über die Breite

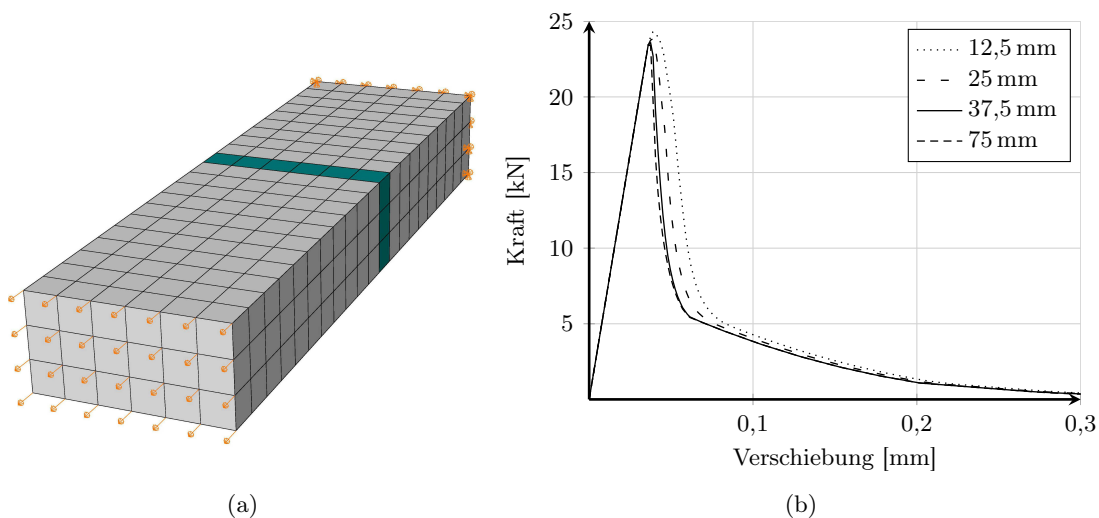


Abbildung 5.8: Darstellung der Elementunabhängigkeit des Betonmodells, (a) Versuchsmodell, (b) Last-Verschiebungs-Diagramm

dieser Bereiche sowie die Größe der plastischen Dehnungen kann eine Größenordnung der Rissgrößen abgeschätzt werden.

Der in Abb. 5.8a dargestellte Probekörper wurde numerisch mit unterschiedlich feinen Netzdiskretisierungen betrachtet, um die Netzunabhängigkeit des verwendeten Modells zu überprüfen. Die farblich dargestellten Elemente haben eine gering reduzierte Zugfestigkeit, um das Zugversagen zu lokalisieren. Es zeigt sich, unabhängig von der Diskretisierung, fast bei allen Betrachtungen ein nahezu gleiches Last-Verschiebungs-Verhalten des Prüfkörpers unter Anwendung des beschriebenen implementierten Betonmodells, vgl. Abb. 5.8b.

Geringe Abweichungen sind bei der Elementgröße 12,5 mm zu sehen. Dies deutet darauf hin, dass die Elementgröße zu klein ist, um die Bruchenergie im Element vollständig zu verbrauchen. Die Elementgröße 25 mm bildet die Grundlage für die Wahl der Elemente in dieser Arbeit. Bei einer Fertigteilstärke von 5 cm sind somit zwei quadratische Elemente über die Höhe des Fertigteils angeordnet.

5.1.3 Bewehrungsstahl

In der Bewehrung kann nach *Mehlhorn (1996)* von einem einaxialen Spannungszustand ausgegangen werden, so dass der Bewehrungsstahl mit Stabelementen dargestellt und in den Beton eingebettet werden kann. Das elasto-plastische Materialverhalten wird nach Überschreiten der Streckgrenze durch das Fließkriterium nach *von Mises* mit isotroper Verfestigung wiedergegeben.

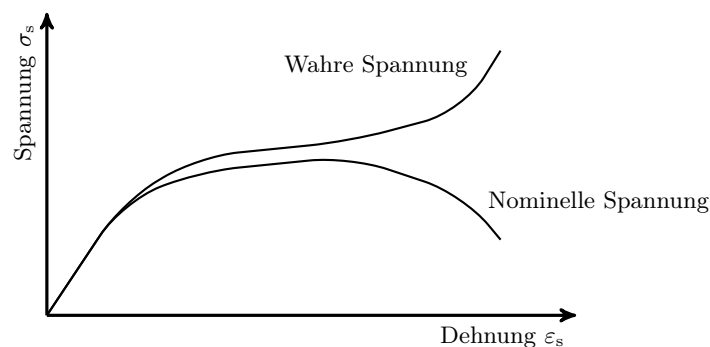


Abbildung 5.9: Vergleich zwischen wahren und nominellem Spannungsverlauf

Das numerische Modell arbeitet mit wahren Dehnungen und Spannungen. Liegen aus dem experimentellen Laborversuch nur die nominell sich auf den ursprünglichen Stahlquerschnitt beziehenden Kennwerte des Spannungs-Dehnungs-Verlaufs vor, müssen diese vor allem bei größeren plastischen Verformungen umgerechnet werden. Ein Metall schnürt unter Belastung quer zur Belastungsrichtung ein, verändert damit seinen Querschnitt. Die tatsächliche Stahlspannung liegt damit höher, verglichen mit der sich auf den ursprünglichen Querschnitt beziehende Spannung, vgl. Abb. 5.9.

In der Praxis beziehen sich die gewonnenen Materialkennwerte in der Regel auf den ursprünglichen Stahlquerschnitt, die Querkontraktion wird vernachlässigt. Unter Zuhilfenahme von Gl. 5.16 sowie Gl. 5.17 können die nominellen Werte rechnerisch in wahre Werte umgewandelt werden (*Abaqus 2011*). Die mit Dehnungsmessstreifen gemessenen Dehnungen sind bereits wahre Dehnungen und brauchen nicht umgerechnet werden.

$$\epsilon = \ln(1 + \epsilon_{\text{nom}}) \quad (5.16)$$

$$\sigma = \sigma_{\text{nom}}(1 + \varepsilon_{\text{nom}}) \quad (5.17)$$

Zur Beschreibung des Stahlverhaltens im Materialmodell wird der plastische Dehnungsanteil ε^{pl} benötigt, vgl. Abb. 5.10. Die im Experiment gewonnenen Materialkennwerte des Bewehrungsstahls können Tab. 5.3 entnommen werden.

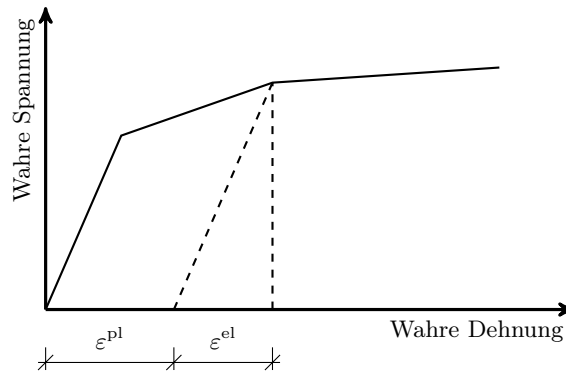


Abbildung 5.10: Zerlegung der Gesamtdehnung in einen elastischen und plastischen Anteil

5.1.4 Zusammenfassung der Materialparameter

Die Parameter des „Concrete Damaged Plasticity Model“ in Tab. 5.1 wurden für die Beschreibung des Betonverhaltens für alle Berechnungen gleich angenommen. Der Dilatanzwinkel ψ hat Einfluss auf die Berechnung bei großen hydrostatischen Drücken, er wird von *Lee und Fenves (1998)* zu 30° angegeben (*Mark 2006*). Die Exzentrizität wird mit $\varepsilon_{cc} = 0,1$ und der Verhältniswert des Druck- zum Zugmerdians mit $K_c = 2/3$ angenommen (Standardwerte nach *Abaqus (2011)*). Diese sind in Variationsstudien bezüglich ihrer Einflüsse auf das numerische Tragverhalten der Prüfkörper betrachtet worden.

Tabelle 5.1: Allgemeine Parameter des „Concrete Damaged Plasticity Model“

Bezeichnung			
Dilatanzwinkel	ψ	30	°
Exzentrizität	ε_{cc}	0,1	-
Verhältniswert f_{cb}/f_{ck}	F_{cc}	1,16	-
Verhältniswert	K_c	0,6667	-
Viskosität	μ	1×10^{-6}	-

Der Verhältniswert der biaxialen zur einaxialen Druckfestigkeit F_{cc} entspricht ebenfalls dem vorgegebenen Standardwert, welcher sich auf die Untersuchungen von *Kupfer (1973)* stützt. Die Erhöhung der einaxialen Druckfestigkeit wird für das Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2 = 1,0$ mit 16 % angegeben, vgl. Abb. 3.8a auf Seite 34.

Bei dem Parameter μ handelt es sich um keinen physikalischen Materialwert des Betons, sondern um einen numerischen Hilfwert. Er steuert die Rissbildung und verzögert diese, wodurch in vielen Fällen eine numerische Berechnung erst möglich wird. Singularitäten wie Spannungsbzw. Dehnungsspitzen werden während der Berechnung abgerundet (*Abaqus 2011*).

Der Einfluss des Parameters wurde ausgiebig untersucht, da durch eine zu große Verzögerung der Rissentwicklung zwar die numerische Berechnung beschleunigt, jedoch das Ergebnis verfälscht werden würde. Es zeigte sich, dass in den dargestellten numerischen Untersuchungen

Tabelle 5.2: Materialparameter des Betons am Tag der Prüfung

Versuchskörper		<i>B1</i>	<i>B2</i>	<i>B3</i>	<i>B4</i>	<i>B5</i>	<i>B6</i>
Ortbeton							
Alter	Tage	28	28	28	28	28	28
f_{cm}	N/mm ²	22,0	22,6	17,7	17,5	17,3	26,2
E_{cm}	N/mm ²	27 953	28 194	26 001	25 908	25 811	29 658
f_{ct}	N/mm ²	1,65	1,57	1,29	1,50	1,43	2,26*
Betonfertigteil							
Alter	Tage	41	41	49	56	63	50
f_{cm}	N/mm ²	44,6	44,6	47,6	47,8	48,3	51,9
E_{cm}	N/mm ²	35 392	35 392	36 165	36 229	36 353	37 224
$f_{ct,red}$	N/mm ²	2,05	2,02	1,99	1,99	2,08	2,28

* Wert aus Spaltzugfestigkeit bestimmt

der Parameter der Viskosität bis zu einem Wert von $\mu \leq 1 \times 10^{-6}$ keinen erkennbaren Einfluss mehr hat.

Die in Tab. 5.2 angegebenen Betonfestigkeitswerte f_{cm} beider Betone und f_{ct} des Ortbetons sind am Tag der Prüfung experimentell ermittelt worden. Die Betonzugfestigkeit f_{ct} des Fertigteilbetons wurden dagegen aus der Druckfestigkeit bestimmt und auf $f_{ct,red} = 0,6 \cdot f_{ct}$ herabgesetzt, um die Vorschädigung der Fertigteile durch den Transport entsprechend zu berücksichtigen. Der Elastizitätsmodul E_{cm} wurde ebenfalls rechnerisch ermittelt. Dabei konnten Abweichungen von den tatsächlichen Werten in Kauf genommen werden, da diese sich im Wesentlichen nur im Zustand I auswirken, beim Übergang in den Zustand II der Einfluss jedoch gering ist, hier ist die Bewehrung für das Tragverhalten maßgebend. Die Eigenlast der Betone wurde für den Ortbeton mit $\rho = 2240 \text{ kg/m}^3$ und für das Fertigteil mit $\rho = 2340 \text{ kg/m}^3$ bestimmt und entsprechend für alle numerischen Untersuchungen angenommen.

Die Bewehrung wurde analog zu den experimentellen Untersuchungen diskret abgebildet und in den umliegenden Beton starr eingebettet. Für alle Bewehrungsstäbe wurde eine Querdehnzahl von $\nu = 0,3$ und eine Dichte $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ angenommen. Die Bewehrung im Fertigteil sowie die Stoßbewehrung im Ortbeton werden in Tab. 5.3 für alle Prüfkörper zusammenfassend angegeben. Mit Ausnahme des Betonstabs mit $\varnothing 16 \text{ mm}$, der warmgewalzt war und ein Fließplateau aufzeigte, handelte es sich bei den verwendeten Stählen um kaltgewalzte Bewehrungsstäbe, deren Streckgrenze in Tab. 5.3 gemäß Abb. 3.10 auf S. 36 mit der 0,2 %-Dehngrenze angegeben ist.

Die in den experimentellen Untersuchungen gewonnenen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen des Betonstahls werden für die numerische Verifikation verwendet.

Die Querbewehrung war für alle Prüfkörper gleich, der Durchmesser betrug $\varnothing 8 \text{ mm}$ und wurde im Abstand von 15 cm verlegt. An den Enden der sehr kurzen Querbewehrung wurden Kopfplatten angeschweißt, die eine bessere Verankerung des Stabes sowie eine durchlaufende Querbewehrung simulieren sollten. In den numerischen Untersuchungen wird die Querbewehrung starr in das umliegende Betongefüge eingebettet, was der Verankerung durch die Kopfplatten etwa gleichkommt.

Für die Gitterträger wurde ein einheitlicher Elastizitätsmodul mit linear-elastischem Materialverhalten von $200\,000 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Alle Prüfkörper wurden mit einem 13 cm hohem Gitterträger bewehrt. Prüfkörper *B1* und *B2* hatten einen Gitterträger mit Obergurt / Untergurt / Gitterträgerdiagonale von $10/6/6 \text{ mm}$. Für die übrigen Prüfkörpern *B3* bis *B6*

wurde ein Gitterträger mit 8/5/5 mm verwendet, um höhere Spannungswerte zu erhalten. Die Querschnittsunterschiede werden in der numerischen Verifikation berücksichtigt.

Tabelle 5.3: Materialparameter des Bewehrungsstahls

Versuchskörper	\varnothing mm	A_s mm ²	f_y N/mm ²	f_t N/mm ²	E_s N/mm ²
<i>B1/B2</i>					
Feld + Stoß	6	28,3	572	620	200 000
<i>B3/B4</i>					
Feld + Stoß	6	28,3	572	620	200 000
<i>B5</i>					
Feld	12	113	567	629	196 418
Stoß	14	154	547	626	194 205
<i>B6</i>					
Feld + Stoß	16	201	580	670	200 000
Querbewehrung	8	50,3	593	680	200 000

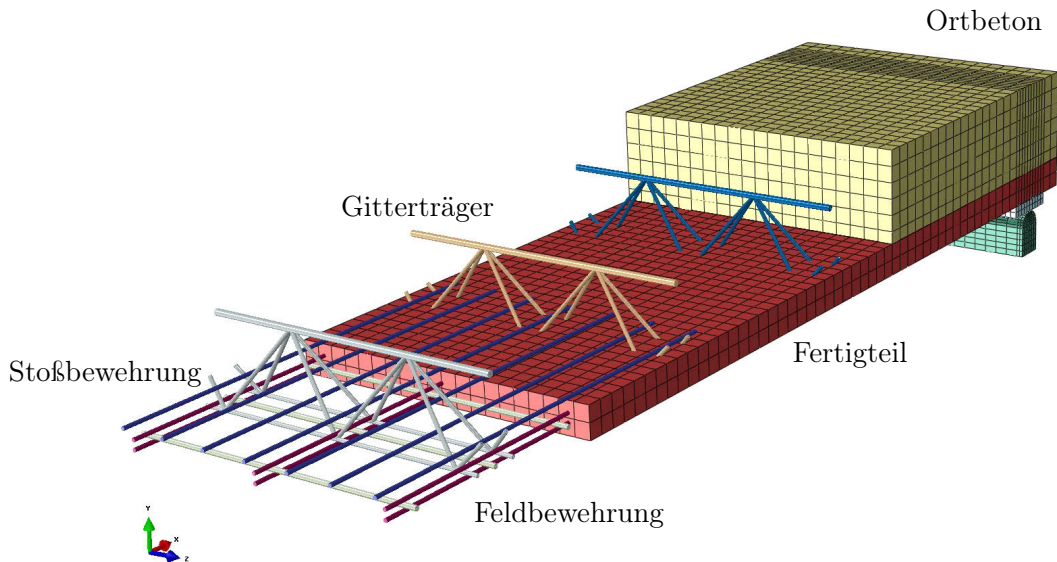
5.2 Modellbeschreibung der Versuchskörper

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wird das Trag- und Verformungsverhalten der in Kapitel 4 erläuterten experimentellen Untersuchungen (Prüfkörper *B1* bis *B6*) in einer dreidimensionalen physikalisch nicht-linearen Simulation betrachtet. Die Symmetrie der Prüfkörper wird bei den numerischen Untersuchungen ausgenutzt, so dass nur ein halber Prüfkörper diskretisiert wird, vgl. Abb. 5.11. Der Beton und die Bewehrung sind bei der Eingabe gemäß ihrer wahren Lage im Experiment berücksichtigt. Zur Kontrolle wurde ein ergänzendes Modell ohne Symmetriebedingungen betrachtet. Es lieferte ein vergleichbares Ergebnis, jedoch unter deutlich erhöhter Rechenzeit.

Die Prüfkörper wurden im Labor auf einer Stahlschneide gelagert, die ein frei drehbares und in horizontaler Richtung verschiebliches Verformungsverhalten zuließ. Diese Lagerungsart wird im numerischen Modell nachgebildet, eine Reibung zwischen den beiden Stahlteilen wird mit einem Reibungskoeffizient von $\mu = 0,15$ angenommen, vgl. Abb. 5.12a. Ein signifikanter Einfluss des Reibungskoeffizienten konnte nicht beobachtet werden. Im Rahmen der numerischen Belastungszunahme kann der Prüfkörper zwängungsfrei über das Auflager gleiten.

Die einwirkende Belastung wurde im Experiment in den Lasteinleitungspunkten über ein HEB120-Stahlprofil in einer etwa 2,0 cm starken Mörtelschicht eingeleitet. Dadurch wurde eine gleichmäßige Lastverteilung erzielt, die im numerischen Modell angenommen wird. Die Belastung wird gleichmäßig auf die entsprechende Grundfläche des Stahlprofils aufgebracht, indem ein beanspruchter Referenzpunkt über der Fläche mit der eigentlichen Fläche gekoppelt wird (*coupling*), die gekoppelte Fläche verhält sich äquivalent zum Referenzpunkt, vgl. Abb. 5.12b. Bis kurz vor dem Versagen der Prüfkörper wird die Belastung kraftgesteuert aufgebracht. Das Versagen kann durch eine weggesteuerte Beanspruchung eingeleitet werden. Dies ermöglicht das Ausbilden eines Nachbruchbereichs der Prüfkörper in der Numerik. Die Belastung wird schrittweise aufgebracht.

Die Prüfkörper wurden vor der eigentlichen kraftgesteuerten Belastung mit deren Eigenlast und der Gesamtlast der Einleitungskonstruktion beansprucht. Diese Einwirkungen sind in den

Abbildung 5.11: Numerisches Modell des Prüfkörpers *B1*

nachfolgenden Diagrammen berücksichtigt und werden im negativen Bereich der Ordinate wiedergegeben. Der Verlauf im positiven Bereich der Ordinate entspricht somit den aufgezeichneten Verläufen der experimentellen Untersuchungen und kann mit den numerischen Ergebnissen verglichen werden.

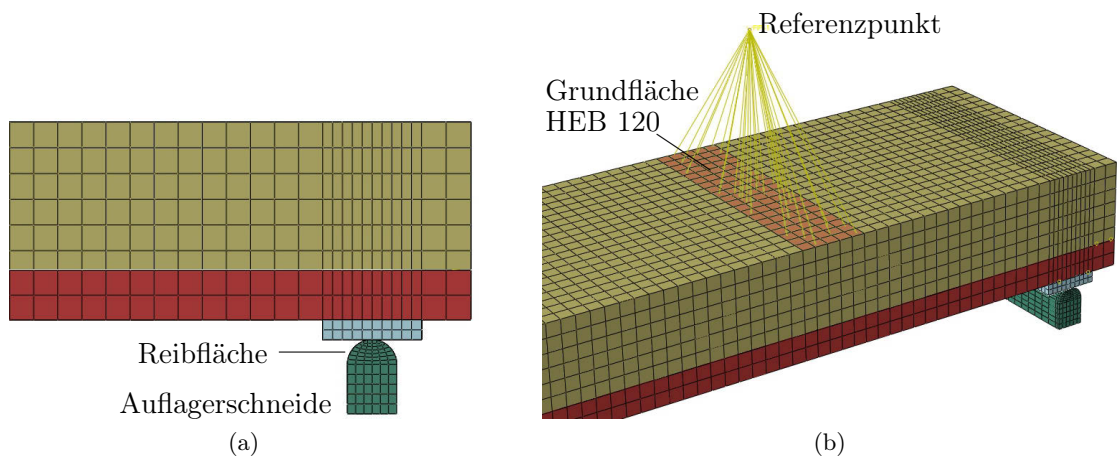


Abbildung 5.12: (a) Lagerung des Prüfkörpers (b) Coupling im Lasteinleitungsbereich

Bei Elementdecken handelt es sich um Bauteile, die aus unterschiedlichen Betonschichten bestehen. Die entsprechenden Materialparameter der unterschiedlich festen und unterschiedlich alten Betone werden der jeweiligen Betonschicht gemäß Tab. 5.2 zugewiesen. Es wird bei allen Prüfkörpern eine konstante Fertigteilstärke von 5 cm angenommen. Dabei werden die Abweichungen der Herstellungstoleranzen als auch die der Verbundfugenrauigkeit nicht berücksichtigt. Die Verbundfuge entsprach einer rauhen bis nahezu verzahnten Fuge, wodurch die statische Nutzhöhe der auf dem Fertigteil liegenden Stoßbewehrung zusätzlich reduziert wird. Zusammen mit dem ergänzten Ortbeton beträgt die Gesamtdicke der Elementdecke 20 cm. Die einzelnen Betonschichten sowie die übrigen Bestandteile des Modells sind farbig in Abb. 5.11 dargestellt. Der Beton wird mit reduzierten 3D-Elementen mit 8 Integrationspunkten (C3D8R) abgebildet.

Die Bewehrung wird diskret modelliert und starr in die umliegenden Betonelemente eingebettet.

tet. Die Knoten der Bewehrungselemente werden mit den Knoten der Betonelemente gekoppelt (*Abaqus 2011*). Die Bewehrung wird mit truss-Elementen (T3D2) abgebildet, deren Integrationspunkte einen Abstand haben, der nur halb so groß wie die der umgebenden Betonelemente ist. Eine Verwendung von räumlichen Modellen zur Abbildung der Bewehrung mitsamt der Rippung führt zu einem enormen Rechenaufwand, der nur bei Detailfragen gerechtfertigt ist. In der Regel ist eine Annahme von truss-Elementen ausreichend. Eigene Vergleichsberechnungen zeigen, dass die Annahme von beam-Elementen keine abweichenden oder besseren Ergebnisse liefert, vgl. Abb. 5.13.

Die Gitterträger wurden als Fachwerke idealisiert und ebenfalls mit truss-Elementen modelliert.

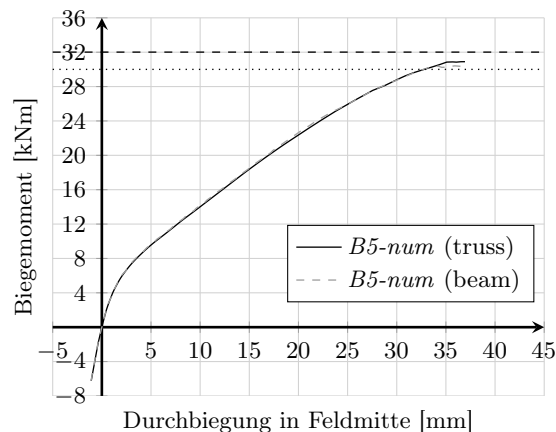


Abbildung 5.13: Prüfkörper *B5*, numerische Auswirkung von truss- bzw. beam-Elementen als Bewehrung

5.2.1 Modellierung der Verbundfuge

Die Verbundfuge zwischen den nacheinander betonierten Betonschichten des Fertigteils und des Ortbetons muss im Betonmodell berücksichtigt werden, um ein wirklichkeitsnahes Tragverhalten der Prüfkörper wiedergeben zu können. Die Fuge hat einen großen Einfluss auf das gesamte Tragverhalten der Elementdeckenkonstruktion, was vor allem bei den experimentellen Untersuchungen der Prüfkörper *B5* und *B6* beobachtet werden konnte. Erst wenn die Verbundfuge eine sichtbare Schädigung erfährt, werden die Gitterträger aktiviert. Zudem wird in dem Bereich der Schädigung der Verbund der Bewehrung nachteilig beeinflusst. Die Verbundfuge stellt eine lokale Schwächung des Betonquerschnitts dar, von der sich die Schädigung der Fuge infolge der Erstbelastung mit zunehmender Beanspruchung ausbreitet.

Die im Kapitel 2 auf Seite 18 beschriebene Schub-Reibungs-Theorie im Eurocode 2 entspricht im Wesentlichen der *COULOMB*'schen Reibungshypothese. Die Reibungskraft V_τ ergibt sich in Abhängigkeit der Normalkraftkomponente der Verbundfuge N_τ sowie dem statischen bzw. Gleitreibungskoeffizienten μ mit $V_\tau = \mu_{s/k} \cdot N_\tau$ und liefert damit die Basis für die Beschreibung des Verbundfugentragverhaltens. Grundsätzlich muss im Rahmen der Betrachtung der Verbundfugentragfähigkeit der Ansatz der *COULOMB*'schen Reibung als Grundmodell um einen Traganteil aus Adhäsion erweitert werden. Hierzu gibt der *CEB/Bulletin162 (1983)* den in Abb. 5.14 dargestellten Verlauf der Schub- zur Normalspannung in der Ebene an.

Dabei handelt es sich um ein vereinfachtes Modell, welches nach *Lindig (2005)* nicht immer zu zufriedenstellenden Ergebnissen führt. Der Autor entwickelte zur genaueren Beschreibung

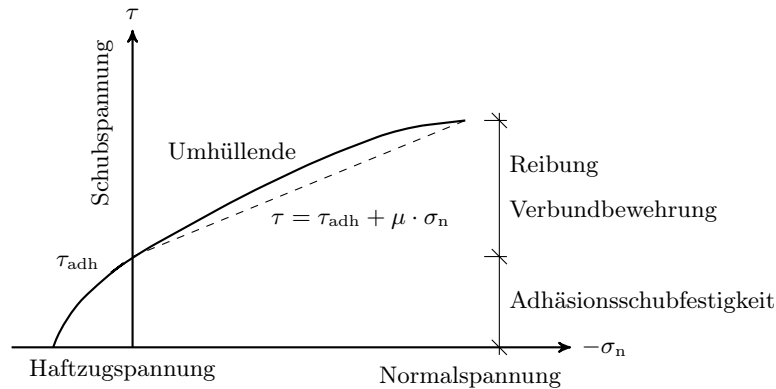


Abbildung 5.14: Maximaler Schubspannungsverlauf in Abhängigkeit der Querdruck- bzw. Querkzugspannung nach *CEB/Bulletin162 (1983)*

des Tragverhaltens von Elementfugen das ASSB-Element (Adaptive-Shear-Softening-Bond-Element), welches er an aus der Literatur entnommenen Versuchen empirisch kalibriert hat. Das Verbundelement ist zu den angrenzenden Betonelementen kompatibel und an diese angebunden. Die Verbundbeschreibung erfolgt über Verbundspannungen mit den dazugehörigen Relativverschiebungen. Die über die Verbundfuge verlaufende Bewehrung wird durch dimensionslose Bond-Link-Elemente eingebettet, wodurch eine Relativverschiebungen in der Verbundfuge längs und quer zum Verbundstahl mit den sonst starr gekoppelten angrenzenden Beton- oder ASSB-Elementen möglich wird (*Lindig 2005*). Das dargestellte Modell bietet die Möglichkeit einer wirklichkeitsnahen Modellierung des Verbundfugenverhaltens. Es wurde in das FEM-Programm ANSYS implementiert und steht für die Anwendung in ABAQUS nicht zu Verfügung.

Ergänzend weist *Lindig (2005)* darauf hin, dass truss-Elemente bei Untersuchungen mit einer diskret modellierten Verbundfuge zur Beschreibung der die Elementfuge kreuzenden Bewehrung nicht geeignet sind. Er verweist für diese Anwendung auf beam- bzw. pipe-Elemente, die auch auf Biegung beansprucht werden können und so eine Art Dübelwirkung simulieren, während truss-Elemente nur Normalspannungen in Stabrichtung übertragen können.

Eine Modellierung eines adäquaten Verbundfugentragverhaltens, wie es *Lindig (2005)* vorschlägt, ist im numerischen Modell nicht berücksichtigt. Die Verbundfuge zwischen dem Fertigteil und dem nachträglich ergänztem Ortbeton ist als starr angenommen. Um dennoch den Einfluss der Verbundfuge auf das Gesamttragverhalten des Prüfkörpers zu berücksichtigen, ist an der Stoßfuge in der ersten Elementreihe ein nahezu reibungsloser Verbundfugenbereich ohne Adhäsionsanteil angenommen, vgl. Abb. 5.15. Diese Annahme stellt eine Vorschädigung dar, die ein weiteres „Aufreißen“ der Verbundfuge bzw. Versagen der anliegenden Betonelemente in diesem Bereich entlang der Verbundfuge bewirkt.

Ohne Annahme der Vorschädigung wurde beobachtet, dass im Stoßfugenbereich die Elemente des Fertigteils wesentlich am Tragverhalten beteiligt wurden. Dies spiegelt sich sowohl in einer zu hohen Steifigkeit des Durchbiegungsverlaufs aller Prüfkörper, als auch in den Spannungsverläufen der Stoßbewehrung über der Elementfuge wieder.

Im Rahmen der Untersuchungen konnte festgestellt werden, dass durch die Annahme der Vorschädigung eine gute Übereinstimmung der experimentellen und numerischen Ergebnisse vorliegt. Teilweise ist im Übergang von Zustand I zu Zustand II noch ein zu steifes numerisches Verhalten zu beobachten, welches sich im Zustand II relativiert.

Lundgren et al. (2005) schlagen in ihren zweidimensionalen numerischen Untersuchungen zum biaxialen Tragverhalten von Elementdecken ergänzend einen vereinfachten Ansatz zur Berücksichtigung des Einflusses der Schubspannungen parallel zur Stoßfuge vor. Dies kann durch eine

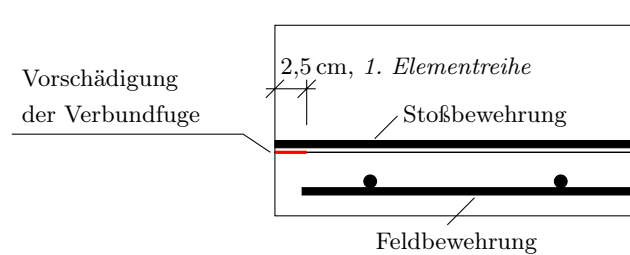


Abbildung 5.15: Vorschädigung der ersten Elementreihe (rot)

Reduzierung des Adhäsionsanteils der Verbundfugentragfähigkeit berücksichtigt werden, wobei gleiche Eigenschaften der Verbundfuge in beide Richtungen vorausgesetzt werden. Bei den Untersuchungen von *Lundgren et al. (2005)* beträgt die Reduzierung etwa 5%. Eine derartige Berücksichtigung kann in den dargelegten numerischen Untersuchungen allerdings bei der Annahme einer starren Verbundfuge nicht berücksichtigt werden.

5.3 Darstellung der numerischen Berechnungen

In einer numerischen Verifikation ist es gelungen, die experimentellen Ergebnisse mit Hilfe des oben dargestellten Betonmodells mit guter Übereinstimmung nachzurechnen und somit ein Modell zu erarbeiten, mit dem eine weitere Parameterstudie durchgeführt werden kann.

Nachfolgend wird das Tragverhalten der numerischen Prüfkörper mit den experimentellen Untersuchungen verglichen. Als Übereinstimmungsmerkmale zwischen der Numerik und den Experimenten dienen der Durchbiegungsverlauf in Feldmitte, die Veränderung der Stoßöffnungsbreite zwischen den beiden Fertigteilplatten (Stoßöffnungsbreite) sowie der Spannungsverlauf der Stoßbewehrung über der Elementfuge jeweils in Abhängigkeit der Biegemomentenbeanspruchung. Vergleiche des Normalspannungsverlaufs der Feldbewehrung im Fertigteil sowie der Spannungen in den Diagonalen der sich im Stoßbereich befindenden Gitterträger werden hinzugezogen. Letztere können teilweise stark von den numerischen Ergebnissen abweichen und sind auch von der lokalen Rissbildung der Elementdecke abhängig.

Während sich bei Prüfkörper *B1*, *B2* und *B4* ein reines Zugversagen der Bewehrung einstellte, wurde bei Prüfkörper *B3* besonders der Verbund zwischen der Stoßbewehrung und dem Beton beansprucht. Bei Prüfkörper *B5* versagte die Verbundfuge zwischen Fertigteil und Ort beton. Prüfkörper *B6* zeigte eine Mischung aus Versagen der Verbundfugentragfähigkeit und des Verbunds zwischen Beton und Stoßbewehrung sowie eines Druckversagens. Zusammenfassend konnte auf dieser Basis ein Betonmodell entwickelt werden, das mit geringen Abweichungen die experimentellen Untersuchungen gut abbildet und übereinstimmende Ergebnisse aller Prüfkörper mit dem beobachteten Tragverhalten liefert.

Ergänzend werden die plastischen Dehnungen der Prüfkörper angegeben. Die Darstellung der plastischen Dehnungen zeigt stark beanspruchte Bereiche des Betons auf, in denen die Druck- bzw. Zugfestigkeit des Materials überschritten wurde. Diese Bereiche geben somit ein Indiz für eine Rissbildung des Betons an, die tatsächliche Rissgröße kann jedoch nicht direkt bestimmt werden. Eine Abschätzung der Größenordnung kann über die plastische Dehnung ε^{pl} sowie die charakteristische Länge des verwendeten finiten Elements l_t erfolgen. Verläuft der geschädigte Bereich über mehrere Elemente, so muss die entsprechende Breite der Schädigung anstelle der charakteristischen Länge des finiten Elements berücksichtigt werden. Die Bestimmung der Rissgröße erfolgt somit analog zur Verteilung des Rissöffnungsverlaufs über die charakteristische Elementlänge. Die Darstellung der plastischen Dehnungen wird für alle Prüfkörper auf 0,01 begrenzt, um diese miteinander vergleichen zu können. Dehnungen, die

über einen Wert von 0,01 hinausgehen, werden grau wiedergegeben, der jeweils maximale Wert einer Untersuchung wird in der obersten Zeile der zugehörigen Legende angegeben. Die plastischen Dehnungen werden, wenn nichts anderes geschrieben, jeweils mittig in Querrichtung entlang des Prüfkörpers wiedergegeben. Für die gering bewehrten Prüfkörper *B1* bis *B4* zeigen sich hier die größten und ausgeprägtesten plastischen Dehnungen. Für die Prüfkörper *B5* und *B6* wurden diese etwas ausmittig festgestellt.

Die Betrachtung der plastischen Dehnungen ist besonders im Bereich der Verbundfuge von Interesse, da dies auf die Schädigung der Verbundfuge schließen lässt. In den experimentellen Untersuchungen wurde teilweise eine starke Schädigung der Verbundfuge beobachtet, die zum Versagen der Prüfkörper führte.

Bei der Darstellung der plastischen Dehnungen ist die Stoßfuge jeweils links angeordnet, das Auflager befindet sich auf der rechten Seite.

5.3.1 Vergleich Versuchsserie 1

5.3.1.1 Prüfkörper *B1*

Der Prüfkörper *B1* wurde nach *EC 2-1-1 (2011)* bewehrt und besaß einen geringen Bewehrungsquerschnitt von $3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ im Fertigteil. In Abb. 5.16 und 5.17 werden die experimentell gewonnenen Verläufe der Durchbiegung, der Stoßöffnungsweite sowie der Normalspannung in der Übergreifungsbewehrung über der Elementfuge den numerischen Ergebnissen gegenübergestellt. Die Verläufe zeigen eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den experimentellen und numerischen Untersuchungen. Das maximale Biegemoment wird in der Numerik leicht überschätzt. Dies kann an der rauen Oberfläche der Fertigteile sowie der nicht konstanten Fertigteildicke liegen. Beim Übergang von Zustand I in den Zustand II (bei einem Biegemoment von 3–8 kNm) verhält sich das numerische Modell etwas steifer, als es im Experiment beobachtet wurde. Dies ist in allen drei dargestellten Verläufen erkennbar. Insgesamt kann von einer sehr guten Übereinstimmung ausgegangen werden.

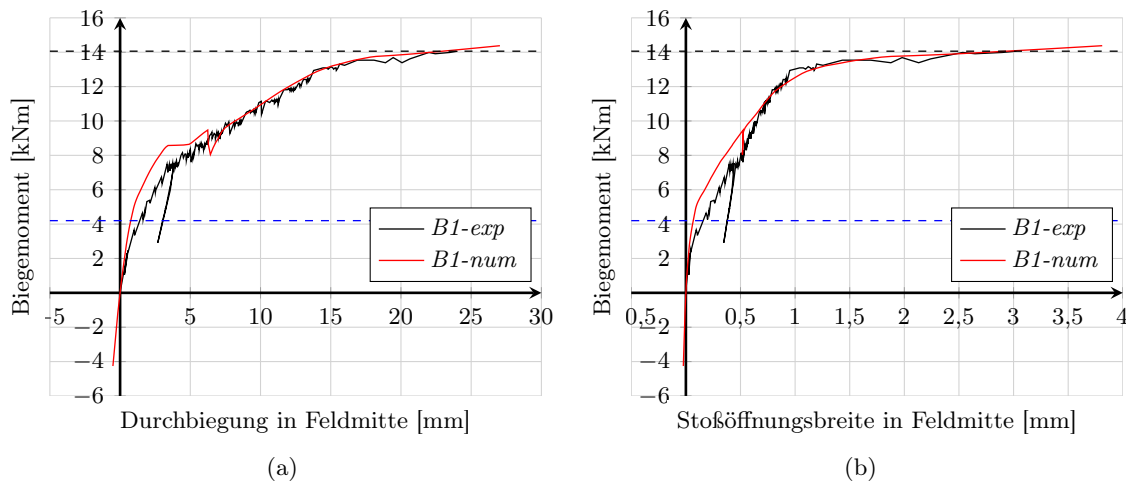
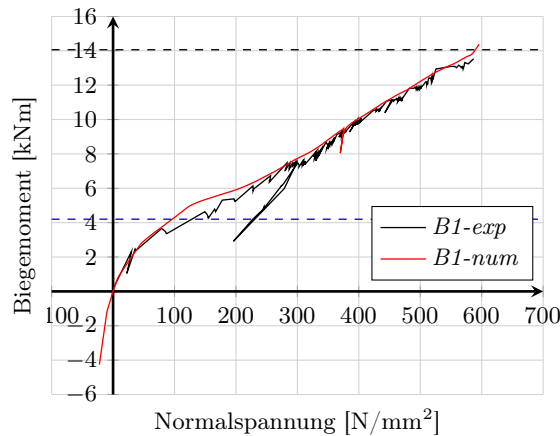
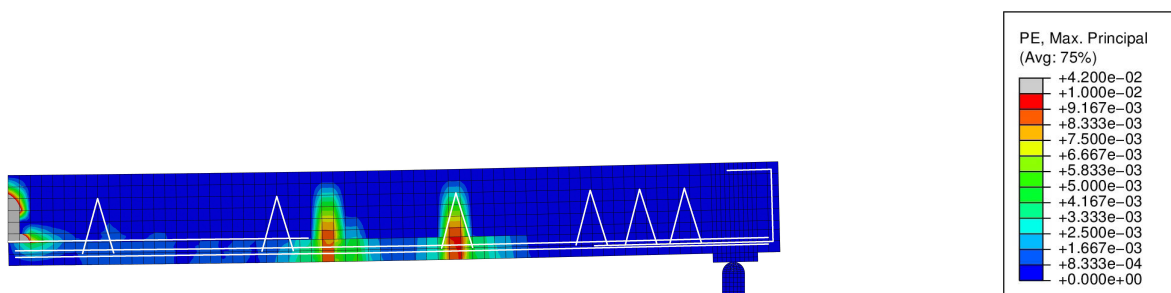


Abbildung 5.16: Prüfkörper *B1*, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsweite in Feldmitte

Die plastischen Dehnungen in Abb. 5.18 zeigen eine leichte Rissbildung der Verbundfuge im Elementstoßbereich. Dies deckt sich mit den Beobachtungen der experimentellen Untersuchungen. Die Schädigung erreicht den inneren Gitterträger, dieser wird jedoch ähnlich dem Experiment, kaum beansprucht. Ein gleichmäßiges Rissbild ist nicht erkennbar, es kann aufgrund

Abbildung 5.17: Prüfkörper *B1*, Normalspannung der Stoßbewehrung in Feldmitte

des Maßstabs der plastischen Dehnungen nicht dargestellt werden. Die Spannungsspitzen in der Mitte des dargestellten halben Prüfkörpers entstehen aus Überlagerung des Biegemoments mit Querkräften im Bereich der Lasteinleitung. Die Bruchlast wird, wie im Experiment beobachtet, in der Stoßbewehrung über der Elementfuge durch das Erreichen der Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls bestimmt.

Abbildung 5.18: Prüfkörper *B1*, Plastische Dehnungen im Bruchzustand

5.3.1.2 Prüfkörper *B2*

Beim Prüfkörper *B2*, der eine ähnliche Bewehrungsführung wie Prüfkörper *B1* enthielt, wurden die inneren Gitterträger der Konstruktion weggelassen, um deren Einfluss zu untersuchen. Ähnlich zu Prüfkörper *B1* decken sich die experimentellen und numerischen Verläufe der Durchbiegung, Stoßöffnungsbreite und Normalspannung der Stoßbewehrung über der Elementfuge, vgl. Abb. 5.19 und 5.20. Das maximale Biegemoment wird in der Numerik leicht unterschätzt, was auf die bereits aufgeführten Schwankungen des Fertigteils und somit der Höhenlage der Stoßbewehrung zurückzuführen ist.

Die Messung des Durchbiegungsverlaufs im Experiment wurde vor dem Versagen des Prüfkörpers abgebrochen, zu einem Zeitpunkt von stark zunehmender Durchbiegung. Die Belastung konnte nicht wesentlich gesteigert werden. Im numerischen Ergebnis wird dieser Verlauf approximiert. Prüfkörper *B2* zeigt wie auch Prüfkörper *B1* eine sehr gute Übereinstimmung des Tragverhaltens im Vergleich zu den experimentellen Untersuchungen.

Ein Vergleich der plastischen Dehnungen beider Prüfkörper in Abb. 5.18 und 5.21 bestätigt die Beobachtung der vorangegangenen Laborversuche. Der Bereich der Stoßfuge wird nur leicht

geschädigt, ein Einfluss des fehlenden inneren Gitterträgers ist nicht erkennbar. Weitere Bereiche der Verbundfuge scheinen nicht beansprucht zu werden. Die Verbundspannungen der Stoßbewehrung und der darunterliegenden Feldbewehrung sind nicht groß genug, um eine weitreichende Schädigung der Verbundfuge zu verursachen. Es wird angenommen, dass der Großteil der Verbundspannungen im Anfangs- und Endbereich der Übergreifung übertragen werden, vgl. Abb. 2.10 nach *Eligehausen (1979)*. Gleichmäßig verteilte Verbundspannungen über die Stoßlänge stellen sich nicht ein, wie es Eligehausen erst beim Versagen eines Übergreifungsstoßes beobachtet hat.

5.3.2 Vergleich Versuchsserie 2

5.3.2.1 Prüfkörper *B3*

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden drei weitere Prüfkörper der Versuchsserie 2 betrachtet. Im Unterschied zu den Prüfkörpern der ersten Versuchsserie, waren die Prüfkörper der zweiten Versuchsserie länger und mit unterschiedlichen Bewehrungsquerschnitten versehen.

Prüfkörper *B3* hatte nur eine geringe Übergreifungslänge, die durch Gitterträger nicht gesichert wurde. Der Schwerpunkt dieser numerischen Betrachtung liegt, im Gegensatz zu den übrigen Untersuchungen, in der Darstellung des Verbundversagens im Bereich der Übergreifung.

Der Durchbiegungsverlauf in Feldmitte zeigt in Abb. 5.22a eine sehr gute Übereinstimmung der numerischen und experimentellen Ergebnisse. Auch das maximale Biegemoment wird gut getroffen. Bei der Betrachtung des Verlaufs der Stoßöffnungsbreite wird der Verlauf um bis zu 50 % unterschätzt, vgl. Abb. 5.22b. Der Normalspannungsverlauf der Bewehrung über dem Elementstoß liefert überwiegend gute, direkt vor Erreichen des Bruchzustands auch leicht abweichende Ergebnisse, vgl. Abb. 5.23.

Die plastischen Dehnungen der Untersuchung zeigt das Versagen des Prüfkörpers, der Bereich der Übergreifung ist stark geschädigt, vgl. Abb. 5.24. Die Schädigung bildet sich beim Erreichen des maximalen Biegemoments entlang der übergreifenden Bewehrung aus und verläuft zum Ende der Bewehrung hin senkrecht nach oben. Dies deckt sich mit der Beobachtung im

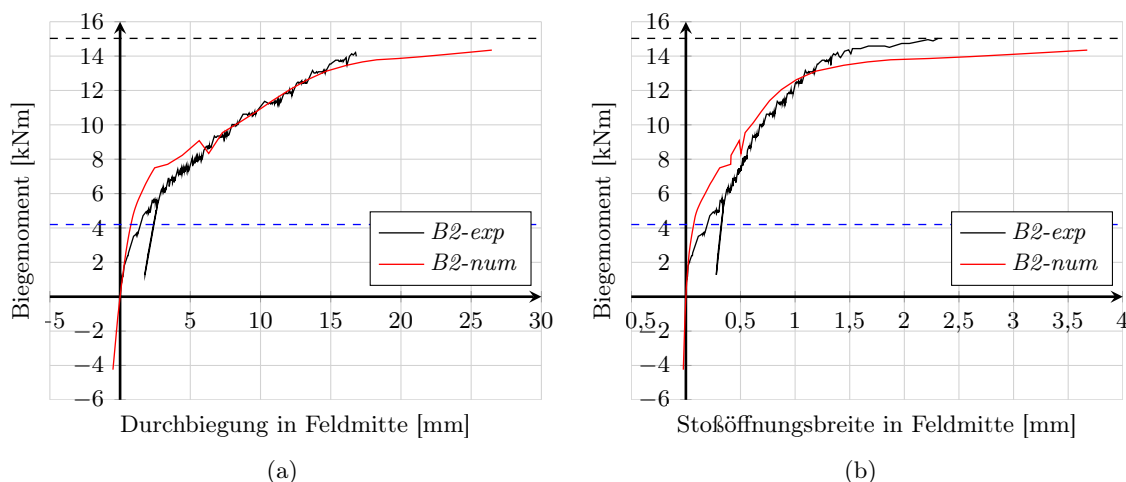
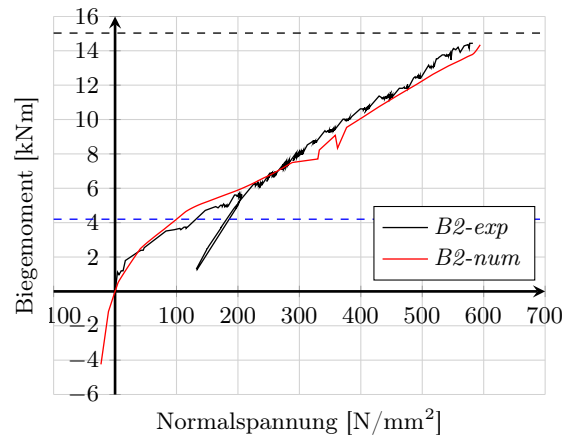
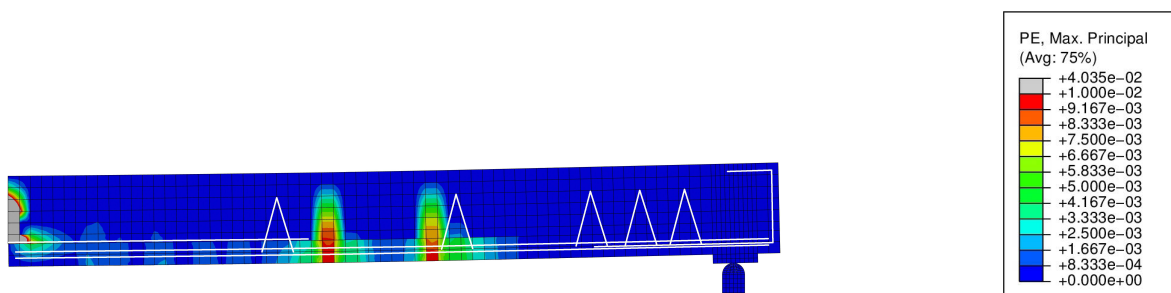


Abbildung 5.19: Prüfkörper *B2*, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte

Abbildung 5.20: Prüfkörper *B2*, Normalspannung der Stoßbewehrung in FeldmitteAbbildung 5.21: Prüfkörper *B2*, Plastische Dehnungen im Bruchzustand

Experiment.

Da dies eine Grenzbetrachtung in Bezug auf die Verbundtragfähigkeit der Bewehrung darstellt und das maximal aufnehmbare Biegemoment gut getroffen wird, können die Ergebnisse und damit auch das Modell als ausreichend genau angesehen werden.

5.3.2.2 Prüfkörper *B4*

Die Bewehrungsführung des Prüfkörpers *B4* orientierte sich an der Bewehrungsführung des Prüfkörpers *B2*, bei dem der innere Gitterträger des gering bewehrten Fertigteils entfiel. Die Stoßbewehrung wurde gegenüber Prüfkörper *B2* geringfügig erhöht. Da in der Numerik das Betonmodell unverändert bleibt und nur die Festigkeitswerte der verwendeten Betone angepasst wurden, war erneut von einer sehr guten Übereinstimmung der numerischen mit den experimentellen Ergebnissen auszugehen. Während der Verlauf der Mitten-Durchbiegung sich mit dem experimentellen Verlauf deckt, zeigen der Verlauf der Stoßöffnungsbreite und der Normalspannung der Stoßbewehrung Abweichungen im Bereich des Zustands II, vgl. Abb. 5.25 und 5.26. Die maximalen Biegemomente beider Untersuchungsvarianten sind vergleichbar, die zugehörigen Verschiebungen sowie Spannungen stimmen überein.

Beim Betrachten der plastischen Dehnungen im Stoßbereich des Prüfkörpers sind keine direkten Unterschiede zwischen den Prüfkörpern *B2* und *B4* erkennbar. Die maximalen Werte der plastischen Dehnungen im Bruchzustand liegen mit $4,035 \times 10^{-2}$ bei *B2* und $4,334 \times 10^{-2}$ bei *B4* dicht beieinander. Durch die auf dem Fertigteile liegende durchlaufende Stoßbewehrung treten die Dehnungsspitzen, wie sie bei Prüfkörper *B2* im Bereich der Lasteinleitung und dem Ende des Übergreifungsstoßes zu sehen sind, nicht auf.

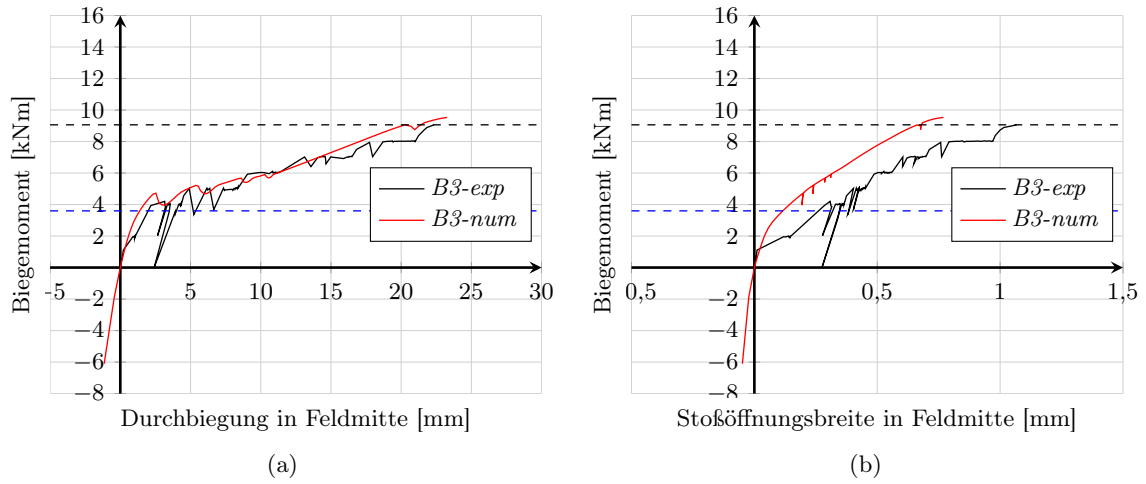


Abbildung 5.22: Prüfkörper *B3*, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsweite in Feldmitte

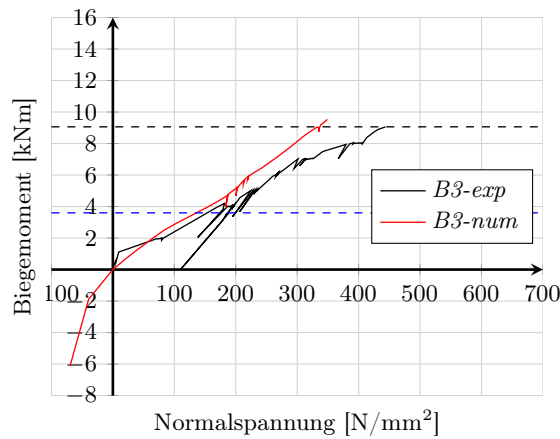


Abbildung 5.23: Prüfkörper *B3*, Normalspannung der Stoßbewehrung in Feldmitte

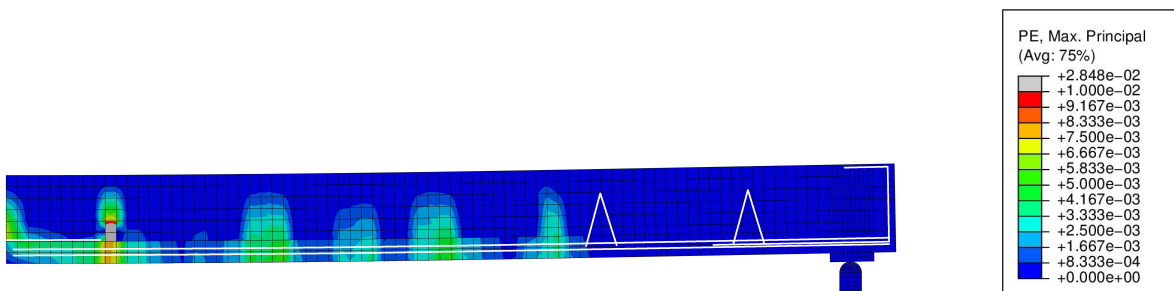


Abbildung 5.24: Prüfkörper *B3*, Plastische Dehnungen im Bruchzustand

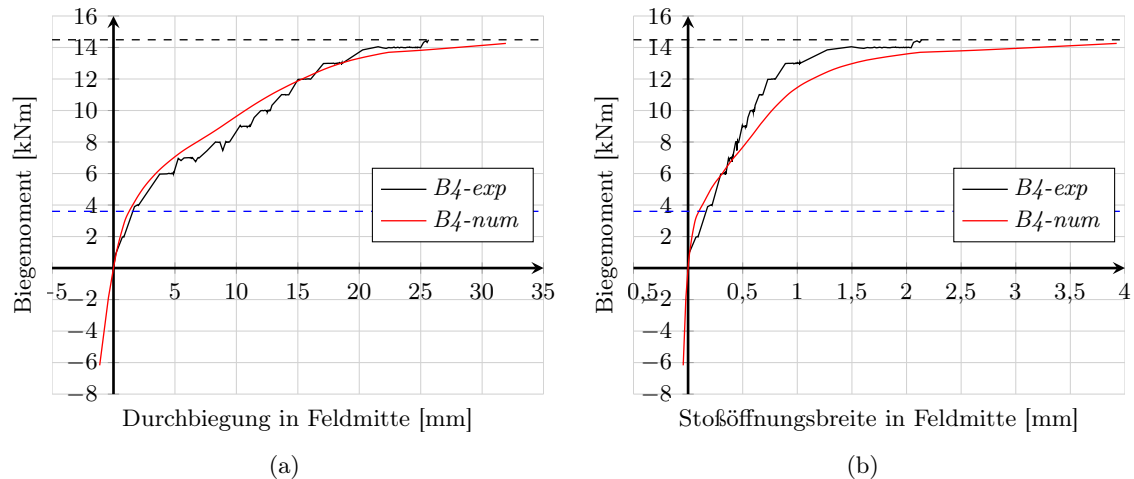


Abbildung 5.25: Prüfkörper B_4 , (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte

Trotz der geringen Abweichungen kann festgehalten werden, dass die Beobachtungen und Ergebnisse des experimentellen Versuchs mit der numerischen Verifikation gut übereinstimmen.

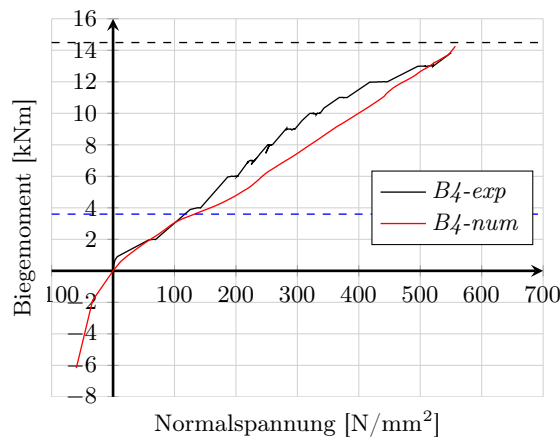


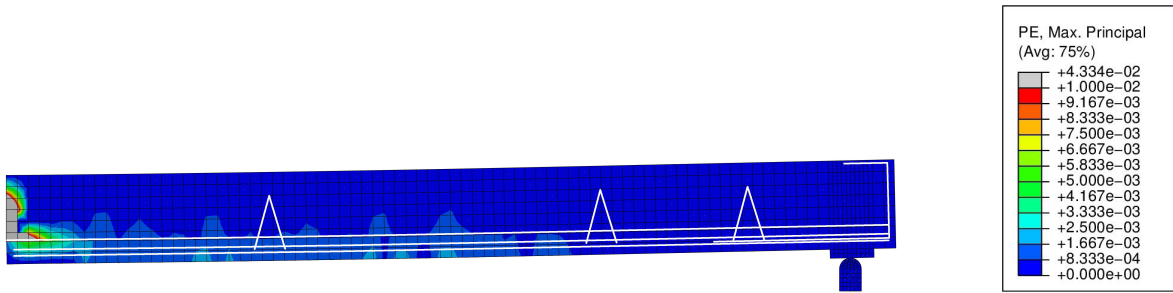
Abbildung 5.26: Prüfkörper B_4 , Normalspannung der Stoßbewehrung in Feldmitte

5.3.2.3 Prüfkörper B_5

Die Untersuchung des Prüfkörpers B_5 sollte die zulässige Höchstbewehrung nach *EC 2-1-1 (2011)* betrachten. Der Bewehrungsquerschnitt lag mit $9,42 \text{ cm}^2/\text{m}$ deutlich höher als in den vorangegangenen Untersuchungen. Die Übergreifungslänge wurde auf 50 % der erforderlichen Übergreifungslänge reduziert, gleichzeitig der innere Gitterträgerabstand auf $4,25 \cdot h$ erhöht.

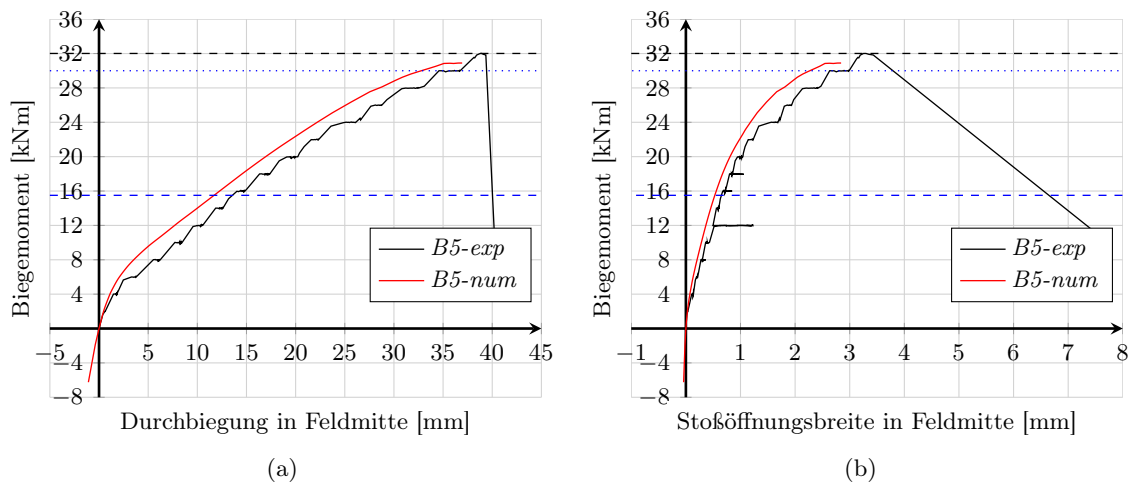
Der Vergleich der experimentellen mit den numerischen Untersuchungen zeigt leichte Abweichungen, das numerische Modell erscheint geringfügig steifer. Dies zeigt sich im Verlauf der Durchbiegung und der Stoßöffnungsbreite des Prüfkörpers, vgl. Abb. 5.28. Der Normalspannungsverlauf der Stoßbewehrung über der Elementfuge hingegen zeigt in Bezug auf die experimentellen Untersuchungen einen identischen Verlauf, vgl. Abb. 5.29.

Das experimentell beobachtete maximale Biegemoment wird leicht unterschätzt und befindet sich numerisch mit $30,9 \text{ kNm}$ zwischen dem ersten Klaffen der Verbundfuge ($30,0 \text{ kNm}$) und

Abbildung 5.27: Prüfkörper B_4 , Plastische Dehnungen im Bruchzustand

dem kurz danach gemessenen maximalen Biegemoment (32,0 kNm). Die maximalen plastischen Dehnungen in Abb. 5.30 deuten auf das im Laborversuch beobachtete Verbundfugenversagen hin, sie sind außermittig 7,5 cm in Querrichtung des Prüfkörpers beobachtet worden. Hier liegen die sich übergreifenden Bewehrungsstäbe leicht versetzt übereinander.

Der Verlauf der Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen ist in Abb. 5.29b dargestellt. Während im Experiment alle Gitterträgerdiagonalen eine ähnliche Momenten-Spannungs-Beziehung angaben, weichen die Spannungen der unterschiedlichen Gitterträgerdiagonalen in der numerischen Untersuchung von einander ab. Es zeigt sich, dass vor allem die inneren zum Stoß gewandten Diagonalen ein ähnliches Spannungsbild wiedergeben. Dennoch zeigen insgesamt auch die Verläufe der Spannungen der Gitterträgerdiagonalen eine zufriedenstellende und ausreichend genaue Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen.

Abbildung 5.28: Prüfkörper B_5 , (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsweite in Feldmitte

Prüfkörper B_5 zeigt insgesamt eine gute Übereinstimmung zwischen den numerischen und experimentellen Untersuchungen. Die Betrachtung größerer Bewehrungsquerschnitte erscheint möglich, auch unter numerischer Berücksichtigung der Verbundfugentragfähigkeit. Die Annahme einer starren Verbundfuge mit elementfugennaher Schädigung erscheint wirklichkeitsnah, der Bruchzustand wird geringfügig unterschätzt.

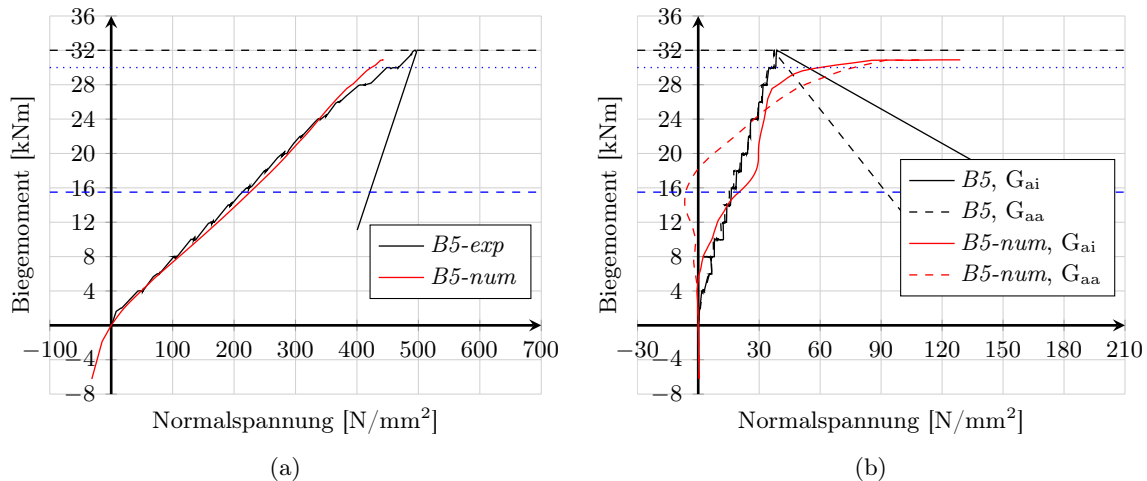


Abbildung 5.29: Prüfkörper *B5*, Normalspannungen (a) Stoßbewehrung, mittig, (b) Gitterträgerdiagonalen

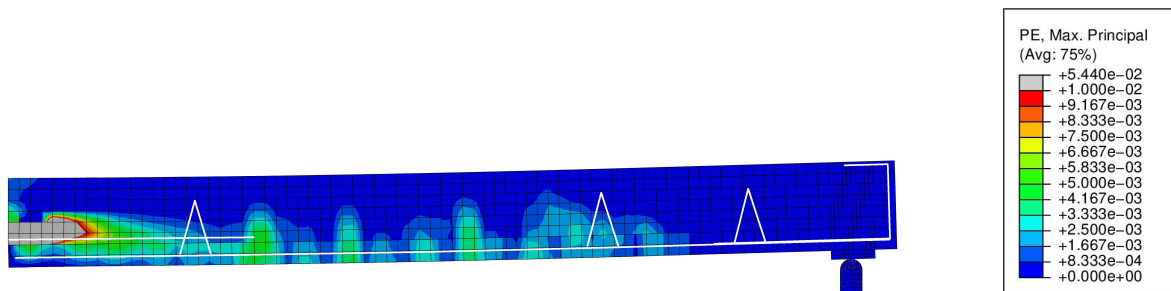


Abbildung 5.30: Prüfkörper *B5*, Plastische Dehnungen im Bruchzustand

5.3.3 Ergänzung zu *B5*

Der dritte Versuch der zweiten Versuchsserie war Prüfkörper *B5*. Dabei wurde mit einem Bewehrungsquerschnitt von $9,42 \text{ cm}^2/\text{m}$ die Grenze des zulässigen Wertes nach *EC 2-1-1 (2011)* betrachtet. Im experimentellen Laborversuch konnte ein Aufklaffen und somit ein Verbundfugenversagen beobachtet werden. Dieses resultierte zum einen aus der stark verringerten Übergreifung auf 50 % der erforderlichen Länge und zum anderen aus einem erhöhten Gitterträgerabstand im Stoßbereich von $4,25 \cdot h$. Da die Ergebnisse der numerischen Verifikation des Prüfkörpers eine sehr gute Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen zeigen, soll nachfolgend untersucht werden, welchen Einfluss ein geringerer Gitterträgerabstand bzw. eine erhöhte Übergreifungslänge bei einem Bewehrungsquerschnitt haben, der dem derzeit zulässigen Wert entspricht.

Das numerische Modell wird hinsichtlich der zwei Parameter variiert. Im ersten Schritt wird der Gitterträgerabstand von $4,25 \cdot h$ auf $2 \cdot h$ reduziert, indem ein zusätzlicher Gitterträger im Stoßbereich angeordnet wird (*B5-num-GT*). Die inneren Gitterträger sollen im Fall des Verbundfugenversagens die Tragfähigkeit der Deckenkonstruktion weiterhin sicherstellen und ein plötzliches Versagen vermeiden. Die eigentliche Bemessung der Gitterträger für die Längskraft der zu stoßenden Bewehrung im Fertigteil fordert insgesamt drei Gitterträger im Stoßbereich. Im zweiten Schritt wird statt der Erhöhung der Gitterträgeranzahl die Länge der Stoßbewehrung erhöht (*B5-num-Ver*). Die Verbundspannungen der Bewehrung werden über eine erhöhte Länge übertragen und dadurch reduziert. Die Beanspruchung der Verbundfuge wird

somit vermindert. Die Länge der Übergreifung wurde im Experiment ab dem Elementstoß mit 56 cm angenommen, welches der Mindestlänge l_0 eines $\varnothing 12$ mm unter Annahme eines guten Verbunds entspricht. In der Berechnung wird bei Annahme mäßiger Verbundbedingungen für den betrachteten Zwei-Ebenen-Stoß eine Übergreifungslänge von 80 cm angenommen, die rechnerisch erforderlichen Länge beträgt nach *EC 2-1-1 (2011)* 124 cm.

Beide ergänzenden Betrachtungen bedingen eine Steigerung der Bruchlast, das totale Versagen der Verbundfuge wird verzögert und tritt erst bei höherer Beanspruchung ein. Die Ergebnisse der experimentellen sowie aller numerischer Betrachtungen werden in Abb. 5.31 gegenübergestellt. Bis zum Verbundfugenversagen (horizontal verlaufende gepunktete Linie) zeigt sich im Vergleich zur vorherigen numerischen und experimentellen Betrachtung bei Anordnung eines zusätzlichen Gitterträgers im Stoßbereich ein vergleichbarer Durchbiegungsverlauf. Durch die Vergrößerung der Übergreifungslänge wird der Prüfkörper steifer, die Durchbiegung entsprechend geringer. Der Verlauf der Stoßöffnungsbreite wird kaum beeinflusst.

Bei den Verläufen von *B5-num-GT* ist deutlich zu erkennen, dass die Last gegenüber der vorherigen numerischen Betrachtung *B5-num* um etwa 14,0 % gesteigert werden kann. Die Ursache dafür ist die Begrenzung der Schädigung durch den Gitterträger, wie im Vergleich der plastischen Dehnungen in Abb. 5.32 (*B5-num-GT*) mit Abb. 5.30 (*B5-num*) erkennbar ist. Der Übergang im Durchbiegungs- und Stoßöffnungsbreitenverlauf der numerischen Untersuchung *B5-num-GT* in Abb. 5.31, der das Versagen der Verbundfuge bzw. des Prüfkörpers ankündigt, findet erst bei einem höheren Biegemoment sowie einer größeren Durchbiegung statt, verläuft jedoch bis zum Verbundfugenversagen der numerischen Untersuchung *B5-num* analog dazu.

Ein ähnliches Verhalten ist beim Prüfkörper mit erhöhter Übergreifungsbewehrung *B5-num-Ver* zu beobachten, das Versagen wird auch hier erst bei höherer Momentenbeanspruchung angekündigt. Der Verlauf gestaltet sich jedoch kurz vor Erreichen der Bruchlast flacher, sowohl die Durchbiegung als auch die Stoßöffnungsbreite nehmen mit zunehmender Momentenbeanspruchung stärker zu. Der Durchbiegungsverlauf ist gegenüber dem Verlauf *B5-num* etwas steifer, die Einleitung des Versagens beginnt bei gleicher Durchbiegung. Die Steigerung des maximalen Biegemoments gegenüber der vorherigen numerischen Betrachtung *B5-num* liegt bei etwa 15,0 %. Die plastischen Dehnungen der Untersuchung *B5-num-Ver* sind in Abb. 5.33 dargestellt. Diese verteilen sich über eine größere Länge als in der ursprünglichen numerischen Betrachtung, bevor es zum totalen Versagen der Verbundfuge kommt. Die maximalen Nor-

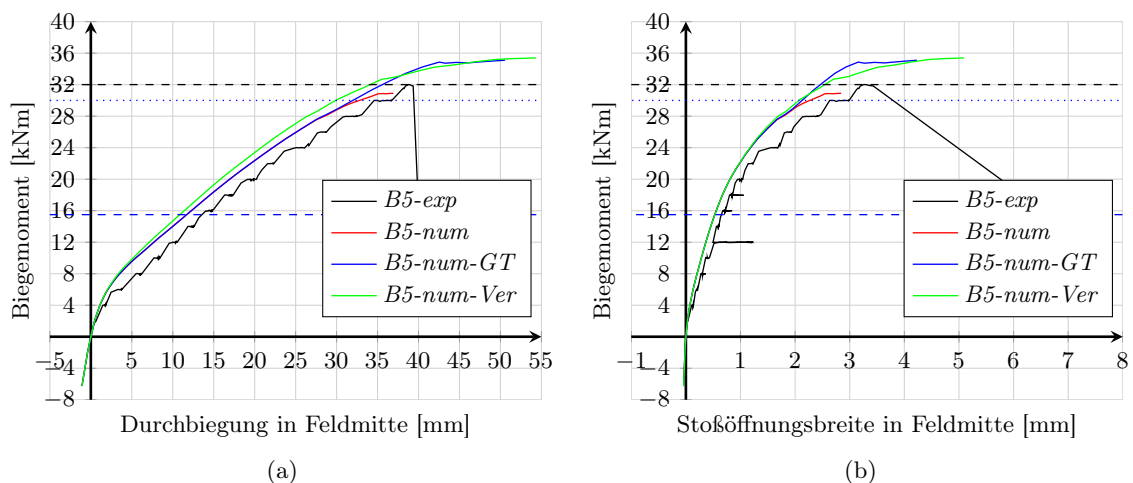


Abbildung 5.31: Prüfkörper *B5-num*, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte

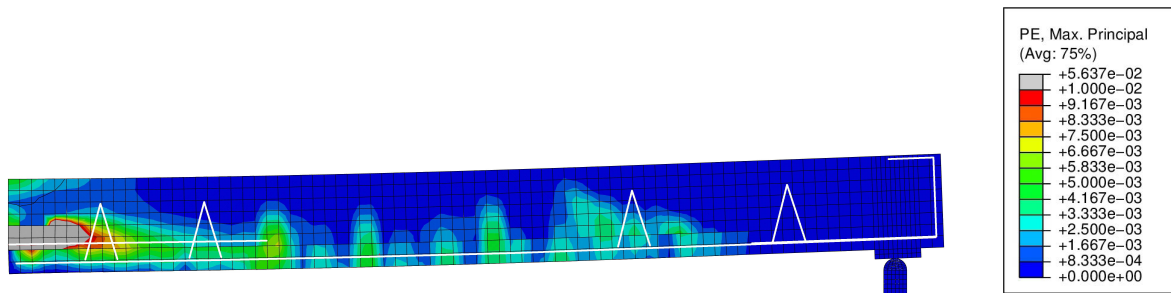


Abbildung 5.32: Prüfkörper *B5-num-GT*, Plastische Dehnungen im Bruchzustand mit reduziertem Gitterträgerabstand

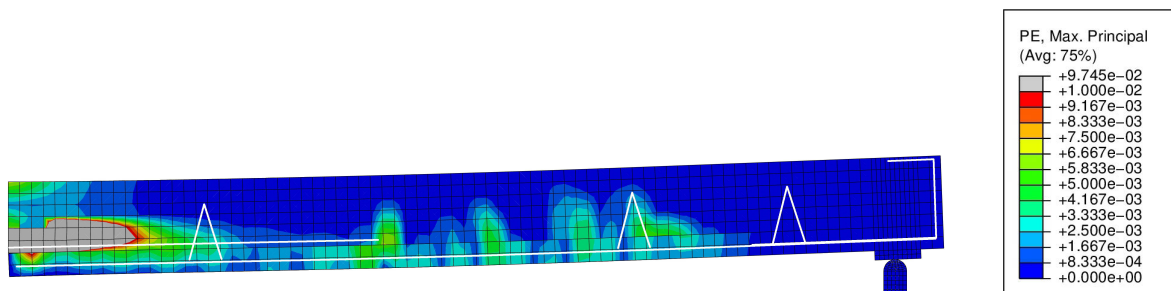


Abbildung 5.33: Prüfkörper *B5-num-Ver*, Plastische Dehnungen im Bruchzustand mit vergrößerter Übergreifungslänge

malspannungen in der Stoßbewehrung über der Elementfuge können ebenfalls gegenüber dem ursprünglichen experimentell betrachteten Prüfkörper *B5* gesteigert werden.

Die maximale Spannung in den Gitterträgerdiagonalen befinden sich bei der Betrachtung mit zusätzlichem Gitterträger *B5-num-GT* mit 273 N/mm^2 unter dem maximal zulässigen Wert von 420 N/mm^2 . Auch bei erhöhter Übergreifungslänge erreicht die Spannung mit 192 N/mm^2 den zulässigen Wert nicht. In der numerischen Betrachtung des ursprünglichen Prüfkörpers *B5* (*B5-num*) lagen die Spannungen der inneren Gitterträgerdiagonalen bei 129 N/mm^2 .

Insgesamt ist deutlich erkennbar, dass sowohl die Anordnung eines Gitterträgers an der Stoßfuge der Fertigteile als auch eine ausreichende Übergreifungslänge entscheidend für das Tragverhalten der Elementdeckenkonstruktion sind. Die Wirksamkeit der Gitterträger wird mit zunehmender Belastung weiter erhöht.

In den Betrachtungen wird die Vorgabe, den ersten Gitterträger in relativer Nähe der Stoßfuge anzuordnen, bestätigt. Dies zeigt sich vor allem in der Darstellung der plastischen Dehnungen. Während bei Prüfkörper *B5* sowie der Variation mit erhöhter Übergreifungslänge *B5-num-Ver* die plastischen Dehnungen weit in das Bauteil hineinreichen, wird deren Ausbreitung bei *B5-num-GT* durch den zusätzlichen Gitterträger begrenzt. Die plastischen Dehnungen zeigen Schädigungen entlang der Verbundfuge an, so dass die volle Verbundfugenspannung in diesem Bereich nicht mehr übertragen werden kann. Diese befinden sich überwiegend im direkten Bereich des Elementstoßes, so dass hier eine Kraftübertragung zwischen den zu stoßenden Stäben nur noch bedingt stattfindet.

5.3.4 Vergleich Versuchsserie 3

5.3.4.1 Prüfkörper B6

Ergänzt wurden die experimentellen Untersuchungen durch den Prüfkörper *B6*. Dieser war mit $17,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ unter Verwendung eines Stabdurchmessers von 16 mm bewehrt. Der Bewehrungsquerschnitt überschreitet den zulässigen Wert somit um fast 80 %. Gleichzeitig wurde die Übergreifungslänge auf 40 % verkürzt, um eine starke Beanspruchung des Verbundfugenbereichs zu bewirken.

Der mechanische Bewehrungsgrad über der Elementfuge von $\omega_E = 0,5449$ deutet auf ein Druckversagen des Prüfkörpers, bevor es zur Ausnutzung der vollen Stahlzugfestigkeit kommt. Experimentell konnte ein Druckversagen beobachtet werden.

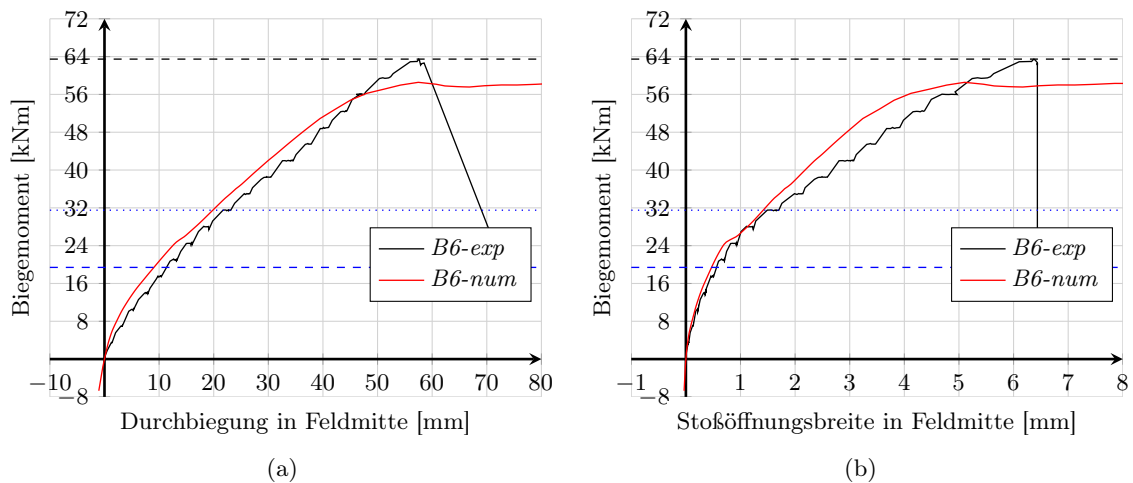


Abbildung 5.34: Prüfkörper *B6*, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte

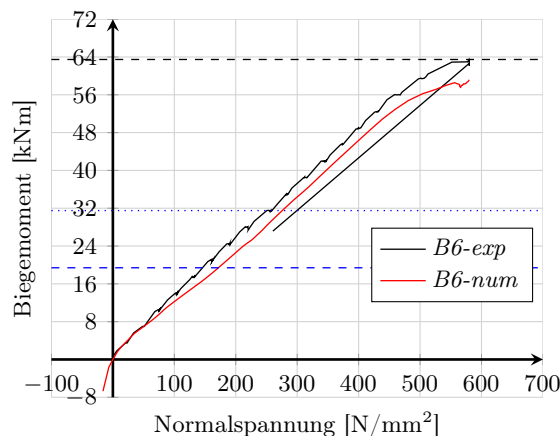


Abbildung 5.35: Prüfkörper *B6*, Normalspannung der Stoßbewehrung in Feldmitte

Bis etwa 85 % des maximal erzielten Biegemoments aus dem Laborversuch (55,0 kNm) stimmen die numerischen Betrachtungen mit den experimentellen überwiegend überein. Der Verlauf der Durchbiegung in Abb. 5.34a unterschätzt die tatsächliche Durchbiegung nur gering. Bis zum Biegemoment von 31,5 kNm geben die numerischen Verläufe der Stoßöffnungsbreite sowie der Normalspannungen der Stoßbewehrung über der Elementfuge ein vergleichba-

res Tragverhalten des Prüfkörpers wieder, vgl. Abb. 5.34b und 5.35. Das Biegemoment von 31,5 kNm gibt den Zeitpunkt an, bei dem im Experiment eine große sichtbare Schädigung des Verbundbereichs in Stoßfugennähe beobachtet wurde. Nach Überschreiten des Biegemoments nimmt die Stoßöffnungsbreite des Experiments gegenüber dem numerischen Verlauf leicht zu, auch beim Verlauf der Durchbiegung ist dies zu beobachten. Die Normalspannungen der Stoßbewehrung verhalten sich weiterhin konstant. Die weitere Schädigung des Verbundbereichs zeigt sich experimentell nur einseitig.

Das maximale Biegemoment des Prüfkörpers wird numerisch nicht erreicht, was in der Darstellung der plastischen Dehnungen in Abb. 5.38 deutlich erkennbar ist. Die plastischen Dehnungen werden entlang des Prüfkörpers 10 cm ausmittig der Querrichtung beobachtet. Der Bereich über dem Elementstoß des Prüfkörpers ist stark geschädigt, numerisch stellt sich sichtbar ein Druckversagen ein. In Abb. 5.5 bestätigen unterschiedliche Annahmen des Nachbruchverhaltens des Betons unter Druck ein Druckversagen.

Es wird vermutet, dass zum einen die verkürzte Übergreifung sowie der erhöhte Gitterträgerabstand und zum anderen eine nicht exakt ermittelte Betondruckfestigkeit der Grund für die Abweichungen zwischen den numerischen und experimentellen Ergebnissen sind.

Die Verläufe der Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den experimentellen Verläufen. Es werden die Spannungen der Gitterträger auf der stärker geschädigten Seite gegenüber gestellt. Die Spannungen der inneren Gitterträger können nicht exakt, jedoch mit hinreichender Genauigkeit nachgerechnet werden, vgl. Abb. 5.36. Die beobachtete starke Schädigung der Verbundfuge bei einem Biegemoment von 31,5 kNm kann aus den dargestellten numerischen Verläufen abgelesen werden. Die Gitterträger werden beinahe bei gleicher numerischer Momentenbeanspruchung aktiviert, auch die Größenordnung der Spannungen passt annähernd überein. In Abb. 5.37 werden die Spannungen der äußeren Gitterträger gegenüber gestellt. Hier ist zu sehen, dass sowohl numerisch als auch experimentell die Beanspruchung der Diagonalen gering ausfallen. Die außenliegenden Diagonalen „G_{aa}“ liegen im Bereich eines Risses hoher lokaler plastischer Dehnungen, weshalb die Beanspruchung dort entgegen der Erwartungen stärker ausfällt.

Obwohl das charakteristische Biegemoment ohne große Schädigung des Prüfkörpers erreicht werden konnte, erscheint ein derartig hoher Bewehrungsquerschnitt besonders in Hinblick auf die plastischen Dehnungen und somit auf die Schädigung des Prüfkörpers als nicht sinnvoll.

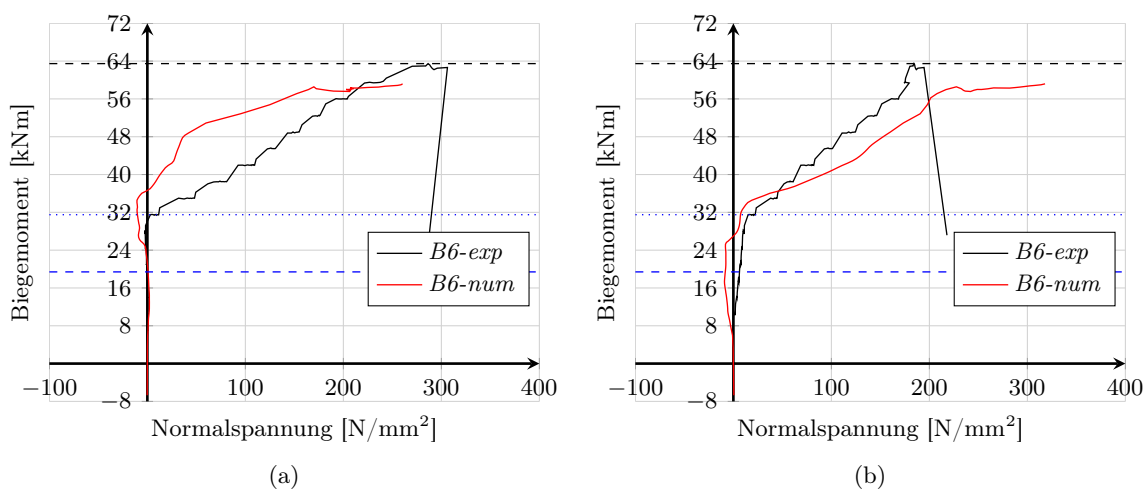


Abbildung 5.36: Prüfkörper *B6*, Normalspannung im inneren Gitterträger, (a) Diagonale G_{ii}
(b) Diagonale G_{ia}

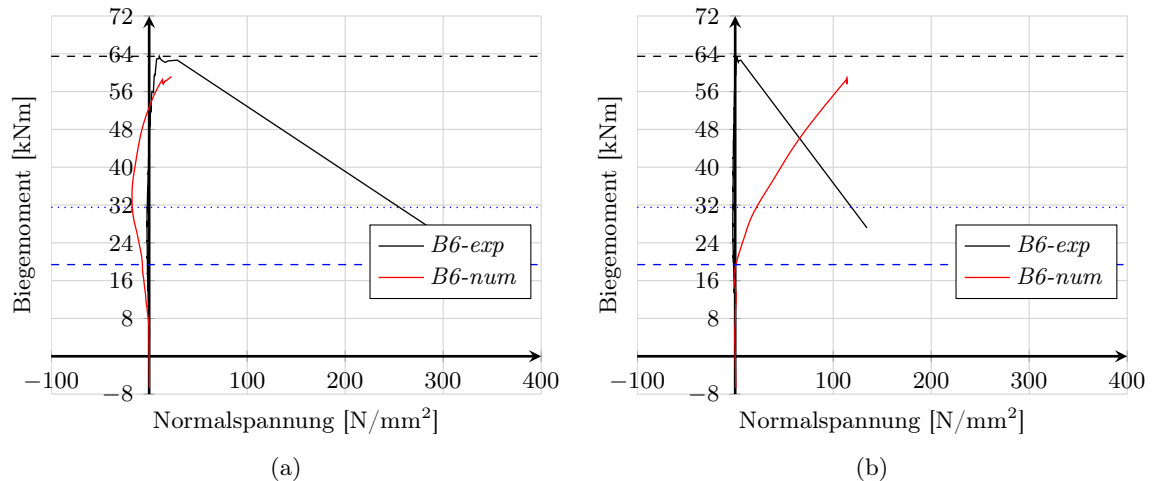


Abbildung 5.37: Prüfkörper *B6*, Normalspannung im äußeren Gitterträger, (a) Diagonale G_{ai}
(b) Diagonale G_{aa}

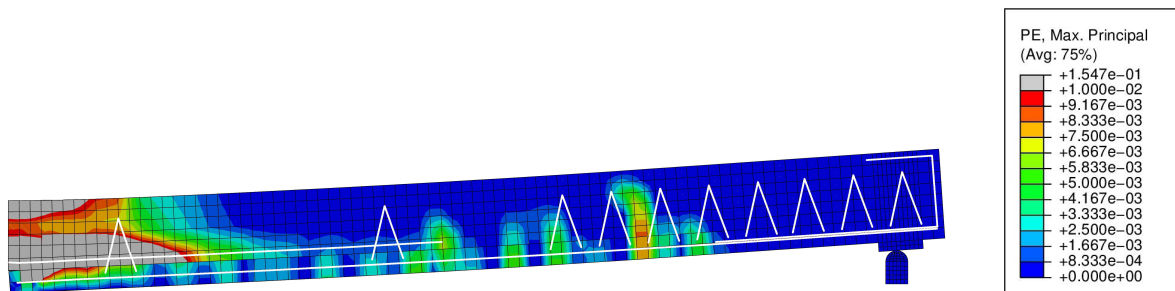


Abbildung 5.38: Prüfkörper *B6*, Plastische Dehnungen im Bruchzustand

5.4 Zusammenfassung der numerischen Untersuchungen

Anhand von eigenen experimentellen Untersuchungen konnte ein numerisch nicht-lineares Betonmodell entwickelt werden, mit dem das Tragverhalten der Laborversuche genauer untersucht wurden. Für die Berechnung wird das in ABAQUS implementierte Betonmodell „Concrete Damage Plasticity“ verwendet (Abaqus 2011). Die Modellierung der Versuche berücksichtigt die Besonderheiten einer Elementdeckenkonstruktion sowie der Lasteinleitungs- und Auflagerbedingungen des Versuchsaufbaus.

Sowohl das Fertigteil als auch der Ortbeton werden mit den ermittelten Festigkeitswerten entsprechend ihrer Lage angenommen. Die Beschreibung des Nachbruchbereichs unter Zug wird mit einem eigenen Ansatz auf Basis des Model Codes (CEB 2010) beschrieben. Der Verbund zwischen den Betonschichten wird starr, jedoch mit einer Vorschädigung im Bereich des Elementstoßes angenommen. Die Bewehrung und die Gitterträger werden diskret mit truss-Elementen modelliert und in die dreidimensionalen Volumenelemente des Betons eingebettet.

Die numerischen Ergebnisse der gering bewehrten Prüfkörper *B1*, *B2* und *B4* zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit dem experimentell beobachteten Tragverhalten. Die erreichten numerischen Bruchmomente weichen nur leicht von den experimentell ermittelten Werten ab, die Differenzen sind durch die Unebenheiten der Fertigteiloberfläche bedingt (im Modell wurde eine einheitliche Fertigteildicke sowie Höhenlage der Bewehrung angenommen). Die Schädigung der Verbundfuge fällt bei den niedrig bewehrten Prüfkörpern gering aus und wird

kaum von der Bewehrungsführung oder der Prüfkörpergeometrie beeinflusst. Die Beanspruchung der Gitterträger und ihre Ausnutzung sind sehr gering. Trotz einer denkbar leichten Rissbildung im Verbundfugenbereich steigen die numerisch ermittelten Spannungen der Gitterträgerdiagonalen auf maximal 48 N/mm^2 bei Prüfkörper B_4 ($\varnothing 5 \text{ mm}$). Für die Prüfkörper B_1 und B_2 wurden Spannungen von 31 N/mm^2 respektive 44 N/mm^2 ermittelt ($\varnothing 6 \text{ mm}$). Diese übersteigen zwar die im Experiment gemessenen Spannungen um bis zu 100 %, liegen damit aber numerisch auf der sicheren Seite. Die geringen Spannungen ergeben sich aus Spannungsunterschieden zwischen Bewehrung und Beton, aus der lokalen Rissbildung sowie weiteren Einflüssen.

Der mittlere Bereich der Übergreifungen wird kaum beansprucht. Dies deckt sich mit Beobachtungen von *Eligehausen (1979)*, der einen gleichmäßigen Verbundspannungsverlauf einer Übergreifung erst im Versagenszustand der Übergreifung beobachtet hat, vgl. Abb. 2.10.

Prüfkörper B_3 war ebenfalls nur gering bewehrt und hatte im Gegensatz zu den übrigen gering bewehrten Prüfkörpern eine Übergreifungslänge von nur 21,5 cm sowie keine verbundsichernden Gitterträger entlang des Stoßes. Trotz der sehr kurzen Übergreifungslänge konnte das charakteristische Biegemoment der Nutzlast experimentell erreicht und numerisch bestätigt werden. Der Durchbiegungsverlauf in der Mitte des Prüfkörpers deckt sich gut mit den experimentellen Beobachtungen, die Verläufe der Stoßöffnungsweite sowie der Normalspannung der Stoßbewehrung über der Elementfuge zeigen jedoch Abweichungen von bis zu 50 %. Die Schädigung der Verbundfuge sowie das Versagen des Prüfkörpers sind in den plastischen Dehnungen des Prüfkörpers zu erkennen. Diese stimmen mit den experimentellen Beobachtungen überein. Das verwendete Modell kann die Überschreitung der Verbundspannungen niedrig bewehrter Prüfkörper hinreichend genau wiedergeben.

Die Beanspruchung der Verbundfuge im Bereich des Zwei-Ebenen-Stoßes wurde experimentell an Prüfkörper B_5 betrachtet. Durch eine sehr kurze Übergreifung sowie mit einem Abstand von $4,25 \cdot h$ weit auseinanderliegende innere Gitterträger konnte ein Versagen der Verbundfuge erzielt werden.

Die numerische Betrachtung des Prüfkörpers B_5 zeigt im Vergleich zum Experiment ein ähnliches Verhalten. Die Mitten-Durchbiegung sowie die Veränderung der Stoßöffnungsweite werden geringfügig unterschätzt. Der Verlauf der Normalspannung in der Bewehrung über der Elementfuge deckt sich sehr gut mit den experimentellen Ergebnissen. Das erreichte maximale Biegemoment ist geringfügig kleiner, liegt jedoch im Bereich des Verbundfugenversagens. Eine Verbundfugenklaffung kann mit dem angenommenen numerischen Modell nicht diskret dargestellt werden. Durch die angenommene Vorschädigung der Verbundfuge im Stoßbereich kann allerdings ein adäquates Tragverhalten simuliert werden. Wie noch in Kapitel 7 gezeigt wird, besteht keine Notwendigkeit die Verbundfuge für die nachfolgende Parameterstudie in Kapitel 6 diskret zu modellieren.

Die Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen der numerischen Untersuchung zeigen eine gute Übereinstimmung mit dem Experiment. Die dort beobachteten Verläufe finden sich analog in der numerischen Untersuchung wieder, wodurch der Zeitpunkt des Verbundfugenaufklaffens in etwa abgeschätzt werden kann. Eine Aussage zur Größenordnung der Klaffung kann jedoch nicht erfolgen.

Die plastischen Dehnungen des Prüfkörpers B_5 zeigen eine stark gestörte Verbundfuge sowie ein regelmäßiges Rissbild über den gesamten Prüfkörper. Nach Erreichen des maximalen Biegemoments weiten sich die plastischen Dehnungen entlang der Übergreifung weiter aus, die Belastung kann nicht gesteigert werden. Diese Beobachtungen decken sich mit den im Experiment festgestellten.

Die ergänzenden numerischen Betrachtung des Prüfkörpers B_5 mit erhöhter Übergreifungslänge bzw. geringeren Gitterträgerabstand zeigen anschaulich den Einfluss dieser Bewehrungselemente. Beide Variationen erhöhen die Tragfähigkeit des Prüfkörpers. Die Darstellungen der

plastischen Dehnungen zeigen die Auswirkungen des zusätzlichen Gitterträgers und der erhöhten Übergreifung der Verbundbewehrung. Vor allem der zusätzliche Gitterträger begrenzt die Ausweitung der Elementfugenschädigung. Die erhöhte Stoßbewehrung reduziert die zu übertragenden Spannungen entlang des Stoßes und ermöglicht so eine Laststeigerung.

Prüfkörper *B6* wurde mit einem Bewehrungsquerschnitt hergestellt, der den derzeit zulässigen Querschnittswert um fast 80% übersteigt. Der Gitterträgerabstand war gegenüber dem maximal zulässigen Wert mit $2,5 \cdot h$ leicht erhöht, die Übergreifungslänge jedoch stark verkürzt, um ein Verbundfugenversagen zu bewirken. Aufgrund der gewählten Bewehrung war ein Druckversagen zu erwarten.

Die Gegenüberstellung der experimentellen und numerischen Ergebnisse zeigt in weiten Teilen eine gute Übereinstimmung. Vor allem die Gitterträger zeigen eine sehr gute Übereinstimmung, was auf ein gut approximiertes Tragverhalten der Verbundfuge schließen lassen. Der sehr große Bewehrungsquerschnitt bewirkt eine starke Schädigung in der Verbundfuge, was in den plastischen Dehnungen im Bereich der Übergreifung zu erkennen ist. Das im Experiment beobachtete maximale Biegemoment konnte jedoch numerisch nicht erreicht werden, es stellt sich ein Druckversagen mit gleichzeitiger großer Schädigung des Verbundfugenbereichs ein. Numerisch konnte dabei festgestellt werden, dass eine erhöhte Übergreifungslänge keinen Einfluss auf der Tragverhalten hat. Die Annahme eines konstanten oder auf Null abfallenden Nachbruchbereichs bei Prüfkörper *B6* zeigen zwar Auswirkungen auf das Tragverhalten und das maximal aufnehmbare Biegemoment, stellen jedoch extreme Randbedingungen dar. Die Erhöhung der Betondruckfestigkeit führt numerisch zu einer höheren Beanspruchbarkeit des Prüfkörpers, was ein Druckversagen bestätigt.

Diese und die nachfolgenden Untersuchungen wurden unter der Annahme einer sehr rauen bis verzahnten Verbundfuge $R_t \geq 2,0 \text{ mm}$ durchgeführt. Der Stoß wurde durch ein konstantes Biegemoment beansprucht, der Einfluss aus Querkraft wurde nicht berücksichtigt. Die numerischen Untersuchungen verwenden ein Betonmodell, das eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen der eigenen Laborversuche darlegt. Die Annahme einer reduzierten Zugfestigkeit des Fertigteilbetons führt unter gleichzeitiger Anpassung des Nachbruchverhaltens unter Zug zu einem adäquaten Tragverhalten aller numerischen Untersuchungen. Die Verbundfuge kann so ohne Diskretisierung simuliert werden.

Der Einfluss aus Schwinden und Kriechen des Betons wurde vernachlässigt. Durch das nachträgliche Betonieren und Aushärten des Ortbetons entstehen schwindbedingte Spannungen in der Verbundfuge, die diese zusätzlich beanspruchen.

Die Gitterträger in diesen Untersuchungen waren nur konstruktiv ausgelegt und nicht für die Längskraft des Stoßes bemessen. Im Fall eines totalen Versagens der Verbundfuge sollen diese eine Resttragfähigkeit sowie eine Duktilität gewährleisten und ein plötzliches Versagen unterbinden. *Lindig (2005)* berichtet darüber, dass trotz Verbundfugenversagen eine relativ hohe Resttragfähigkeit der Verbundfuge bedingt durch Reibung parallel zur Fuge besteht. Die Bemessung der Gitterträger für die gesamte Längskraft des Stoßes rechtfertigen dennoch nicht planbare Ereignisse auf der Baustelle, aber auch Schwankungen der Verbundfugenrauigkeit die eher konservative Annahme.

Die Annahme, die Übergreifungslänge erst ab dem ersten Gitterträger rechnerisch zu berücksichtigen, erscheint besonders bei höher bewehrten Prüfkörpern sinnvoll, für gering bewehrte Prüfkörper $\leq 4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ erscheint die Annahme eher konservativ. Eine Verbundfugenschädigung bei geringem Bewehrungsquerschnitt tritt nur im geringen Maße auf und lässt zumindest eine reduzierte Übertragung von Verbundspannungen zu. Es kann jedoch vermutet werden, dass die Größenordnung besonders von der Verbundfugenrauigkeit und der damit zusammenhängenden Adhäsion zwischen den Betonschichten abhängt und muss anhand weiterführender experimenteller Untersuchungen noch genauer bestimmt werden.

6 Parameterstudie

Die nachfolgend erläuterte numerische Parameterstudie führt die in den Kapiteln 4 und 5 dargestellten experimentellen und numerischen Untersuchungen fort. Sie ermöglicht eine kostengünstigere und schnellere Untersuchung von weiteren, ergänzenden numerischen Prüfkörpern (nachfolgend zur Unterscheidung als Prüfmodelle bezeichnet). Sie wird mit dem in Kapitel 5 entwickelten und verifizierten Betonmodell durchgeführt.

Ziel der Parameterstudie ist es, den Einfluss der Gitterträgerabstände auf das Tragverhalten des Zwei-Ebenen-Stoßes und das Gesamttragverhalten einer Elementdeckenkonstruktion zu betrachten. Die experimentellen Untersuchungen zeigten bereits, dass die Ausnutzung und Beanspruchung der Gitterträger bei der Ausführung eines Zwei-Ebenen-Stoßes mit geringem Bewehrungsquerschnitt nur sehr gering ausfällt. Es stellt sich daher die Frage, ob die derzeitigen Regeln zur Bemessung der Gitterträger im Stoßbereich nicht angepasst werden könnten. Ferner soll die Anwendung von höher bewehrten Bauteilen untersucht und somit die Begrenzung des maximalen Bewehrungsquerschnitts von $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ in Frage gestellt werden.

Es werden Referenzmodelle mit unterschiedlichen Deckenstärken und Bewehrungsgraden betrachtet, an denen alternative Bewehrungsführungen untersucht werden. Die Bauteilgeometrie orientiert sich an den bisherigen Untersuchungen, die Länge wird mit $4,20 \text{ m}$ angenommen und unter der Annahme von Symmetriebedingungen nur zur Hälfte diskretisiert. Der Abstand der Lasteinleitung vom Auflager beträgt für alle weiteren Untersuchungen $a = 0,80 \text{ m}$, die Breite der Prüfmodelle beträgt $0,50 \text{ m}$. Die Deckenstärke h variiert mit 16 cm , 20 cm , 24 cm und 28 cm unter der Annahme einer konstanten Fertigteildicke von 5 cm . Die Modellierung der Lagerungsbedingungen wird aus dem zuvor entwickelten Betonmodell übernommen. Die Last wird kraftgesteuert bis 80% der Tragfähigkeit eingeleitet, welche zuvor unter Annahme einer Stahlzugfestigkeit von 500 N/mm^2 bestimmt wird. Darüber hinaus werden die Prüfmodelle weggesteuert bis zum Versagen beansprucht.

Das Versagen der Prüfmodelle wird i. d. R. durch das Erreichen der Zugfestigkeit der Stoßbewehrung bestimmt. Abhängig von der Bewehrungsführung kann das Versagen der Untersuchungen auch durch das Versagen der inneren Gitterträger oder des umliegenden Betongefüges im Bereich der Stoßbewehrung erfolgen. Ein Druckversagen der Bauteile sowie ein Verbundversagen der Stoßbewehrung werden in der Parameterstudie theoretisch durch die Begrenzung des mechanischen Bewehrungsgrades der Vollplatte ω sowie durch eine normkonforme Ausführung des Übergreifungsstoßes ausgeschlossen.

Der Ortbeton der Referenzmodelle wird mit der Betonfestigkeitsklasse C20/25 angenommen, ergänzend werden Untersuchungen mit Ortbeton der Festigkeitsklasse C16/20 durchgeführt. Die rechnerische Zugfestigkeit des Ortbetons wird voll angesetzt. Die Fertigteile sind aus Beton der Festigkeitsklasse C40/50 ausgeführt. Die Zugfestigkeit der Fertigteile wird jedoch auf 60% der aus der Betondruckfestigkeit rechnerisch ermittelten Zugfestigkeit reduziert. Diese Annahme zeigte im Rahmen der Entwicklung des Betonmodells in Kapitel 5 eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse zwischen den Laboruntersuchungen und deren numerischen Evaluierung. Sowohl durch den Transport als auch den Einbau der Elementdecken zur und auf der Baustelle ist eine Vorschädigung der Fertigteile unvermeidlich.

Die Annahme der Zugfestigkeitsreduzierung des Fertigteilbetons hat zur Folge, dass bei der Festigkeitsklasse C20/25 die Zugfestigkeit des Ortbetons geringfügig größer ist als die des Fertigteilbetons. Im Bereich des Übergreifungsstoßes wird im Rahmen der Auswertung der

Untersuchungen die Schädigung des Verbundfugenbereichs im Fertigteilbeton erkennbar sein. Die Zugfestigkeit der Betonfestigkeitsklasse C16/20 ist wiederum niedriger als die reduzierte Festigkeit des Fertigteilbetons, weshalb das Versagen der Verbundfuge im Ortbeton ankündigt wird.

Die im Rahmen der Parameterstudie gewählte Bewehrung der Prüfmodelle orientiert sich an den für Platten üblichen Bewehrungsgraden, diese liegen zwischen 0,2–0,8 % des Betonquerschnittes, höhere oder niedrigere Bewehrungsgrade werden nicht betrachtet. Der maximale Bewehrungsquerschnitt der Untersuchungen wird zusätzlich auf 15,39 cm²/m bzw. Ø14/10 (mm/cm) begrenzt.

Insgesamt werden drei unterschiedliche Bewehrungsquerschnitte bzw. Bewehrungsgrade untersucht. Der geringe Bewehrungsgrad von 0,2 % wird durchgehend mit einem Stabdurchmesser von 8 mm umgesetzt. Ein zweiter Bewehrungsquerschnitt von 9,04 cm²/m wird mit einem Stabdurchmesser von 12 mm realisiert und liegt damit etwas unter dem aktuell noch zulässigen Bewehrungsquerschnitt von 10,0 cm²/m. Für den maximalen Bewehrungsquerschnitt wird ein Stabdurchmesser von 14 mm verwendet. Nachfolgend werden in der Auswertung die verschiedenen Untersuchungen der Referenzmodelle über die Angabe des *Stabdurchmessers* (Ø8 mm, Ø12 mm, Ø14 mm) unterschieden. Ergänzend werden zwei zusätzliche Variationen -EU10 mit 10,26 cm²/m und -EU12 mit 12,32 cm²/m ebenfalls unter Anwendung des Stabdurchmessers von 14 mm betrachtet, um deren Tragverhalten mit den vorherigen Elementdeckenkonstruktionen zu vergleichen. Eine Übersicht über die Bewehrungsquerschnitte und weitere Parameter ist in Tab. C.1 und Tab. C.2 im Anhang C auf S. 185 angegeben.

Die Querbewehrung der Prüfmodelle wird analog zu den vorangegangenen Untersuchungen in Kapitel 4 und 5 mit einem Ø8 mm angenommen und im gleichmäßigen Abstand von 15 cm verlegt. Die Gitterträger werden in Abhängigkeit der Deckenstärke unterschiedlich hoch angenommen, die Stäbe der Ober- und Untergurte sowie der Gitterträgerdiagonalen werden mit Ø8/5/5 mm angenommen.

Für die zwei Betonfestigkeitsklassen ergeben sich jeweils zwölf Referenzmodelle, deren Zwei-Ebenen-Stoß hinsichtlich der Übergreifungslänge der Stäbe sowie des Gitterträgerabstands gemäß den aktuellen Vorgaben des *EC 2-1-1 (2011)* ausgeführt wird. Der Bewehrungsquerschnitt bei Ø14 mm übersteigt mit 15,39 cm²/m als einziger den zulässigen Wert der zu stoßenden Bewehrung.

Die Bewehrung wird direkt auf der Fertigteiloberfläche liegend und rechnerisch mit mäßigen Verbundbedingungen angenommen. Zusätzlich zu der daraus resultierenden Übergreifungslänge l_0 werden der Abstand des Fertigteilplattenstoßes bis zum ersten Gitterträger (= Deckenstärke) sowie 10 cm zur Kompensation des möglicherweise geringen Abstands der Übergreifungsstäbe untereinander addiert (nach *DIN 1045-1 (2008)*). Teilweise muss die Übergreifungsbewehrung aufgrund ihrer Länge über den Lasteinleitungsbereich des Prüfmodells geführt werden. Die Bewehrung wird somit einem Querdruck aus der direkten Lasteinleitung ausgesetzt, was die aufnehmbaren Verbundspannungen beeinflusst. Da dieser Bereich relativ weit von der Stoßmitte entfernt liegt und somit nur wenig Einfluss auf das eigentliche Tragverhalten im Stoß hat, wird der Einfluss als gering eingestuft. Die Stoßbewehrung liegt auf der Oberfläche des Fertigteils, Unebenheiten infolge der Verbundfugenrauigkeit werden nicht berücksichtigt.

Die Verbundfuge wird wie in Kapitel 5 mittels einer Vorschädigung modelliert. Die numerischen Untersuchungen setzen eine sehr raue Verbundfuge mit $R_t \geq 2,0$ mm voraus, wie sie im Rahmen der experimentellen Untersuchungen in Kapitel 4 bestimmt wurde.

Der Spannungs-Dehnungs-Verlauf des Betonstahls wird nach dem *EC 2-1-1 (2011)* angenommen und mit dem Ramberg-Osgood-Polynom (vgl. Gl. 3.15) ausgerundet, vgl. Abb. 6.1. Dieser Verlauf wird für alle Bewehrungsdurchmesser gleich angenommen. Die Streckgrenze f_y liegt

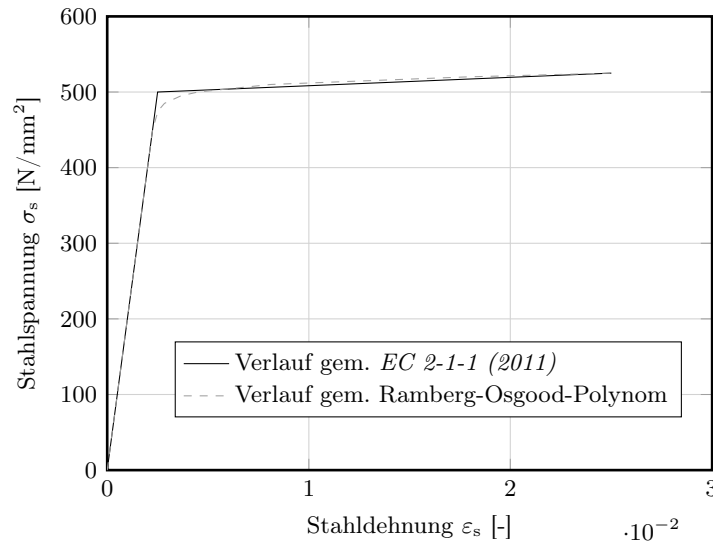


Abbildung 6.1: Verlauf der ausgerundeten Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls

mit einer Gesamtdehnung von $0,2\%$ bei 500 N/mm^2 . Die Zugfestigkeit des Stahls f_t beträgt 525 N/mm^2 , die zugehörige Bruchdehnung liegt bei $2,5\%$.

Die Gitterträger werden für die Zugkraft der zu stoßenden Längsbewehrung bemessen. Jeweils der erste innere Gitterträger im Stoßbereich der Referenzmodelle wird fest im Abstand von h ($h =$ Deckenstärke) von der Stoßfuge verlegt (bzw. $2 \cdot h$ zum gegenüberliegenden Gitterträger), wie es maximal nach *EC 2-1-1 (2011)* erlaubt ist, vgl. Abb. 6.2. Die übrigen Gitterträger werden gleichmäßig über die Übergreifungslänge verteilt, wobei der maximale Gitterträgerabstand von $2 \cdot h$ nicht überschritten wird.

Die Diagonalen der Gitterträger bestehen aus glattem, angeschweißtem Bewehrungsstahl, dessen Spannungen in der Bemessung mit maximal $f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden dürfen. Numerisch werden jedoch 500 N/mm^2 angenommen und als Versagensgrenze festgelegt.

6.1 Variation der Parameterstudie

Im Rahmen der Parameterstudie werden unterschiedliche Bewehrungsvarianten betrachtet. Für beide Betonfestigkeitsklassen sowie die vier Deckenstärken werden zu den Referenzmodellen jeweils zwei bis vier Varianten untersucht, vgl. Tab. 6.1 sowie Tab. C.1 und C.2 im Anhang C.

Das Hauptaugenmerk der Parameterstudie liegt, basierend auf den vorangegangenen numerischen und experimentellen Untersuchungen, auf der Betrachtung eines sowohl vergrößerten als auch reduzierten Gitterträgerabstands. Hierzu werden jeweils zwei Ausführungen eines erhöhten Gitterträgerabstands untersucht, bei denen die inneren Gitterträger der Reihe nach entfallen. Zusätzlich wird in drei weiteren Bewehrungsvarianten eine schrittweise Verringerung des Gitterträgerabstands untersucht, bei der zuerst nur der Abstand der innersten Gitterträger im Stoßbereich verringert und anschließend auf die weiter außenliegenden Bereiche des Stoßes ausgeweitet wird. Die theoretisch resultierende Änderung der Übergreifungslänge durch entfallende oder verschobene Gitterträger wird in der Parameterstudie nicht berücksichtigt, so dass die angegebene Übergreifungslänge l_0 nach Tab. C.1 und C.2 konstant bleibt.

Nachfolgend wird die Vorgehensweise der Untersuchungen anhand einer Kombination aus Betonfestigkeitsklasse und Deckenstärke erläutert.

Tabelle 6.1: Übersicht der Varianten der Parameterstudie

Bezeichnung	Bewehrungsführung	Prüfmodell
Referenzmodell	Bemessung nach Norm	$\varnothing 8-14 \text{ mm}$ (alle)
-GT	Entfall des 1. GTs	$\varnothing 8-14 \text{ mm}$
-GT2	Entfall des 1. & 2. GTs	$\varnothing 8-12 \text{ mm}$
+GT	nur 1. GT auf $1,5 \cdot h$	$\varnothing 12-14 \text{ mm}$
+GT2	alle GT auf $1,5 \cdot h$	$\varnothing 12-14 \text{ mm}$, $h \leq 20 \text{ cm}$
+GT3	alle GT auf $1 \cdot h$	$\varnothing 14 \text{ mm}$

In den vorangegangenen experimentellen und numerischen Untersuchungen zeichnete sich ab, dass die inneren Gitterträger vor allem bei geringen Bewehrungsgraden nur wenig Einfluss auf das eigentliche Tragverhalten haben. Daher wurde im ersten Schritt der Untersuchungen der innere Gitterträger weggelassen. Der Gitterträger befand sich ansonsten im Stoßfugenbereich in einem Abstand von $1 \cdot h$ zum Fertigteilstoß bzw. $2 \cdot h$ zum gegenüberliegenden Gitterträger in der angrenzenden Fertigteilplatte, vgl. Abb. 6.2. Durch den Wegfall des inneren Gitterträgers steigt der Abstand der nun „inneren“ Gitterträger auf bis zu $6 \cdot h$ an, siehe Untersuchung -GT. Dabei zeigten die Untersuchungen $\varnothing 14 \text{ mm}$ bereits starke Abweichungen des Durchbiegungs- und Stoßöffnungsbreitenverlaufs, so dass der zweite Gitterträger nur bei $\varnothing 8 \text{ mm}$ und $\varnothing 12 \text{ mm}$ entnommen wurde, siehe Untersuchung -GT2. Der erhöhte Abstand der nun „inneren“ Gitterträger wurde in Bezug auf die Übergreifungslänge nicht berücksichtigt.

Im nächsten Schritt wurde für die Untersuchungen $\varnothing 12 \text{ mm}$ und $\varnothing 14 \text{ mm}$ ein kleiner Gitterträgerabstand des im Stoßbereich inneren zum Fertigteilstoß hin gewandten Gitterträgers von $2 \cdot h$ auf $1,5 \cdot h$ betrachtet, siehe Untersuchung +GT. Der größte beobachtete Einfluss der Stoßbewehrung sowie der Gitterträger spielt sich im direkten Bereich des Elementstoßes ab. Darauf wurden weiterhin alle Gitterträgerabstände auf $1,5 \cdot h$ reduziert, siehe Untersuchung +GT2. Diese Untersuchung entfiel bei den Deckenstärken 24 cm und 28 cm, da der rechnerische Gitterträgerabstand durch die Ermittlung der erforderlichen Gitterträger aus der Bemessung dieser für die Längskraft der zu stoßenden Bewehrung einen geringeren Abstand als $1,5 \cdot h$ fordert.

Die Untersuchungen $\varnothing 14 \text{ mm}$ zeigten trotz des reduzierten Gitterträgerabstands keine zufriedenstellenden Ergebnisse hinsichtlich des Tragverhaltens der Prüfmodelle. Ein Gitterträgerabstand von $1 \cdot h$ wurde für $\varnothing 14 \text{ mm}$ ergänzend für alle Gitterträger im gesamten Übergreifungsstoß untersucht, siehe Untersuchung +GT3.

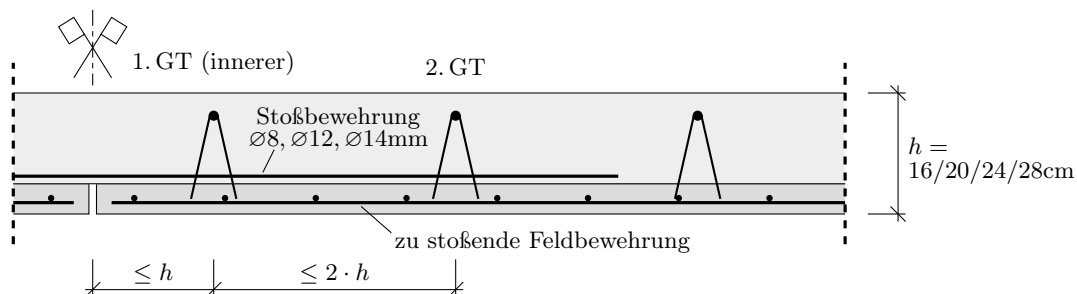


Abbildung 6.2: Allgemeine Bewehrungsführung in Längsrichtung der Prüfmodelle

6.2 Ergebnis der Parameterstudie

Unter Berücksichtigung der sinnvoll anzunehmenden Parameter, die sich an üblichen Anwendungen im Hochbau orientieren, wurden insgesamt 50 numerische Untersuchungen durchgeführt. Diese werden hinsichtlich des Durchbiegungs- und Stoßöffnungsweitenverlaufs sowie der Spannungen in der Stoßbewehrung über der Elementfuge und in den Gitterträgerdiagonalen betrachtet. Die plastischen Dehnungen im Stoßbereich zeigen zudem, welchen Einfluss der jeweils betrachtete Bewehrungsquerschnitt sowie die Gitterträgerlage auf die Schädigung des Verbundfugenbereichs haben. Zusätzlich wird auf den mechanischen Bewehrungsgrad der Vollplatte ω und den über der Elementfuge ω_E eingegangen. Die Referenzmodelle der Elementdeckenkonstruktion dienen als Vergleich der Berechnungen.

Es werden das maximal aufnehmbare Biegemoment sowie das Biegemoment bei einer Spannung in der Stoßbewehrung über der Elementfuge von 500 N/mm^2 verglichen. Bei einigen Untersuchungen deckt sich das maximale Biegemoment nicht mit dem maximalen Spannungszustand der Bewehrung von 525 N/mm^2 . Je höher der Bewehrungsgrad und je größer der innere Gitterträgerabstand gewählt wird, desto größer ist die Differenz der beiden Zustände. Die Ergebnisse werden für die Betonfestigkeitsklasse C20/25 in Tab. 6.2 bis 6.5 sowie für die Klasse C16/20 in Tab. C.4 bis C.7 im Anhang C zusammengefasst. Nachfolgend wird eine Spannung in der Stoßbewehrung von 500 N/mm^2 als *Zustand 500 N/mm²* bezeichnet, eine Spannung von 525 N/mm^2 entsprechend als *Zustand 525 N/mm²*.

Kann zwischen dem Zustand des numerisch bestimmten maximalen Biegemoments und dem *Zustand 525 N/mm²* der Stoßbewehrung kein Unterschied festgestellt werden, wird kein Wert in den Ergebnistabellen angegeben. In einigen wenigen Fällen kann der *Zustand 525 N/mm²* nicht erreicht werden, teilweise liegt der *Zustand 500 N/mm²* zeitlich unmittelbar nach dem des maximalen Biegemoments. Auch diese Beobachtungen sind nicht als Zahlenwert angegeben.

In den Tabellen 6.2 bis 6.5 werden das numerisch bestimmte Biegemoment M_{re} , die Mittendurchbiegung der Prüfmodelle w_{re} sowie die Stoßöffnungsbreite zwischen den Elementplatten u_{re} für die drei unterschiedlichen Zustände der Parameterstudie zusammengefasst.

Die Biegemomente M_{re} setzen sich aus Anteilen der Nutzlast sowie der Eigenlasten (Eigenlast des Prüfmodells und Versuchsaufbaus) zusammen. Die Werte der Durchbiegung sowie der Stoßöffnungsbreite werden zum jeweiligen Biegemoment M_{re} angegeben.

Insgesamt kann beobachtet werden, dass die alternativen Bewehrungsvarianten keinen Einfluss auf den Spannungsverlauf in der Stoßbewehrung über der Elementfuge haben. Diese Verläufe werden daher nachfolgend nicht dargestellt. Eine Auswertung der jeweils am stärksten beanspruchten Gitterträgerdiagonalen der untersuchten Prüfmodelle wird in Tab. C.3 zusammengefasst und in Abb. 6.12 exemplarisch für die Deckenstärke 28 cm dargestellt.

Generell beziehen sich die nachfolgend angegebenen Spannungen der Bewehrung auf die Untersuchungen der Betonfestigkeitsklasse C20/25, die Werte der Betonfestigkeitsklasse C16/20 werden teilweise ergänzend angegeben.

Die Untersuchungen werden durch die Betrachtung der plastischen Dehnungen vervollständigt, die eine Rissbildung bzw. Schädigung des Betons angeben. Eine Bestimmung der Rissbreite ist nicht möglich, eine ungefähre Größenordnung kann jedoch über die plastische Dehnung sowie die Ausbreitung der Dehnung abgeschätzt werden.

Für eine einheitliche Darstellung der plastischen Dehnungen aller Prüfmodelle wird nachfolgend, analog zu Kapitel 5, die Darstellung der plastischen Dehnungen PE auf 0,01 begrenzt. Dies entspricht in einem finiten Element mit gewähltem Integrationspunktabstand von 25 mm einer Rissöffnung von $w = 0,25 \text{ mm}$. Teilweise verlaufen die Dehnungen aufgrund der gewählten verschmierten Rissbildung über mehrere Elemente. Es werden nur die plastischen Dehnungen der Betonfestigkeitsklasse C20/25 dargestellt. Die Bereiche der Prüfmodelle, die die

gewählte Dehnungsgrenze von 0,01 überschreiten, werden grau dargestellt.

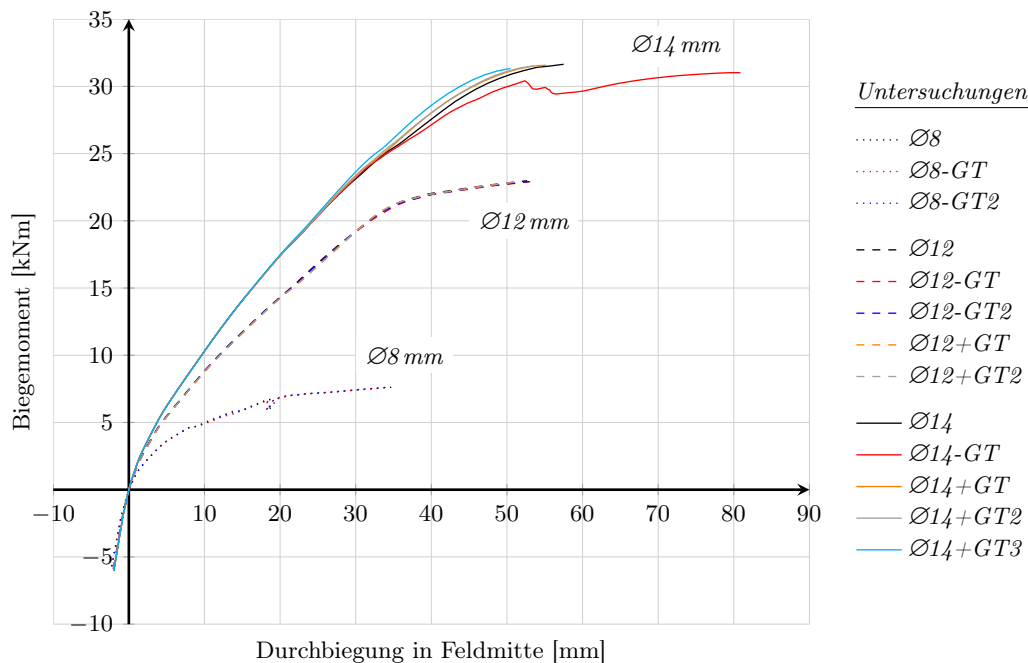
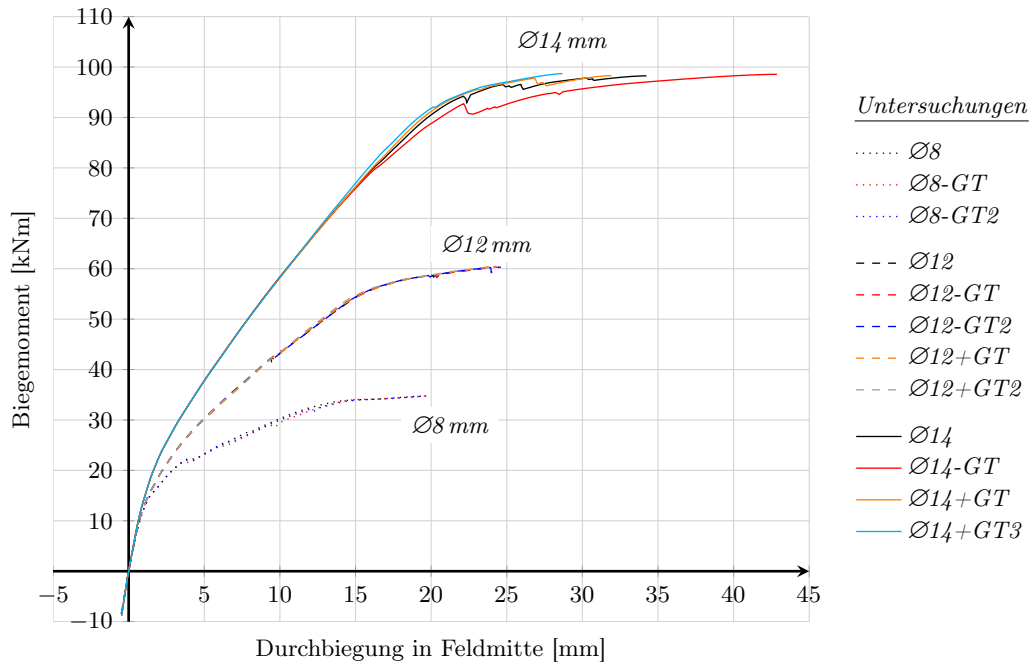
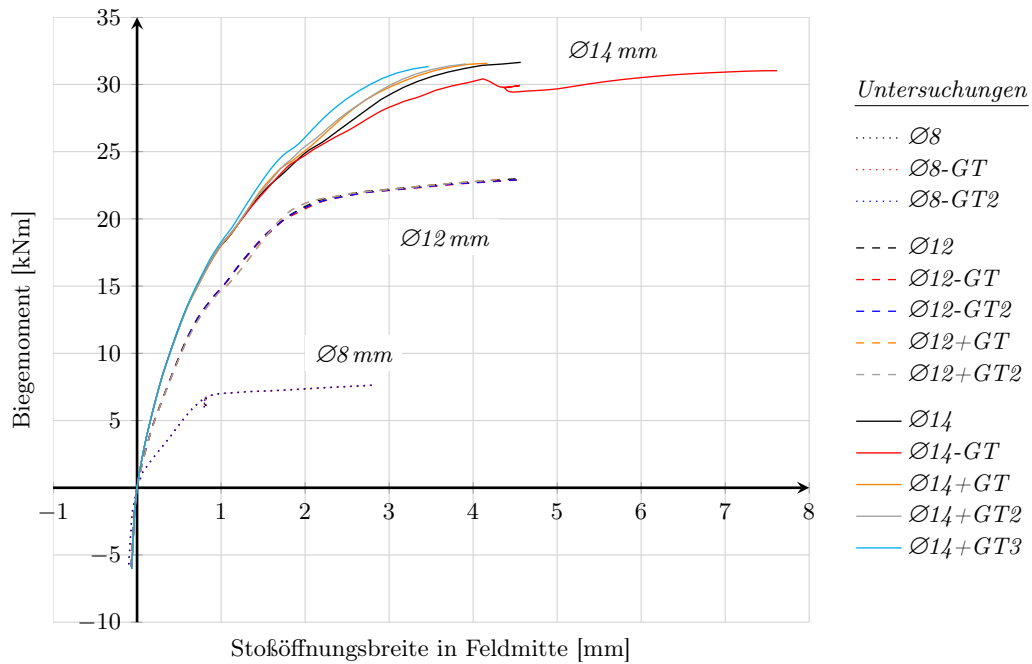


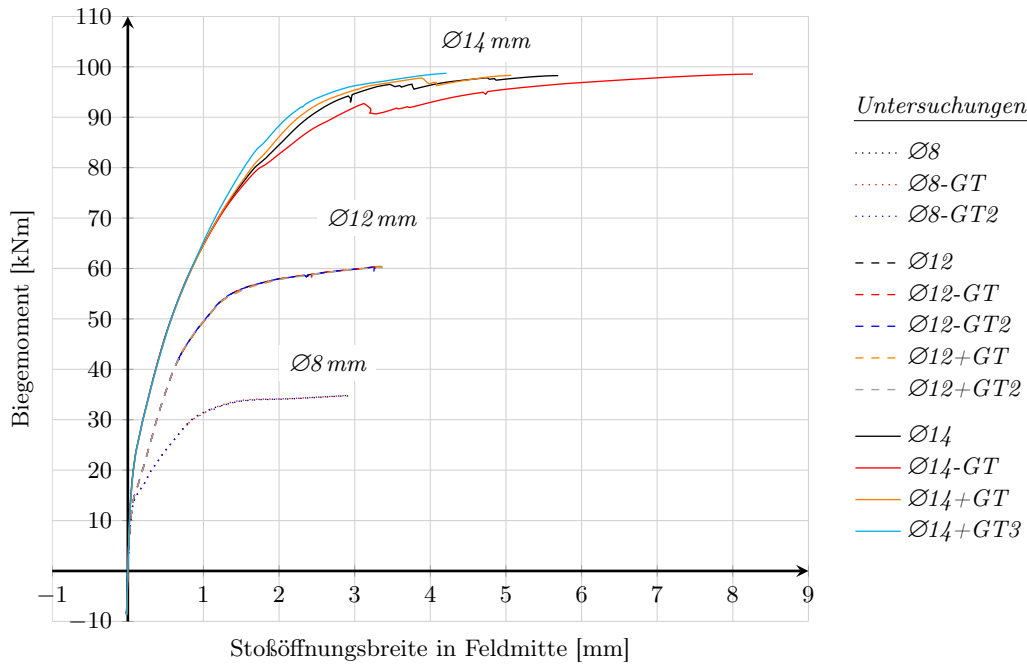
Abbildung 6.3: Verlauf der Mitten-Durchbiegung, Deckenstärke $h = 16$ cm, C20/25

6.2.1 Untersuchungen gering bewehrter Bauteile

In den bisherigen experimentellen und numerischen Untersuchungen von gering bewehrten Bauteilen konnte beobachtet werden, dass der Einfluss der Gitterträger auf das Tragverhalten der Bauteile nur gering ist. Im Übergreifungsbereich wurden keine Anzeichen einer maßgebenden Schädigung der Verbundfuge beobachtet, der Bereich wird durch Verbundspannungen nur gering beansprucht. Aus diesem Grund werden im Rahmen der Parameterstudie die Gitterträgerabstände der gering bewehrten Prüfmodelle mit einem Bewehrungsgrad von etwa 0,2% ($\text{Ø}8\text{ mm}$) nicht $\leq 2 \cdot h$ betrachtet. Der mechanische Bewehrungsgrad der Vollplatte ω bewegt sich für die Betonfestigkeitsklasse C20/25 im Bereich von 0,0824 bis 0,0915. Der mechanische Bewehrungsgrad über der Elementfuge ω_E beträgt 0,1100 bis 0,1618 und ist entsprechend erhöht, vgl. Tab.C.1 im Anhang C auf Seite 185. Für die Festigkeitsklasse C16/20 sind die Werte auf bis zu 0,1144 in der Vollplatte erhöht, über der Elementfuge auf 0,2010, vgl. Tab.C.2 In Abb. 6.3 und 6.4 ist für die Deckenstärken 16 cm und 28 cm anschaulich dargelegt, dass kein Unterschied der Durchbiegungsverläufe trotz unterschiedlicher Bewehrungsführungen erkennbar ist, die Verläufe der Stoßöffnungszeiten der Prüfmodelle in Abb. 6.5 und 6.6 verhalten sich ebenfalls ähnlich. Bei allen Untersuchungen $\text{Ø}8\text{ mm}$ liegt der Bruchzustand des maximalen Biegemoments im Zustand 525 N/mm^2 der Stoßbewehrung.

Die Verläufe der Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen können nur schwer miteinander verglichen werden, da sie hinsichtlich der Lage, bedingt durch die variierende Bewehrungsführung, jeweils einem anderen Gitterträger zuzuordnen sind. Die maximale Spannung liegt bei 48 N/mm^2 , vgl. Tab.C.3 auf Seite 187. Diese Spannung ist bei den Untersuchungen -GT2 festzustellen, bei denen der erste und zweite innere Gitterträger fehlen, vgl. Abb. 6.9. In den übrigen Untersuchungen liegen die maximalen Spannungen bei etwa 30 N/mm^2 , die übrigen Gitterträger werden geringer beansprucht. Die auftretenden Spannungen deuten darauf hin, dass im Stoßbereich ein Anreißen der Verbundfuge stattfindet, dieses jedoch nur sehr gering

Abbildung 6.4: Verlauf der Mitten-Durchbiegung, Deckenstärke $h = 28$ cm, C20/25Abbildung 6.5: Verlauf der Stoßöffnungsbreite, Deckenstärke $h = 16$ cm, C20/25

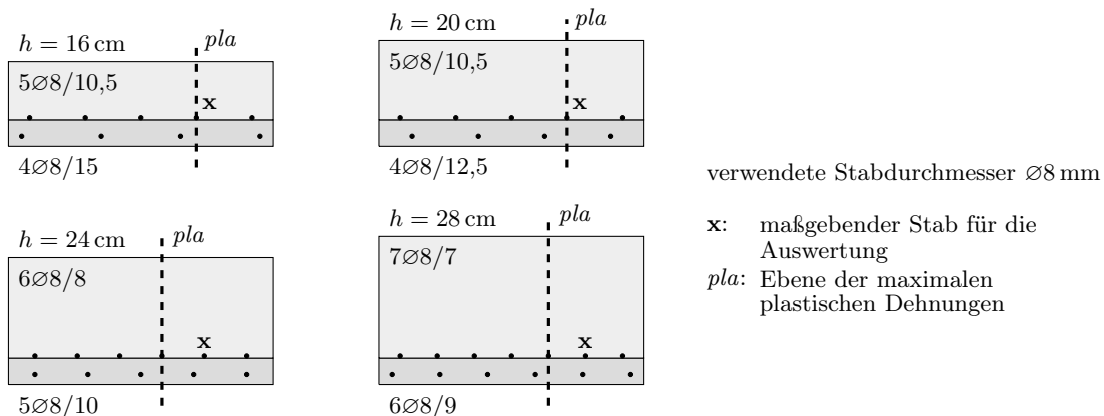
Abbildung 6.6: Verlauf der Stoßöffnungsbreite, Deckenstärke $h = 28$ cm, C20/25

ausfällt.

Es zeigt sich, dass im direkt angrenzenden Bereich der Elementfuge die Anordnung eines Gitterträgers gerechtfertigt ist und die rechnerische Übergreifungslänge erst ab diesem Gitterträger angesetzt werden sollte, da der Bereich zwischen der Elementfuge und dem ersten Gitterträger teilweise gestört ist und nicht voll für die Übertragung der Verbundspannungen herangezogen werden kann.

In den Abb. 6.8 bis 6.11 sind die plastischen Dehnungen in Längsrichtung für die Deckenstärken 16 cm und 28 cm dargestellt, die Bewehrungsführung ist rot abgebildet. Die maximalen plastischen Dehnungen werden in 10 cm respektive 7,5 cm ausmittig der Querrichtung beobachtet. Dies entspricht der Lage des ersten außermittigen Bewehrungsstabs der Stoßbewehrung, vgl. Abb. 6.7.

Mit den Dehnungen beim Erreichen des maximalen Biegemoments kann die Notwendigkeit des inneren Gitterträgers untermauert werden, da sich die Schädigung bis zum ersten Gitterträger ausbreitet. Dennoch ist bei den dargestellten Dehnungsverläufen auch zu erkennen, dass sich

Abbildung 6.7: Querschnitt der Prüfmodelle $\varnothing 8$ mm

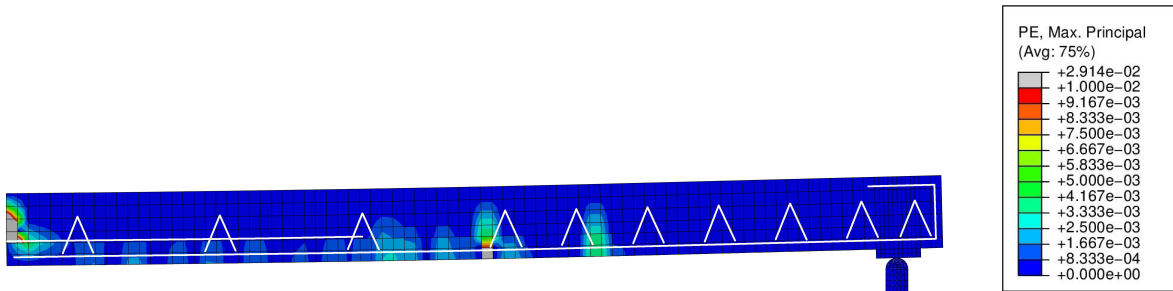


Abbildung 6.8: Prüfmmodell $\varnothing 8$ mm, Deckenstärke $h = 16$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

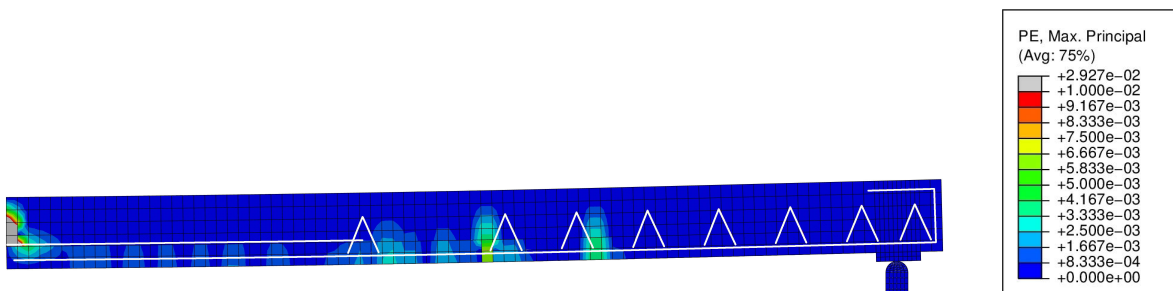


Abbildung 6.9: Prüfmmodell $\varnothing 8$ mm-GT2, Deckenstärke $h = 16$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

die plastischen Dehnungen und somit die Schädigung des Betons auf nur wenige Zentimeter im Bereich der Stoßfuge auswirken. Der im Stoßbereich liegende mittlere Gitterträger nimmt eine untergeordnete Funktion ein und wird kaum beansprucht. Der dritte Gitterträger am Stoßende der Deckenstärke 16 cm befindet sich wieder in einem Bereich, in dem erhöhte Verbundspannungen übertragen werden, vgl. *Eligehausen (1979)*. Im Anfangs- und Endbereich einer Übergreifung sichern die Gitterträger die dort auftretenden erhöhten Spannungsspitzen ab und verhindern eine Ausweitung der lokalen Schädigung der Verbundfuge.

Im Zustand 500 N/mm^2 liegen für die Untersuchung $\varnothing 8 \text{ mm}$ der Deckenstärke 28 cm die maximalen plastischen Dehnungen bei $1,56 \times 10^{-2}$. Im Zustand 525 N/mm^2 steigt dieser Werte auf $3,30 \times 10^{-2}$ und gibt auch hier die maximal beobachtete plastische Dehnung der Festigkeitsklasse C20/25 an. Die Werte fallen bei allen Prüfmodellen der Bewehrungsführung $\varnothing 8 \text{ mm}$ ähnlich aus (einschließlich Betonfestigkeitsklasse C16/20) und streuen nur geringfügig.

Unter der Annahme einer Spannung von 525 N/mm^2 in allen Stäben der Stoßbewehrung summieren sich die Stahlspannungen über die gesamten Breite der Prüfm Modelle $\varnothing 8 \text{ mm}$ zu 106 kN, 132 kN und 158 kN auf, jeweils in Abhängigkeit der Anzahl der Stoßbewehrungsstäbe, vgl. Abb. 6.7 sowie Tab. C.1 im Anhang C. Bezogen auf die vorhandene Fläche aus Bauteilbreite (50 cm) und einer vom ersten Gitterträger ausgehenden Übergreifungslänge der Stoßbewehrung l_0 aus Tab. C.1 ergibt sich eine verschmierte rechnerische Spannung in der Verbundfuge von bis zu $0,495 \text{ N/mm}^2$.

Im Wirkungsbereich eines Bewehrungsstabes, der nach *König und Tue (1996)* mit 10 mal Stabdurchmesser angenommen wird, liegt bei einem Durchmesser von 8 mm unter voller Ausnutzung des Stabes von 525 N/mm^2 maximal eine Spannung von $0,515 \text{ N/mm}^2$ über die Übergreifungslänge vor (entspricht 23,4% der Ortbetonzugfestigkeit). Ein erforderlicher Randabstand, der zur Vermeidung von Betonabplatzungen mit 5 mal Stabdurchmesser angegeben wird, wird leicht unterschritten. Die Einflussbereiche der Stäbe überschneiden sich nur bei der Deckenstärke 28 cm der Stoßbewehrung, werden jedoch dabei nicht berücksichtigt. Bei

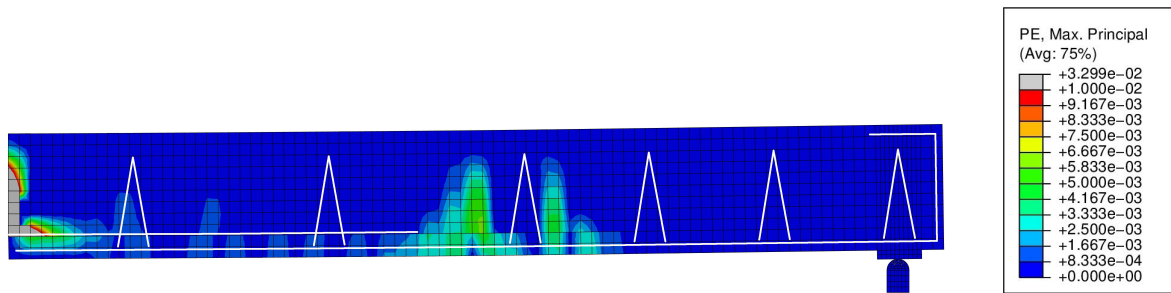


Abbildung 6.10: Prüfmodell $\varnothing 8$ mm, Deckenstärke $h = 28$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

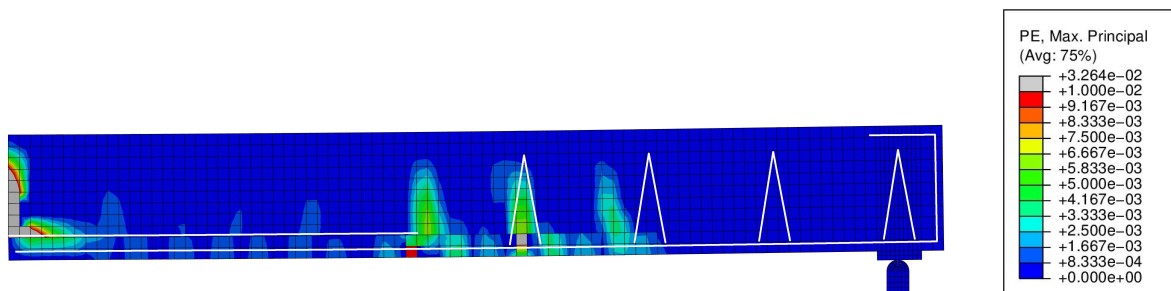


Abbildung 6.11: Prüfmodell $\varnothing 8$ mm-GT2, Deckenstärke $h = 28$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

einer Deckenstärke von 28 cm werden i. d. R. größere Stabdurchmesser verwendet, eine Überschneidung der Einflussbereiche besteht dann nicht. Die gleichmäßig angenommene maximale Spannung der zu stoßenden Feldbewehrung liegt unter dem Wert eines einzelnen Stabes, was die sich nicht überschneidenden Einflussbereiche bestätigt. Die Werte werden für den Vergleich mit den stärker bewehrten Bauteilen herangezogen.

Für die Betonfestigkeitsklasse C16/20 ist die gleichmäßig zu übertragenden Spannungen mit maximal $0,440 \text{ N/mm}^2$ durch die größere Übergreifungslänge etwas geringer, vgl. Tab. C.2, das Verhältnis zur Betonzugfestigkeit des Ortbetons ist mit 23,1 % vergleichbar.

Im Rahmen der Untersuchungen von gering bewehrten Bauteilen bestätigt sich erneut, dass unter einer reinen Biegebeanspruchung und unter Annahme einer stark rauen Verbundfuge, die Ausnutzung der Gitterträger sehr gering ausfällt. Der an der Elementfuge liegende innere Gitterträger ist notwendig, um die im Anfangs- und Endbereich der Übergreifung auftretenden erhöhten Verbundspannungen übertragen zu können und eine eventuell auftretende Schädigung der Verbundfuge zu begrenzen.

Es zeichnet sich ab, dass bei einem deutlich größeren Gitterträgerabstand im mittleren Bereich der Übergreifung die Spannungen gleichwertig abgetragen werden, ohne das Tragverhalten zu beeinflussen. Ein gleichmäßiger Abstand von maximal $2 \cdot h$ erscheint nicht notwendig. Dies muss jedoch durch weitere experimentelle und numerische Untersuchungen unter gleichzeitiger Querkrafteinwirkung sowie einer glatteren Verbundfuge noch genauer untersucht werden.

6.2.2 Untersuchungen zum maximal zulässigen Bewehrungsquerschnitt

Die Untersuchungen $\varnothing 12 \text{ mm}$ betrachten eine Bewehrung von $9,04 \text{ cm}^2/\text{m}$ im Fertigteil und somit fast den aktuell maximal zulässigen Querschnitt von $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$. Analog zu den vorangegangenen Untersuchungen $\varnothing 8 \text{ mm}$ wird zunächst der Gitterträgerabstand vergrößert, im

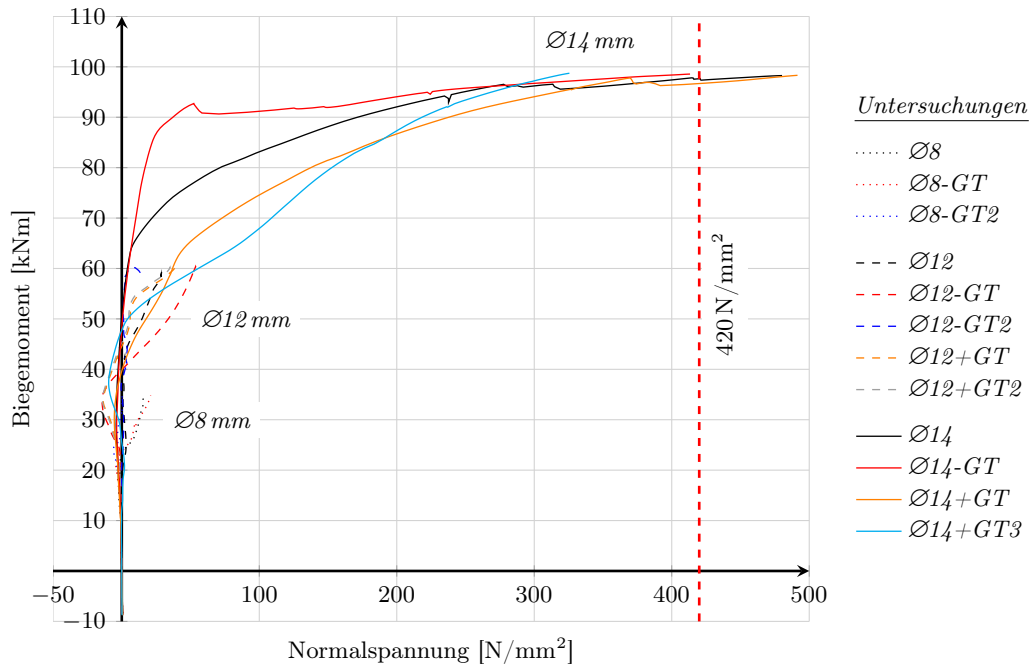


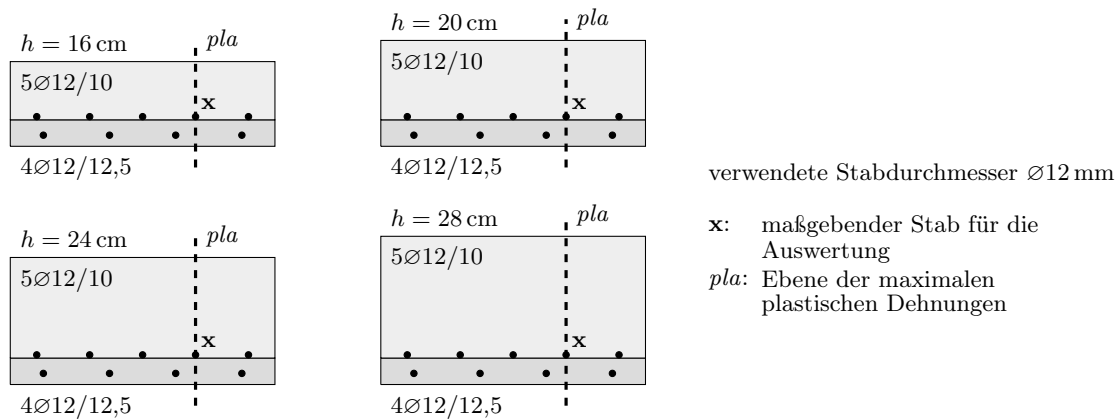
Abbildung 6.12: Verlauf der Normalspannungen in den Gitterträgerdiagonalen der Deckenstärke $h = 28$ cm, C20/25

nächsten Schritt wird der Abstand reduziert. Der mechanische Bewehrungsgrad der Vollplatte ω beträgt für die Betonfestigkeitsklasse C20/25 zwischen 0,1345 und 0,2506. Über der Elementfuge beträgt der mechanische Bewehrungsgrad $\omega_E = 0,1798$ bis 0,4477, vgl. Tab. C.1 auf Seite 185 im Anhang C. Für die Festigkeitsklasse C16/20 steigen die Werte auf bis zu 0,3090 für die Vollplatte und auf 0,5560 über der Elementfuge, vgl. Tab. C.2.

Vergleichbar mit den Untersuchungen $\varnothing 8$ mm können bei $\varnothing 12$ mm erneut keine Unterschiede bei den untersuchten Bewehrungsvarianten hinsichtlich des Bauteilverhaltens beobachtet werden. Sowohl die Durchbiegungsverläufe als auch die Verläufe der Stoßöffnungsbreite zeigen nur geringe Abweichungen untereinander und deuten auf ähnliche Einflüsse der Bewehrungsvarianten, wie sie auch bei den Untersuchungen $\varnothing 8$ mm festgestellt werden konnten, vgl. Abb. 6.3 bis 6.6.

Der Bruchzustand beim Erreichen des maximalen Biegemoments der Prüfmodelle deckt sich in weiten Teilen mit dem Biegemoment des Zustands $525 N/mm^2$, vgl. Tab. 6.2 bis 6.5 sowie Tab. C.4 bis C.7. In einigen Teilen fällt das Biegemoment des Zustands $525 N/mm^2$ im Vergleich zum maximalen Biegemoment leicht ab. Dies ist auf eine Umlagerung der Kräfte im Stoßbereich zurückzuführen. Es konnte beobachtet werden, dass in den Prüfmodellen zuerst die außenliegende Stoßbewehrung den Zustand $525 N/mm^2$ erreicht. Der Zustand überträgt sich kontinuierlich auf die danebenliegenden inneren Bewehrungsstäbe, während die äußere Bewehrung wieder entlastet wird und rechnerisch versagt. Die Angaben der jeweiligen Zustände der Stoßbewehrung in Tab. 6.2 bis 6.5 beziehen sich auf die Spannung des zweiten Stabes von außen, vgl. Abb. 6.13.

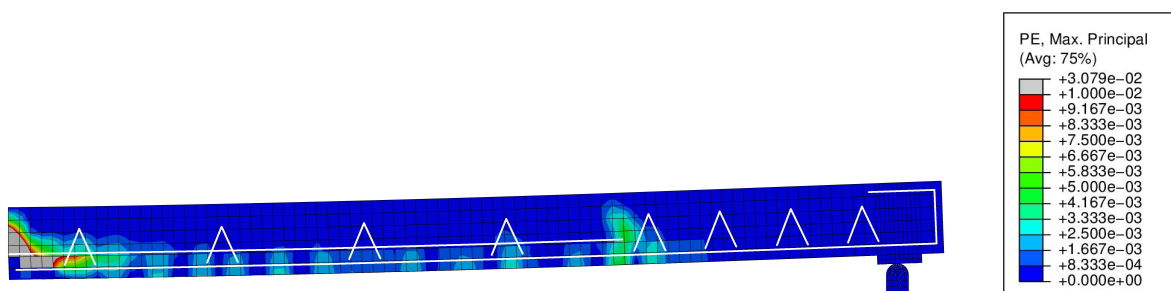
Die maximalen Gitterträgerspannungen steigen analog zum erhöhten Bewehrungsquerschnitt an, was auf eine deutlich gesteigerte Schädigung der Verbundfuge schließen lässt, vgl. Tab. C.3. Die maximale Spannung wird im Bruchzustand mit $183 N/mm^2$ bei der Untersuchung +GT2 der Deckenstärke 20 cm beobachtet, bei der der Gitterträger sehr nah am Stoß positioniert ist. Durch die Erstschädigung der Verbundfuge in diesem Bereich wird der Gitterträger frühzeitig aktiviert. Er kann ein Ausweiten der Verbundfugenschädigung begrenzen, wenn auch

Abbildung 6.13: Querschnitt der Prüfmodelle $\varnothing 12\text{ mm}$

im Bruchzustand nicht ganz verhindern. Dieser Einfluss ist vor allem bei den Untersuchungen mit geringer Deckenhöhe zu beobachten und nimmt mit zunehmender Deckenstärke und damit auch mit zunehmendem Gitterträgerabstand ab. Im Zustand 500 N/mm^2 beträgt die Spannung in der Gitterträgerdiagonale lediglich 117 N/mm^2 und ist damit deutlich unter dem maximal zulässigen Werte von 420 N/mm^2 . In Abb. 6.12 werden die Verläufe für eine Deckenstärke von 28 cm exemplarisch dargestellt.

Die plastischen Dehnungen werden in Längsrichtung der Prüfmodelle dargestellt. Diese sind 10 cm ausmittig der Querrichtung am größten, vgl. Abb. 6.13. Diese Ebene entspricht dem Bereich des ersten seitlich von der Mitte aus liegenden Bewehrungsstabs der Stoßbewehrung auf dem Fertigteil. Die beobachtete Schädigung der Verbundfuge breitet sich weiter aus als beim zuvor betrachteten Bewehrungsquerschnitt der Untersuchung $\varnothing 8\text{ mm}$, vgl. Abb. 6.14 bis 6.19. Generell verlaufen die plastischen Dehnungen erkennbar bis zum ersten Gitterträger und breiten sich teilweise auch darüber hinaus weiter aus. Beim vergrößerten Gitterträgerabstand ist zu sehen, dass sich die plastischen Dehnungen auch ohne den inneren Gitterträger nur begrenzt ausweiten und nicht zum totalen Versagen über die Übergreifungslänge führen.

Bei Betrachtung der Betonfestigkeitsklasse C20/25 steigen die plastischen Dehnungen bei Erreichen des maximalen Biegemoments der Untersuchung $-GT$ bei einer Deckenstärke 20 cm auf bis zu $3,97 \times 10^{-2}$ an. Mit geringererem Gitterträgerabstand der Untersuchung $+GT$ wird bei gleicher Deckenstärke der maximale Wert der plastischen Dehnung auf $3,06 \times 10^{-2}$ begrenzt. Die Werte der übrigen Deckenstärken liegen mit maximal $3,04 \times 10^{-2}$ darunter. Bei gleicher Deckenstärke der Untersuchung $\varnothing 8\text{ mm}$ beträgt die maximale Dehnung im Bruchzustand $3,03 \times 10^{-2}$. Im Zustand 500 N/mm^2 betragen die maximalen plastischen Dehnungen der einzelnen Prüfmodelle $1,41 \times 10^{-2}$ bis $2,79 \times 10^{-2}$ und fallen damit verhältnismäßig ge-

Abbildung 6.14: Prüfmodell $\varnothing 12\text{ mm}$, Deckenstärke $h = 16\text{ cm}$, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

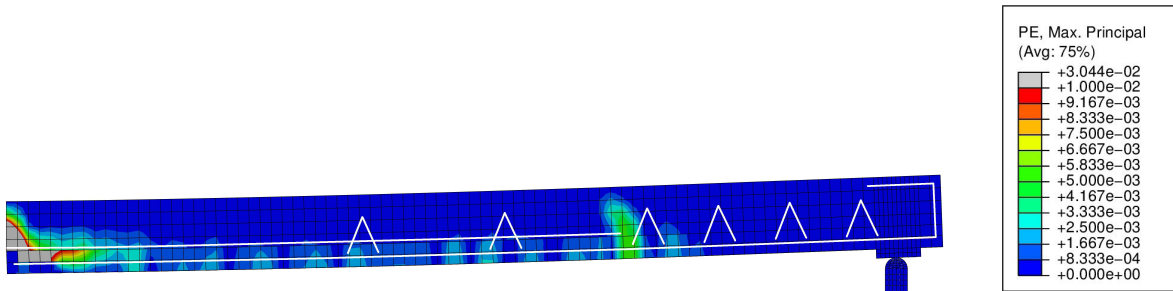


Abbildung 6.15: Prüfmodell Ø12 mm-GT2, Deckenstärke $h = 16$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

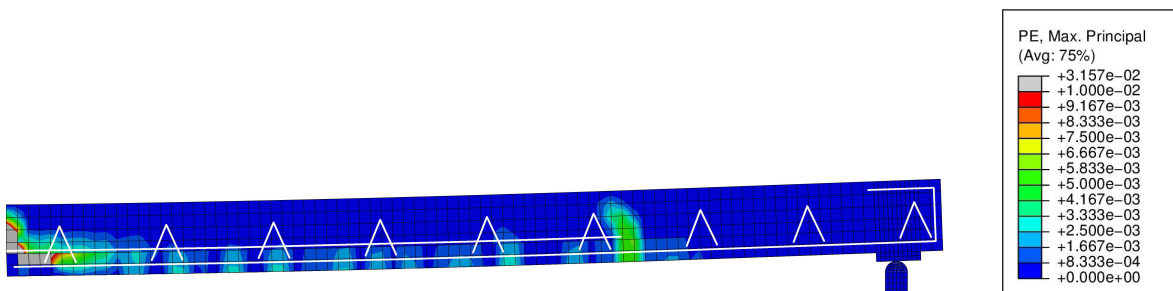


Abbildung 6.16: Prüfmodell Ø12 mm+GT2, Deckenstärke $h = 16$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

ring aus.

Für die Betonfestigkeitsklasse C16/20 sind die Werte der plastischen Dehnung bei den geringen Deckenstärken generell etwas erhöht, mit zunehmender Deckenstärke relativiert sich dieser Unterschied. Die maximale plastische Dehnung im *Zustand* 525 N/mm^2 beträgt $4,93 \times 10^{-2}$ bei der Untersuchung $\text{Ø}12 \text{ mm}$ und einer Deckenstärke von 20 cm. Generell liegen die übrigen Werte bei etwa $3,7 \times 10^{-2}$. Für den *Zustand* 500 N/mm^2 beträgt die maximale Dehnung bereits $3,29 \times 10^{-2}$. Für die Deckenstärke 28 cm betragen die Werte des *Zustands* 500 N/mm^2 nur noch etwa $1,67 \times 10^{-2}$.

Die Summe der zu übertragenden Spannungen der vier Bewehrungsstäbe im Fertigteil ergibt für die Annahme einer gleichmäßigen Stahlspannung von 525 N/mm^2 für alle untersuchten Bauteile eine Gesamtkraft von 238 kN. Dies entspricht im Vergleich zu den Untersuchungen $\text{Ø}8 \text{ mm}$ einer Laststeigerung von 50–125 %.

Die Übergreifungslänge wird gegenüber dem vorherigen geringeren Stabdurchmesser erhöht, um eine äquivalente gleichmäßige Verbundspannung der Bewehrung zu erhalten. Die ab dem ersten Gitterträger zu übertragende, als konstant angenommene verschmierte Verbundspannung beträgt unter Berücksichtigung der Probenbreite von 50 cm und der Übergreifungslänge aus Tab. C.1 $0,389 \text{ N/mm}^2$ für die Betonfestigkeitsklasse C20/25. Im Wirkungsbereich eines Bewehrungsstabs, der mit 10 mal Stabdurchmesser angenommen wird, liegt die Spannung bei $0,406 \text{ N/mm}^2$ und entspricht 18,5 % der Ortbetonzugfestigkeit. Sie ist damit geringer als bei den Untersuchungen $\text{Ø}8 \text{ mm}$. Der erforderliche Mindestrandabstand von 5 mal dem Stabdurchmesser zur Vermeidung von Betonabplatzungen wird eingehalten. Die kleineren Spannungen resultieren aus der Erhöhung der Übergreifungslänge um 40 %, die aufgrund des geringen Stoßabstandes rechnerisch notwendig ist (*EC 2-1-1 2011*).

Obwohl die lokale Spannung im Vergleich zu $\text{Ø}8 \text{ mm}$ geringer ausfällt, ist eine größere Schädigung des Betongefüges zu beobachten. Die in Kapitel 2 dargestellte Einleitung der Verbundspannungen führt zu einer erhöhten Beanspruchung im Anfangs- und Endbereich der

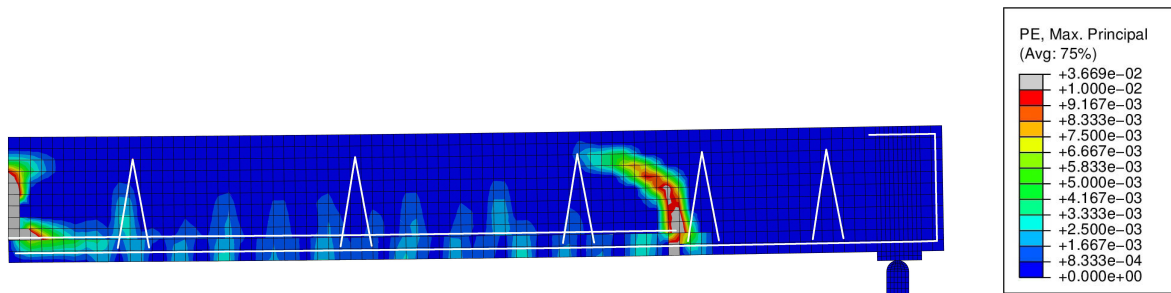


Abbildung 6.17: Prüfmodell $\varnothing 12$ mm, Deckenstärke $h = 28$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

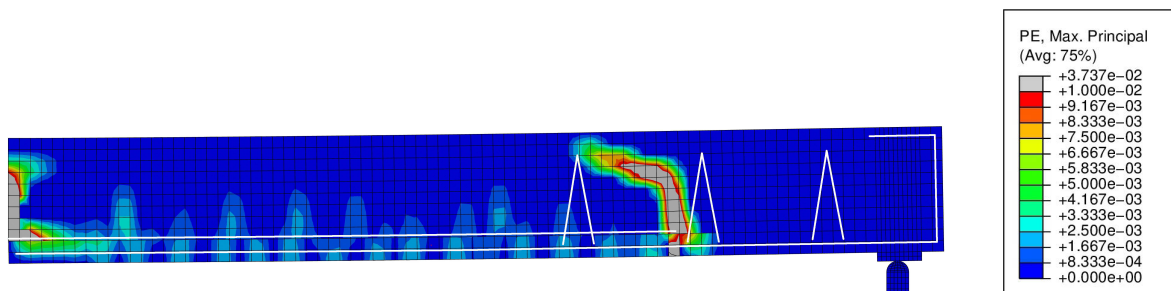


Abbildung 6.18: Prüfmodell $\varnothing 12$ mm-GT2, Deckenstärke $h = 28$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

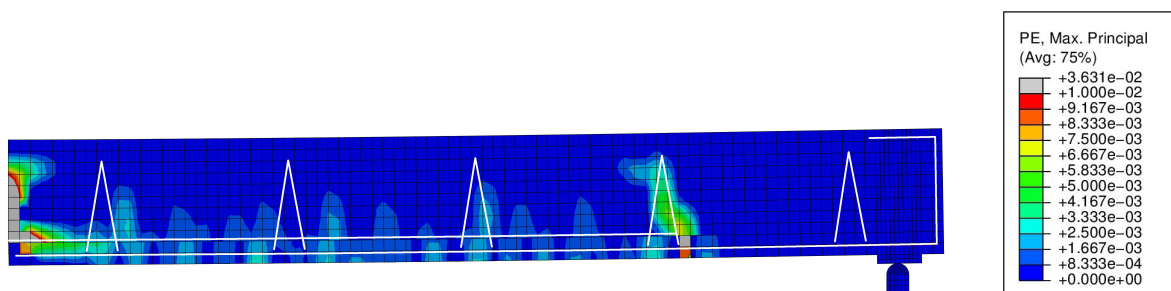


Abbildung 6.19: Prüfmodell $\varnothing 12$ mm+GT2, Deckenstärke $h = 28$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

Übergreifung, die eine Schädigung im Betongefüge bewirkt, vgl. Abb. 2.2. Diese breitet sich mit zunehmendem Stabdurchmesser stärker aus. Ein gleichmäßiges Verbundspannungsbild der Stoßbewehrung stellt sich erst im Versagenszustand der Übergreifung ein.

Die gleichmäßig über die Fläche aus Prüfmodellbreite und Übergreifungslänge zu übertragenden Spannung der Betonfestigkeitsklasse C16/20 beträgt maximal $0,339 \text{ N/mm}^2$. Im Wirkungsbereich eines Stabes beträgt die Spannung $0,353 \text{ N/mm}^2$. Das Verhältnis zur Betonzugfestigkeit des Ortbetons ist mit 18,6 % für die Spannung im Wirkungsbereich eines Stabes mit dem Verhältnis der Betonzugfestigkeitsklasse C20/25 vergleichbar.

In den Abb. 6.14 bis 6.19 sind in der Nähe der Lasteinleitung am Ende der Übergreifung erhöhte plastische Dehnungen zu beobachten. Der Querschnitt der Übergreifungsbewehrung wurde im Verhältnis der unterschiedlichen Nutzhöhen vergrößert. Dabei ist das Produkt der Bewehrungsquerschnitte und der statischen Nutzhöhe beider Bewehrungen in etwa gleich. Das Versagen würde unter der Annahme eines einwirkenden konstanten Biegemoments in bei-

den Bewehrungspositionen bei gleicher Beanspruchung eintreten, vorausgesetzt die Druckzone hat keinen weiteren Einfluss. Obwohl das Biegemoment ab der Lasteinleitung abnehmend ist, überlagern sich am Stoßende die Spannungen aus dem Biegemoment zusätzlich mit der Querkrafteinwirkung der Lasteinleitung. Diese führen zu einer deutlichen Schädigung, erkennbar an den großen plastischen Dehnungen.

Die plastischen Dehnungen sowie die erhöhten Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen zeigen eine stärkere Schädigung des Betongefüges gegenüber der Untersuchung $\varnothing 8\text{ mm}$ an. Sowohl bei einem erhöhten als auch reduzierten Gitterträgerabstand werden die im mittleren Bereich des Stoßes liegenden Gitterträger nur teilweise beansprucht. In diesem Hinblick könnte, wie bereits bei den Untersuchungen $\varnothing 8\text{ mm}$ festgestellt, der Gitterträgerabstand in diesem Bereich erhöht werden, die Ausführung ohne diesen Gitterträger ist aufgrund eines möglichen Versagens des innersten Gitterträgers nicht zu empfehlen. Es ist festzustellen, dass die plastischen Dehnungen und somit die Rissbreiten im Stoßbereich durch Gitterträger sichtlich begrenzt und die Ausweitung weitere Schädigung der Verbundfuge vermieden wird, vgl. Abb. 6.16 mit 6.15. Bei der Auswertung der Untersuchung $\varnothing 12\text{ mm}$ ist der Einfluss eines inneren Gitterträgers deutlich erkennbar.

Zusätzliche Untersuchungen unter gleichzeitigem Querkrafteinfluss sowie bei abweichender Verbundfugengrauigkeit sind erforderlich und werden numerisch in Kapitel 7 durchgeführt.

6.2.3 Untersuchungen von hohen Bewehrungsquerschnitten

Der Bewehrungsquerschnitt der Untersuchungen $\varnothing 14\text{ mm}$ liegt mit $15,39\text{ cm}^2/\text{m}$ im Fertigteil etwa 50 % über dem maximal zulässigen Querschnitt. Der mechanische Bewehrungsgrad der Vollplatte ω beträgt für die Betonfestigkeitsklasse C20/25 zwischen 0,2296 und 0,3437. Der mechanische Bewehrungsgrad über der Elementfuge ω_E beträgt 0,3074 bis 0,6169, vgl. Tab. C.1 in Anhang C auf Seite 185. Die Werte steigen für die Festigkeitsklasse C16/20 auf 0,4207 in der Vollplatte und auf 0,7661 über der Elementfuge, vgl. Tab. C.2.

Die unterschiedlichen Varianten innerhalb des Bewehrungsquerschnitts weichen hinsichtlich des beobachteten Tragverhaltens untereinander und von den Untersuchungen $\varnothing 8\text{ mm}$ und $\varnothing 12\text{ mm}$ stark ab. Abweichend von den Untersuchungen mit geringerem Bewehrungsgrad entspricht der Zustand 525 N/mm^2 nicht dem des maximalen Biegemoments. Nach Erreichen des Zustands 500 N/mm^2 wird erst das maximale Biegemoment des Prüfmodells erreicht, bevor anschließend teilweise der Zustand 525 N/mm^2 unter starker Zunahme der Verformungen erreicht werden kann. Dabei wird bei einigen Untersuchungen das Versagen der Prüfmodelle vorzeitig durch die Überschreitung der maximalen Zugfestigkeit der Gitterträgerdiagonalen bestimmt, vgl. Tab. 6.2 bis Tab. 6.5 sowie Tab. C.4 bis Tab. C.7 im Anhang. Diese sind in den Tabellen grau gekennzeichnet.

Beim Übergang vom Zustand 500 N/mm^2 zum maximalen Biegemoment fällt auf, dass die Biegemomente beider Zustände oftmals unmittelbar aufeinander folgen. Die Differenz der Biegemomente zwischen den beiden Zuständen steigt jedoch mit zunehmender Deckenstärke an. Das Biegemoment des Zustands 525 N/mm^2 ist gegenüber dem maximalen Biegemoment in der Regel bereits kleiner.

Der größte Zuwachs an Durchbiegung wurde, abgesehen von den Untersuchungen bei denen der Zustand 525 N/mm^2 nicht erreicht werden konnte, bei der Betonfestigkeitsklasse C16/20 und einer Deckenstärke von 20 cm beobachtet. Die Verformung steigt bei der Untersuchung $\varnothing 14\text{ mm-GT}$ um 215 % von 53,2 mm auf fast 168 mm an. Die geringsten Zunahmen der Durchbiegung wurden bei der Betonfestigkeitsklasse C20/25 bei fast allen Untersuchungen der Deckenstärke 28 cm mit nur etwa 16 % beobachtet. Die prozentuale Zunahme der Durchbiegung nimmt mit enger werdendem Gitterträgerabstand sowie mit zunehmender Betonfestigkeitsklasse ab.

Bei einigen Untersuchungen kann das maximale Biegemoment bzw. der *Zustand* 525 N/mm^2 nur erreicht werden, wenn eine starke Schädigung des Betongefüges stattfindet und teilweise die inneren Gitterträger ausfallen. Die Tragfähigkeit wird dabei mit Erreichen einer Stahlspannung von 500 N/mm^2 in den Gitterträgerdiagonalen erreicht.

Bei der Deckenstärke von 16 cm und der Betonfestigkeitsklasse C16/20 konnte im Rahmen der Erhöhung des Gitterträgerabstands erstmalig numerisch kein Versagen der Bewehrung erreicht werden. Der mechanische Bewehrungsgrad dieser Untersuchung ω liegt bei 0,4207 ($x/d = 0,52$) und befindet sich damit in einem Bereich, in der die Druckzonenhöhe besonders stark beansprucht und eine ausreichende Rotationsfähigkeit des Querschnitts ist nicht mehr gewährleistet ist ($x/d \leq 0,45$). Bei den Variationen der Deckenstärke 16 cm und 20 cm derselben Festigkeitsklasse stellt sich der Zustand des maximalen Biegemoments bereits vor dem *Zustand* 500 N/mm^2 ein, die Bewehrung kann auch dabei nicht voll ausgenutzt werden. Diese Beobachtungen deuten auf ein Betondruckversagen hin.

Wie in Abb. 6.3 und 6.4 zu sehen ist, zeigen die Durchbiegungsverläufe teilweise starke Abweichungen untereinander, ebenso die Verläufe der Stoßöffnungsbreite, vgl. Abb. 6.5 und 6.6. Dabei weichen besonders die Ergebnisse der Untersuchungen *-GT* ab, bei denen im Stoßbereich der innere Gitterträger entfiel. Es kann grundsätzlich festgestellt werden, dass mit geringerem Gitterträgerabstand auch die Durchbiegung sowie die Stoßöffnungsbreite abnehmen, auch bei größerer Deckenstärke sowie höherer Betonfestigkeit nehmen die Werte ab.

Es zeigt sich, dass bei einem hohen Bewehrungsquerschnitt die Bewehrung nicht immer voll ausgenutzt werden kann, obwohl der mechanische Bewehrungsgrad der Vollplatte verhältnismäßig gering ist. Über der Elementfuge sind die Werte allerdings stark erhöht. Es tritt ein Versagen des Betongefüges bzw. ein Versagen der inneren Gitterträger auf. Dies wird in der Darstellung der plastischen Dehnungen besonders deutlich, bei denen die Werte gegenüber den vorherigen Untersuchungen stark ansteigen und die Schädigung sich weiter ausbreitet.

Die Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen zeigen bei allen Variationen mit hohem Bewehrungsquerschnitt eine starke Beanspruchung durch die auftretende Schädigung der Verbundfuge und führen dadurch teilweise zum vorzeitigen Versagen der untersuchten Prüfmodelle. Die Spannungen nehmen beim Erreichen des maximalen Biegemoments häufig Werte von über 500 N/mm^2 an, nur für die Untersuchungen *+GT3* der Deckenstärken 24 cm und 28 cm bleiben die Spannungen im Bruchzustand unter dem maximal zulässigen Wert von 420 N/mm^2 , vgl. Tab. C.3 im Anhang C.

Bei den Untersuchungen ohne inneren Gitterträger *-GT* steigt im Verlauf der Beanspruchung die Ausnutzung in den weiteren Gitterträgern sehr rasch an, während bei den übrigen Untersuchungsvarianten die Spannung mit zunehmender Biegemomentenbeanspruchung kontinuierlich ansteigt, vgl. Abb. 6.12.

Die Diagonalen des verwendeten Gitterträgers der Parameterstudie haben einen Durchmesser

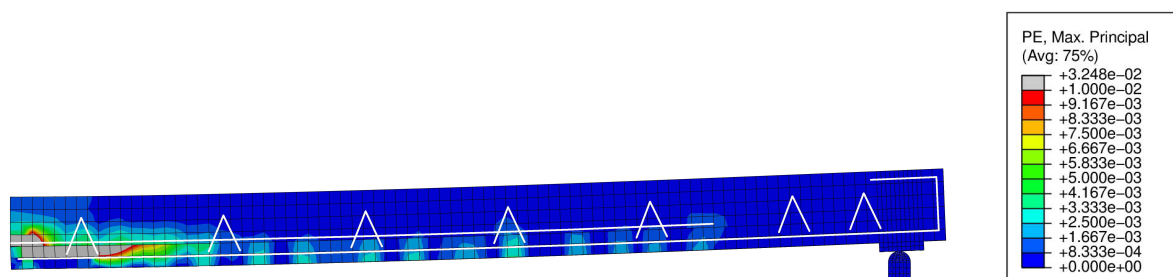


Abbildung 6.20: Prüfmodell $\varnothing 14 \text{ mm}$, Deckenstärke $h = 16 \text{ cm}$, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

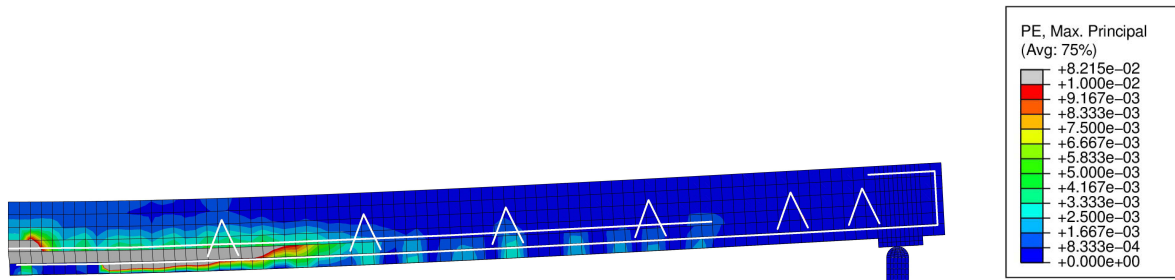


Abbildung 6.21: Prüfmodell $\varnothing 14$ mm-*GT*, Deckenstärke $h = 16$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

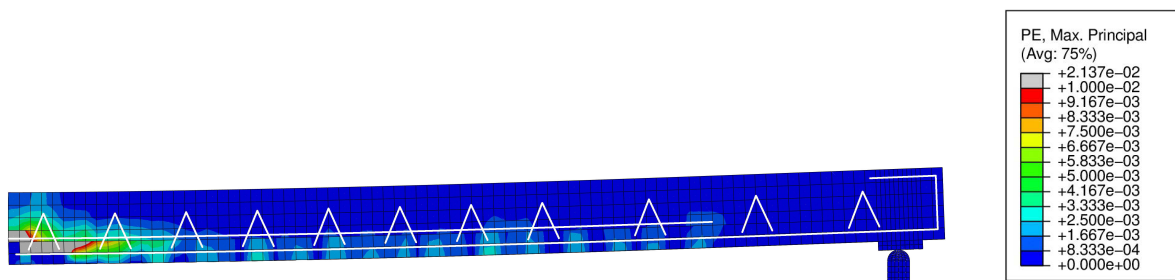


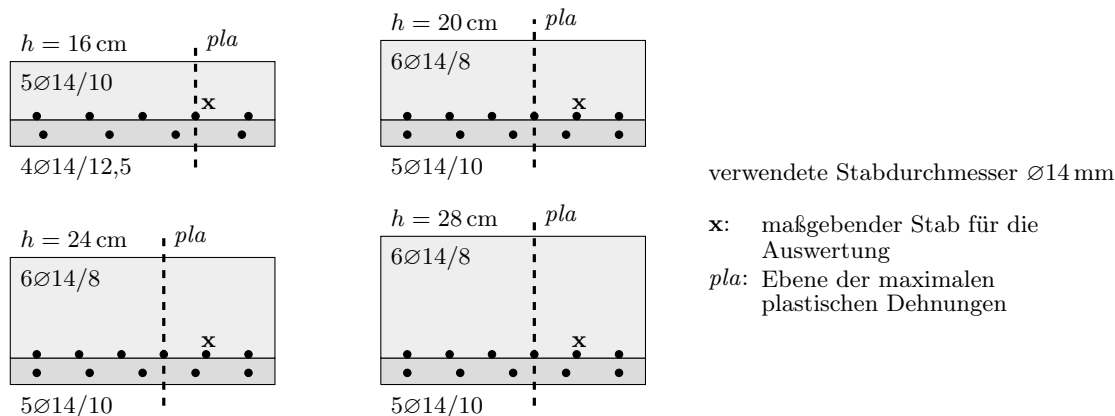
Abbildung 6.22: Prüfmodell $\varnothing 14$ mm+*GT3*, Deckenstärke $h = 16$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

von 5 mm. Eine Vergleichsberechnung zeigte, dass unter Einsatz eines Stabdurchmessers von 6 mm die Spannungen der Gitterträgerdiagonalen reduziert werden können, so dass diese im Zustand des maximalen Biegemoments unter 420 N/mm^2 bleiben. Die Schädigung des Betongefüges ist allerdings aufgrund des hohen Bewehrungsquerschnitts sowie Stabdurchmessers weiterhin stark ausgeprägt.

Die resultierenden plastischen Dehnungen der Untersuchungen $\varnothing 14 \text{ mm}$ im Bruchzustand (maximales Biegemoment) werden in den Abb. 6.20 bis 6.26 in Längsrichtung der Prüfmodelle exemplarisch für die Deckenstärken 16 cm und 28 cm dargestellt. Die maximale Ausbreitung der Schädigung wurde 8 cm respektive 10 cm ausmittig in Querrichtung der Bauteile beobachtet und entspricht der Lage des ersten außermittigliegenden Stabes der Stoßbewehrung, vgl. Abb. 6.23.

Wie aus den Verläufen der Durchbiegung und Stoßöffnungsbreite der Prüfmodelle vermutet werden kann, ist vor allem bei den Untersuchungen -*GT* in Abb. 6.21 und 6.25 ein stark geschädigter Verbundfugenbereich erkennbar. Eine Übertragung der Verbundspannungen der Feldbewehrung ist in diesen Bereichen nicht mehr möglich.

Die maximale plastische Dehnung steigt bei der Untersuchung $\varnothing 14 \text{ mm}$ und einer Deckenstärke von 28 cm für die Festigkeitsklasse C20/25 beim Erreichen des maximalen Biegemoments auf bis zu $5,016 \times 10^{-2}$. Das gilt jedoch ohne die Werte der Untersuchungen -*GT* mit fehlendem inneren Gitterträger, da diese sehr hohe plastische Dehnungen im Bereich von $7,115 \times 10^{-2}$ bis $8,983 \times 10^{-2}$ zeigen. Die Prüfmodelle mit einem Gitterträgerabstand von $2 \cdot h$ zeigen somit ebenfalls starke Verbundfugenstörungen mit plastischen Dehnungen, vgl. Abb. 6.20 und 6.24. Die Untersuchung mit reduziertem Gitterträgerabstand +*GT3* in Abb. 6.26, bei der der Abstand aller Gitterträger untereinander generell $1 \cdot h$ beträgt, zeigt eine geringere Schädigung des Verbundbereichs. Die plastischen Dehnungen verlaufen über die innersten Gitterträger hinweg, werden jedoch auf maximal $3,046 \times 10^{-2}$ bei der Deckenstärke 28 cm begrenzt. Die Gitterträger können das Fortschreiten der Gefügestörung im Bruchzustand (Stahlversagen)

Abbildung 6.23: Querschnitt der Prüfmodelle $\varnothing 14$ mm

begrenzen, jedoch nicht verhindern.

Im Zustand 500 N/mm^2 beträgt die maximale plastische Dehnung dieser Untersuchung nur $2,109 \times 10^{-2}$. Im Vergleich mit den maximal beobachteten plastischen Dehnungen der Deckenstärke 28 cm der Untersuchungen $\varnothing 8 \text{ mm}$ ($1,557 \times 10^{-2}$) und $\varnothing 12 \text{ mm}$ ($1,714 \times 10^{-2}$) im selben Zustand, ist der Wert um etwa 36 % bzw. 23 % erhöht, obwohl er dem kleinsten Wert der Untersuchung $\varnothing 14 \text{ mm} + GT3$ entspricht. Die beobachteten plastischen Dehnungen der Betonfestigkeitsklasse C16/20 sind gegenüber C20/25 nochmals erhöht.

Die Summe der Spannungen in der Feldbewehrung ergibt unter Annahme einer gleichmäßigen Stahlspannung von 525 N/mm^2 für die Deckenstärken 20 cm, 24 cm und 28 cm eine Gesamtkraft von 404 kN. Bezogen auf die Fläche aus der Bauteilbreite von 50 cm und der rechnerisch erforderlichen Übergreifungslänge der Bewehrung ab dem ersten Gitterträger (vgl. Tab. C.1), beträgt für die Betonfestigkeitsklasse C20/25 die gleichmäßig über die Verbundfuge zu übertragende Spannung $0,569 \text{ N/mm}^2$. Im Wirkungsbereich eines Bewehrungsstabes nach König und Tue (1996) würde die Spannung nur $0,407 \text{ N/mm}^2$ betragen. Durch den geringen Abstand der Bewehrungsstöße von nur 10 cm ($< 10 \cdot \varnothing$) treten stark erhöhte, sich überlagernde Spannungen auf. Die erforderliche Erhöhung der Übergreifungslänge um 40 % wurde dabei bereits berücksichtigt. Das Verhältnis der Spannung zur Ortbetonzugfestigkeit beträgt 25,9 %. Für die Festigkeitsklasse C16/20 ergibt sich eine gleichmäßig angenommene, verschmierte Spannung von $0,496 \text{ N/mm}^2$, die 26,1 % der Ortbetonzugfestigkeit entspricht.

Die Schädigung des Verbundbereichs der Bewehrung steigt mit zunehmender Belastung sowie mit zunehmendem Stabdurchmesser kontinuierlich im Lasteinleitungsbereich an, vgl. Abb. 2.2. Zusätzlich steigen auch die Spaltkräfte der Verbundspannungen stark an, was zu zusätzlicher Schädigung führt. Dies spiegelt sich in den wesentlich größeren und weiter verteilten plastischen Dehnungen wider. Es wird im Vergleich zu den geringer bewehrten Prüfmodellen der Untersuchungen $\varnothing 8 \text{ mm}$ und $\varnothing 12 \text{ mm}$ eine weitreichendere Schädigung des Betongefüges beobachtet. Die Ausnutzung der Stoßbewehrung ist teilweise nicht mehr möglich, auch die Gitterträgerdiagonalen werden stark beansprucht und sind teilweise der Grund für das Versagen der Prüfmodelle. Die Anwendung derartiger Bewehrungsquerschnitte erscheint bereits ohne weitere Einwirkungen ungeeignet. Das Ergebnis zeigt, dass der mechanische Bewehrungsgrad nicht allein zur Ausführungsbegrenzung des Elementstoßes ausreicht.

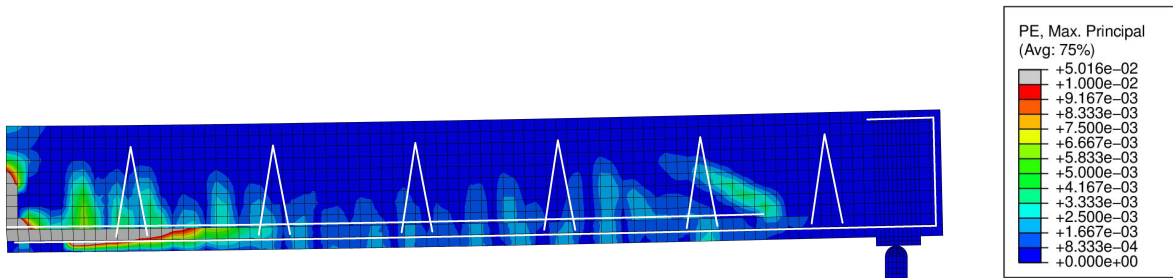


Abbildung 6.24: Prüfmodell $\varnothing 14$ mm, Deckenstärke $h = 28$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

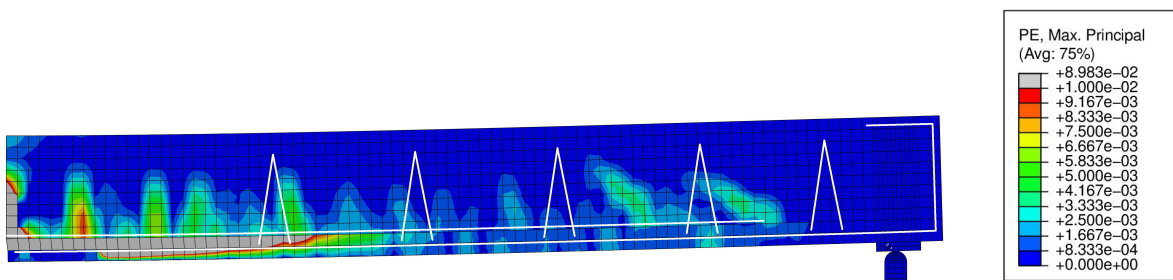


Abbildung 6.25: Prüfmodell $\varnothing 14$ mm-GT, Deckenstärke $h = 28$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

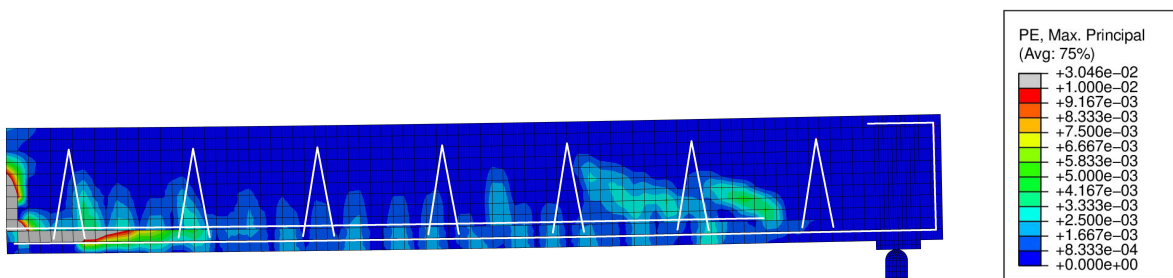


Abbildung 6.26: Prüfmodell $\varnothing 14$ mm+GT3, Deckenstärke $h = 28$ cm, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

6.3 Ergänzende Bewehrungsquerschnitte

In den vorherigen Betrachtungen der Parameterstudie wurden Prüfmodelle mit einem Bewehrungsquerschnitt von $9,04 \text{ cm}^2/\text{m}$ und einem Stabdurchmesser von 12 mm sowie mit einem Bewehrungsquerschnitt von $15,39 \text{ cm}^2/\text{m}$ und einem Stabdurchmesser von 14 mm untersucht. Ergänzend werden zwei weitere Bewehrungsquerschnitte betrachtet, die die vorangegangenen Untersuchungen ergänzen sollen. Es wird der Einsatz eines Stabdurchmessers von 14 mm mit zwei verschiedenen Bewehrungsquerschnitten von $10,26 \text{ cm}^2/\text{m}$ (-EU10) sowie von $12,32 \text{ cm}^2/\text{m}$ (-EU12) betrachtet. Wie die vorhergehenden Berechnungen gezeigt haben, erscheint der Einsatz höherer Bewehrungsquerschnitte oder größerer Stabdurchmesser ungeeignet. Für die Untersuchungen wird die Betonfestigkeitsklasse C20/25 angenommen.

Der Gitterträgerabstand wird mit $\leq 2 \cdot h$ angenommen und für die Längskraft der zu stoßenden Bewehrung bemessen. Die vorherige Parameterstudie zeigte, dass die aktuell normativ vorgeschriebene Bewehrungsführung des maximal zulässigen Bewehrungsquerschnitts keine Variation der Gitterträgerabstände erlaubt.

Tabelle 6.2: Ergebnisübersicht, Deckenstärke $h = 16$ cm, C20/25

ε	C20/25 $h=16$ cm	Zustand 500 N/mm ²			max. Biegemoment			Zustand 525 N/mm ²		
		M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm	M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm	M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm
0,0915	$\emptyset 8$	12,69	23,6	1,07	13,33	36,8	2,91	-	-	-
	$\emptyset 8-GT$	12,72	23,6	1,11	13,33	36,8	2,91	-	-	-
	$\emptyset 8-GT2$	12,72	23,8	1,12	13,32	36,9	2,91	-	-	-
0,2506	$\emptyset 12$	27,44	38,7	2,35	28,86	54,7	4,58	28,51	55,8	4,76
	$\emptyset 12-GT$	27,36	39,0	2,39	28,79	55,1	4,64	28,34	56,4	4,86
	$\emptyset 12-GT2$	27,34	38,7	2,37	28,78	55,0	4,64	27,81	56,2	4,88
	$\emptyset 12+GT$	27,43	38,7	2,30	28,82	53,5	4,36	28,59	54,3	4,48
	$\emptyset 12+GT2$	27,42	38,7	2,29	28,80	53,5	4,33	28,34	54,8	4,55
0,3437	$\emptyset 14$	37,20	54,3	3,96	37,66	59,5	4,63	31,47	140,7	13,2
	$\emptyset 14-GT$	36,51	69,9	6,06	37,03	82,9	7,68	32,72	172,7	17,5
	$\emptyset 14+GT$	37,33	53,6	3,81	37,60	57,2	4,23	32,13	127,0	11,7
	$\emptyset 14+GT2$	37,16	52,0	3,58	37,56	55,5	3,98	33,95	124,2	11,3
	$\emptyset 14+GT3$	37,2	50,7	3,34	37,39	52,5	3,54	30,62	113,3	10,2

Tabelle 6.3: Ergebnisübersicht, Deckenstärke $h = 20$ cm, C20/25

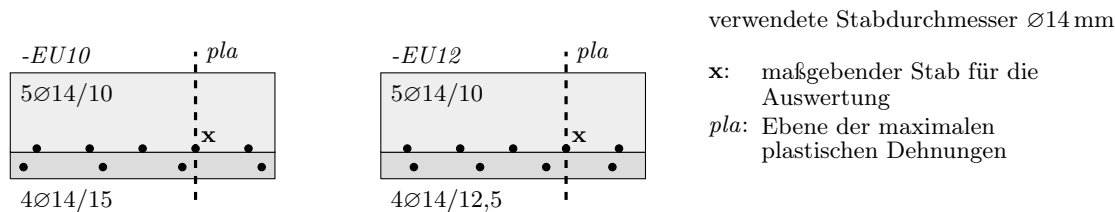
ε	C20/25 $h=20$ cm	Zustand 500 N/mm ²			max. Biegemoment			Zustand 525 N/mm ²		
		M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm	M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm	M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm
0,0855	$\emptyset 8$	18,76	16,6	0,96	19,20	25,5	2,46	-	-	-
	$\emptyset 8-GT$	18,76	16,6	0,95	19,20	25,2	2,41	-	-	-
	$\emptyset 8-GT2$	18,73	16,4	0,94	19,19	25,4	2,40	-	-	-
0,1946	$\emptyset 12$	39,77	28,4	2,17	42,23	40,4	4,25	42,22	40,6	4,29
	$\emptyset 12-GT$	39,76	28,4	2,19	42,20	40,4	4,27	41,86	41,1	4,41
	$\emptyset 12-GT2$	39,85	28,2	2,12	42,21	40,6	4,30	41,85	41,0	4,38
	$\emptyset 12+GT$	40,22	28,5	2,16	42,17	39,9	4,14	41,46	40,7	4,31
	$\emptyset 12+GT2$	40,18	28,3	2,07	42,24	40,0	4,12	42,06	40,2	4,16
0,3328	$\emptyset 14$	62,49	41,9	3,58	63,25	41,9	4,06	60,54	97,0	11,23
	$\emptyset 14-GT$	62,45	51,8	6,17	62,57	54,6	6,58	61,08	129,2	16,06
	$\emptyset 14+GT$	62,52	38,1	3,37	62,76	38,8	3,48	56,78	87,4	10,1
	$\emptyset 14+GT2$	62,38	37,7	3,31	62,64	38,4	3,43	58,22	87,4	10,1
	$\emptyset 14+GT3$	62,49	36,9	3,06	60,91	34,1	2,66	54,58	74,1	8,49

Tabelle 6.4: Ergebnisübersicht, Deckenstärke $h = 24$ cm, C20/25

ε	C20/25 $h=24$ cm	Zustand 500 N/mm^2			max. Biegemoment			Zustand 525 N/mm^2		
		M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm	M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm	M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm
0,0876	$\varnothing 8$	29,53	16,0	1,11	30,07	22,5	2,58	-	-	-
	$\varnothing 8-GT$	29,5	16,2	1,17	30,07	22,7	2,62	-	-	-
	$\varnothing 8-GT2$	29,50	16,2	1,16	30,08	22,6	2,61	-	-	-
0,1591	$\varnothing 12$	52,04	20,9	1,70	55,41	30,5	3,68	55,4	30,8	3,75
	$\varnothing 12-GT$	52,06	21,0	1,73	55,52	31,0	3,79	55,08	31,4	3,88
	$\varnothing 12-GT2$	52,17	21,4	1,81	55,51	31,2	3,79	55,08	31,5	3,87
	$\varnothing 12+GT$	52,19	21,1	1,75	55,50	30,8	3,69	55,11	31,2	3,77
	$\varnothing 12+GT2$	52,25	21,2	1,75	55,51	30,5	3,67	-	-	-
0,2718	$\varnothing 14$	82,05	28,2	3,10	84,45	39,5	5,29	79,76	56,3	8,45
	$\varnothing 14-GT$	82,61	36,4	5,22	84,66	47,5	7,40	80,36	68,5	11,1
	$\varnothing 14+GT$	82,17	27,7	2,91	84,87	34,3	4,06	82,00	51,3	7,30
	$\varnothing 14+GT3$	82,69	27,8	2,82	84,89	33,9	4,03	71,76	42,3	5,87

Tabelle 6.5: Ergebnisübersicht, Deckenstärke $h = 28$ cm, C20/25

ε	C20/25 $h=28$ cm	Zustand 500 N/mm^2			max. Biegemoment			Zustand 525 N/mm^2		
		M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm	M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm	M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm
0,0824	$\varnothing 8$	41,96	14,1	1,47	43,10	19,9	2,94	-	-	-
	$\varnothing 8-GT$	41,93	14,4	1,41	43,16	20,3	2,92	-	-	-
	$\varnothing 8-GT2$	41,88	14,6	1,45	43,14	20,4	2,92	-	-	-
0,1345	$\varnothing 12$	64,97	17,1	1,62	68,89	24,6	3,32	-	-	-
	$\varnothing 12-GT$	64,99	17,1	1,63	68,87	24,7	3,31	68,76	24,9	3,37
	$\varnothing 12-GT2$	65,14	17,2	1,67	68,84	24,8	3,31	68,76	25,1	3,38
	$\varnothing 12+GT$	65,14	17,3	1,71	68,96	24,4	3,35	68,80	24,6	3,41
	$\varnothing 12+GT2$	65,09	17,0	1,68	68,72	24,0	3,31	68,64	24,3	3,39
0,2296	$\varnothing 14$	102,5	22,2	2,85	107,0	34,7	5,71	105,8	40,3	6,99
	$\varnothing 14-GT$	102,8	27,1	4,34	107,3	43,3	8,28	106,1	49,8	9,73
	$\varnothing 14+GT$	102,5	21,9	2,69	107,1	32,4	5,08	101,7	38,6	6,62
	$\varnothing 14+GT3$	102,8	22,0	2,56	107,5	29,1	4,23	91,61	33,8	5,48

Abbildung 6.27: Querschnitt der Prüfmodelle -EU10 und -EU12, $h = 20$ cm

Beide Bewehrungsquerschnitte haben in dem numerischen Prüfmodell den gleichen Stahlquerschnitt, weshalb in beiden Untersuchungen ein Stahlzugversagen bei gleicher Biegebeanspruchung angenommen werden kann, vgl. Abb. 6.27. Der Abstand der Bewehrungsstäbe im Fertigteil ist an den jeweiligen Bewehrungsquerschnitt angepasst. Die Unterschiede des Tragverhaltens können über die plastischen Dehnungen des Betons im Stoßbereich dargestellt werden. Die Prüfmodelle unterscheiden sich bezüglich der Übergreifungslänge, diese muss beim höheren Bewehrungsquerschnitt (-EU12) aufgrund des geringen Stoßabstands um 40 % erhöht werden. Die Durchmesser der Stoßbewehrung sind für die Deckenstärken 24 cm und 28 cm auf fiktive Werte angepasst, um das statische Verhältnis der Stoßbewehrung zur Bewehrung im Fertigteil unter Berücksichtigung des Bewehrungsquerschnitts und der Probenbreite zu wahren. Eine Übersicht der Untersuchungen ist im Anhang C auf Seite 185 in Tab. C.1 angegeben.

6.3.1 Maximaler Bewehrungsgrad mit maximalem Stabdurchmesser

Die Untersuchung -EU10 des derzeit maximal zulässigen Bewehrungsquerschnitts und Stabdurchmessers betrachtet einen Querschnitt im Fertigteil von $10,26 \text{ cm}^2/\text{m}$ mit $\text{Ø}14$ mm im Abstand von 15 cm. Die Stoßbewehrung der 16 cm und 20 cm starken Deckenhöhe, ebenfalls mit Durchmesser 14 mm, liegt im Abstand von 10 cm. Die Stoßbewehrung der Deckenstärken 24 cm und 28 cm liegt im Abstand von 11,5 cm und hat einen fiktiven Stabdurchmesser von 13,4 mm respektive 13,2 mm. Obwohl der Stababstand der Stoßbewehrung nur etwa $7 \cdot \text{Ø}$ beträgt ($< 10 \cdot \text{Ø}$), werden die Spannungen der Stäbe als sich nicht überlagernd angenommen und somit die Übergreifungslänge nicht erhöht.

Der mechanische Bewehrungsgrad der Vollplatte ω beträgt für -EU10 zwischen 0,1525 und 0,2841. Entsprechend erhöht ist der mechanische Bewehrungsgrad über der Elementfuge mit $\omega_E = 0,2049$ bis 0,5138, vgl. Tab. C.1 in Anhang C auf Seite 185.

Die Verläufe der Durchbiegung und der Stoßöffnungsbreite in Feldmitte der vier Deckenstärken und somit das Verformungsverhalten werden in Abb. 6.28 dargestellt. Bei den höheren Deckenstärken ist der Übergang des Zustands I in den Zustand II sowie das Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung gut erkennbar, weniger ausgeprägt bei dem 16 cm starken Deckenmodell.

Die Durchbiegung nimmt mit zunehmender Deckenstärke beim jeweils maximalen Biegemoment ab. Die Stoßöffnungsbreite gibt im Bruchzustand einen Wert von etwa 4 mm an, unabhängig von der Deckenstärke. Dies zeigt, dass das Dehnungsverhalten der Bewehrung einen größeren Einfluss auf das Stoßtragverhalten hat, als die Durchbiegung bzw. die Geometrie des Prüfmodells.

Das maximale Biegemoment stimmt bei fast allen Betrachtungen mit dem Zustand 525 N/mm^2 überein, vgl. Tab. 6.6. Daraus kann geschlossen werden, dass keine ausschlaggebende Schädigung des Betongefüges bzw. der Verbundfuge eintritt, bevor die Bewehrung die rechnerische Zugfestigkeit erreicht. Für die Deckenstärke von 20 cm wurde vor dem Zustand 525 N/mm^2

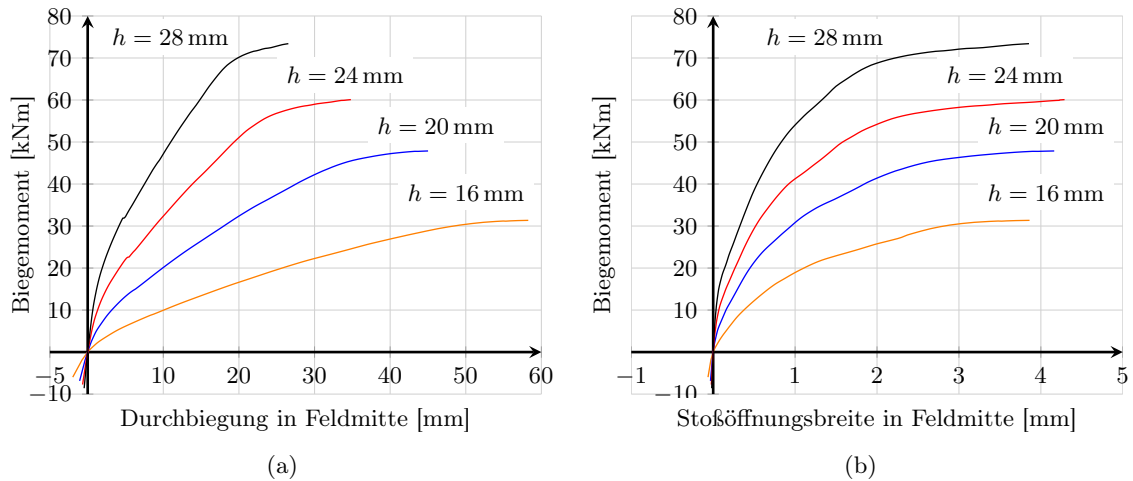


Abbildung 6.28: Prüfmodell -EU10, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsweite in Feldmitte

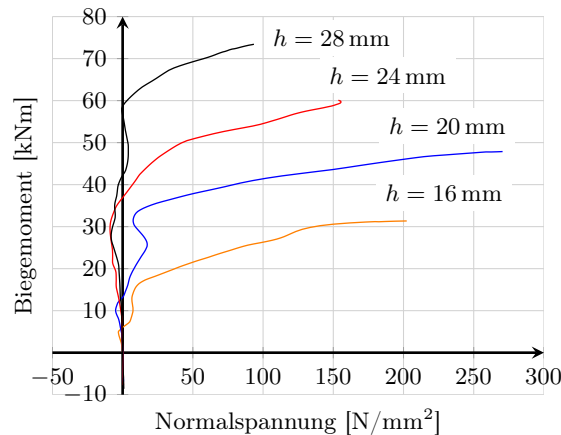


Abbildung 6.29: Prüfmodell -EU10, Verlauf der Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen

ein Lastabfall beobachtet. Die Last nahm anschließend wieder zu, konnte jedoch den zuvor errechneten maximalen Wert nicht mehr erreichen. Es wird davon ausgegangen, dass es sich dabei um ein numerisches Problem handelt und das Tragverhalten analog der übrigen Deckenstärken angenommen werden kann.

Die Spannungen der Gitterträgerdiagonalen verhalten sich ähnlich der Verläufe der Mitten-Durchbiegung und nehmen mit zunehmender Deckenstärke beim jeweils maximalen Biegemoment ab, vgl. Abb. 6.29. Analog zum abweichendem Verhalten der Deckenstärke 20 cm steigen auch die Spannungen der Gitterträgerdiagonalen im Bruchzustand ungewöhnlich hoch auf 270 N/mm^2 an. Ansonsten treten in der Gitterträgerdiagonale der Deckenstärke 16 cm die maximale Spannung im Bruchzustand von 202 N/mm^2 auf. Die festgestellten Werte liegen deutlich unter der zulässigen Spannung von 420 N/mm^2 .

Die Summe aller zu übertragenden Spannungen der Bewehrung im Fertigteil beträgt unter der Annahme einer gleichmäßigen Stahlspannung von 525 N/mm^2 maximal 323 kN ($4\text{Ø}14$). Unter Berücksichtigung der Bauteilbreite von 50 cm sowie der Übergreifungslänge von 104 cm (ab dem ersten Gitterträger), ergibt sich eine gleichmäßig zu übertragende Spannung von $0,622 \text{ N/mm}^2$. Dies entspricht $28,2\%$ der Ortbetonfestigkeit. Im Wirkungsbereich eines Bewehrungsstabes nach *König und Tue (1996)* beträgt die Spannung nur noch $0,555 \text{ N/mm}^2$. Der horizontale Stoßabstand der Bewehrung ist ausreichend, so dass sich die Verbundspannung

gen der Bewehrungsstöße nicht überlagern. Allerdings ist der Randabstand nur sehr gering und beträgt lediglich $1,8 \cdot \varnothing$, woraus die hohe gleichmäßig zu übertragende Spannung von $0,622 \text{ N/mm}^2$ resultiert. Beim Tragverhalten ergibt sich daraus kein Einfluss, allerdings ist durch die fehlende Umschnürung der Bewehrung von einer erhöhten Schädigung in Form von Betonabplatzungen zu rechnen, vgl. Kapitel 2.

Für alle Prüfmodelle ist für die Einleitung der Verbundspannung die gleiche Länge der lokalen Schädigung erforderlich, vgl. Abb. 2.2. Mit zunehmender Deckenstärke steigt der innere Gitterträgerabstand in Abhängigkeit der Deckenstärke an. Die vorhandenen Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen steigen mit zunehmendem Beanspruchungsgrad und fallen proportional mit steigendem Abstand der inneren Gitterträger sowie mit zunehmender Deckenstärke ab.

Diese Beobachtung ist auch bei der Betrachtung der plastischen Dehnungen im Stoßbereich für die Deckenstärken 16 cm und 28 cm erkennbar, vgl. Abb. 6.30 und 6.31. Die maximalen plastischen Dehnungen in Längsrichtung werden 10 cm und 11,5 cm ausmittig in Querrichtung beobachtet, vgl. Abb. 6.27.

Die über den maximal festgelegten Wert von 0,01 hinausgehenden grau dargestellten plastischen Dehnungen sind unabhängig von der Deckenstärke in beiden Abbildungen in etwa gleich weit fortgeschritten, die maximalen Werte unterscheiden sich jedoch mit $2,801 \times 10^{-2}$ bei der Deckenstärke von 16 cm und $3,565 \times 10^{-2}$ bei 28 cm. Im unmittelbaren Stoßbereich beträgt die maximale Dehnung der Deckenstärke 16 cm lediglich $2,668 \times 10^{-2}$. Folglich ist der weiter innenliegende Gitterträger der Deckenstärke von 16 cm aufgrund seiner Lage einer höheren Beanspruchung ausgesetzt und kann die Schädigung des Betongefüges begrenzen.

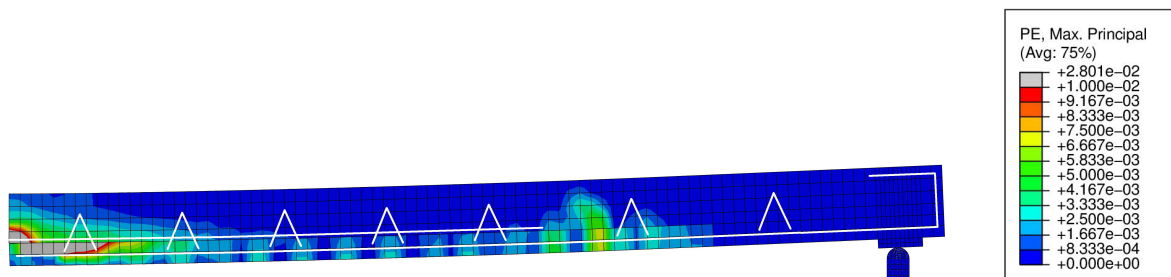


Abbildung 6.30: Prüfmodell -EU10, Deckenstärke $h = 16 \text{ cm}$, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

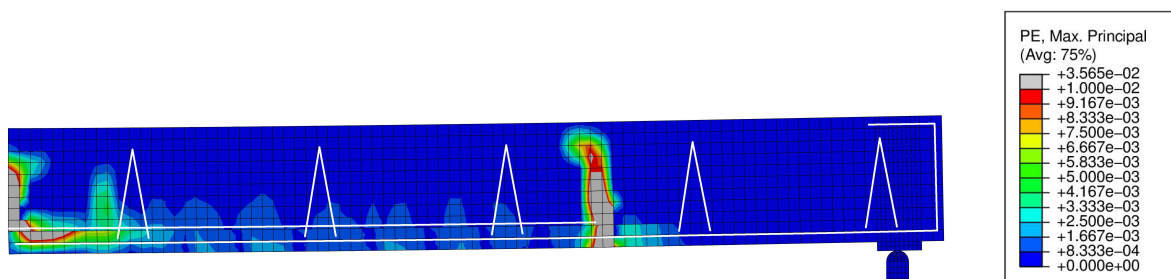


Abbildung 6.31: Prüfmodell -EU10, Deckenstärke $h = 28 \text{ cm}$, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

Versuchsbedingt zeigen sich erneut starke plastische Dehnungen im Bereich der Lasteinleitung durch die Überlagerung des Biegemoments mit der Querkraft aus der direkten Lasteinleitung. Zusätzlich endet in diesem Bereich die übergreifende Stoßbewehrung, die Überlagerung der

Beanspruchungen kann nicht kompensiert werden und führt zu den sichtbar erhöhten plastischen Dehnungen.

Insgesamt zeigt der Einsatz des Bewehrungsdurchmessers von 14 mm ein gutmütiges Tragverhalten, ohne bedenkliche plastische Dehnungen und somit ohne übermäßige Schädigung der Verbundfuge. Dennoch ist zu beachten, dass besonders bei der Deckenstärke von 16 cm ein Fortschreiten der plastischen Dehnungen von dem inneren Gitterträger nicht völlig begrenzt werden konnte. Der Einsatz derartiger Stabdurchmesser und Bewehrungsquerschnitte bei vergleichbar geringen Deckenstärken ist daher in Frage zu stellen und ggf. zu begrenzen.

Tabelle 6.6: Ergebnisübersicht der Prüfmodelle -EU10 und -EU12

cm ² /m	C20/25	Zustand 500 N/mm ²			max. Biegemoment			Zustand 525 N/mm ²		
	<i>h</i> cm	<i>M</i> _{re} kNm	<i>w</i> _{re} mm	<i>u</i> _{re} mm	<i>M</i> _{re} kNm	<i>w</i> _{re} mm	<i>u</i> _{re} mm	<i>M</i> _{re} kNm	<i>w</i> _{re} mm	<i>u</i> _{re} mm
10,26	16	37,07	56,0	3,43	37,32	60,2	3,92	-	-	-
	20	52,77	36,8	2,86	54,73	46,1	4,20	52,96	59,1	6,20
	24	63,61	24,4	2,27	67,82	35,5	4,31	-	-	-
	28	77,34	19,2	2,01	82,01	27,0	3,87	-	-	-
12,32	16	37,20	54,3	3,96	37,66	59,5	4,63	31,47	140,7	13,2
	20	52,37	33,2	2,81	54,84	44,3	4,56	54,22	52,2	5,84
	24	64,64	23,4	2,36	68,54	33,7	4,44	66,32	34,6	4,66
	28	79,45	20,7	2,67	81,91	25,6	3,85	81,19	26,0	3,96

6.3.2 Erhöhter Bewehrungsquerschnitt mit maximalem Stabdurchmesser

Als weitere Untersuchungen wird ein um 23 % über dem derzeit nach Norm maximal zulässigen Wert erhöhter Bewehrungsquerschnitt unter Verwendung eines Stabdurchmessers von 14 mm betrachtet, Untersuchung -EU12. Der Abstand der Bewehrungsstäbe im Fertigteil liegt bei 12,5 cm, wodurch sich ein Bewehrungsquerschnitt von 12,32 cm²/m ergibt. Die Stoßbewehrung liegt im Abstand von 10 cm. Die Deckenstärken 16 cm und 20 cm haben einen Stabdurchmesser von 14 mm im Stoß, die Deckenstärken 24 cm und 28 cm einen fiktiven von 13,5 mm, vgl. Abb. 6.27 sowie im Anhang C in Tab. C.1. Die Deckenstärke von 16 cm wurde bereits bei den Untersuchungen $\varnothing 14$ mm betrachtet, was sich aus der Begrenzung des maximalen Bewehrungsgrads auf 0,8 % ergab, siehe Abschnitt 6.2.3.

Der mechanische Bewehrungsgrad der Vollplatte ω beträgt für -EU12 zwischen 0,1831 und 0,3437 und über der Elementfuge ω_E zwischen 0,2461 und 0,6169, vgl. Tab.C.1 in Anhang C auf Seite 185.

Wird der Bewehrungsquerschnitt im Fertigteil von 10,0 cm²/m überschritten, muss in der Regel die Bewehrung sehr dicht verlegt werden. Aufgrund des geringen lichten Abstands der Stöße von Stoß- und Feldbewehrung ($< 8 \cdot \varnothing$) muss die Übergreifungslänge nach EC 2-1-1 (2011) um 40 % erhöht werden. Die zu übertragenden Spannungen der nebeneinanderliegenden Bewehrungsstäbe überlagern sich, können jedoch durch die Erhöhung über eine größere Länge übertragen werden, wodurch die gleichmäßig angenommene Spannung reduziert wird. In den Untersuchungen -EU12 wird der geringe Abstand der Betonstäbe untereinander berücksichtigt und die Übergreifungslänge erhöht.

In den Abb. 6.32 zeigt das Bauteil der Untersuchung -EU12 einen mit stetig steigender Beanspruchung zunehmenden Verlauf der Mitten-Durchbiegung sowie der Stoßöffnungsweite.

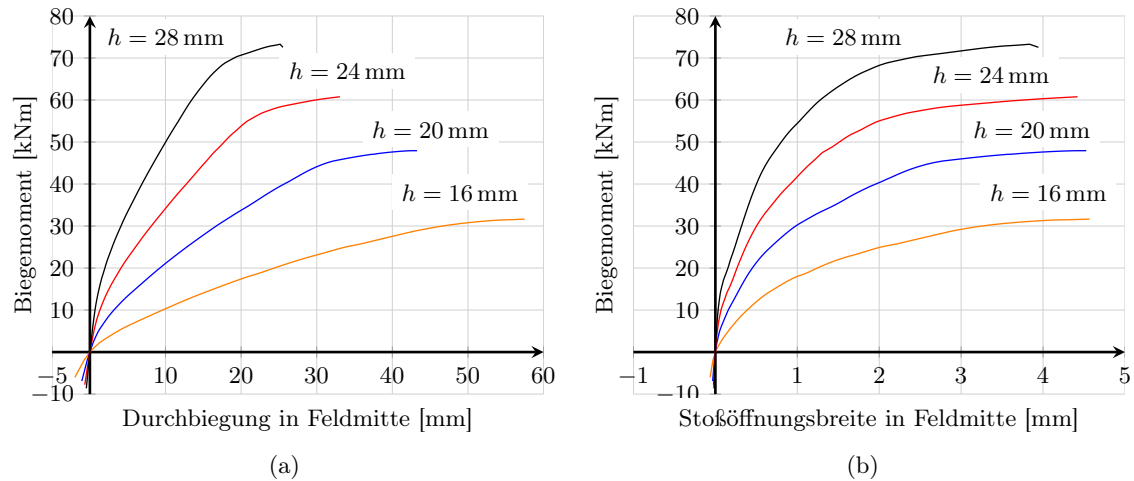


Abbildung 6.32: Prüfmodell -EU12, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsweite in Feldmitte

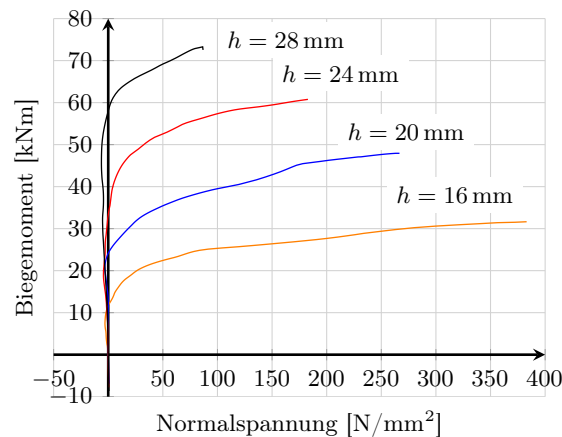


Abbildung 6.33: Prüfmodell -EU12, Verlauf der Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen

Mit zunehmender Deckenstärke fällt die maximale Durchbiegung geringer aus, die Stoßöffnungsweite zeigt Werte von bis zu 4 mm für alle Deckenstärken. Auf den ersten Blick ist erwartungsgemäß ein ähnliches Tragverhalten im Vergleich zum Bewehrungsquerschnitt von $10,26 \text{ cm}^2/\text{m}$ zu sehen. Wie in Abb. 6.27 erkennbar ist, ist der Bewehrungsgehalt der Varianten -EU10 und -EU12 gleich. Sie unterscheiden sich lediglich durch den Bewehrungsabstand (Bewehrungsquerschnitt) sowie die Übergreifungslänge der Stoßbewehrung. Die Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen verhalten sich ebenfalls ähnlich und fallen mit zunehmender Deckenstärke geringer aus.

Beim Vergleich der unterschiedlichen Spannungszustände in der Stoßbewehrung ist der Einfluss des erhöhten Bewehrungsquerschnitts gegenüber der vorherigen Untersuchung erkennbar, vgl. Tab. 6.6. Beim maximalen Biegemoment wird die Bewehrung nicht voll ausgenutzt, das Betongefüge wird im Stoßbereich stark geschädigt. Mit abnehmendem Biegemoment wird auch der Zustand 525 N/mm^2 erreicht. Dies konnte bereits bei den Untersuchungen $\varnothing 14 \text{ mm}$ beobachtet werden. Es fällt auf, dass sich mit zunehmender Deckenstärke der Einfluss relativiert und sich das maximale Biegemoment dem Biegemoment im Zustand 525 N/mm^2 annähert. Bei einer Deckenstärke von 28 cm besteht nahezu kein Unterschied mehr, wie auch in den plastischen Dehnungen zu sehen ist.

Der wesentliche Unterschied des Tragverhaltens gegenüber den Untersuchungen *-EU10* kann über den Vergleich der plastischen Dehnungen im Stoßbereich dargestellt werden. Für die Deckenstärken 16 cm und 28 cm betragen die maximalen plastischen Dehnungen $3,248 \times 10^{-2}$ und $3,865 \times 10^{-2}$ und sind damit größer als bei *-EU10*. Der Verlauf der plastischen Dehnungen der Deckenstärke 16 cm ist in Abb. 6.20 auf Seite 122 dargestellt, der der Deckenstärke 28 cm in Abb. 6.34. Die maximale plastische Dehnung im Bruchzustand wurde für die Deckenstärke 20 cm mit $3,953 \times 10^{-2}$ erreicht.

Bei der Deckenstärke 16 cm ist eine ausgeprägte Schädigung der Verbundfuge über den ersten Gitterträger hinausgehend zu beobachten, weshalb die Spannungen des inneren Gitterträgers auf bis zu 383 N/mm^2 stark ansteigen. Dies deutet auf eine stark gestörte Verbundfuge hin, der Gitterträger wird durch die freigewordenen Spannungen der geschädigten Verbundfuge aktiviert. Die Spannungen in den Gitterträgern fallen beim jeweils maximalen Biegemoment mit zunehmender Deckenstärke geringer aus, da mit zunehmender Deckenstärke der Abstand des inneren Gitterträgers zur Stoßfuge ansteigt. Die weiter von der Stoßfuge liegenden Gitterträger werden später aktiviert und dadurch geringer beansprucht, vgl. Abb. 6.33. Bei dem erhöhten Gitterträgerabstand der Deckenstärke 28 cm beträgt die maximale Spannung lediglich 87 N/mm^2 .

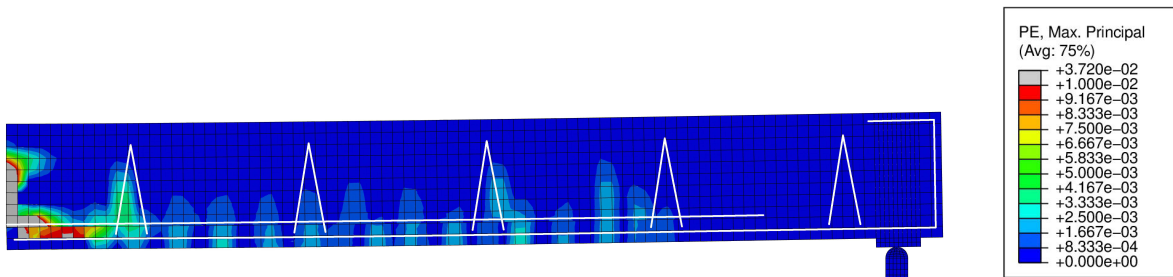


Abbildung 6.34: Prüfmodell *-EU12*, Deckenstärke $h = 28 \text{ cm}$, plastische Dehnungen im Bruchzustand, C20/25

Grundsätzlich kann ein gutmütiges Tragverhalten beobachtet werden, welches in Abhängigkeit der Deckenstärke steht. Bei Deckenstärken von mindestens 24 cm scheint durch die geringen plastischen Dehnungen sowie der beinahe Übereinstimmung des maximalen Biegemoments mit dem Zustand 525 N/mm^2 eine lokale Erhöhung des Bewehrungsquerschnitts auf etwa $12,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ möglich. Für Deckenstärken $\leq 20 \text{ cm}$ ist eine Erhöhung des Querschnitts nicht zu empfehlen. Zur Verifikation sollten ergänzende numerische und experimentelle Untersuchungen folgen. Besonders der Einfluss einer zusätzlichen Querkraft sowie der Verbundfugenrauigkeit sollten dabei untersucht werden.

6.4 Zusammenfassung der Parameterstudie

Die Parameterstudie teilt sich in zwei voneinander abhängige Untersuchungen. Im ersten Teil wurden vier Deckenstärken der Betonfestigkeitsklassen C16/20 und C20/25 mit unterschiedlichen Bewehrungsführungen untersucht. Für jede Deckenstärke wurden drei unterschiedliche Bewehrungsgrenzen betrachtet. Der zweite Teil untersuchte gezielt den Einsatz des derzeit maximal zulässigen Stabdurchmessers.

Als untere Bewehrungsgrenze des ersten Teils der Parameterstudie wurde eine Bewehrung mit $\varnothing 8 \text{ mm}$ und einem Bewehrungsgrad von 0,2 % angenommen. Entsprechend dem Grenzwert der aktuellen Norm *EC 2-1-1 (2011)* wurden weiterhin Prüfmodelle mit Bewehrung

von $\varnothing 12$ mm und einem Bewehrungsquerschnitt von $9,04 \text{ cm}^2/\text{m}$ sowie zusätzlich als oberen Grenzwert Prüfmodelle mit Bewehrungsstäben $\varnothing 14$ mm und einem Bewehrungsquerschnitt von $15,39 \text{ cm}^2/\text{m}$ untersucht. Das Tragverhalten der Prüfmodelle wurde weiterhin durch Variation des Gitterträgerabstands betrachtet. Die Untersuchungen erfolgten mit Hilfe des in Kapitel 5 entwickelten Betonmodells.

Generell muss ein sprödes Versagen des Bauteils durch die Überschreitung der Tragfähigkeit der Verbundfuge in allen Fällen vermieden werden. Dieses kann durch die normgerechte Bemessung der Stoßbewehrung sowie der Gitterträger hinsichtlich des Abstands und der Anzahl ausgeschlossen werden. Im Rahmen der eigenen experimentellen Untersuchungen konnte ein derartiges Versagen lediglich bei hohen Bewehrungsgraden der Prüfkörper *B5* und *B6* gezeigt werden, wobei die Bewehrungsführung nicht der Norm entsprechend umgesetzt wurde.

Basierend auf den übereinstimmenden numerischen Ergebnissen in Kapitel 5 wurde eine raue bis verzahnte Verbundfuge sowie eine reine Biegemomentenbeanspruchung für die Parameterstudie angenommen. Zusätzliche Querkrafteinwirkungen sowie der Einfluss einer geringeren Verbundfugenrauigkeit werden ergänzend im Kapitel 7 numerisch untersucht.

Im Wesentlichen zeigt sich eine Bestätigung der Beschränkungen des *EC 2-1-1 (2011)*, der Gitterträgerabstand gering bewehrter Bauteile könnte jedoch im mittleren Bereich der Übergreifung erhöht werden. Dabei spielt die Bemessung der Gitterträger in Hinblick auf die zu stoßende Längskraft der Bewehrung eine untergeordnete Rolle.

Die Ausnutzung der Gitterträgerdiagonalen fiel analog zum geringen Bewehrungsquerschnitt gering aus, die anfängliche Schädigung des umliegenden Betongefüges im Stoßbereich ist ebenfalls gering und kann durch im Anfangs- und Endbereich des Übergreifungsstoßes angeordnete Gitterträger begrenzt werden. Die Schädigung beginnt in der Regel am Elementstoß.

Es sind somit mindestens zwei Gitterträger jeweils im Anfangs- und Endbereich der Übergreifung anzuordnen, sofern keine zusätzliche Querkraftbewehrung erforderlich ist. Die in diesem Bereich erhöhten Spannungen zwischen den sich übergreifenden Stäben können durch die Gitterträger aufgenommen, eine Ausweitung der Verbundfugenschädigung kann begrenzt werden.

Bei höheren, aber nach *EC 2-1-1 (2011)* noch zulässigen Bewehrungsquerschnitten zeigt sich, dass die Schädigung des Verbundfugenbereichs nicht gänzlich durch die inneren Gitterträger begrenzt werden kann. Der Abstand der mittligelagerten Gitterträger könnte ebenfalls erhöht werden, ein genereller Verzicht auf die mittleren Gitterträger erscheint jedoch nicht sinnvoll. Die aktuellen Ausführungsbegrenzungen des *EC 2-1-1 (2011)* zeigen sich im Hinblick auf die Schädigung des Betons im Stoßbereich begründet, auch wenn die im Mittelteil des Übergreifungsstoßes vorhandenen Gitterträger nur gering beansprucht werden.

Der Einsatz eines um 50 % über dem derzeit maximal zulässigen Wert erhöhten Bewehrungsquerschnitt von $15,39 \text{ cm}^2/\text{m}$ erscheint bei einem Stabdurchmesser von 14 mm für die Anwendung von Elementdecken ungeeignet. Es wurde beobachtet, dass der Zeitpunkt beim Erreichen des maximalen Biegemoments sich bei keiner Variante mit dem *Zustand 525 N/mm²* der Stoßbewehrung deckt. Bei diesem hohen Bewehrungsgrad gibt es nach Erreichen des maximalen Biegemoments noch eine Resttragfähigkeit, die Durchbiegung steigt weiterhin stark an, die Bewehrung kann jedoch nicht vollständig ausgenutzt werden.

Die Gitterträger wurden dabei stark ausgenutzt, die Spannungen überstiegen sogar großteils den zulässigen Wert von 420 N/mm^2 . Teilweise wurden die Untersuchungen durch ein frühzeitiges Versagen der Gitterträgerdiagonalen mit Erreichen einer Stahlspannung von 500 N/mm^2 begrenzt.

In Abhängigkeit des Gitterträgerabstands erfolgt bei steigendem Abstand eine zunehmende starke Schädigung des Verbundfugenbereichs. Die Schädigung übersteigt in allen Untersuchungen $\varnothing 14 \text{ mm}$ deutlich die Ausweitung der beobachteten plastischen Dehnungen und somit der Schädigung von Bauteilen mit geringerem Bewehrungsquerschnitt.

Weitere Untersuchungen des um 50 % erhöhten Bewehrungsquerschnitts werden nicht durchgeführt, da bereits ohne Querkraft und mit hoher Verbundfugenrauigkeit eine ausgeprägte Schädigung des Verbundfugenbereichs beobachtet wurde. Die Spannungen überlagern sich besonders im Anfangs- und Endbereich der Übergreifung und verursachen eine große Schädigung, eine glattere Fertigteiloberfläche würde durch eine geringere Verbundfugentragfähigkeit eine größere Schädigung begünstigen und zu einem frühzeitigeren Bauteilversagen führen.

Derartig hohe Bewehrungsquerschnitte haben zudem einen hohen Stabdurchmesser sowie einen geringen Abstand der Stäbe nebeneinander. Wird der Achsabstand der Stöße von $10 \cdot \varnothing$ unterschritten, muss die Übergreifungslänge rechnerisch um 40 % erhöht werden. Die hohen Verbundspannungen überlagern sich dennoch und führen trotz der Erhöhung der Übergreifungslänge und somit einer theoretischen Reduzierung der Verbundspannungen zu einer erhöhten Schädigung des Betongefüges im Übergreifungsbereich.

Ausgehend von diesen Beobachtungen stellt sich die Frage, ob ein relativer, von der Deckenstärke abhängiger innerer Gitterträgerabstand von $\leq 2 \cdot h$ sinnvoll ist oder dieser vor allem bei größeren Deckenstärken auf 40 cm begrenzt werden sollte. Mit zunehmender Deckenstärke entsteht ein im Stoßbereich immer größerer unverbügelter Bereich. Wird der Gitterträgerabstand reduziert, kann das Fortschreiten der Verbundfugenschädigung begrenzt werden, was sich auch günstiger auf die erforderliche Übergreifungslänge auswirkt.

Der Unterschied der zwei verwendeten Betonfestigkeiten ist deutlich feststellbar. Eine Betrachtung des mechanischen Bewehrungsgrads erscheint in Hinblick auf die Berücksichtigung der statischen Nutzhöhe der Bewehrung, des Bewehrungsquerschnitts sowie der Betonfestigkeit sinnvoll und sollte berücksichtigt werden. Der mechanische Bewehrungsgrad der Vollplatte ist nach den Untersuchungen auf maximal $\omega = 0,30$ zu begrenzen (bezogen auf die geringere Festigkeit des Ortbetons).

Ergänzend wurden im zweiten Teil der Parameterstudie zwei weitere Bewehrungsquerschnitte mit $10,26 \text{ cm}^2/\text{m}$ (-EU10) und $12,32 \text{ cm}^2/\text{m}$ (-EU12) unter Einsatz des maximal zulässigen Stabdurchmessers von 14 mm betrachtet.

Die Untersuchungen -EU10 zeigten generell ein duktileres Tragverhalten, ohne die Verbundfuge durch Schädigung des Betongefüges übermäßig zu beanspruchen. Dennoch ist festzustellen, dass bei geringer Deckenstärke das Fortschreiten der Schädigung nur bedingt von den inneren Gitterträgern begrenzt wird ($h = 16 \text{ cm}$, $\omega = 0,2841$).

Bei der Auswertung des erhöhten Bewehrungsquerschnitts -EU12 konnte ebenfalls ein duktileres Versagen beobachtet werden. Allerdings weitet sich die Schädigung der Verbundfugen bei Deckenstärken $\leq 20 \text{ cm}$ besonders stark aus ($h = 16 \text{ cm}$, $\omega = 0,3437$ bzw. $h = 20 \text{ cm}$, $\omega = 0,2650$). Das maximale Biegemoment stimmte nicht mit dem Zustand 525 N/mm^2 der Stoßbewehrung überein, so dass die Anwendung des erhöhten Bewehrungsquerschnitts, unter Annahme der erläuterten Randbedingungen, nur für Deckenstärken $> 20 \text{ cm}$ möglich erscheint ($h \geq 24 \text{ cm}$, $\omega \leq 0,2166$). Der Einsatz des Stabdurchmessers 14 mm ist bei geringen Deckenstärken generell in Frage zu stellen. Der mechanische Bewehrungsgrad der Vollplatte ω muss daher unter gleichzeitiger Berücksichtigung des Bewehrungsquerschnitts betrachtet werden. Für Bewehrungsquerschnitte $\leq 10 \text{ cm}^2/\text{m}$ erscheint erneut die Begrenzung von $\omega \leq 0,30$ sinnvoll. Für Bewehrungsquerschnitte $> 10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ und $\leq 12 \text{ cm}^2/\text{m}$ erscheint die Begrenzung von $\omega \leq 0,22$ als notwendig. Zudem ist zu beachten, dass der mechanische Bewehrungsgrad über der Elementfuge ω_E aufgrund der reduzierten Nutzhöhe der Bewehrung deutlich höher liegt. Hierzu sind jedoch noch weitere experimentelle und numerische Untersuchungen in Hinblick auf die Betonfestigkeit (geringere Übergreifungslängen), den Einfluss einer glatteren Verbundfuge sowie einer Querkrafteinwirkung erforderlich.

Grundsätzlich muss mit einer Rissbildung in der Verbundfuge gerechnet werden, die sich bereits bei den gering bewehrten Prüfmodellen zeigt. Diese tritt durch hohe zu übertragende Spannungen des Übergreifungsstoßes sowie durch den entstehenden Biege widerstand der Stoß-

bewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf.

Die Anwendung des Bewehrungsdurchmessers von 14 mm konnte unter den dargestellten Randbedingungen der Verbundfugenrauigkeit sowie der reinen Momentenbeanspruchung bestätigt werden, im Bruchzustand zeigt sich jedoch eine ausgeprägte Schädigung des Betongefüges im Stoßbereich. Die Anwendung höherer Stabdurchmesser wird als nicht sinnvoll gesehen, durch einen größeren Stabdurchmesser ist eine höhere Übergreifungslänge erforderlich, die Schädigung in diesem Bereich ist dennoch erhöht. Darüber hinaus kann die Länge der Übergreifungsbewehrung die Breite der Elementdecke übersteigen, was generell die Ausführung eines Stoßes in Frage stellt. Werden in Bereichen einer Deckenkonstruktion lokal größere Bewehrungsquerschnitte notwendig, sollte die Querbewehrung im Ortbeton verlegt werden. Ist der Stoß auch in Längsrichtung der Deckenkonstruktion erforderlich, ist der Einsatz der Elementdecke zu überdenken. Alternativ ist die Ergänzung einer Ortbetonkonstruktion lokal denkbar.

7 Untersuchungen zur Fugenrauigkeit und Querkraft

Die Verbundfuge wurde im Kapitel 4 als sehr rau bis verzahnt eingestuft. Sie konnte numerisch in Kapitel 5 mittels einer angenommenen Vorschädigung im unmittelbaren Elementstoßbereich modelliert werden und lieferte ausreichend übereinstimmende Ergebnisse mit den experimentellen Beobachtungen. Nachfolgend wird der Einfluss der Verbundfugenrauigkeit auf das Tragverhalten einer nachträglich mit Ortbeton ergänzten Fertigteilplatte untersucht. *Lindig (2005)* berichtet, dass besonders die anfängliche Adhäsion zwischen den zwei nacheinander betonierten Betonschichten einen großen Einfluss auf das gesamte Tragverhalten der Elementdecke hat.

Zudem wurde in den bisherigen Untersuchungen das Tragverhalten des Zwei-Ebenen-Stoßes unter Einwirkung eines konstanten Biegemoments betrachtet. Dabei wurde der Einfluss einer vorhandenen Querkraft bislang nicht berücksichtigt.

Die Konstruktion und somit auch die Verbundfuge wird i. d. R. zusätzlich durch eine Querkrafteinwirkung beansprucht. Dieser Einfluss wird in einem symmetrischen Biegeversuch mit drei Einzellasten betrachtet, die jeweils in den Viertelpunkten angeordnet werden. Die Untersuchungen orientieren sich hinsichtlich der Beanspruchung an den numerischen Untersuchungen von *Neff (2007)*. Die Beanspruchung wird gezielt in Abhängigkeit der Momenten- zur Querkrafteinwirkung (M/V -Verhältnis) gesteuert. Der Einfluss der direkten Lasteinleitung im Bereich des Stoßes auf die Bewehrung wird als gering eingeschätzt.

Die hier dargestellten Untersuchungen legen die Einflüsse der Verbundfugenrauigkeit sowie der Querkraft auf das Tragverhalten des Zwei-Ebenen-Stoßes dar. Es sind jedoch ergänzende experimentelle Untersuchungen zur Verifizierung der Ergebnisse notwendig.

7.1 Betrachtung der Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Verbundfugenrauigkeit

Die Untersuchungen zum Einfluss der Verbundfuge auf das Tragverhalten von Zwei-Ebenen-Stößen sollen anhand des in Kapitel 4 dargestellten Vier-Punkt-Biegeversuchs des Prüfkörpers *B5* erfolgen, die Verbundfuge wird dabei diskret abgebildet. Experimentell wurde bei diesem Prüfkörper ein Versagen der Verbundfuge beobachtet.

Zusätzlich zur Beschreibung des Verbundfugentragverhaltens müssen auch die Gitterträger im Modell modifiziert werden. Die über die Verbundfuge verlaufenden Gitterträger wurden in den vorherigen Untersuchungen mit truss-Elementen (T3D2) abgebildet. Diese können lediglich Spannungen in der Normalrichtung des Stabes übertragen. Diese Annahme zeigte für die bisherigen Untersuchungen ein ausreichend übereinstimmendes Tragverhalten im Vergleich mit den experimentellen Untersuchungen, vgl. Abb. 5.13 auf Seite 88. Die Gitterträger durchkreuzen die Verbundfuge. Sobald die Fuge aufreißt bzw. geschädigt wird, wirken die Gitterträger als Dübel und werden dadurch zusätzlich auf Biegung/Abscheren beansprucht (Dübelwirkung). Die Verwendung von truss-Elementen ist nicht mehr gerechtfertigt und beam-Elemente (B31) müssen verwendet werden. Die Integrationspunkte der beam-Elemente werden als halber Abstand der Integrationspunkte der umgebenden Betonelemente gewählt.

Tabelle 7.1: Beiwert für die Adhäsion c nach *EC 2-1-1 (2011)*

Rauigkeit	R_t mm	c
verzahnt	$\geq 3,0$	0,50
rau	$> 1,5$	0,40
glatt	$\leq 1,5$	0,20
sehr glatt	-	0,025–0,10

Das Tragverhalten der Verbundfuge bzw. der Elementdeckenkonstruktion wird maßgeblich vom Traganteil der Adhäsion beeinflusst (*Lindig 2005; Lundgren 2007*), vgl. auch Abb. 2.17 auf Seite 20. Bevor die übertragbaren Spannungsanteile aus Reibung und Bewehrung aktiviert werden können, muss die Adhäsion überwunden werden und eine Verschiebung in der Verbundfuge stattfinden. Für die Beschreibung des Verbundfugentragverhaltens wird das in ABAQUS implementierte Modell „*Cohesiv Behavior*“ verwendet, das mit einer Klebeverbindung vergleichbar ist (*Abaqus 2011*).

Die Beschreibung des „*Cohesiv Behaviors*“ erfolgt über die Angabe des elastischen Verhaltens der Verbundfuge und dessen Nachbruchverhaltens, welches mit Erreichen einer maximalen Spannung oder Verschiebung in der Verbundfuge eingeleitet wird. Die Eingabe des elastischen Verhaltens wird über drei Steifigkeitswerte geregelt (K_{nn} , K_{ss} und K_{tt}). Der Wert K_{nn} entspricht dem Tragverhalten senkrecht zur Verbundfuge, was mit dem Adhäsionsanteil vergleichbar ist. Die Werte K_{ss} und K_{tt} beschreiben die parallel zur Verbundfuge wirkenden Traganteile. Die Eingabe eines Reibungskoeffizienten nach *EC 2-1-1 (2011)* zur Beschreibung des Schubtragverhaltens der Verbundfuge ist nicht möglich.

Die elastische Steifigkeit der Verbundfuge wird bis zum Übergang in den Nachbruchbereich mit dem Elastizitätsmodul des Ortbetons angenommen. Dies bedeutet, dass das Verhalten der Verbundfuge im ungerissenen Zustand dem Verhalten des Ortbetons gleichgesetzt wird. Ein spezieller Einfluss aus der Betonierfuge selbst wird nicht unterstellt, so dass eine sachgemäß vorbereitete Verbundfuge vorausgesetzt wird. Für die maximal übertragbare Schubspannung wird die Zugfestigkeit des verwendeten schwächeren Betons gewählt (f_{ctm}/γ_C), die nach eigenen Untersuchungen mit dem „*Cohesiv Behavior*“-Modell unter reiner Biegebeanspruchung des Stoßes nur einen Einfluss auf das Nachbruchverhalten hat.

Das Versagen der Verbundfuge wird numerisch durch die Überschreitung der maximalen elastischen Spannung eingeleitet. Die drei Tragrichtungen sind im Modell voneinander unabhängig. Wird eine der drei Spannungen erreicht, wird das „*Cohesiv Behavior*“ gelöst und verliert somit auch seine Tragfunktion in die übrigen zwei Richtungen. Somit stellt das Modell eine Vereinfachung des Verbundfugentragverhaltens dar.

Der senkrecht zur Verbundfuge wirkende Adhäsionsanteil des „*Cohesiv Behaviors*“ wurde im ersten Schritt an Prüfkörper *B5* empirisch bestimmt. Die beste Übereinstimmung des numerischen Tragverhaltens mit dem experimentell beobachtetem wurde mit einem Wert von $0,50 \text{ N/mm}^2$ beobachtet, der etwa 35 % der einaxialen Betonzugfestigkeit des Ortbetons entspricht ($0,35 \cdot f_{ctm}$). Die Verbundfugenrauigkeit des Prüfkörpers *B5* wurde nach Kaufmann mit $R_t = 2,54 \text{ mm}$ bestimmt und ist nach *EC 2-1-1 (2011)* als rau einzustufen, tendiert jedoch zu einer verzahnten Verbundfuge, vgl. Tab. 7.1.

Die Bemessung der Verbundfuge nach *EC 2-1-1 (2011)* besteht additiv aus den Anteilen der Adhäsion, der Reibung und der Dübelwirkung der Bewehrung, vgl. Gl. 2.1 auf Seite 19. Der Adhäsionsanteil $v_{Rd,adh}$ wird in Gl. 7.1 angegeben. Er ergibt sich aus dem 5 %-Quantil der Betonzugfestigkeit ($0,7 \cdot f_{ctm}$), dem Beiwert für die Adhäsion in Abhängigkeit der Verbundfugenrauigkeit c (vgl. Tab. 7.1) und dem Faktor zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen α_{ct} . Dieser wird im Nationalen Anhang des Eurocodes (*EC 2-1-1, NA 2013*) für die Bemessung

der Verbundfuge mit $\alpha_{ct} = 1,0$ angegeben.

$$v_{Rd,adh} = c \cdot f_{ctd} = c \cdot \alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot f_{ctm} / \gamma_C \quad (7.1)$$

Für eine verzahnten Verbundfuge und unter der Annahme eines Teilsicherheitsfaktors von $\gamma_C = 1,0$ ergibt sich ein Adhäsionsanteil von $v_{Rd,adh} = 0,35 \cdot f_{ctm}$. Der Adhäsionsanteil nach *EC 2-1-1 (2011)* stimmt mit dem empirisch ermittelten Wert überein, die Annahme des Adhäsionsanteils in Bezug auf die einaxiale Betonzugfestigkeit nach Gl. 7.1 wird somit bestärkt. Das Nachbruchverhalten der Verbundfuge wird linear bis zur maximalen Verbundfugenklaffung angenommen. Diese wird der maximalen Rissöffnungsbreite w_c gleichgesetzt und in Anlehnung an den Model Code (*CEB 2010*) für den schwächeren Beton bestimmt, vgl. Abschnitt 3.1.2 in Kapitel 3.

In der *DIN 1045-1 (2001)* wurde die Grenze der als rau einzustufenden Oberflächenbeschaffenheit mit Hilfe der Rauigkeit nach Kaufmann mit $R_t \geq 0,9$ mm angegeben. Der Beiwert der Adhäsion c würde dabei linear interpoliert zwischen 0,13 und 0,16 liegen und entspricht nach aktueller Normung einer glatten Verbundfuge. Die Auswirkungen werden im Eurocode 2 Hochbau - Pilotprojekt (*Fingerloos 2010*) dargestellt und hier nicht weiter erläutert.

Der Einfluss unterschiedlicher Rauigkeiten der Verbundfuge wird numerisch am Prüfmodell des Prüfkörpers *B5* unter Anwendung des „*Cohesiv Behavior*“ untersucht. Die aufnehmbare Normalspannung senkrecht zur Verbundfuge wird gemäß dem Adhäsionsanteil der vier Rauigkeitsklassen in Tab. 7.2 angenommen. Die Bezeichnung der Untersuchung bezieht sich auf die ermittelte Grenzspannung der Adhäsion. Im Abschnitt 7.1.1 werden nur die Ergebnisse der verzahnten und glatten Verbundfuge dargestellt. Die Ergebnisse der übrigen Rauigkeiten sind im Anhang D auf Seite 191 zu finden.

Ergänzend wird das Prüfmodell *EU10* aus Kapitel 6 verwendet, um den Einfluss der Rauigkeit auf das Tragverhalten des maximal zulässigen Bewehrungsquerschnitts von etwa $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ unter Anwendung des Stabdurchmessers von 14 mm sowie einer normgerechten Ausführung der Übergreifungslänge zu untersuchen.

7.1.1 Verbundfugenrauigkeit des numerischen Prüfkörpers *B5*

Der Prüfkörper *B5* hat einen Bewehrungsquerschnitt im Fertigteil von $9,42 \text{ cm}^2/\text{m}$ mit einer auf 50 % reduzierten Übergreifungslänge. Der innere, verbundfugensichernde Gitterträger hat einen Abstand von $4,25 \cdot h$ zur Elementfuge. Da im Experiment des Prüfkörpers ein Verbundfugenversagen beobachtet wurde, wird die Annahme zur Beschreibung einer diskreten Verbundfugentragfähigkeit daran verifiziert. Das eigentliche Betonmodell mit eigenem Ansatz zur Beschreibung des Zugtragverhaltens aus Kapitel 5 wurde beibehalten. Eine Übersicht der Untersuchungen gibt Tab. 7.2. Da die Betonzugfestigkeit des Ortbetons geringer ist als die des Fertigteils, wird diese für die Untersuchungen angenommen und beträgt $1,43 \text{ N}/\text{mm}^2$.

Tabelle 7.2: Varianten zur Verbundfugenuntersuchung des Prüfkörpers *B5*

Bezeichnung	Rauigkeit	Adhäsion $v_{Rd,adh}$ N/mm ²	Zugfestigkeit f_{ctm} N/mm ²
- <i>Coh50</i>	verzahnt	0,50	1,43
- <i>Coh40</i>	rau	0,40	1,43
- <i>Coh20</i>	glatt	0,20	1,43
- <i>Coh10</i>	sehr glatt	0,10	1,43

In Abb. 7.1 und Abb. 7.2 werden die Ergebnisse der rauhen und glatten Verbundfuge dem experimentellen Ergebnis des Prüfkörpers *B5* aus Kapitel 4 -*exp* sowie dem Ergebnis der numerischen Untersuchungen aus Kapitel 5 -*num* gegenübergestellt. Es werden die Verschiebungen und Spannungen in der Verbundfuge und zusätzlich auch die plastischen Dehnungen ausgewertet. Die maximal erreichten Tragfähigkeiten sowie die Versagensursachen werden auf Seite 141 in Tab. 7.3 zusammengefasst.

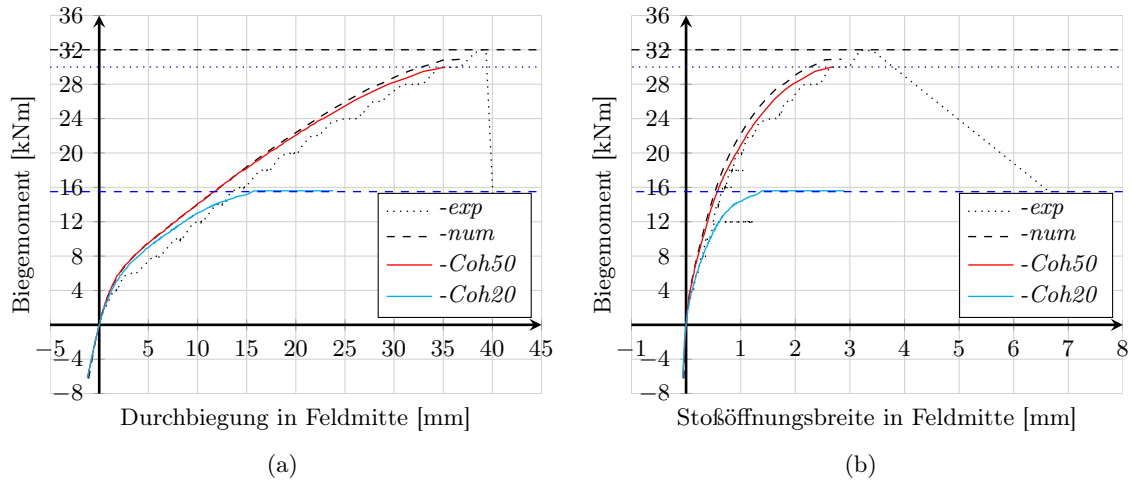


Abbildung 7.1: Einfluss der Verbundfugenrauigkeit bei Prüfkörper *B5*, (a) Verlauf der Mittendurchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte

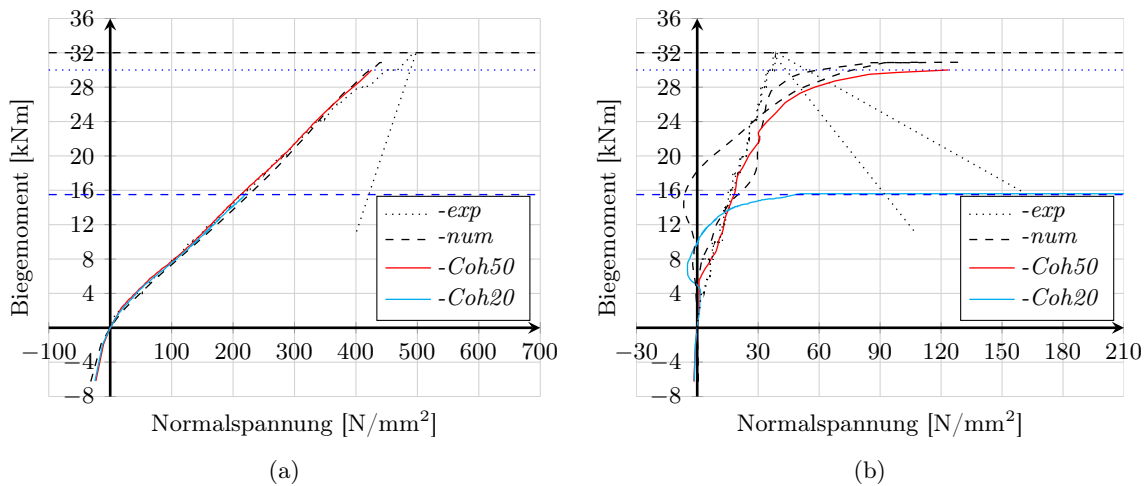


Abbildung 7.2: Einfluss der Verbundfugenrauigkeit bei Prüfkörper *B5*, Normalspannungen der (a) Stoßbewehrung, mittig, (b) Gitterträgerdiagonalen

Die Untersuchung der verzahnten Verbundfuge *-Coh50* zeigt eine gute Übereinstimmung des gesamten Tragverhaltens im Vergleich zum Experiment. Es kann beobachtet werden, dass durch die diskrete Beschreibung der Verbundfuge im Stoßöffnungsbreitenverlauf sogar etwas bessere Ergebnisse vor Erreichen des maximalen Biegemoments erzielt werden können, als in der numerischen Untersuchung in Kapitel 5, vgl. Abb. 7.1b. Das maximale Biegemoment von 30,0 kNm ist gegenüber dem Ergebnis des Experiments um 6,3% reduziert. Gegenüber dem numerischen Ergebnis aus Kapitel 5 -*num* ist das maximale Biegemoment um 2,9% kleiner. Die Tragfähigkeit der verzahnten Verbundfuge *-Coh50* wird wie bei den vorherigen numeri-

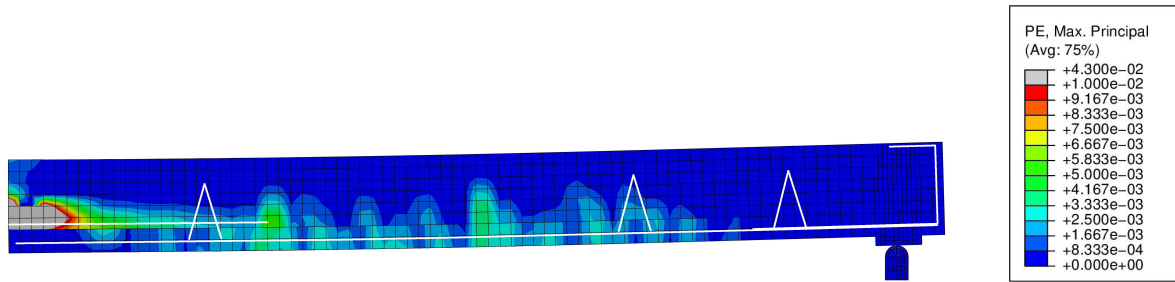


Abbildung 7.3: Prüfkörper *B5* im Bruchzustand bei verzahnter Verbundfuge -*Coh50*, plastische Dehnungen im Abstand von 7,5 cm zur Bauteilmitte

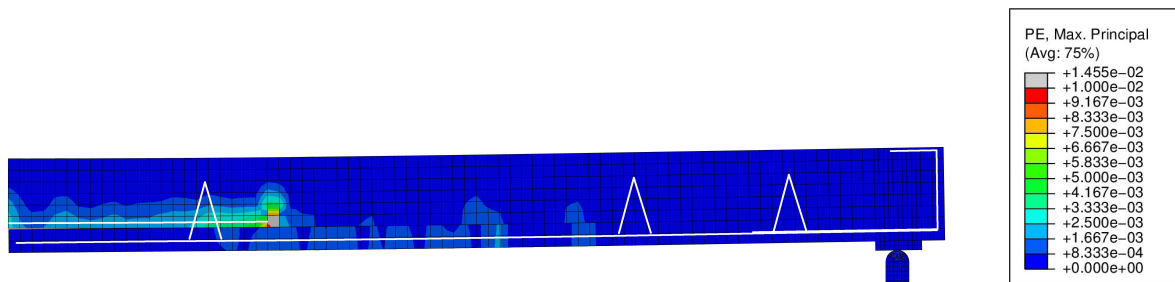


Abbildung 7.4: Prüfkörper *B5* im Bruchzustand bei glatter Verbundfuge -*Coh20*, plastische Dehnungen im Abstand von 7,5 cm zur Bauteilmitte

schen Berechnungen in Kapitel 5 erneut durch das Versagen des umliegenden Betons im Bereich der Verbundfuge begrenzt, wie auch der Verlauf der plastischen Dehnungen in Abb. 7.3 zeigt. Die Ausweitung einer diskreten Verbundfugenklaffung ähnelt der Annahme der Verbundfugenverschädigung aus Kapitel 5, geht jedoch in wenigen Bereichen über die erste Elementreihe hinaus, vgl. Abb. 7.5 und Abb. 5.15 auf Seite 90. Es können weiterhin Schubspannungen im Stoßbereich übertragen werden, vgl. Abb. 7.6. Verschiebungen in der Verbundfuge finden im stark beanspruchten Bereich um die Bewehrungsstäbe statt, vgl. Abb. 7.7. Bei weiterer weggesteuerter Beanspruchung steigen die Spannungen der inneren Gitterträgerdiagonalen stark an, das Biegemoment kann jedoch nicht weiter gesteigert werden.

Die Tragfähigkeit des Prüfkörpers *B5* mit verschiedenen Verbundfugenrauigkeiten wird unterschiedlich begrenzt. Je geringer der Adhäsionsanteil angenommen wird, desto geringer fällt die maximale Tragfähigkeit der Konstruktion aus. Bei der Annahme einer glatten Verbundfuge mit einer Resttragfähigkeit der Adhäsion von $0,20 \text{ N/mm}^2$ (-*Coh20*) fällt das maximale Biegemoment auf $15,6 \text{ kNm}$ bzw. $48,7\%$ des im Experiment ermittelten Wertes.

Die Tragfähigkeit bei -*Coh20* wird durch das Erreichen der maximalen numerischen Gitter-

Tabelle 7.3: Ergebnisse und Versagensmodi der numerischen Untersuchungen des Prüfkörpers *B5* unter Berücksichtigung verschiedener Rauigkeiten (ohne Eigenlast)

Bezeichnung	Rauigkeit	Biegemoment kNm	Versagensmodus
- <i>Coh50</i>	verzahnt	30,0	Stahlversagen
- <i>Coh40</i>	rau	25,0	Stahlversagen
- <i>Coh20</i>	glatt	15,6	Versagen des Gitterträgers
- <i>Coh10</i>	sehr glatt	10,6	Versagen des Gitterträgers

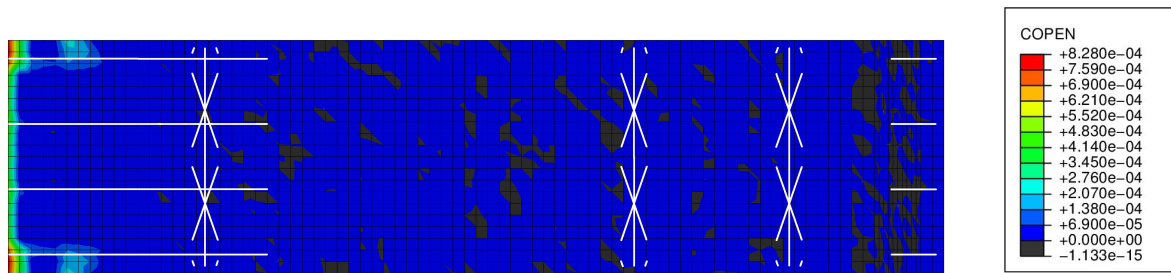


Abbildung 7.5: Prüfkörper *B5* im Bruchzustand bei verzahnter Verbundfuge -*Coh50*, Verbundfugenklaffung in m

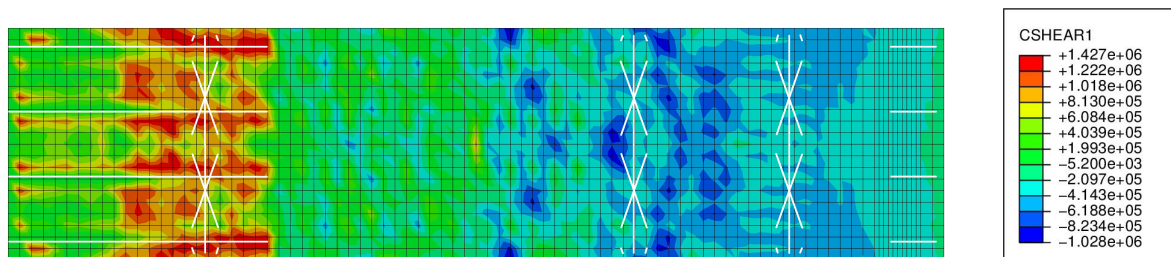


Abbildung 7.6: Prüfkörper *B5* im Bruchzustand bei verzahnter Verbundfuge -*Coh50*, Schubspannung in der Verbundfuge in N/m^2

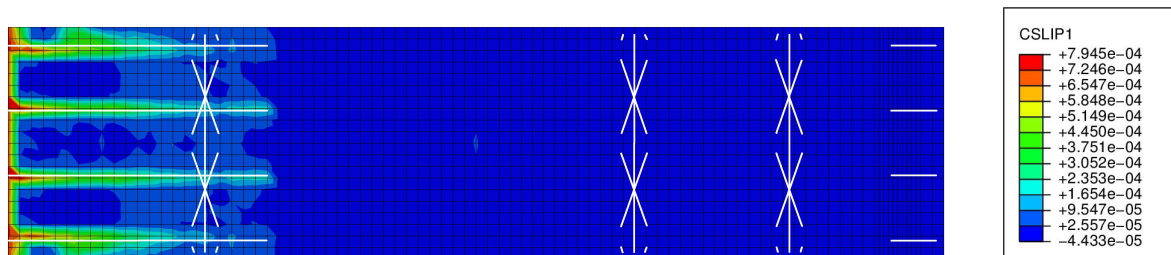


Abbildung 7.7: Prüfkörper *B5* im Bruchzustand bei verzahnter Verbundfuge -*Coh50*, Verschiebung in der Verbundfuge in m

trägerspannung von 500 N/mm^2 begrenzt. Die Verbundfuge klappt vollständig bis zum ersten Gitterträger auf, vgl. Abb. 7.8. Dies ist auch an der Schädigung der Verbundfuge in der Darstellung der plastischen Dehnungen sowie der Verschiebung zwischen den Betonschichten zu sehen, vgl. Abb. 7.4 und 7.10. Sobald die Verbundfuge geschädigt wird, werden die inneren Gitterträger aktiviert und verhindern ein schlagartiges Versagen des Stoßes. Es können keine Schubspannungen in diesem Bereich übertragen werden, vgl. Abb. 7.9.

Für die numerische Betrachtung des Prüfkörpers *B5* und der Annahme unterschiedlicher Verbundfugenrauigkeiten nach Eurocode 2 zeigt sich bei einer verzahnten Fuge mit einer Adhäsionsspannung von $0,50 \text{ N/mm}^2$ eine gute Übereinstimmung mit dem im Experiment beobachteten Tragverhalten. Das Aufklaffen der Verbundfuge kann jedoch nur in einigen Bereichen beobachtet werden, da das Versagen numerisch im Betongefüge oberhalb der Verbundfuge stattfindet, vgl. Abb. 7.5. Es lässt vermuten, dass die Annahme des Nachbruchverhaltens des Ortbetons steifer angenommen werden könnte. Andererseits kann auch das lineare Nachbruchverhalten der Verbundfuge ein Grund dafür sein, dass nur teilweise ein diskretes Aufklaffen der Verbundfuge zugelassen wird und dadurch zu einem steiferen Verhalten führt.

Der Adhäsionsanteil hat einen großen Einfluss auf das Tragverhalten des Bauteils. Dieser An-

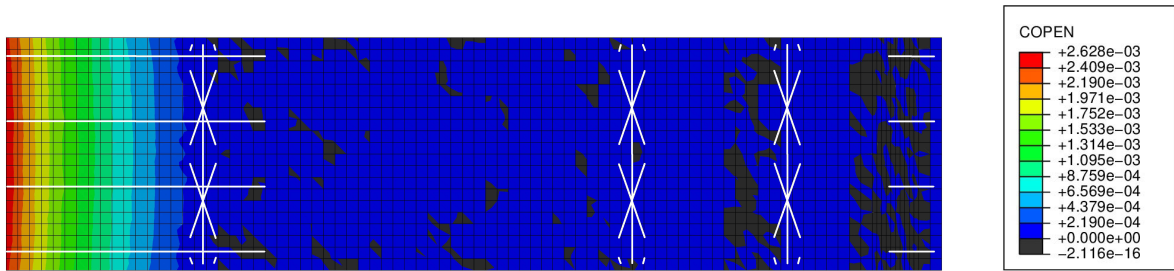


Abbildung 7.8: Prüfkörper *B5* im Bruchzustand bei glatter Verbundfuge -*Coh20*, Verbundfugenklaffung in m

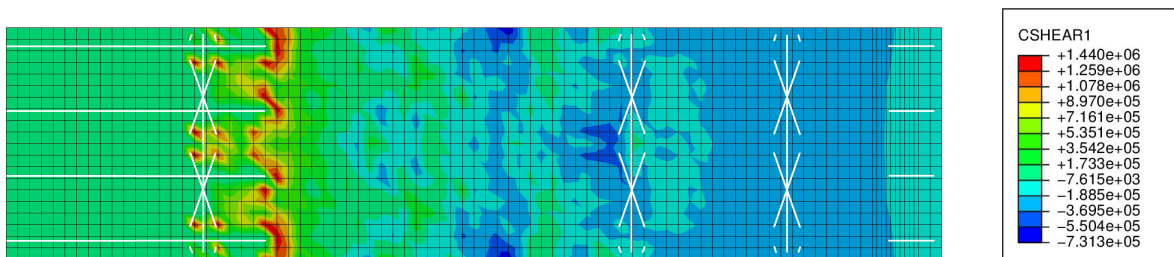


Abbildung 7.9: Prüfkörper *B5* im Bruchzustand bei glatter Verbundfuge -*Coh20*, Schubspannung in der Verbundfuge in N/m^2

teil wird zum einen durch die Rauigkeit und zum anderen durch die Art und Weise der Vorbereitung der Verbundfuge beeinflusst. Die Gitterträger werden mit abnehmender Adhäsion deutlich stärker am Tragverhalten beteiligt, was zum vorzeitigen Versagen der Konstruktion führen kann.

Insgesamt ist ein übereinstimmendes Tragverhalten zwischen den numerischen und experimentellen Untersuchungen festzustellen, sodass die gewählten Annahmen in Anlehnung an den Eurocode 2 für weitere Untersuchungen angewendet werden können.

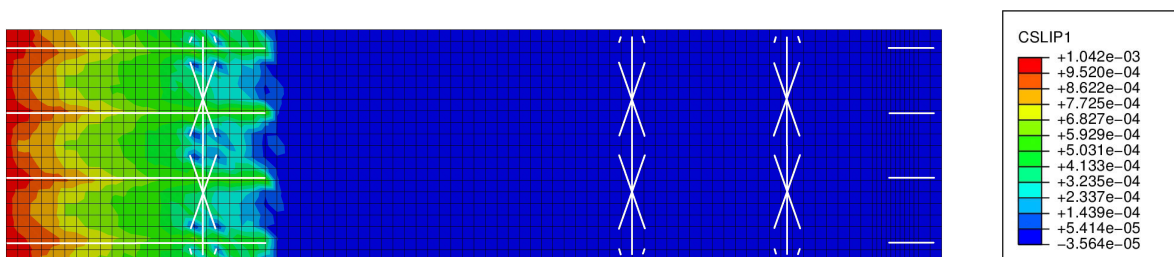


Abbildung 7.10: Prüfkörper *B5* im Bruchzustand bei glatter Verbundfuge -*Coh20*, Verschiebung in der Verbundfuge in m

7.1.2 Verbundfugenrauigkeit des Prüfmodells *EU10*

Das Prüfmodell *EU10* wurde im Kapitel 6 zur Betrachtung des maximalen Bewehrungsquerschnitts von $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ bei einem Stabdurchmesser von 14 mm numerisch untersucht. Zur Berücksichtigung des Einflusses der vier Verbundfugenrauigkeiten nach *EC 2-1-1 (2011)* werden die Annahmen nach Gl. 7.1 mit einer Zugfestigkeit des Ortbetons von $f_{ctm} = 2,2 \text{ N/mm}^2$ (Betonfestigkeitsklasse C20/25) berücksichtigt. Der Schubspannungsanteil wird mit der redu-

Tabelle 7.4: Varianten zur Verbundfugenuntersuchung des Prüfmodells *EU10*

Bezeichnung	Rauigkeit	Adhäsion $v_{Rd,adh}$ N/mm ²	Zugfestigkeit f_{ctm} N/mm ²
-Coh77	verzahnt	0,77	2,2
-Coh62	rau	0,62	2,2
-Coh31	glatt	0,31	2,2
-Coh15	sehr glatt	0,15	2,2

zierten Zugfestigkeit des Fertigteils von $2,1 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Eine Übersicht der Untersuchungen mit der jeweils ermittelten Adhäsionsfestigkeiten der Verbundfuge gibt Tab. 7.4. In der Auswertung werden nur die Verläufe der verzahnten und glatten Verbundfuge dem Ergebnis des Prüfmodells *EU10* aus Kapitel 6 gegenübergestellt. Die übrigen Ergebnisse sind im Anhang D auf Seite 192 angegeben.

Grundsätzlich ist bei der Auswertung der Untersuchungen zu beobachten, dass mit abnehmender Adhäsionsfestigkeit auch das maximale Biegemoment reduziert wird, wobei bei den Untersuchungen *EU10* die Differenz der Biegemomente aus Nutzlast der einzelnen Rauigkeiten im Vergleich zu Prüfkörper *B5* geringer ausfällt, vgl. Tab. 7.5 und 7.3. Die Annahme einer verzahnten Verbundfuge stimmt in weiten Teilen mit dem numerischen Ergebnis des Prüfmodells *EU10* mit vorgeschädigter Verbundfuge überein (*-num*). Die Verläufe der Stoßöffnungsbreite sowie die der Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen weichen jedoch ab einer Beanspruchung von etwa 20 kNm voneinander ab. Während der Unterschied der Durchbiegung und der Stoßöffnungsbreite nur gering ausfällt, ist im Vergleich eine Spannungsdifferenz in den Gitterträgerdiagonalen von bis zu 100 N/mm^2 zu beobachten, was auf die diskrete Rissbildung in der Verbundfuge zurückzuführen ist.

Für die Annahme einer verzahnten bzw. rauen Verbundfuge ist das maximale Biegemoment mit $47,6 \text{ kNm}$ respektive $47,3 \text{ kNm}$ annähernd gleich. Das Versagen zeigt eine starke Schädigung des Verbunds der Bewehrung mit anschließendem Stahlversagen, wobei das Ausmaß der Schädigung durch den inneren Gitterträger begrenzt wird, vgl. Abb. 7.13.

Die Untersuchung der glatten Verbundfuge erreicht ein maximales Biegemoment von $39,8 \text{ kNm}$ und wird durch das Versagen der Gitterträgerdiagonalen bestimmt. Dies entspricht $83,6\%$ des Biegemoments bei verzahnter Verbundfugenrauigkeit. Bei der numerischen Untersuchung des Prüfkörpers *B5*, siehe Abschnitt 7.1.1, fällt dagegen das maximale Biegemoment im Vergleich zwischen der verzahnten und der glatten Verbundfuge auf $52,0\%$ ab. Der große Unterschied im Vergleich zum Prüfmodell *EU10* wird auf die stark verkürzte Übergreifungslänge sowie den erhöhten Gitterträgerabstand zurückgeführt.

Bei den weggesteuerten Untersuchungen des Prüfmodells *EU10* mit glatter und sehr glatter Verbundfuge ist nach Überschreitung der angegebenen Tragfähigkeit noch eine weitere Belastungssteigerung bis zum maximalen Biegemoment der Untersuchung *-Coh77* möglich. Der innere Gitterträger versagt bei sehr glatter und glatter Verbundfuge frühzeitig. Bei einer angenommenen Resttragfähigkeit von 50 N/mm^2 des Gitterträgers tritt eine starke Verbundfugenschädigung auf, die durch den zweiten Gitterträger im Stoß begrenzt wird. Der zweite Gitterträger sichert weiterhin ein „duktiler“ Tragverhaltens, während das Biegemoment weiter gesteigert werden kann und die Durchbiegung stark zunimmt. Die Übergreifungslänge reicht offensichtlich noch aus, um die Last weiter zu steigern.

Die Verläufe der Durchbiegung sowie der Stoßöffnungsbreite der Untersuchungen *-Coh77* und *-Coh31* verhalten sich bei geringer Biegebeanspruchung ähnlich und weichen mit zunehmender Einwirkung voneinander ab, vgl. Abb. 7.11. Die geringere Adhäsion bei *-Coh31* bedingt

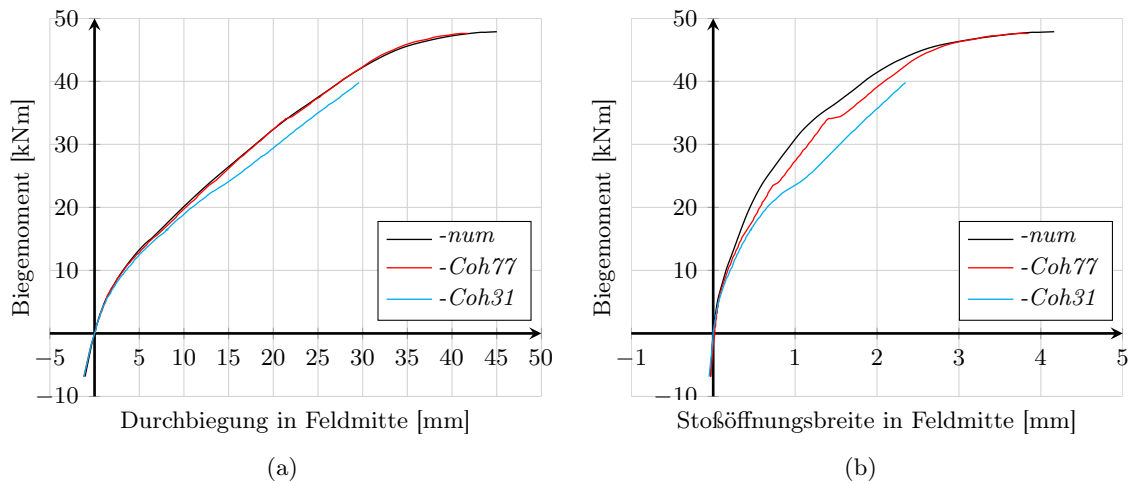


Abbildung 7.11: Einfluss der Verbundfugenrauigkeit bei Prüfmodell *EU10*, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsweite in Feldmitte

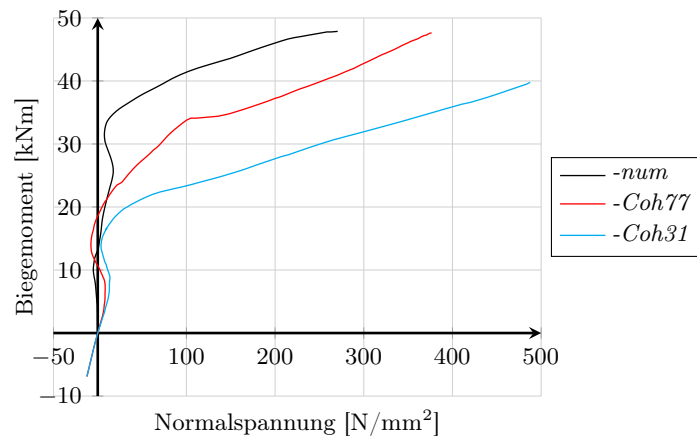


Abbildung 7.12: Einfluss der Verbundfugenrauigkeit bei Prüfmodell *EU10*, Normalspannungen in den Gitterträgerdiagonalen

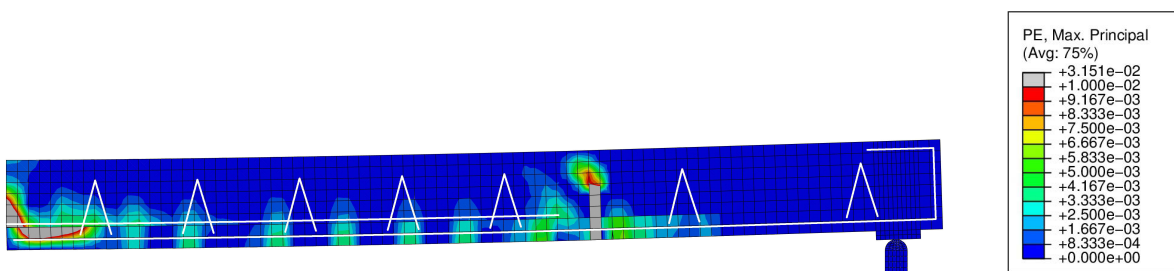


Abbildung 7.13: Prüfmodell *EU10* mit verzahnter Verbundfuge *-Coh77*, plastische Dehnungen im Bruchzustand

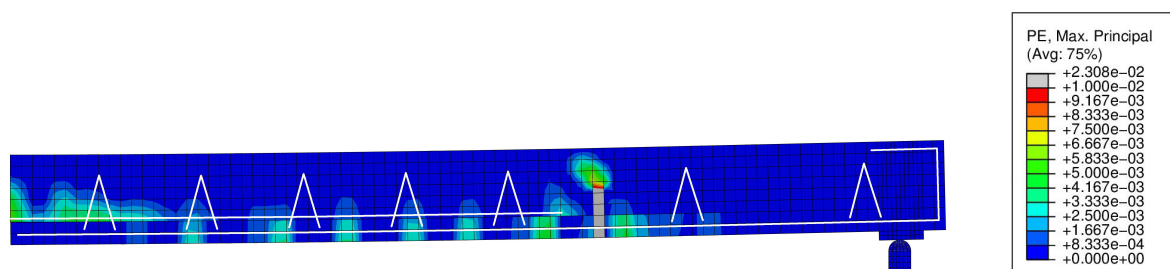


Abbildung 7.14: Prüfmodell *EU10* mit glatter Verbundfuge *-Coh31*, plastische Dehnungen im Bruchzustand

eine leicht erhöhte Stoßöffnungsbreite bei gleicher Momentenbeanspruchung. Deutlich sichtbar wird der Unterschied des Tragverhaltens bei der Betrachtung der Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen, vgl. Abb. 7.12. Aufgrund der etwa 50 % geringeren Adhäsion gegenüber *-Coh77* wird der Gitterträger bei *-Coh31* deutlich früher aktiviert und muss eine höhere Spannung aus der lokalen Verbundfugenschädigung übernehmen. Die Auswirkung auf die Verbundfugenklaffung ist in Abb. 7.15 und 7.18 zu sehen. Entsprechend werden im Bruchzustand keine Schubspannungen im Stoßbereich mehr übertragen, vgl. Abb. 7.16 und 7.19. Die Verschiebung in der Verbundfuge der Untersuchung *-Coh31* fällt gegenüber der Betrachtung mit höherer Adhäsion *-Coh77* deutlich stärker aus, vgl. Abb. 7.17 und 7.20.

Das Versagen der Untersuchungen *-Coh77* und *-Coh62* tritt durch die Schädigung des Betongefüges unterhalb der Verbundfuge im Fertigteil mit anschließendem Stahlzugversagen der Stoßbewehrung ein, vgl. Abb. 7.13. Die reduzierte Betonzugfestigkeit des Fertigteils ist geringfügig kleiner als die angenommene Ortbetonzugfestigkeit. Die Untersuchungen *-Coh31* und *-Coh15* werden durch das Versagen des inneren Gitterträgers begrenzt. Die Schädigung des umliegenden Betongefüges fällt im Vergleich zu den Untersuchung mit höherer Adhäsionsfähigkeit geringer aus, da die Verbundfuge und nicht das umliegende Betongefüge versagt, vgl. Abb. 7.14.

Tabelle 7.5: Ergebnisse und Versagensmodi des Prüfmodells *EU10* unter Berücksichtigung verschiedener Rauigkeiten (ohne Eigenlast)

Bezeichnung	Rauigkeit	Biegemoment kNm	Versagensmodus
<i>-Coh77</i>	verzahnt	47,6	Stahlversagen
<i>-Coh62</i>	rau	47,3	Stahlversagen
<i>-Coh31</i>	glatt	39,8	Versagen des Gitterträgers
<i>-Coh15</i>	sehr glatt	35,8	Versagen des Gitterträgers

Die Rauigkeit der Verbundfuge zeigt einen großen Einfluss auf das Tragverhalten der untersuchten Bauteile. Die Annahmen des Eurocodes 2 konnten am Prüfkörper *B5* validiert und in einer ergänzenden Studie am Prüfmodell *EU10* aus Kapitel 6 miteinander verglichen werden. Je geringer die Rauigkeit angenommen wird, desto stärker wird der Verbundfugenbereich geschädigt, was eine erhöhte Beanspruchung der inneren Gitterträger ausmacht und teilweise zu einem frühzeitigen Versagen der Gitterträger und somit des Bauteils führt.

Ein Vergleich der Untersuchung *B5* mit den Ergebnissen *EU10* zeigt unter konstanter Biegebeanspruchung entlang des Stoßes bei beiden Bauteilen ein gutmütiges Tragverhalten, wobei bei normkonformer Stoßausbildung des Prüfmodells *EU10* die Rauigkeit eine etwas geringere, wenn auch immer noch entscheidende Auswirkung auf das Tragverhalten hat. Bei zu gerin-

ger Verbundfugenrauigkeit kann es zum Versagen des inneren Gitterträgers kommen. Durch eine Bemessung der Gitterträger für die Zugkraft der zu stoßenden Längsbewehrung sowie den maximal zulässigen Gitterträgerabstand von $2 \cdot h$ wird allerdings sichergestellt, dass ein weiterer Gitterträger im Stoßbereich liegt, der die entstehende Schädigung begrenzen kann und ein weiterhin duktileres Versagen des Bauteils ermöglicht.

Der Einsatz höherer Bewehrungsquerschnitte bedingt höhere Kräfte im Stoßbereich, die über die Verbundfuge übertragen werden müssen. Im unmittelbaren Bereich des Elementstoßes kommt es dadurch zu starker Schädigung des Betongefüges, durch die eine erhöhte Beanspruchung der inneren Gitterträger in Abhängigkeit der Oberflächenrauigkeit des Fertigteils erfolgt. Der Gitterträger kann die Schädigung der Verbundfuge nur teilweise begrenzen und es kann zum Versagen des Gitterträgers kommen. Um die Tragfähigkeit der Konstruktion sicherzustellen, sind noch weitere Gitterträger im Stoßbereich notwendig.

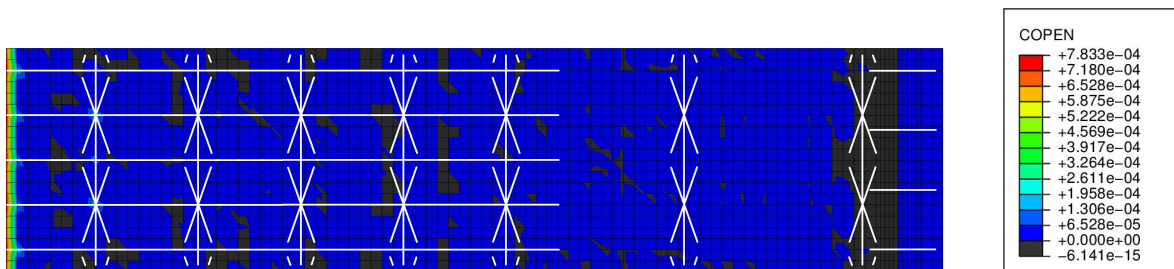


Abbildung 7.15: Prüfmodell *EU10* im Bruchzustand bei verzahnter Verbundfuge *-Coh77*, Verbundfugenklaffung in m

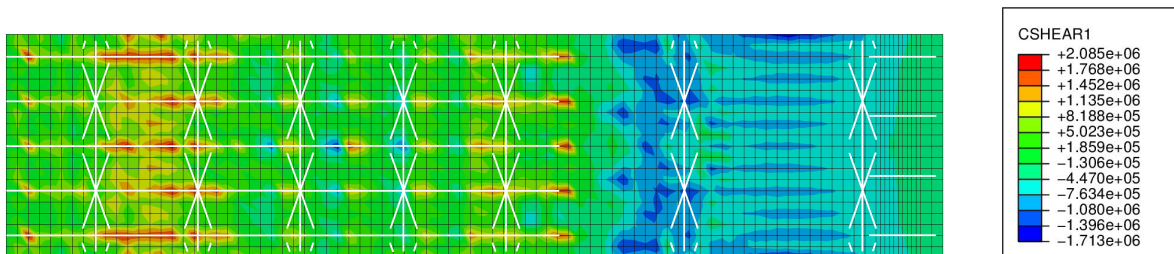


Abbildung 7.16: Prüfkörper *EU10* im Bruchzustand bei verzahnter Verbundfuge *-Coh77*, Schubspannung in der Verbundfuge in N/m^2

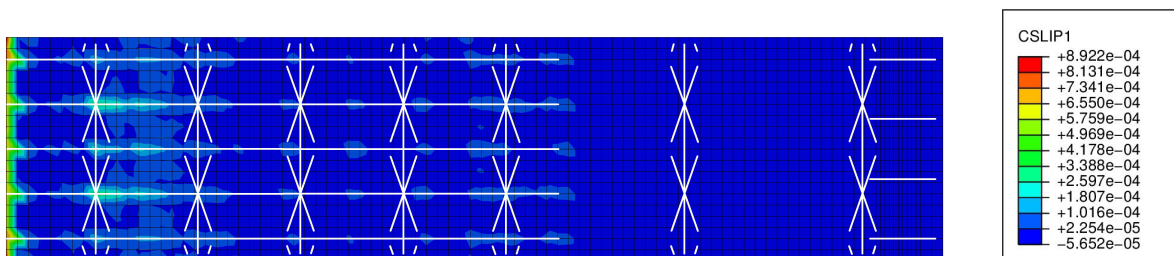


Abbildung 7.17: Prüfmodell *EU10* im Bruchzustand bei verzahnter Verbundfuge *-Coh77*, Verschiebung in der Verbundfuge in m

Experimentell wurden keine unterschiedlichen Rauigkeiten der Fertigteiloberfläche untersucht. Die Validierung der Annahme der Verbundfugenrauigkeit wurde an dem experimentell untersuchten Prüfkörper *B5* vorgenommen, der eine raue bis verzahnte Verbundfugenrauigkeit

aufwies. Die Annahmen einer sehr glatten bzw. glatten Fuge sollten ergänzend experimentell verifiziert werden, es zeichnet sich jedoch ein deutlicher Einfluss auf das Tragverhalten des Zwei-Ebenen-Stoßes ab. Vor allem in Kombination mit einer Querkrafteinwirkung sollten die Untersuchungen ergänzend experimentell überprüft werden.

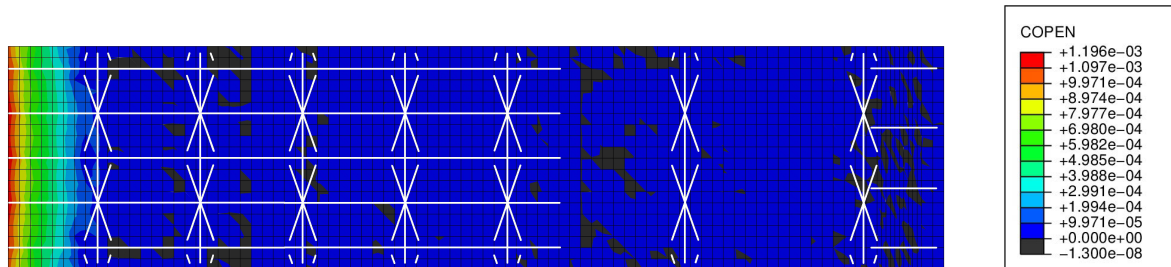


Abbildung 7.18: Prüfmodell *EU10* im Bruchzustand bei glatter Verbundfuge *-Coh31*, Verbundfugenklaffung in m

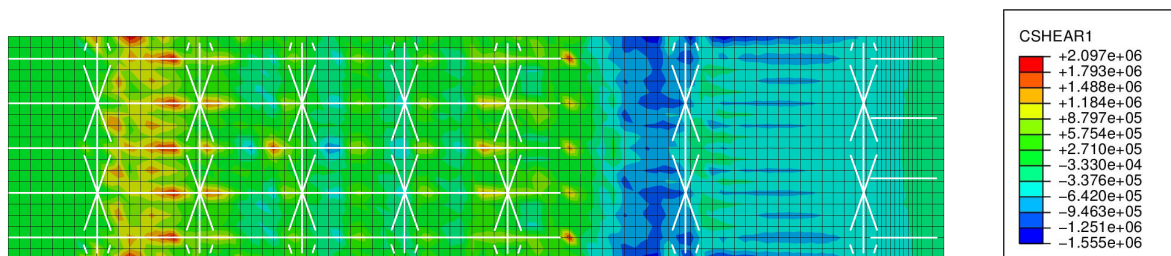


Abbildung 7.19: Prüfmodell *EU10* im Bruchzustand bei glatter Verbundfuge *-Coh31*, Schubspannung in der Verbundfuge in N/m^2

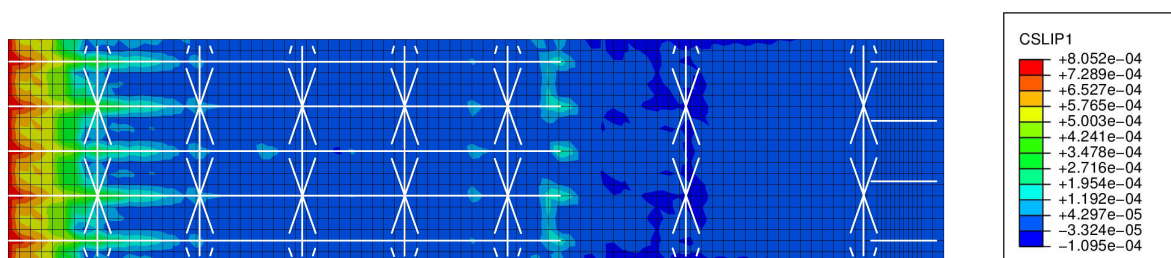


Abbildung 7.20: Prüfmodell *EU10* im Bruchzustand bei glatter Verbundfuge *-Coh31*, Verschiebung in der Verbundfuge in m

Einfluss der Gitterträgerdiagonalen

Zusätzlich zur Verbundfugenbeschaffenheit wird der Einfluss des Durchmessers der Gitterträgerdiagonalen bei Anwendung eines Bewehrungsquerschnitts von $a_s = 10,26 \text{ cm}^2/\text{m}$ untersucht. In den bisherigen Untersuchungen wurde ein Gitterträger verwendet, dessen Diagonalen einen Stabdurchmesser von $\varnothing 5 \text{ mm}$ aufwiesen. In Kapitel 6 auf Seite 123 (Untersuchungen von hohen Bewehrungsquerschnitten) zeigte sich erwartungsgemäß, dass die Spannung in den Gitterträgern deutlich geringer ausfällt, wenn ein größerer Durchmesser ($\varnothing 6 \text{ mm}$) verwendet wird. Im Zustand des maximalen Biegemoments blieb die Spannung im Gitterträger

Tabelle 7.6: Ergebnisse des Prüfmodells *EU10* unter Berücksichtigung verschiedener Rauigkeiten und dem \varnothing der Gitterträgerdiagonalen ohne Eigenlast

Bezeichnung	Rauigkeit	Biegemoment bei \varnothing 5 mm		Biegemoment bei \varnothing 6 mm	
		kNm	%	kNm	%
-Coh77	verzahnt	47,6	100	47,6	100
-Coh62	rau	47,3	99,4	47,4	99,6
-Coh31	glatt	39,8	83,6	46,2	97,1
-Coh15	sehr glatt	35,8	75,2	41,8	87,8

i. d. R. unter 420 N/mm^2 , sodass ein Versagen der Gitterträgerdiagonalen vermieden wurde. Die Schädigung des Betongefüges war allerdings aufgrund des hohen Bewehrungsquerschnitts von $a_s = 15,39 \text{ cm}^2/\text{m}$ mit einem Stabdurchmesser von 14 mm weiterhin stark ausgeprägt. Wie bei den Untersuchungen mit unterschiedlichen Rauigkeiten und kleinen Diagonaldurchmessern von 5 mm in Tab. 7.5 zeigt sich auch bei einem größeren Durchmesser von 6 mm ein ähnliches Versagen der Bauteile, vgl. Tab. 7.6. Bei glatter und sehr glatter Verbundfuge wird das Versagen des inneren Gitterträgers maßgebend.

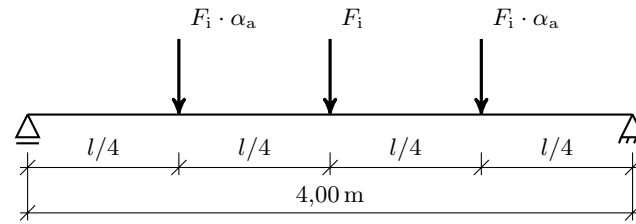
Das maximale Biegemoment steigt jedoch für die glatte und sehr glatte Verbundfuge bei einem Diagonaldurchmesser von 6 mm um etwa 16 % gegenüber der Ausführung mit einem Durchmesser von 5 mm an, vgl. Tab. 7.6. Dennoch wird bei beiden Rauigkeiten ein Versagen des Gitterträgers beobachtet. Bei glatter Fuge liegt das maximale Biegemoment allerdings nur noch etwa 3 % unter dem zu erwarteten Biegemoment.

Die Spannung in der Feldbewehrung bei glatter Verbundfuge liegt bei etwa 500 N/mm^2 und damit auch bei dem charakteristisch zulässigen Wert der Bewehrung. Die Verläufe der Durchbiegung in Feldmitte und der Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen sind in Abb. D.5 im Anhang D auf Seite 193 zu sehen.

Aus den Beobachtungen zeigt sich, dass bei Verwendung eines Diagonalendurchmessers von 5 mm und einem Bewehrungsquerschnitt von etwa $10 \text{ cm}^2/\text{m}$ mindestens eine raue Verbundfuge vorhanden sein sollte, wohingegen im untersuchten Fall mit einem Diagonaldurchmesser von 6 mm auch bei einer glatten Verbundfuge ein vorzeitiges Versagen des Gitterträgers ausgeschlossen werden konnte.

7.2 Einfluss zusätzlicher Querkrafteinwirkung

Im Stoßbereich wurde in den vorhergehenden Kapiteln der Einfluss einer Querkrafteinwirkung nicht erfasst. Der Einfluss der Querkraft auf das Gesamttragverhalten von nachträglich ergänzten Bauteilen wurde von *H. G. Schäfer und Schmidt-Kehle (1996)* untersucht. Diese geben die Ausführung der Verbundfuge als maßgebendes Kriterium für ein monolithisches Bauteilverhalten an, allerdings in Abhängigkeit der Querkraftbeanspruchung. *Lindig (2006)* stellt für schmale Verbundfugen (Fugenbreite $b_j \leq$ minimale Querschnittsbreite b_w) fest, dass der Reibungsverbund der Verbundfuge lokal nur dann wirksam werden kann, wenn der Haftverbund zwischen den beiden Betonschichten zerstört ist und eine Querpressung aus Querkraft oder Umlenkkraften vorhanden ist, bei schmalen Verbundfugen sind die Schubspannungen i. Allg. hoch. Für breite Verbundfugen ($b_j > b_w$), wie sie bei Elementdecken vorliegen, können die Schubanteile jedoch additiv – wie in *EC 2-1-1 (2011)* generell – angenommen werden, da hier i. Allg. die Schubspannungen gering sind. Der Einfluss der Querkraft auf das Tragverhalten des Zwei-Ebenen-Stoßes wird nachfolgend genauer untersucht.

Abbildung 7.21: Skizze des Prüfmodells *EU10q* zum Querkrafteinfluss

Die Betrachtung des Querkrafteinflusses wird gemäß der Ergebnisse der Parameterstudie aus Kapitel 6 für Bewehrungsquerschnitte kleiner $12,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ durchgeführt. Bei größeren Bewehrungsquerschnitten zeigte sich, dass bereits ohne Querkraft die Schädigung der Verbundfuge sowie des umliegenden Betongefüges stark ausgeprägt ist. Die Deckenstärke wird mit 20 cm , als Beton wird ein C20/25 angenommen.

Als Grundlage der Untersuchung zum Einfluss der Querkraft wird das Prüfmodell *EU10* aus Kapitel 6, Abschnitt 6.3 mit einem Bewehrungsquerschnitt von $4\varnothing 14/15$ ($10,26 \text{ cm}^2/\text{m}$) im Fertigteil verwendet (nun als Prüfmodell *EU10q* bezeichnet). Der Abstand der Lasteinleitung vom Auflager wurde beim Prüfmodell *EU10q* nun von $0,80 \text{ m}$ auf $1,00 \text{ m}$ erhöht und die Eigenlast des Versuchsaufbaus nicht berücksichtigt. Das Prüfmodell *EU10q* wird somit auch im Stoßbereich durch ein konstantes Biegemoment ohne Querkraft beansprucht. Das maximal aufnehmbare Biegemomente beider Bauteile liegt bei $54,7 \text{ kNm}$ aus Gesamtlast (incl. $4,98 \text{ kNm}$ infolge Eigenlast), vgl. Tab. 6.6. Das maximale Biegemoment aus Nutzlast des Prüfmodells *EU10q* beträgt $49,7 \text{ kNm}$ und ist wegen des Entfalls des Versuchsaufbaus um $1,9 \text{ kNm}$ höher als das Biegemoment des Prüfmodells *EU10*, vgl. Tab. 7.7.

Unter Ausnutzung der Symmetrie wird das Prüfmodell *EU10q* nun mit drei Einzellasten in den Viertelpunkten des Bauteils beansprucht, vgl. Abb. 7.21. Die Stoßfuge befindet sich in der Bauteilmitte. Die Untersuchungen werden aufgrund der Belastungssituation kraftgesteuert durchgeführt, die maximale Spannung der Stoßbewehrung wird als Versagenskriterium angenommen, sofern kein vorzeitiges Versagen der Gitterträger eintritt. Es ist zu beachten, dass sich das Nachbruchverhalten des Prüfmodells durch die Annahme der kraftgesteuerten Belastung schlechter ausbilden kann und eine Schädigung des Betongefüges nicht direkt zum Versagen des Prüfmodells führt. Das verwendete Betonmodell entspricht dem in Kapitel 5 verifizierten Modell mit Vorschädigung der Verbundfuge in der ersten Elementreihe, vgl. Abschnitt 5.2.1.

Es ist zu beachten, dass bei einem gering bewehrten Bauteil das Biegemoment aus Nutzlast im Verhältnis zum Biegemoment aus Eigenlast relativ gering ist und somit der Einfluss des Eigengewichts größer ausfällt. Mit zunehmendem Bewehrungsquerschnitt steigt das aufnehmbare Biegemoment aus Nutzlast, während das Biegemoment aus Eigenlast konstant bleibt.

Die drei Einzellasten werden gezielt variiert, um das Verhältnis des Biegemoments zur Querkraft M/V zu steuern. Die zwei äußeren Lasten werden aus der inneren Last F_i mit dem Faktor α_a gemäß Tab. 7.7 erhöht bzw. abgemindert. Das M/V -Verhältnis steht somit in Abhängigkeit des Faktors α_a und ergibt sich für $l = 4,00 \text{ m}$ zu $M/V = 2 \cdot \alpha_a + 2$. Die Bezeichnung der Untersuchungen in Tab. 7.7 bezieht sich auf das verwendete M/V -Verhältnis.

Der Momenten- und Querkraftverlauf der Prüfmodelle verändert sich mit zunehmendem M/V -Verhältnis. Der Querkraftverlauf zwischen den äußeren Einzellasten ist betragsmäßig konstant und wechselt das Vorzeichen in Feldmitte, das Biegemoment ist in Feldmitte maximal. Beide Werte ergeben das in Tab. 7.7 angegebene M/V -Verhältnis der Nutzlast, zusätzlich wird das Eigengewicht in der Berechnung berücksichtigt.

Für die Untersuchung *+00* ($M/V = 2,0$) ergibt sich aufgrund der Einzellast über dem Elementstoß ein durchgehend konstanter Querkraftverlauf mit wechselndem Vorzeichen in Bauteilmitte sowie ein dreiecksförmiger Verlauf des Biegemoments mit maximalen Wert in Bau-

Tabelle 7.7: Variationen zum Querkrafteinfluss des Prüfmodells *EU10q* und Ergebnisse ohne Berücksichtigung der Eigenlast

Bezeichnung	α_a	M/V	$F_{i,\max}$ kN	$\max M$ kNm
<i>+00</i>	0,0	2,0	50,8	50,8
<i>+05</i>	0,5	3,0	33,7	50,5
<i>+10</i>	1,0	4,0	25,2	50,3
<i>+20</i>	2,0	6,0	16,7	50,1
<i>EU10q</i>	∞	∞	-	49,7
<i>EU10</i>	-	-	-	47,8

teilmittle. Der Übergreifungsstoß liegt damit im konstanten Querkraftverlauf, das Biegemoment nimmt von der Bauteilmittle aus linear stark ab, am Übergreifungsende beträgt das Biegemoment nur noch 19,3 kNm bzw. 38 % des maximalen Wertes ($M/V = 0,76$). Mit zunehmendem M/V -Verhältnis nimmt der Wert des konstanten Querkraftverlaufs ab, bis er bei *EU10q* bei Null liegt. Der Momentenverlauf gleicht sich mit zunehmendem M/V -Verhältnis einem konstanten Verlauf an, der Übergreifungsstoß wird somit über die Länge durch ein höhere Biegemoment beansprucht, das M/V -Verhältnis bleibt ebenfalls konstant.

Die numerisch im Bruchzustand bestimmten Einzelkräfte in der Mittle des Prüfmodells $F_{i,\max}$ werden in Tab. 7.7 zusammengefasst. Das maximale Biegemoment in Bauteilmittle liegt für alle Untersuchungen bei 50,8 kNm (*+00* mit großer Querkraft) und fällt geringfügig mit zunehmendem M/V -Verhältnis ab.

Die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c}$ der betrachteten Deckenkonstruktion *EU10q* ergibt sich nach *EC 2-1-1 (2011)* – bezogen auf 1 m Plattenbreite – als Bemessungswert für den Vollquerschnitt zu 80,4 kN/m und an der Stoßfuge zu 78,4 kN/m. Die maximal einwirkende Querkraft in Elementstoßmittle beträgt 25,4 kN bzw. 50,8 kN/m (Untersuchung *+00*) und bleibt damit unter dem zulässigen Wert der zulässigen Querkrafteinwirkung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung.

Bei rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung ist gemäß der Zulassung des Gitterträgers (*DIBt 2010*) der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Ed} zudem nach Gl. 7.2 zu begrenzen ($V_{Ed} \leq V_{Rd,maxzu}$), für Normalbeton gilt hier $\alpha_c = 0,75$. Daraus ergibt sich für den gewählten Gitterträger mit einem Neigungswinkel der Gitterträgerdiagonalen $\alpha = 50,5^\circ$, einer Nutzhöhe der Decke von etwa 14,0 cm an der Stoßfuge und einem Druckstrebenneigungswinkel von $\theta = 40^\circ$ ein zulässiges $V_{Rd,maxzu} = 221$ kN/m und ist somit für die Querkrafteinwirkung der Elementkonstruktion maßgebend.

Nach dem *EC 2-1-1 (2011)* ist der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft auf 30 % der maximale Druckstrebentragfähigkeit nach Abschnitt 6.2.3 des Eurocodes 2 zu begrenzen. Die maximale Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$ nach *EC 2-1-1 (2011)* ergibt sich zu 888 kN/m an der Stoßfuge. Der maximal zulässige Wert würde demnach $V_{Rd,maxzu} = 0,30 \cdot V_{Rd,max} = 266$ kN/m betragen. Damit liegen die im Stoßbereich untersuchten Werte der Querkraft V_{Ed} deutlich unter dem maximal zulässigen Wert von 221 kN/m, vgl. Tab. D.1 im Anhang auf Seite 193.

$$V_{Rd,maxzu} = 0,25 \cdot b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad \text{für } \alpha < 55^\circ \quad (7.2)$$

$$V_{Rd,maxzu} = 0,30 \cdot b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \cdot (1 + \sin \alpha - 55^\circ) \quad \text{für } \alpha \geq 55^\circ$$

Die Bemessung und Anordnung einer eventuell erforderlichen Schubbewehrung der Elementdecke soll nicht weiter betrachtet werden. Die Bedingungen nach Gl. 7.3 sowie der Zulassung des Gitterträgers *DIBt (2010)* sind zu beachten.

$$v_{Ed} \leq v_{Rd} = v_{Rd,c} + v_{Rd,s} \leq v_{Rd,max} \quad (7.3)$$

Die Gitterträger im Stoßbereich sind konstruktiv einzulegen und dienen demnach der Sicherung der Verbundfuge und des Übergreifungsstoßes. Im Bereich der Lasteinleitung im Viertelpunkt musste teilweise lokal eine zusätzliche Querkraftbewehrung angeordnet werden, um ein Versagen des Prüfmodells in diesem Bereich zu verhindern. Bei der Untersuchung *+20* beträgt in diesem Bereich die maximale Querkraft $V_{Ed} = 83,4 \text{ kN/m}$ (bezogen auf 1 m/m) und ist damit größer als die Querkrafttragfähigkeit der Vollplatte $V_{Rd,c} = 80,4 \text{ kN/m}$, vgl. Tab. D.1.

Insgesamt werden vier unterschiedliche Belastungskombinationen unter Variation des Lastfaktors α_a untersucht, vgl. Tab. 7.7. Die momentenabhängigen Verläufe der Mitten-Durchbiegung sowie der Stoßöffnungsbreite im Elementstoß sind in Abb. 7.22 angegeben. Die Verläufe der Durchbiegung und der Stoßöffnungsbreite werden von der Laststellung geringfügig beeinflusst. Je größer die äußeren Lasten im Verhältnis zur inneren Last angenommen werden, desto mehr passt sich der Verlauf an den mit konstantem Biegemoment gepunktet dargestellten Verlauf des Prüfmodells *EU10q* an, vgl. Abb. 7.22a. Die Ober- bzw. Untergrenze der Verläufe bilden die Untersuchungen *EU10q+00* und *EU10q*, vgl. Abb. 7.22.

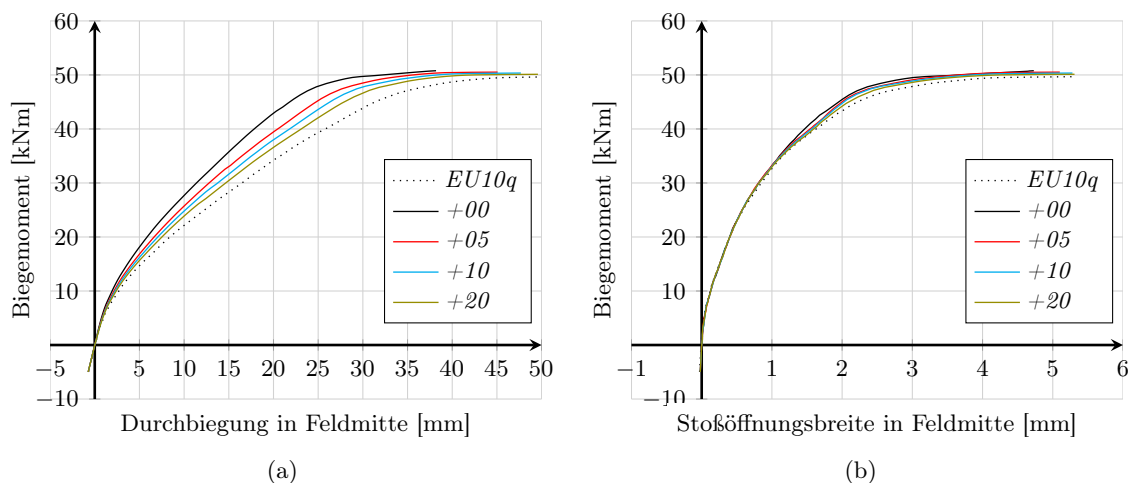


Abbildung 7.22: Prüfmodell *EU10q*, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsbreite in Feldmitte

Die Spannungen in der Stoßbewehrung über der Elementfuge verhalten sich unauffällig und steigen erwartungsgemäß mit zunehmenden Biegemoment an, vgl. Abb. 7.23a.

Anhand der Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen in Abb. 7.23b ist ein geringer Einfluss

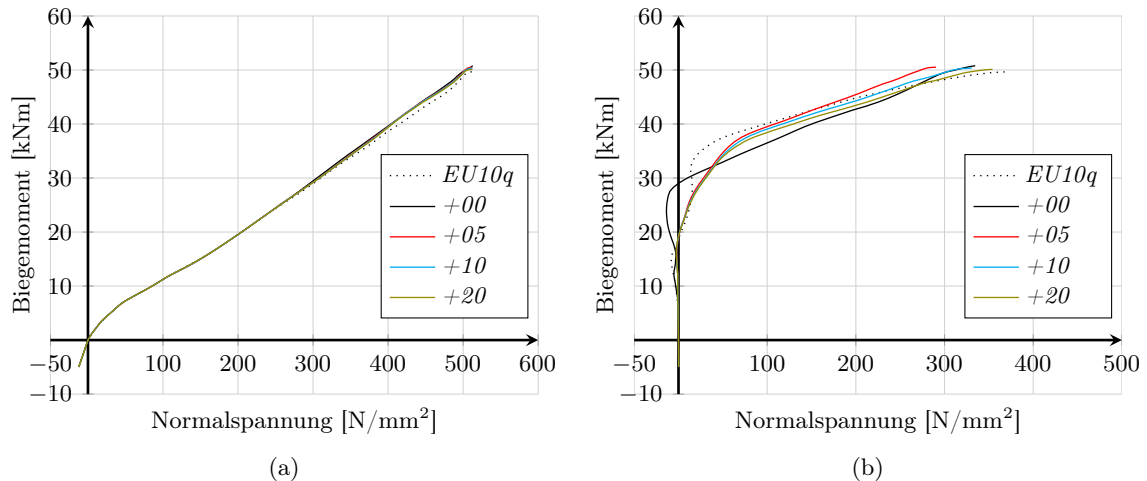


Abbildung 7.23: Prüfmittel *EU10q*, Normalspannungen der (a) Stoßbewehrung, mittig, (b) Gitterträgerdiagonalen

der Querkraft bzw. der variierenden Lasteinwirkung erkennbar. Die Spannungen in den Diagonalen steigen mit größerem M/V -Verhältnis beim Prüfmittel *EU10q* auf bis zu 372 N/mm^2 an, mit zunehmender Querkrafteinwirkung bzw. abnehmendem M/V -Verhältnis fällt die maximale Spannung in den Gitterträgerdiagonalen.

Eine Ausnahme bildet die Untersuchung *+00*, dabei wurde die maximale Spannung in den Gitterträgerdiagonalen durch eine lokale Rissbildung verursacht und erreicht einen Wert von 335 N/mm^2 . An gleichwertiger Stelle des Gitterträgers (vgl. übrige Untersuchungen) beträgt die Spannung im Bruchzustand allerdings nur 228 N/mm^2 und gibt damit die geringste Spannung der Gitterträgerdiagonalen im Bruchzustand des Prüfmittels an, vgl. Tab. D.1 im Anhang D auf Seite 193.

Anhand der plastischen Dehnungen im Bruchzustand in den Abb. 7.24 bis 7.28 ist die variierende Laststellung deutlich erkennbar. Mit zunehmendem M/V -Verhältnis breiten sich die plastischen Dehnungen und somit die Schädigung des Betongefüges im Verbundfugenbereich weiter in Richtung des Auflagers aus. Während bei *+00* die Schädigung sichtlich zwischen den ersten beiden Gitterträgern aufhört, schreitet diese bei der Untersuchung *+20* bis zum zweiten Gitterträger fort. Auch die Schädigung am Ende der Stoßbewehrung bzw. hinter der Lasteinleitung nimmt mit steigendem M/V -Verhältnis durch Überlagerung der steigenden Querkraft mit dem Biegemoment zu, vgl. Tab. D.1. Der Einfluss der Verbundspannungen infolge der Übergreifung erscheint größer als der aus Querkraft.

Der Bruchzustand der Untersuchungen wird durch das Zugversagen der Stoßbewehrung bestimmt. Versagensmechanismen des Betongefüges können durch die kraftgesteuerten Untersuchungen nicht beobachtet werden. Die relativ weitreichende Schädigung des Betongefüges im Bruchzustand zeigt jedoch, dass die Kombination der Deckenstärke von 20 cm unter der Anwendung des Bewehrungsquerschnitts von $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ mit zusätzlicher Querkrafteinwirkung zur Anwendung noch geeignet ist, allerdings als Grenzwert angesehen werden sollte. Weitere Untersuchungen mit unterschiedlichen Deckenstärken sind noch notwendig.

Es bleibt zu beachten, dass die Verbundfuge bei diesen Untersuchungen nicht diskret abgebildet wird. Durch Diskretisierung der Verbundfuge sollten die Spannungen in den Diagonalen, wie es bereits im Abschnitt 7.1.2 beobachtet wurde, weiter ansteigen. Bei nicht ausreichender Verbundfugentragfähigkeit ist von einem vorzeitigen Versagen des Prüfmittels durch Erreichen der Zugfestigkeit der inneren Gitterträgerdiagonalen auszugehen, siehe Abschnitt 7.3.

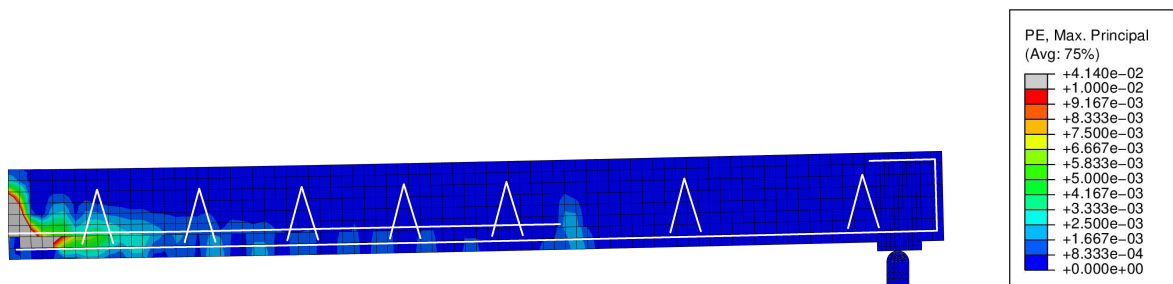


Abbildung 7.24: Prüfmodell $EU10q+00$ im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung, plastische Dehnungen

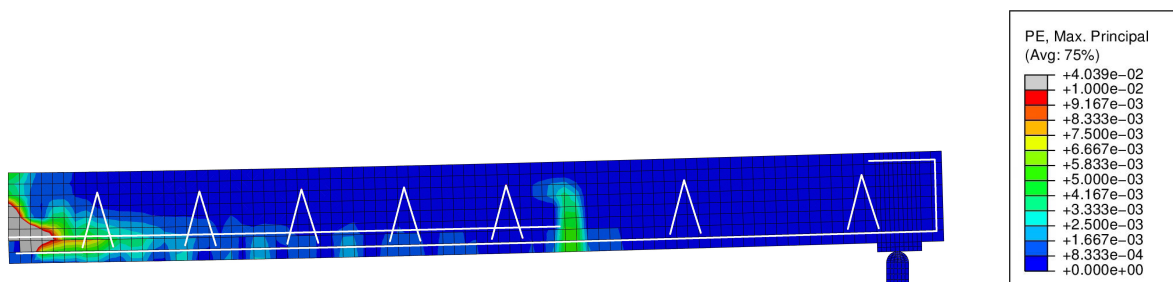


Abbildung 7.25: Prüfmodell $EU10q+05$ im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung, plastische Dehnungen

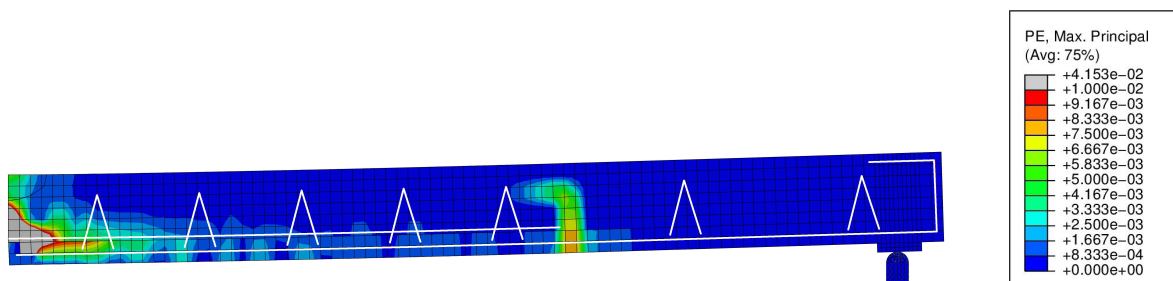


Abbildung 7.26: Prüfmodell $EU10q+10$ im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung, plastische Dehnungen

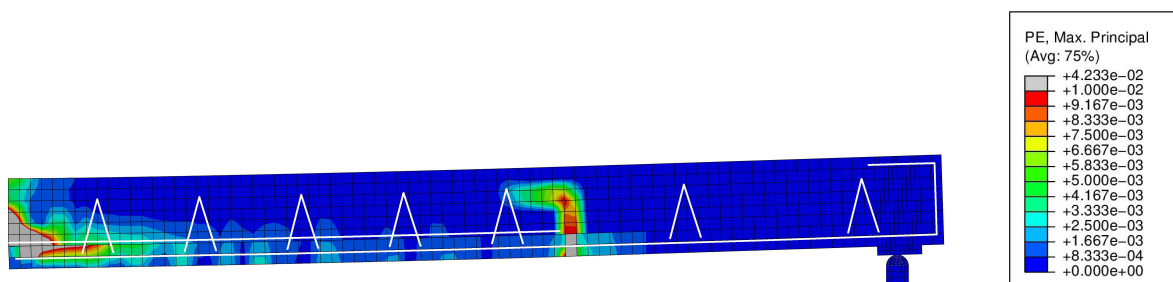


Abbildung 7.27: Prüfmodell $EU10q+20$ im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung, plastische Dehnungen

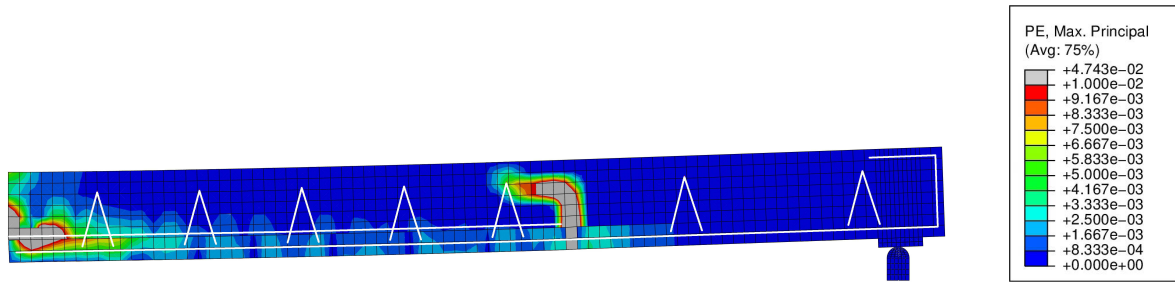


Abbildung 7.28: Prüfmodell *EU10q* im Bruchzustand (ohne mittige Einzellast), plastische Dehnungen

7.3 Überlagerung der Querkraft und Verbundfugenrauigkeit

Ausgehend von den bisherigen Untersuchungen im Kapitel 7 wird nachfolgend der Einfluss der Querkraft unter Berücksichtigung einer variierenden Verbundfugentragfähigkeit nach *EC 2-1-1 (2011)* untersucht. Es wird sowohl von einer verzahnten als auch einer glatten Verbundfuge ausgegangen. Die Beschreibung des Verbundfugentragverhaltens erfolgt analog zu Abschnitt 7.1 anhand des Prüfmodells *EU10q*, vgl. Tab. 7.4.

In Abb. 7.29 wird der Durchbiegungsverlauf des Bauteils sowie der Verlauf der maximalen Spannung in den Gitterträgerdiagonalen unter Annahme einer verzahnten Verbundfuge dargestellt. Dem gegenüber stehen in Abb. 7.30 die Verläufe unter Annahme einer glatten Verbundfuge entgegen. Das Versagen des Prüfmodells mit glatter Verbundfuge wird durch Erreichen der Streckgrenze des inneren Gitterträgers angenommen, während bei einer verzahnten Verbundfuge die Zugfestigkeit der auf dem Fertigteil liegenden Stoßbewehrung maßgebend wird. Theoretisch ist eine Lastzunahme nach Versagen des Prüfmodells mit glatter Verbundfuge noch möglich, wird allerdings nicht weiter verfolgt. Es kann bei beiden Fugenrauigkeiten der in Abschnitt 7.2 beschriebene Einfluss der Laststellung auf das Durchbiegungsverhalten beobachtet werden. Mit zunehmend konstantem Momentenverlauf im Stoßbereich nimmt bei gleicher Momentenbeanspruchung die Durchbiegung zu.

Beim Verlauf der Gitterträgerspannung ist bei verzahnter Verbundfuge eine leichte Streuung der Spannungen zu beobachten, mit zunehmend konstantem Biegemoment werden die Gitterträger bei höherer Momentenbeanspruchung aktiviert. Im Bruchzustand gleichen sich die Verläufe der Spannungen einander an. In Abb. 7.29b fällt allerdings auf, dass die Gitterträgerspannungen unmittelbar vor dem maximalen Biegemoment teilweise bereits abnehmen, was auf eine stärkere Schädigung des Betongefüges deuten könnte.

Die Gitterträgerdiagonalen des Prüfmodells mit glatter Verbundfuge werden alle bei gleicher Biegebeanspruchung gleich ausgenutzt, unabhängig vom M/V -Verhältnis. Die Gitterträgerdiagonalen werden bei einem geringfügig niedrigeren Biegemoment aktiviert. Die Spannungen nehmen mit zunehmender Einwirkung schneller zu, was auf eine geschädigte Verbundfuge schließen lässt.

Die plastischen Dehnungen werden für das Prüfmodell $+00$ bei maximaler Querkrafteinwirkung mit einem M/V -Verhältnis von 2,0 in Abb. 7.31 für eine verzahnte und in Abb. 7.32 für eine glatte Verbundfuge dargestellt.

Die maximale Dehnung der verzahnten Verbundfuge in Abb. 7.31 ist mit $4,520 \times 10^{-2}$ höher als bei der vergleichbaren Untersuchung ohne Diskretisierung der Verbundfuge *EU10q*, vgl. Abb. 7.24. Die Verbundfugenklaffung weitet sich im Bruchzustand geringfügig über die erste Elementreihe aus und überträgt hier keine weiteren Spannungen, vgl. Abb. 7.33. Zusätzlich versagt der Verbund lokal im Bereich der Bewehrungsstäbe durch hohe Verbundspannungen,

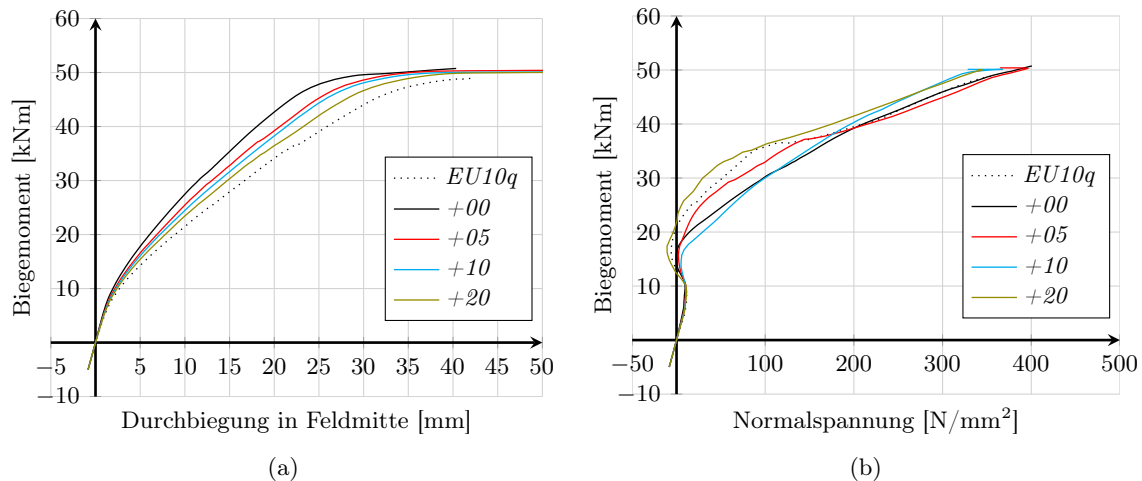


Abbildung 7.29: Prüfmittel *EU10q-coh77* mit verzahnter Verbundfuge, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Normalspannungen in den Gitterträgerdiagonalen

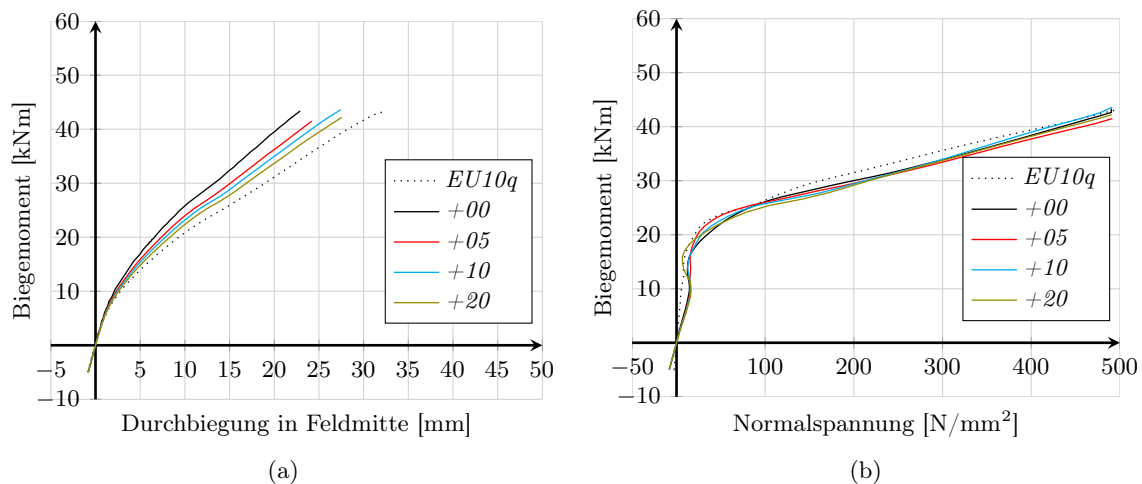


Abbildung 7.30: Prüfmittel *EU10q-coh31* mit glatter Verbundfuge, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Normalspannungen in den Gitterträgerdiagonalen

vgl. Abb. 7.34. Ein markanter Einfluss der beobachteten Schädigungen auf die Traglast des Prüfmittels ist nicht erkennbar.

Der Verlauf der plastischen Dehnungen der glatten Verbundfuge zeigt im Vergleich zur rauen Fuge eine nur sehr geringe Schädigung des Betongefüges im Verbundfugenbereich, die maximale Dehnung beträgt lediglich $1,152 \times 10^{-2}$. Allerdings zeigt sich in Abb. 7.35 auch eine stärker ausgeprägte Verbundfugenklaffung, die durch den ersten Gitterträger begrenzt wird. Durch das frühzeitige Versagen der Verbundfuge zwischen den beiden Betonschichten werden in diesem Bereich keine Verbundspannungen mehr übertragen, vgl. Abb. 7.36. Die Betonschädigung verläuft kontinuierlich von der Elementstoßfuge entlang der Verbundfuge, diese kann sich im Fertigteil aufgrund der gestörten Interaktion zwischen den Betonschichten nicht ausbilden. Das Tragverhalten wird wesentlich durch die Lage des ersten Gitterträgers bestimmt, da dieser die Spannungen der gestörten Verbundfuge aufnimmt und eine weitere Lastzunahme ermöglicht.

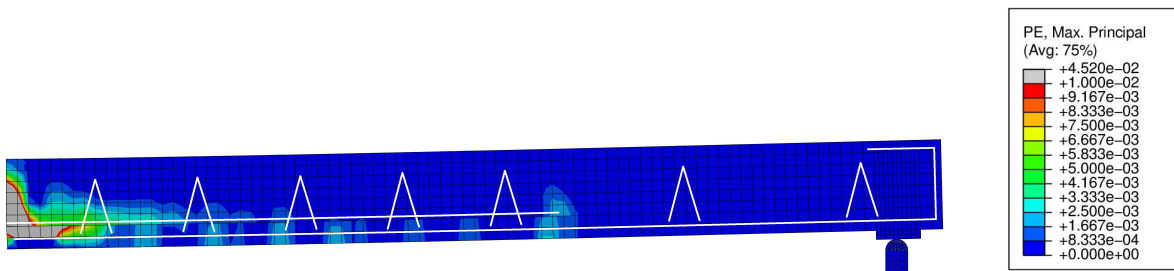


Abbildung 7.31: Prüfmodell *EU10q+00-coh77* im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung und verzahnter Verbundfuge, plastische Dehnungen

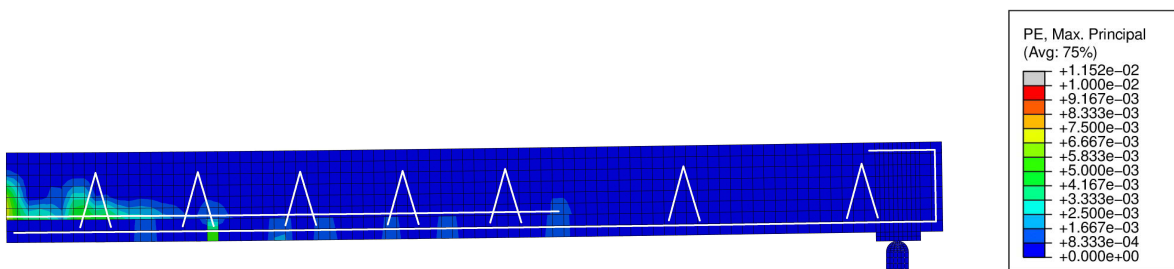


Abbildung 7.32: Prüfmodell *EU10q+00-coh31* im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung und glatter Verbundfuge, plastische Dehnungen

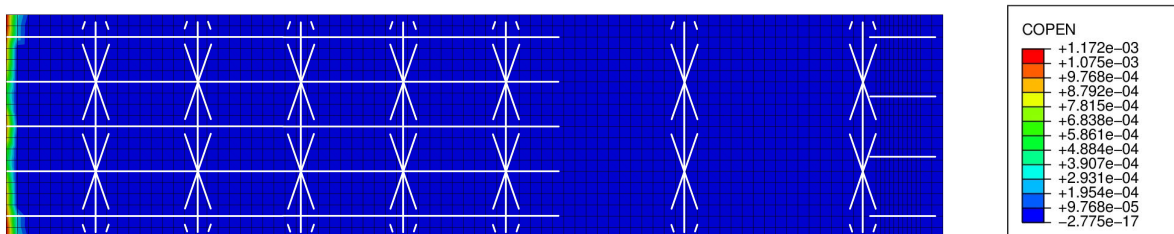


Abbildung 7.33: Prüfmodell *EU10q+00-coh77* im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung und verzahnter Verbundfuge, Verbundfugenklaffung in m

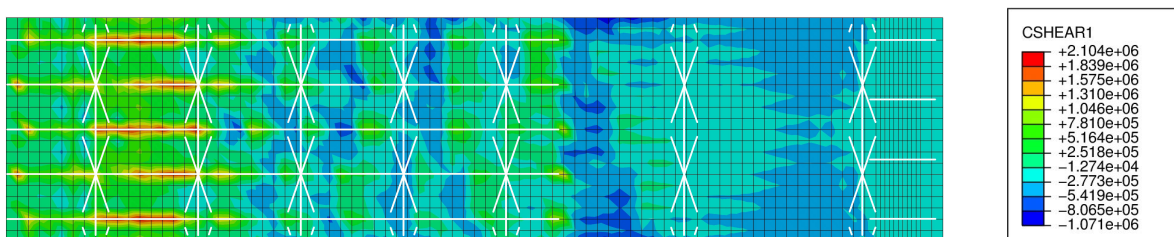


Abbildung 7.34: Prüfmodell *EU10q+00-coh77* im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung und verzahnter Verbundfuge, Schubspannungen in der Verbundfuge in N/m^2

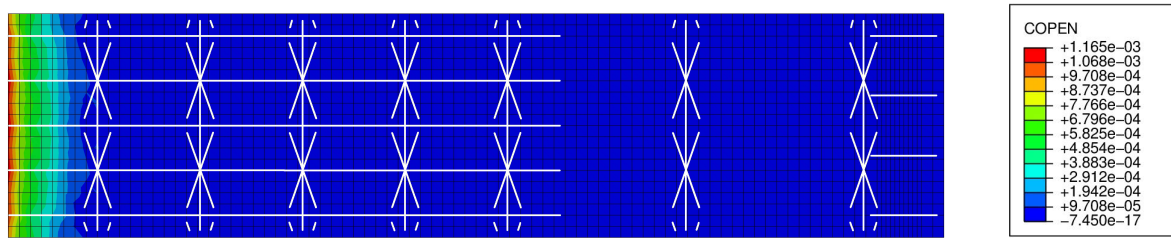


Abbildung 7.35: Prüfmittelmodell *EU10q+00-coh31* im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung und glatter Verbundfuge, Verbundfugenklaffung in m

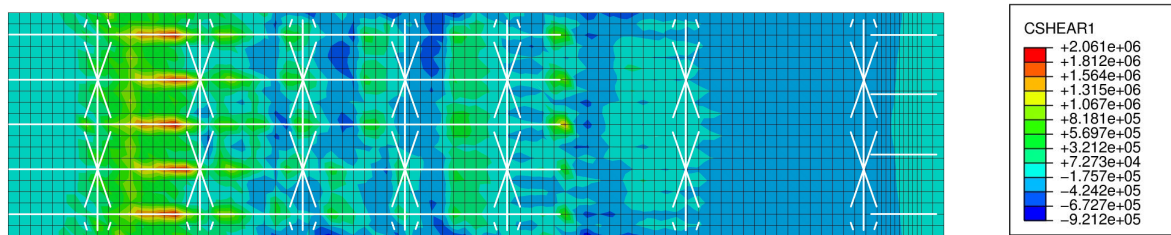


Abbildung 7.36: Prüfmittelmodell *EU10q+00-coh31* im Bruchzustand mit Querkrafteinwirkung und glatter Verbundfuge, Schubspannungen in der Verbundfuge in N/m^2

7.4 Zusammenfassung zum Einfluss der Verbundfugenrauigkeit und der Querkraft

Die bisherigen Untersuchungen zum Tragverhalten des Zwei-Ebenen-Stoßes wurden ohne Querkrafteinfluss unter einem konstanten Biegemoment sowie ohne Berücksichtigung unterschiedlicher Verbundfugenrauigkeit betrachtet. Im Kapitel 7 konnte diese durch eine Modifikation des in Kapitel 5 entwickelten Betonmodells in Anlehnung an den *EC 2-1-1 (2011)* sowie durch einen empirischen Vergleich mit den eigenen experimentellen Untersuchungen erfasst werden. Ergänzend zur Fugenrauigkeit wurde ein Querkrafteinfluss durch Variation des Verhältnisses Biegemoment zur Querkraft (M/V -Verhältnis) im Bereich des Elementstoßes untersucht.

Die Verbundfugenrauigkeit konnte als eine vereinfachte Annahme anhand des in Kapitel 4 beschriebenen und in Kapitel 5 numerisch verifizierten Prüfkörpers *B5* berücksichtigt werden. Die Annahme verschiedener Verbundfugentragfähigkeiten durch Variation des Adhäsionsanteils zeigte einen signifikanten Einfluss auf das Tragverhalten sowie die maximale Tragfähigkeit der untersuchten Bauteile. Dabei wurde das Prüfmittelmodell *EU10* untersucht, um die normgerechte Bewehrungsführung bei dem maximal zulässigen Bewehrungsquerschnitt von etwa $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ unter Anwendung eines Stabdurchmessers von 14 mm zu studieren.

Hierbei zeigte sich, dass vor allem bei der Annahme einer glatten bis sehr glatten Verbundfuge die rechnerische Tragfähigkeit der Biegezugbewehrung nicht erreicht werden kann, sondern ein Versagen der Verbundfuge eintritt. Die im Stoßbereich liegenden Gitterträger nehmen zunächst die aus der Schädigung der Verbundfuge resultierenden Spannungen auf und verhindern ein fortschreitendes Versagen der Fuge. Danach wird i. d. R. die maximale Spannung an der inneren Gitterträgerdiagonale erreicht und führt numerisch zum Versagen des Prüfmittels. Die Ergebnisse der Untersuchungen des numerischen Prüfkörpers *B5* sowie des Prüfmittels *EU10* zeigten ein vergleichbares Tragverhalten mit hoher Sensibilität hinsichtlich der Verbundfugenrauigkeit, wobei die Auswirkung der Bewehrungsführung deutlich erkennbar ist. Bei normkonformer Bewehrungsführung (*EU10*) ist der Unterschied der verschiedenen Verbund-

fugenrauigkeiten geringer und somit das Tragverhalten sicherer. Die Schädigung des Betons ist ebenfalls geringer ausgeprägt.

In Bezug auf den Gitterträgerabstand ist festzustellen, dass ein Gitterträger zum einen unmittelbar in Stoßfugennähe benötigt wird, um die Verbundfugenschädigung zu begrenzen und eine Spannungsübertragung in diesem Bereich sicherzustellen. Zum anderen scheint ein weit vom Stoß entfernter Gitterträger das Tragverhalten ebenfalls positiv zu beeinflussen, auch dieser Gitterträger trägt mit und gewährleistet, wie auch bei Prüfkörper *B5* beobachtet, ein verzögertes Versagen der Konstruktion nach starker Verbundfugenschädigung. Allerdings ist eine Übertragung der Verbundspannung der Längsbewehrung in dem bis zum ersten Gitterträger gerissenem Verbundfugenbereich nicht mehr möglich und ein Aufklaffen zwischen den beiden Betonschichten nicht auszuschließen.

Die Berücksichtigung einer Querkrafteinwirkung im Stoßbereich der Elementdeckenkonstruktion wurde am Prüfmodell *EU10q* betrachtet und zeigt – unter veränderter Laststellung gegenüber dem Prüfmodell *EU10* – keinen direkten Einfluss aus der Querkrafteinwirkung bzw. keine Erhöhung der Schädigung des Betongefüges im Stoßbereich. Es wurden M/V -Verhältnisse zwischen 2,0 und 6,0 untersucht, die einwirkende Querkraft betrug in der Stoßmitte maximal 50,8 kN/m und damit nur $0,06 \cdot V_{Rd,max}$ ($V_{Rd,max} = 888$ kN/m). Eine höhere Querkrafteinwirkung war bei der betrachteten Deckenstärke und dem gewählten Drei-Punkt-Biegeversuch mit mittiger Einzellast nicht möglich, da die Biegetragfähigkeit maßgebend wurde.

Bei der hier berücksichtigten geringen Querkraftbeanspruchung, die aber übliche Situationen im Hochbau abdecken dürfte, erscheint der Einfluss der Verbundspannungen infolge der Übergreifung größer als der aus Querkraft. Die wesentliche Beanspruchung der Verbundfuge im Stoßbereich wird durch das Biegemoment hervorgerufen. Ergänzende Untersuchungen mit konstantem Biegemoment und zusätzlicher insbesondere höherer Querkraftbeanspruchung sind noch erforderlich.

Zusätzlich ist zu beachten, dass bei der Untersuchung *EU10q* mit größerem Abstand der Lasteinleitung zum Auflager gegenüber *EU10* eine deutliche Steigerung der Beanspruchung der Gitterträger von etwa 100 N/mm² beobachtet wurde. Dies kann aus der veränderten Laststellung resultieren, ein Einfluss aus der Querkraft und der damit verbundenen zusätzlichen Einwirkung auf die Verbundfuge scheint jedoch zusätzlich vorzuliegen. Zudem wurde nur eine Deckenstärke betrachtet, bei der die Anwendung des Bewehrungsquerschnitts von $10,0$ cm²/m mit zusätzlicher Querkrafteinwirkung noch möglich scheint, allerdings als Grenzwert angesehen werden sollte. Hierzu sind weiterführende Untersuchungen notwendig.

Bei den Untersuchungen der kombinierten Beanspruchung aus Querkraft und Einfluss der Verbundfugenrauigkeit zeigt sich die Verbundfugenrauigkeit als maßgebender Einfluss auf das Tragverhalten der Bauteile, die Spannungen der Gitterträger sind stark erhöht und ein vorzeitiges Versagen bei zu geringer Verbundfugentragfähigkeit kann auftreten. Allerdings weicht das Ergebnis nur geringfügig von den zuvor dargelegten Ergebnissen der Untersuchungen zur Verbundfugenrauigkeit ab. Die in diesen Untersuchungen berücksichtigte Querkraft scheint das Tragverhalten nur gering zu beeinflussen. Generell ist es bei einem Plattentragwerk als Elementdeckenkonstruktion konstruktiv jedoch nicht auszuschließen, dass der Tragstoß durch eine Kombination aus nennenswerter Querkraft und einem Biegemoment beansprucht wird. Dies ist jedoch nicht Gegenstand dieser Arbeit, hierzu sind ergänzende Betrachtungen erforderlich.

Die Verbundfugenrauigkeit beeinflusst maßgeblich die Schädigung der Verbundfuge. Mit zunehmender Rauigkeit nimmt die Schädigung ab. Die Bemessung der Gitterträger für die Längskraft der zu stoßenden Bewehrung ist besonders wichtig, da der innere Gitterträger bei zu geringer Rauigkeit der Fertigteiloberfläche vorzeitig versagen kann und durch die Bemessung der Gitterträger, aber auch den maximalen Gitterträgerabstand, rechnerisch mindestens ein weiterer Gitterträger im Stoßbereich liegt, der die Schädigung der Konstruktion einschränkt

und ein kontinuierliches Tragverhalten sicherstellt.

In den Untersuchungen wurde für die Gitterträgerdiagonalen überwiegend ein Stabdurchmesser von 5 mm angenommen. Wie in eigenen Untersuchungen in Kapitel 6 bereits festgestellt wurde, führt die Anwendung größerer Durchmesser zu einem verzögerten oder gar Aussetzen des Gitterträgerversagens. Die Stahlspannungen in den Diagonalen können dadurch teilweise auf $\sigma_s < 420 \text{ N/mm}^2$ begrenzt werden. Ein ähnliches Verhalten zeigen die zusätzliche Untersuchungen zur Verbundfugenrauigkeit mit einem größeren Diagonalendurchmesser. Hieraus kann geschlossen werden, dass bei Verwendung eines Durchmessers der Gitterträgerdiagonale von 5 mm und einem Bewehrungsquerschnitt von etwa $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ die Verbundfuge mindestens rau sein sollte ($R_t \geq 1,5 \text{ mm}$), wohingegen ein Stabdurchmesser von 6 mm auch bei einer glatten Verbundfuge ($R_t < 1,5 \text{ mm}$) ein vorzeitiges Versagen des Gitterträgers verhindern kann. Ob dies generell gilt oder nur bei höheren Längsbewehrungsgraden (wie im untersuchten Fall bei $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$) ist noch festzulegen.

Die Annahmen unterschiedlicher Verbundfugenrauigkeiten müssen noch experimentell verifiziert werden, ggf. das numerische Modell verbessert werden. Die Annahmen basieren bisher auf einem Vergleich des Eurocodes 2 (*EC 2-1-1 2011*) mit dem Bauteiltragverhalten des Prüfkörpers *B5* aus Kapitel 4 unter Ansatz der Adhäsion (ohne Reibungsanteil). Die voneinander abhängigen Traganteile der Adhäsion sowie der Reibung der Verbundfugentragfähigkeit müssen genauer untersucht werden und können dadurch zu einer adäquaten Modellierung der Verbundfuge führen, mit der die Untersuchung der Querkrafteinwirkung ergänzt und bestätigt werden können.

8 Bemessungsvorschlag

Das Verhalten des Tragstoßes von nachträglich mit Ortbeton ergänzten Stahlbeton-Fertigteilplatten wurde in den vorliegenden experimentellen und numerischen Untersuchungen genauer betrachtet, die aktuellen Bemessungsgrundsätze des *EC 2-1-1 (2011)* konnten im Wesentlichen bestätigt werden. Ergänzende Empfehlungen im Hinblick auf die Ausführung des Stoßes erscheinen jedoch sinnvoll.

Die Untersuchungen des Stoßbereichs wurden überwiegend unter konstantem Biegemoment durchgeführt. Der Einfluss einer Querkraft wurde numerisch in Kapitel 7 betrachtet, jedoch nur bis zu einer Bemessungsquerkraft von $0,06 \cdot V_{Rd,max}$. Es zeigte sich dabei, dass ein konstantes Biegemoment eine größere Schädigung des Stoßbereichs verursacht als eine zusätzliche Querkraft in Kombination mit einem abnehmendem Biegemoment.

Die Verbundfugenrauigkeit wurde ebenfalls numerisch untersucht und zeigte einen großen Einfluss auf das Tragverhalten. Für die Tragfähigkeit wurde die Adhäsion sowie die Verdübelung der Verbundfuge durch die vorhandenen Gitterträger angesetzt. Der Traganteil aus Reibung wurde vernachlässigt. Diese Annahme wird als hinreichend genau angenommen, da die Gitterträger unmittelbar nach Verlust der Adhäsion beansprucht werden. Durch die Bewehrung wird das weitere Aufklaffen der Verbundfuge begrenzt, vgl. Abb. 2.17. In den numerischen Untersuchungen wurde zunächst von einer rauen Verbundfugenrauigkeit mit $R_t \geq 2,0$ mm ausgegangen, wie sie in den experimentellen Untersuchungen gemessen wurde.

Die dargelegten Untersuchungen beziehen sich auf häufige Situationen des üblichen Hochbaus mit nur geringer Querkraftbeanspruchung, Betonfestigkeitsklassen des Ortbetons von C16/20 bis C20/25 und Deckenstärken von 16 cm bis 28 cm.

Nach *EC 2-1-1 (2011)* und unter Einbeziehung des Nationalen Anhangs (*EC 2-1-1, NA 2013*) ist für die Ausführung einer gestoßenen Bewehrung von nachträglich mit Ortbeton ergänzten Deckenplatten zu beachten, dass

der Stabdurchmesser ≤ 14 mm, der Bewehrungsquerschnitt $a_s \leq 10,0$ cm²/m und der Bemessungswert der Querkraft $V_{Ed} \leq 0,3 \cdot V_{Rd,max}$ beträgt. Der Übergreifungsstoß ist durch Bewehrung zu umschließen, die maximal im Abstand der zweifachen Deckenstärke ($2 \cdot h$) liegt. Diese Bewehrung ist für die Zugkraft der zu stoßenden Bewehrung zu bemessen. Auf die konkrete Anwendung von Gitterträgern wird nicht eingegangen – es wird auf die jeweilige allgemeine bauaufsichtliche Zulassung verwiesen.

Die Parameterstudie in Kapitel 6, welche die oben genannten Grenzwerte der Bewehrung und der Gitterträgerabstände nach *EC 2-1-1 (2011)* beinhaltete, zeigte überwiegend ein Tragverhalten mit vertretbarer Schädigung des Verbundfugenbereichs. Allerdings konnte im Rahmen der Parameterstudie auch festgestellt werden, dass es trotz Einhaltung der oben genannten Grenzen bei geringen Deckenstärken mit geringer Betonfestigkeit des Ortbetons und hohem Bewehrungsquerschnitt von etwa 10,0 cm²/m zu einer starken Ausbreitung der Schädigung im Stoßbereich kommen kann und die maximale Tragfähigkeit des Stoßes vor dem Erreichen der Fließgrenze von 525 N/mm² in der Stoßbewehrung überschritten wird. Hieraus wird vorgeschlagen, zusätzlich den **mechanischen Bewehrungsgrad ω** , bezogen auf die Vollplatte, als Grenzwert hinzuzuziehen und diesen auf $\omega \leq 0,30$ zu begrenzen.

Es fiel zudem auf, dass bei den Untersuchungen $\varnothing 12\text{ mm}$ mit $a_s = 9,05\text{ cm}^2/\text{m}$ und einem Stabdurchmesser von 12 mm sowie den Untersuchungen *EU10* mit $a_s = 10,26\text{ cm}^2/\text{m}$ und einem Stabdurchmesser von 14 mm die Verbundfugenschädigung teilweise nicht vollständig vom ersten Gitterträger begrenzt werden konnte, vgl. Abb. 6.14 und Abb. 6.15. Daher erscheint die Bemessung der stoßumschließenden Bewehrung (Gitterträger) für die Zugkraft der zu stoßenden Bewehrung durchaus sinnvoll, um die Anordnung eines zweiten, rechnerisch erforderlichen Gitterträgers im geringen Abstand zum Ersten sicherzustellen, der die über den ersten Gitterträger hinaus verlaufende Schädigung begrenzt. Die Gitterträger sind dabei gleichmäßig über die Übergreifungslänge zu verteilen. Die rechnerische Übergreifungslänge sollte erst ab dem ersten Gitterträger beginnend angenommen werden.

Weiterhin konnte festgestellt werden, dass sich die Schädigung bei einem Bewehrungsquerschnitt von knapp $10,0\text{ cm}^2/\text{m}$ teilweise nur gering vom Elementstoß entlang der Verbundfuge ausbreitete, vgl. Abb. 6.17 mit Abb. 6.18. Bei Deckenstärken $> 20\text{ cm}$ wurde analog dazu beobachtet, dass die Gitterträger bei einem maximal zulässigen Abstand von $2 \cdot h$ die anfängliche Schädigung des Verbundfugenbereichs zwar – in entsprechender Entfernung erst – begrenzen können, jedoch kaum beansprucht werden, vgl. Tab. C.3 im Anhang C auf Seite 187. Die Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen blieben für $\varnothing 12\text{ mm}$ mit 58 N/mm^2 und 30 N/mm^2 für die Deckenstärken 24 cm und 28 cm nur sehr gering. Bei Prüfmodell *EU10* mit $a_s = 10,26\text{ cm}^2/\text{m}$ und einem Stabdurchmesser von 14 mm fielen die Spannungen mit bis zu 270 N/mm^2 zwar deutlich höher aus, aber auch diese zeigten sich bei den größeren Deckenstärken mit 153 N/mm^2 und 93 N/mm^2 deutlich geringer. Aus diesem Grund wird für den **inneren Gitterträgerabstand zusätzlich ein maximaler Abstand von 40 cm** gefordert, um die Schädigung sichtlich zu begrenzen und eine sichtbare Rissentstehung im unmittelbaren Elementstoßbereich zu vermeiden.

In einer ergänzenden Studie zum Einfluss des **Durchmessers der Gitterträgerdiagonale** zeigten die Untersuchungen zur Verbundfugenrauigkeit mit $a_s = 10,26\text{ cm}^2/\text{m}$, dass für die **Anwendung eines Stabdurchmessers von $\varnothing 5\text{ mm}$ mindestens eine raue Verbundfuge ($R_t \geq 1,5\text{ mm}$)** bestehen sollte, wohingegen bei einem **Stabdurchmesser von $\varnothing 6\text{ mm}$ auch eine glatte Verbundfuge ($R_t < 1,5\text{ mm}$)** ein vorzeitiges Versagen des Gitterträgers ausschließen kann.

Zusammenfassend können die derzeitigen normativen Regelungen für die Ausbildung einer gestoßenen Bewehrung von nachträglich mit Ortbeton ergänzten Deckenplatten bestätigt werden. Zusätzlich werden die folgenden Empfehlungen gemacht, die in Abb. 8.1 in Anlehnung an die Abbildung nach *Fingerloos et al. (2012)* ergänzend dargestellt sind. Es ist demnach zu beachten, dass:

der Stabdurchmesser $\leq 14\text{ mm}$, der Bewehrungsquerschnitt $a_s \leq 10,0\text{ cm}^2/\text{m}$ mit $\omega \leq 0,30$ und der Bemessungswert der Querkraft $V_{Ed} \leq 0,3 \cdot V_{Rd,max}$ beträgt. Der Übergreifungsstoß ist durch Bewehrung zu umschließen, die maximal im Abstand der zweifachen Deckenstärke ($2 \cdot h$) zueinander liegt. Die inneren, direkt am

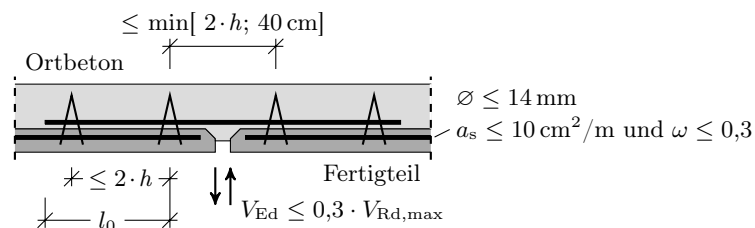


Abbildung 8.1: Schnitt durch die Stoßausbildung der Querbewehrung mit Empfehlungen

Elementstoß liegenden Gitterträger sollten zudem im Abstand $\min[\leq 2 \cdot h; 40 \text{ cm}]$ liegen. Die umschließende Bewehrung ist für die Zugkraft der zu stoßenden Bewehrung zu bemessen. Bei Verwendung von Gitterträgern ist die Verbundfugenrauigkeiten $R_t \geq 1,5 \text{ mm}$ herzustellen. Bei glatter Fuge ist der Bewehrungsquerschnitt der Gitterträgerdiagonale ggf. zu erhöhen.

Der Einfluss einer Querkraft im Bereich des Tragstoßes wurde nur bis zu einem Bemessungswert von $0,06 \cdot V_{Rd,max}$ untersucht. Die in der Norm angegebene Grenze von $0,3 \cdot V_{Rd,max}$ ist noch zu überprüfen.

9 Zusammenfassung und Ausblick

9.1 Zusammenfassung und Diskussion

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit dem Tragstoß von nachträglich mit Ortbeton ergänzten zweiachsig gespannten Stahlbeton-Fertigteileplatten. Ziel der durchgeführten Untersuchungen war es, die derzeitigen Regelungen und Einschränkungen für die Stoßausbildung des Zwei-Ebenen-Stoßes kritisch zu hinterfragen und Möglichkeiten einer optimierten Bewehrungsführung aufzuzeigen. Die aktuellen Bemessungs- und Konstruktionsgrundlagen basieren im Wesentlichen auf einer gutachterlichen Stellungnahme von *Schiefl (1997)* auf der Basis der damals geltenden *DIN 1045 (1988)*. Die Empfehlungen dieser Stellungnahme sind mit geringfügigen Änderungen im Eurocode 2 (*EC 2-1-1 2011*) wiederzufinden.

Zur Untersuchung der Fragestellung wurden einleitend in Kapitel 2 die Besonderheiten der Elementdecke und des Elementstoßes zwischen zwei Halbfertigteilen und in Kapitel 3 das Materialverhalten von Stahlbeton erläutert. Die eigenen experimentellen Untersuchungen in Kapitel 4 (Prüfkörper *B1 - B6*) wurden zur ersten Beurteilung des Tragverhaltens des Zwei-Ebenen-Stoßes, aber auch als Grundlage für die Validierung des späteren in Kapitel 5 vorgestellten numerischen Betonmodells herangezogen. Der Stoß wurde unter Variation des Bewehrungsquerschnitts sowie des Gitterträgerabstands durch ein konstantes Biegemoment beansprucht, die Oberfläche der Fertigteile war als sehr rau ($R_t \geq 2,0$ mm) einzustufen. Das Kapitel 6 greift das numerische Betonmodell auf und zeigte eine weiterführende Parameterstudie mit unterschiedlichen Bewehrungsquerschnitten, Stabdurchmessern und mit variierenden Gitterträgerabständen (bei Deckenstärken von 16 cm bis 28 cm). Die zusätzlichen Einwirkungen aus Querkraft sowie unterschiedlicher Oberflächenrauigkeit der Fertigteile wurden in Kapitel 7 betrachtet.

Die Untersuchungen der experimentellen Prüfkörper und der numerischen Prüfmodelle werden in dieser Arbeit anhand des Bewehrungsquerschnitts unterschieden. Es wurden Bauteile mit geringem Bewehrungsquerschnitt von $\leq 4,00$ cm²/m, Bauteile mit einem derzeit maximal zulässigen Bewehrungsquerschnitt von $10,0$ cm²/m und mit einem erhöhten Querschnitt von $> 10,0$ cm²/m betrachtet.

Das Tragverhalten der in Kapitel 4 dargestellten, experimentell untersuchten **gering bewehrten** Prüfkörper *B1*, *B2* und *B4* war trotz unterschiedlicher Bewehrungsführung sehr ähnlich und zeigte ein duktilen Biegeversagen der Stoßbewehrung ohne besondere sichtbare Schädigung des Betons. Dabei wurde festgestellt, dass sich die inneren, am Elementstoß befindenden Gitterträger nur gering am Lastabtrag des Bauteils beteiligen und das Tragverhalten kaum beeinflussen. Die Gitterträger werden allerdings zur Begrenzung eventuell auftretender Verbundfugenschädigung benötigt. Im Rahmen der numerischen Verifikation in Kapitel 5 wurden die Beobachtungen bestätigt. Zudem konnte festgestellt werden, dass der mittlere Bereich der Übergreifung und somit auch die dort liegenden Gitterträger kaum beansprucht werden. In der nachfolgenden Parameterstudie in Kapitel 6 konnten diese Beobachtungen bei einem Bewehrungsgrad von ca. 0,2 % an unterschiedlichen Deckenstärken nochmals bestätigt werden. (Dabei ergab sich in Abhängigkeit der Deckenstärke ein Bewehrungsquerschnitt von $\leq 5,60$ cm²/m.)

Ein gleichmäßiger Abstand der Gitterträger von maximal $2 \cdot h$ im Stoßbereich erscheint unter diesen Randbedingungen nicht notwendig. Allerdings bleibt zu beachten, dass zum einen die Gitterträger auch für die Montage erforderlich sind und zum anderen mindestens zwei Gitterträger, je einer im Anfangs- und Endbereich der Übergreifung, notwendig sind. Zudem kann die bei den Untersuchungen festgestellte und angenommene sehr raue Fertigteiloberfläche nicht vorausgesetzt werden. Ein größerer Gitterträgerabstand als in den derzeitigen Regelungen vorgesehen kann daher nur eingeschränkt empfohlen werden.

Weiterhin wurde der derzeit **maximal zulässige Bewehrungsquerschnitt** von $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ untersucht. Der experimentell untersuchte Prüfkörper *B5* in Kapitel 4 hatte einen Bewehrungsquerschnitt von $9,42 \text{ cm}^2/\text{m}$, allerdings wurde gleichzeitig der innere Gitterträgerabstand vergrößert und die Übergreifungslänge reduziert. Der Prüfkörper versagte durch eine Klaffung der Verbundfuge zwischen Fertigteil und Ortbeton. Trotz des großen inneren Gitterträgerabstands von $4,25 \cdot h$ versagte der Prüfkörper nicht schlagartig; dies wurde durch den Gitterträger ermöglicht, eine Laststeigerung war dennoch nicht mehr möglich. Gegenüber den gering bewehrten Prüfkörpern konnte die Ausnutzung der Gitterträger zwar gesteigert werden, die Spannung in den Gitterträgerdiagonalen bleibt jedoch zunächst immer noch gering ($< 40 \text{ N/mm}^2$) und wurde erst mit Auftreten der Klaffung deutlich größer. Dies zeigt deutlich, dass ein innerer Gitterträger erforderlich ist, da er die vom Elementstoß ausgehende Verbundfugenschädigung begrenzt und bei Ausfall der Verbundfuge ein schlagartiges Versagen der Gesamtkonstruktion verhindert. Die Verbundspannungen der sich übergreifenden Bewehrung können durch die Begrenzung der Schädigung ab dem ersten Gitterträger vollständig übertragen werden. In der numerischen Verifikation des Prüfkörpers in Kapitel 5 konnte diese Beobachtung nachvollzogen werden. In der Darstellung der plastischen Dehnungen sind eine stark geschädigte Verbundfuge im Bruchzustand sowie ansteigende Gitterträgerspannungen zu sehen, die durch die Schädigung des Betongefüges im Bereich der Übergreifung auftraten. Ergänzend wurde anhand des Prüfkörpers *B5* numerisch der Einfluss der Gitterträger im Stoßbereich (*B5-num-GT*) sowie der Einfluss der Übergreifungslänge (*B5-num-Ver*) dargelegt. Sowohl ein zusätzlicher Gitterträger als auch eine vergrößerte Übergreifungslänge führen zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit durch eine Begrenzung der Verbundfugenschädigung bzw. eine Reduzierung der Verbundspannungen. In Kapitel 6 zeigt sich zudem bei einem Bewehrungsquerschnitt von $9,04 \text{ cm}^2/\text{m}$ (Untersuchungen $\varnothing 12 \text{ mm}$) sowie den ergänzenden Untersuchungen *EU10* mit einem Bewehrungsquerschnitt von $10,26 \text{ cm}^2/\text{m}$ und einem Stabdurchmesser von 14 mm , dass die inneren Gitterträger die Schädigung bei den geringen Deckenstärken teilweise nicht vollständig begrenzen können. Daher ist auch ein zweiter Gitterträger im Stoßbereich erforderlich, um die Schädigung der Verbundfuge vollständig zu begrenzen. Die Schädigung dieses Bereichs ist allerdings nur sehr gering, sodass davon ausgegangen werden kann, dass hinter dem ersten Gitterträger die erforderliche Verbundfugentragfähigkeit gegeben ist.

Die Verbundfuge ist ein Schwachpunkt der Elementdeckenkonstruktion. Der Einsatz der Gitterträger ist erforderlich, diese werden allerdings erst aktiviert, wenn eine stärkere Schädigung bzw. Rissbildung entlang der Verbundfuge auftritt. Die beobachtete Schädigung der Verbundfuge bei Bewehrungsquerschnitten $\leq 10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ ist grundsätzlich nicht problematisch, sofern ein Gitterträger in der Nähe des Elementstoßes die Ausweitung der Schädigung begrenzen kann. Die Gitterträger sind zudem für die Zugkraft der zu stoßenden Bewehrung im Fertigteil zu bemessen und gleichmäßig über die Übergreifungslänge zu verteilen. Dieses Vorgehen stellt einen zweiten, rechnerisch erforderlichen Gitterträger im geringen Abstand zum Ersten sicher, der eine weitere, eventuell über den ersten Gitterträger hinaus verlaufende Schädigung begrenzt.

Die Begrenzung des inneren Gitterträgerabstands von $2 \cdot h$ (bzw. h bis zur Stoßfuge) erscheint für sich allein nicht immer ausreichend und sollte gerade bei hohen Deckenstärken durch einen festen Wert ergänzt werden. Besonders bei den Bewehrungsquerschnitten von etwa $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ (und darüber hinaus) zeigte sich eine ausgeprägte Verbundfugenschädigung

im Stoßbereich. Der erste innere Gitterträger begrenzt diese Schädigung, nimmt die auftretenden Spannungen auf und sollte daher möglichst nah am Elementstoß liegen. Es wird ein maximaler Gitterträgerabstand von 40 cm (bzw. von 20 cm zur Stoßfuge) vorgeschlagen. Die Annahme der rechnerischen Übergreifungslänge erst ab dem ersten Gitterträger ist aufgrund starker Schädigung der Verbundfuge bis zum ersten Gitterträger begründet.

Die aktuellen Beschränkungen des *EC 2-1-1 (2011)* auf einen maximal zulässigen Bewehrungsquerschnitt von $\leq 10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ erscheinen im Hinblick auf die Schädigung des Betons im Stoßbereich sinnvoll. Aus den Beobachtungen heraus erscheint es zudem notwendig, zusätzlich den mechanischen Bewehrungsgrad der Vollplatte auf $\omega \leq 0,30$ (bezogen auf die geringere Festigkeit des Ortbetons) zu begrenzen. Bei allen Betrachtung ist zu beachten, dass der mechanische Bewehrungsgrad über der Elementfuge ω_E deutlich höher liegt.

Im Rahmen der Parameterstudie in Kapitel 6 wurde zudem numerisch ein **erhöhter Bewehrungsquerschnitt** von $12,32 \text{ cm}^2/\text{m}$ untersucht (*EU12*). Dabei erscheint die Anwendung für Deckenstärken $\geq 24 \text{ cm}$ möglich, wenn bei dieser Deckenstärke gleichzeitig der mechanische Bewehrungsgrad der Vollplatte auf $\omega \leq 0,22$ begrenzt wird (bezogen auf die geringere Festigkeit des Ortbetons). Die Gitterträger wurden dabei stark beansprucht, blieben aber unter der zulässigen Spannung von 420 N/mm^2 . Hierzu sind jedoch noch ergänzende - insbesondere experimentelle - Untersuchungen erforderlich, um z. B. den Einfluss einer höheren Betonfestigkeit (geringere Übergreifungslänge), den Einfluss einer glatteren Verbundfuge, die Anwendung unterschiedlicher Gitterträger sowie einer Querkrafteinwirkung zu erfassen.

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen in Kapitel 4 wurde auch ein Bewehrungsquerschnitt von $17,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ mit einem Stabdurchmesser von 16 mm betrachtet (Prüfkörper *B6*). Der mechanische Bewehrungsgrad lag mit $\omega = 0,3850$ deutlich über den oben dargelegten empfohlenen Grenzwerten. Auch in der Parameterstudie wurden Bewehrungsquerschnitte von bis zu $15,39 \text{ cm}^2/\text{m}$ (bei mechanischen Bewehrungsgraden ω von 0,2296 bis 0,3437) und einem Stabdurchmesser von 14 mm untersucht. Alle Untersuchungen zeigten eine hohe Schädigung des Betongefüges im Verbundfugenbereich. Der experimentell untersuchte Prüfkörper *B6* versagte zudem auf Druck. Die Gitterträger der numerischen Untersuchung wurden stark beansprucht, teilweise erreichten diese durch die starke Schädigung des Betongefüges Spannungen von über 420 N/mm^2 , was einem Ausfall der Gitterträger entspricht.

Der lichte Abstand der nebeneinander liegenden Stöße ist bei einem Bewehrungsquerschnitt von $\geq 10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ kaum auf $> 8 \cdot \varnothing$ zu begrenzen und ist i. d. R. niedriger. Diesen Abstand geben *König und Tue (1996)* als Grenze an, ab dem sich die Verbundspannungen einzelner nebeneinanderliegender Stäbe überlagern. Wird dieser Wert bei nebeneinanderliegenden Stößen unterschritten, muss nach *EC 2-1-1 (2011)* die Übergreifungslänge durch den Beiwert α_6 um 40 % erhöht werden. Eine Überlagerung der Verbundspannungen, auch bei Berücksichtigung einer erhöhten Übergreifungslänge, sollte vermieden werden, da im Anfangsbereich des Stoßes – hier die Elementstoßfuge – die Überlagerung lokal zu einer erhöhten Schädigung des Betongefüges führt, die vom ersten Gitterträger nicht begrenzt werden kann und das Versagen der Gitterträger bewirkt. Die Anwendung größerer Bewehrungsquerschnitte als $12,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ kann daher nicht empfohlen werden.

Ergänzend wurden die zuvor vernachlässigten Einflüsse der Verbundfugenrauigkeit sowie einer Querkrafteinwirkung in Kapitel 7 numerisch betrachtet. Die Annahmen zur Verbundfugenrauigkeit wurden vereinfacht an Prüfkörper *B5* validiert und unter Annahme der Beiwerte des Eurocodes 2 (*EC 2-1-1 2011*) für unterschiedliche Oberflächenrauigkeiten der Fertigteile modifiziert. Das Tragverhalten zeigte eine starke Sensibilität hinsichtlich der Verbundfugenrauigkeit. Der derzeit maximal zulässige Bewehrungsquerschnitt von $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ zeigte unter Anwendung eines Stabdurchmessers von 14 mm nur bei Annahme einer rauen und verzahnten

Verbundfuge ($R_t \geq 1,5 \text{ mm}$) ein bis zum maximalen Biegemoment abgesichertes Tragverhalten (Versagen der Biegebewehrung), während die Gitterträger ($\varnothing 5$) bei glatter und sehr glatter Verbundfuge aufgrund der starken Schädigung der Verbundfuge vorzeitig versagten. Eine Vergleichsuntersuchung zeigte, dass bei einem Bewehrungsquerschnitt von $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ und einem Stabdurchmesser der Gitterträgerdiagonale von $\geq \varnothing 6 \text{ mm}$ auch eine glatte Verbundfuge ($R_t < 1,5 \text{ mm}$) ein vorzeitiges Versagen des Gitterträgers ausschließen kann. Eine Anwendungsgrenze des Durchmessers der Gitterträgerdiagonalen von 5 mm ist noch zu bestimmen.

Die Berücksichtigung einer Querkrafteinwirkung im Stoßbereich der Elementdeckenkonstruktion wurde ebenfalls numerisch untersucht, es wurden M/V -Verhältnisse zwischen $2,0$ und $6,0$ untersucht, die maximal einwirkende Querkraft betrug $83,4 \text{ kN/m}$ (entspricht hier $0,06 \cdot V_{\text{Rd,max}}$). Ein nennenswerter Einfluss aus der Beanspruchung bzw. eine Erhöhung der Schädigung des Betongefüges im Stoßbereich konnte nicht beobachtet werden. Der Einfluss der Verbundspannungen infolge der Übergreifung erscheint größer als der Einfluss aus Querkraft. In dieser ergänzenden Untersuchung wurde nur eine Deckenstärke von 20 cm betrachtet, bei der die Anwendung des Bewehrungsquerschnitts von $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ mit zusätzlicher Querkrafteinwirkung noch möglich scheint, allerdings als Grenzwert angesehen werden sollte. Die Untersuchungen des Kapitels 7 müssen daher noch ergänzt und experimentell bestätigt werden. Die dargestellten Ergebnisse gelten daher ohne weitere Einschränkungen nur für Elementplatten mit sehr rauher Verbundfuge ($R \geq 2,0 \text{ mm}$) und unter Einwirkung eines konstanten Biegemoments.

Insgesamt konnte der Tragstoß von nachträglich mit Ortbeton ergänzten zweiachsig gespannten Stahlbeton-Fertigteileplatten genauer untersucht und die aktuellen Bemessungsgrundsätze des *EC 2-1-1 (2011)* bestätigt werden. Zusätzlich wird jedoch die Berücksichtigung des mechanischen Bewehrungsgrads der Vollplatte mit einem Grenzwert von $\omega \leq 0,30$ für einen Bewehrungsquerschnitt von $\leq 10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ empfohlen. Für einen Bewehrungsquerschnitt zwischen $10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ und $12,0 \text{ cm}^2/\text{m}$, der nach den dargestellten theoretischen Untersuchungen noch zulässig erscheint (eine ergänzende experimentelle Absicherung ist jedoch noch notwendig), wird eine Begrenzung auf $\omega \leq 0,22$ für erforderlich erachtet. Werden lokal Bewehrungsquerschnitte $> 12,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ notwendig, sollte die Querbewehrung im Ortbeton verlegt werden. Dadurch wird die Ausführung des Zwei-Ebenen-Stoßes über die Verbundfuge hinweg vermieden. Allerdings müssen auch hier noch Grenzen aufgezeigt werden, da durch den erhöhten Bewehrungsquerschnitt weiterhin die Verbundfuge beansprucht und gestört wird. Alternativ ist die Ergänzung einer lokalen Ortbetonkonstruktion denkbar.

Zusammenfassend können die derzeitigen normativen Regelungen für die Ausbildung des Stoßes in Elementdecken für den üblichen Hochbau bestätigt werden. Die dargelegten Untersuchungen beziehen sich auf häufige Situationen des üblichen Hochbaus mit nur geringer Querkraftbeanspruchung; sie umfassen die Betonfestigkeitsklassen des Ortbetons von C16/20 bis C20/25 und Deckenstärken von 16 cm bis 28 cm . Daraus werden folgende Ergänzungen empfohlen:

- Bewehrungsquerschnitt: zusätzliche Begrenzung auf $\omega \leq 0,30$
- Gitterträgerabstand: zusätzliche Begrenzung auf $\leq 40 \text{ cm}$
- Verbundfugenrauigkeiten $R_t \geq 1,5 \text{ mm}$ (bei glatter Verbundfuge ist der Bewehrungsquerschnitt der Gitterträgerdiagonale ggf. zu erhöhen, vgl. S. 160)

9.2 Ausblick

In den hier dargelegten Untersuchungen lag das Hauptaugenmerk auf dem Bruchzustand der Bauteile. Auf den Gebrauchszustand wurde nicht eingegangen, der in weiteren Untersuchungen experimentell und numerisch betrachtet werden sollte.

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen konnte durch nachträgliche Kernbohrungen festgestellt werden, dass die Bewehrung mit Stabdurchmesser 6 mm durch die sehr raue Verbundfuge ($R_t \geq 2,0$ mm) vollständig im Beton bzw. Zementleim eingebettet war. Zwar ist derzeit die Annahme von mäßigen Verbundbedingungen für das direkte Auflegen der Bewehrung vorgeschrieben, weiterführende Untersuchungen könnten jedoch für kleine Stabdurchmesser bei gleichzeitigem geringen Bewehrungsquerschnitt und ausreichender Verbundfugenrauigkeit die Annahme von guten Verbundbedingungen zulassen. (Allerdings liegen in der Regel geringere Rauigkeiten der Fertigteiloberfläche vor als im Rahmen der Untersuchungen festgestellt.)

Generell fehlen noch Laborversuche zum Einfluss der Verbundfugenrauigkeit sowie der Querkraft. Sollten sich die in dieser Arbeit dargestellten Ergebnisse bestätigen, sollte eine erweiterte Parameterstudie zum Querkrafteinfluss betrachtet werden, um weitere Aussagen bezüglich des Tragverhaltens des Zwei-Ebenen-Stoßes sowie einer möglichen Optimierung der Bewehrungsführung treffen zu können.

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wurden Einflüsse aus Schlupf der Bewehrung sowie einer adäquat modellierten Verbundfuge nicht berücksichtigt. Generell sollte der Fertigteilbeton immer nur mit einer reduzierten Betonfestigkeit berücksichtigt werden. Diese Annahme wird durch den Schädigung des Betons unmittelbar nach Herstellung (Herausheben aus der Schalung, Transport) begründet und konnte experimentell an Kleinversuchen größenordnungsmäßig bestätigt werden. Auch *Pardey (1994)* schlägt eine Reduzierung der Betonzugfestigkeit bei Berücksichtigung des TSEs beim Nachbruchverhalten des Betons unter Zug vor, wobei er reine Ortbetondecken untersuchte.

Im Kapitel 7 zeigt sich bei der Betrachtung des Einflusses der Oberflächenrauigkeit und der Berücksichtigung der Verbundfuge, dass die Annahme der Betonzugfestigkeitsreduzierung auf 60 % sowie das vorgeschlagene Nachbruchverhalten des Betons unter Zug mit Gründe dafür sein können, dass numerisch die Tragfähigkeit nicht ganz ausgeschöpft wird und es vorzeitig zum Versagen des Verbundfugenbereichs kommt. Hierzu sind weiterführende Untersuchungen anzustellen (z. B. bezüglich der Reduzierung der Zugfestigkeit des Fertigteils). Durch ergänzende experimentelle Untersuchungen zur Verbundfugenrauigkeit könnten die Ansätze in Kapitel 7 optimiert werden und zur adäquaten Beschreibung der Verbundfuge führen.

Die Durchführung eines experimentellen und numerischen Großversuchs ist zudem wünschenswert, um die Auswirkungen eines erhöhten Bewehrungsquerschnitts vollständig zu erfassen. Dazu wären im ersten Schritt Versuche an einaxial tragende Plattenstreifen denkbar, die anschließend auf zweiachsig tragende Plattenkörper ausgeweitet werden sollten. Der Einfluss der Querbiegung bzw. -dehnung sowie weiterer Einflüsse parallel zur betrachteten Elementstoßfuge können so berücksichtigt werden. Diese Einflüsse können zu einer reduzierten Tragfähigkeit der Verbundfuge (*Lundgren 2007*) und somit zu einem eventuell frühzeitigen Versagen der Gesamtkonstruktion führen. Der mechanische Bewehrungsgrad sowie der bei größeren Deckenstärken vorgeschlagene absolute innere Gitterträgerabstand von 40 cm sollten dabei berücksichtigt werden. Die Empfehlung eines erhöhten Bewehrungsquerschnitts von $12,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ ist anhand der bisherigen Ergebnisse daher ohne Weiteres noch nicht möglich.

Literaturverzeichnis

- Abaqus, I. (2011). *Dassault Systemes Simulia Corp., Abaqus Analysis User's Manual*. Providence, RI: Abaqus Inc.
- Ackermann, G. und Burkhardt, M. (1992). „Tragverhalten von bewehrten Verbundfugen bei Fertigteilen und Ortbeton in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit (1. Teil + 2. Teil)“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* Vol. 87, Seiten 165–170, 197–200.
- Alvarez, M. (1998). „Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton“. Dissertation. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zürich, Schweiz.
- Bažant, Z. und Oh, B. (1983). „Crack band theory for fracture of concrete“. In: *Material and Structures* Vol. 16(93), Seiten 155–177.
- Bechert, H. und Furche, J. (1993). „Bemessung von Elementdecken mit der Methode der Finite Elemente, Design of Element Floors with the Method of Finite Elements“. In: *BFT International: Betonwerk + Fertigteil - Technik* Vol. 59, Seiten 47–51.
- Bertram, G., Hegger, J., Furche, J. und Bauermeister, U. (2011). „Zulässige Montagestützweiten von Elementdecken mit verstärkten Gitterträgern“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* Vol. 106, Seiten 540–550.
- Betzle, M., Stöckl, S. und Kupfer, H. (1981). *Vollstöße durch Übergreifung von zugbeanspruchten Rippenstählen in Normalbeton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 319. Berlin, München: Ernst Verlag, Seiten 5–55.
- Beutel, R., Furche, J., Hegger, J. und Hausler, F. (2006). „Zur Momentenumlagerung in Elementdecken mit Gitterträgern“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* Vol. 101, Seiten 985–992.
- Birkeland, P. W. und Birkeland, H. W. (1966). „Connections in Precast Concrete Construction“. In: *ACI Journal* Vol. 63, Seiten 345–368.
- Bonzel, J. (1959). „Zur Gestaltsabhängigkeit der Betondruckfestigkeit“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* Vol. 54, Seiten 223–248.
- Brameshuber, W., Raupach, M. und Leißner, J. (2013). „Baustoffe: Beton und Betonstahl“. In: *Stahlbetonbau aktuell 2013 : Praxishandbuch*. Herausgegeben von A. Goris und J. Hegger. Berlin Wien Zürich: Beuth Verlag, Seiten 1–65.
- Burkhardt, C. J. (2000). „Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in hochfestem Beton“. Dissertation. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Aachen.
- CEB (2010). *Model Code 2010 : Final Draft, Volume 1*. Herausgegeben von Comité Euro-International du Béton (CEB) and Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP). fib Bulletin No. 65. Lausanne, Schweiz: Fédération internationale du béton.
- CEB90 (1993). *CEB-FIP Model Code 1990: Design Code*. Herausgegeben von Comité Euro-International du Béton (CEB) and Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP). CEB Bulletin No. 213 - 214. Lausanne, Schweiz: Thomas Telford Services.

- CEB/Bulletin162 (1983). *Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading (redesign)*. Herausgegeben von Comité Euro-International du Béton (CEB), General Task Group 12. CEB Bulletin No. 162. Lausanne, Schweiz: Comité Euro-International du Béton.
- Chen, W.-F. und Saleeb, A. F. (1994). *Constitutive equations for engineering materials. vol.1 Elasticity and modeling*. Amsterdam; New York: Elsevier Verlag, Seiten 249–437.
- Curbach, M. und Brückner, A. (2004). *FEM-Studie über Durchbiegung und Tragverhalten von Flachdecken aus Elementplatten*. Abschlussbericht. Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau.
- Curbach, M. und Brückner, A. (2006). „Einfluss der Elementfugen auf die Durchbiegung von Flachdecken“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* Vol. 101, Seiten 132–137.
- Dahlblom, O. und Ottosen, N. S. (1990). „Smearred Crack analysis Using a Generalized Fictitious Crack model“. In: *Journal of Engineering Mechanics* Vol. 116. (ASCE), Seiten 55–76.
- DIBt (2010). *Allgemeine bausichtliche Zulassung, Z-15.1-1, Kaiser-Gitterträger KT 800 für Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht*. DIBt, Deutsches Institut für Bautechnik.
- Dilger, W. (1966). *Veränderlichkeit der Biege- und Schubsteifigkeit bei Stahlbetontragwerken und ihr Einfluss auf Schnittkraftverteilung und Traglast bei statisch unbestimmter Lagerung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 179. Berlin: Ernst Verlag [in Komm.]
- DIN 1045 (1988). *Beton- und Stahlbeton*. Deutsches Institut für Normung e.V., Normenausschuss Bauwesen (NABau).
- DIN 1045-1 (2001). *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Deutsches Institut für Normung e.V., Normenausschuss Bauwesen (NABau).
- DIN 1045-1 (2008). *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Deutsches Institut für Normung e.V., Normenausschuss Bauwesen (NABau).
- DIN 1045-3 (2012). *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 3: Bauausführung - Anwendungsregeln zu DIN EN 13670*. Deutsches Institut für Normung e.V., Normenausschuss Bauwesen (NABau).
- DIN V ENV 1992-1-1 (1992). *Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau*. Deutsches Institut für Normung e.V., Normenausschuss Bauwesen (NABau).
- Duda, H. (1991). *Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 419. Berlin: Beuth Verlag.
- EC 2-1-1 (2011). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Deutsches Institut für Normung e.V., Normenausschuss Bauwesen (NABau).
- EC 2-1-1, NA (2013). *Nationaler Anhang, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Deutsches Institut für Normung e.V., Normenausschuss Bauwesen (NABau).
- Eligehausen, R. (1979). *Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 301. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn Verlag.

- Feenstra, P. H. (1993). *Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete*. Delft, Netherlands: Delft University Press.
- Feenstra, P. H. und de Borst, R. (1996). „A composite plasticity model for concrete“. In: *International Journal of Solids and Structures*. Vol. 33.5, Seiten 707–730.
- fib/Bulletin42 (2008). *Constitutive modelling of high strength/high performance concrete : state-of-art report*. Herausgegeben von Fédération internationale du béton (fib), Task Group 8.2. fib Bulletin No. 42. Lausanne, Schweiz: Fédération internationale du béton.
- Fingerloos, F. (2010). *Überprüfung und Überarbeitung des Nationalen Anhangs (DE) für DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Abschlussbericht*. Herausgegeben von Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V. Stuttgart: Fraunhofer IRB-Verlag.
- Fingerloos, F., Hegger, J. und Zilch, K. (2012). *Eurocode 2 für Deutschland DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit nationalem Anhang ; kommentierte Fassung*. Herausgegeben von Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V. Berlin: Beuth Verlag, Ernst & Sohn.
- Furche, J. und Bauermeister, U. (2009). „Elementbauweise mit Gitterträgern“. In: *Betonkalender 2009 Teil I*. Herausgegeben von K. Bergmeister. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, Seiten 337–498.
- Gödde, L. und Mark, P. (2010). „Numerical modelling of failure mechanisms and redistribution effects in steel fibre reinforced concrete slabs“. In: *Computational Modelling of Concrete Structures (EURO-C 2010)*. Herausgegeben von N. Bićanić, R. de Borst, H. Mang und G. Meschke. Leiden. Kapitel Chapter 67. Seiten 611–621.
- Goldberg, G., Schmitz, M. und Land, H. (1993). „Zweischsige Lastabtragung bei Elementdecken, Biaxial Load Transfer of Element Floors“. In: *BFT International: Betonwerk + Fertigteil - Technik* Vol. 59, Seiten 86–89.
- Goris, A. (2010). „Bemessung von Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045-1“. In: *Stahlbetonbau aktuell 2010 : Praxishandbuch*. Herausgegeben von A. Goris und J. Hegger. Berlin: Bauwerk Verlag, Seiten 1–118.
- Goris, A. (2013). *Stahlbetonbau-Praxis nach Eurocode 2, Bd. 1+Bd. 2*. 5. Auflage. Berlin, Wien, Zürich: Beuth Verlag.
- Goris, A. und Weglarzy, J. (2013). „Nachträglich mit Ortbeton ergänzte Deckenplatten - Untersuchungen zur Ausbildung eines Tragstoßes, Verification of the lap joint detailing - Precast floor slabs with an in-situ concrete topping“. In: *BFT International: Betonwerk + Fertigteil - Technik* Vol. 79, Seiten 104–106.
- Goto, Y. und Otsuka, K. (1980). „Experimental studies on cracks formed in concrete around deformed tension bars“. In: *Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers* 294, Seiten 85–100.
- Gröning, M. (2013). „Zum Tragverhalten von Stahlbetonfertigteilen mit Ortbetonergänzung - dreidimensionale Modellierung, numerische Simulation und experimentelle Untersuchung“. Dissertation. Technische Universität Kaiserslautern, Kaiserslautern.
- Guo, Z., Zhou, Y. und Nechvatal, D. (1995). *Auswertung von Versuchen zur mehrachsigen Betonfestigkeit, die an der TU München durchgeführt wurden*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 447. Berlin: Beuth Verlag, Seiten 65–106.
- Hartl, G. (1977). „Die Arbeitslinie „eingebetteter Stähle“ bei Erst- und Kurzzeitbelastung“. Dissertation. Universität Innsbruck, Innsbruck, Österreich.

- Hillerborg, A. (1983). „4.1 Analysis of one single crack“. In: *Fracture Mechanics of Concrete*. Herausgegeben von F. Wittmann. Amsterdam: Elsevier Science Publishers B.V., Seiten 223–249.
- Hordijk, D. A. (1991). „Local approach to fatigue of concrete“. Dissertation. Technische Universität Delft, Delft, Niederlande.
- Hordijk, D. A. (1992). *Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete : experiments, modelling and analyses*. Herausgegeben von Heron. Band Vol. 37. No. 1. Delft [u.a.]: Stevin-Laboratory of the Faculty of Civil Engineering, Delft Univ. of Technology, Seiten 1–79.
- Huber, F. (2006). „Nichtlineare dreidimensionale Modellierung von Beton- und Stahlbetontragwerken“. Dissertation. Universität Stuttgart, Stuttgart.
- Kaufmann, N. (1971). „Das Sandflächenverfahren“. In: *Strassenbau-Technik* Vol. 3, Seiten 131–135.
- Keuser, M., Purainer, R. und Brunner, S. (2004). „Bauteile aus Stahlbeton unter Zugbeanspruchung“. In: *Beton- und Stahlbetonbau*. Vol. 99, Seiten 552–560.
- Kollegger, J. (1988). „Ein Materialmodell für die Berechnung von Stahlbetonflächentragwerken“. Dissertation. Gesamthochschule Kassel, Kassel.
- Kollegger, J. (1992). „Tension Stiffening bei schräg zum Riss angeordneten Bewehrungsstäben“. In: *Bauingenieur* Vol. 67, Seiten 35–38.
- König, G. und Tue, N. V. (1996). *Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton, sowie Kommentare, Hintergrundinformationen und Anwendungsbeispiele zu den Regelungen nach DIN 1045, EC 2 und Model Code 90*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 466. Berlin: Beuth Verlag.
- König, G., Tue, N. V. und Schenck, G. (2008). *Grundlagen des Stahlbetonbaus : Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1*. Wiesbaden: Vieweg+ Teubner Verlag.
- Kreller, H. (1990). *Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstabtragwerken unter Last- und Zwangeinwirkung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 409. Berlin, Köln: Beuth Verlag.
- Kupfer, H., Hilsdorf, H. K. und Rüschi, H. (1969). „Behavior of concrete under biaxial stresses“. In: *ACI Journal* Vol. 66, Seiten 656–666.
- Kupfer, H. (1973). *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 229. Berlin, München, Düsseldorf: W. Ernst Verlag [in Komm.]
- Lackner, R. (1999). „Adaptive finite element analysis of reinforced concrete plates and shells“. Dissertation. Technische Universität Wien, Wien, Österreich.
- Land, H. (2003). „Bemessung und Konstruktion von Teilfertigdecken nach DIN 1045-1“. In: *Stahlbetonbau aktuell : Praxishandbuch 2003*. Herausgegeben von R. Avak und A. Goris. Berlin: Bauwerk Verlag, Seiten 1–18.
- Land, H. (2006). „Teilfertigdecken nach DIN 1045-1. Wichtige Punkte der Bemessung und Konstruktion“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* Vol. 101, Seiten 11–17.
- Lee, J. und Fenves, G. (1998). „Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures“. In: *Journal of engineering mechanics* Vol. 124.8, Seiten 892–900.
- Leonhardt, F. (1984). *Vorlesungen über Massivbau, Teil 1 Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*. Herausgegeben von F. Leonhardt und E. Mönning. 3. Auflage. Berlin, Heidelberg, New York, London, Paris, Tokyo: Springer-Verlag.

- Lettow, S. (2006). „Ein Verbundelement für nichtlineare Finite-Elemente-Analysen : Anwendung auf Übergreifungsstöße“. Dissertation. Universität Stuttgart, Stuttgart.
- Lindig, V. (2005). „Numerische Simulation, Strukturanalyse und Bemessung von Stahlbeton - Verbundkonstruktionen unter Berücksichtigung des nachgiebigen Verbundes von Grenzflächen in Fugen“. Dissertation. Bauhaus-Universität Weimar, Weimar.
- Lindig, V. (2006). „Stahlbeton-Verbundkonstruktionen - Ein Bemessungskonzept für schubbeanspruchte Fugen. Teil 2: Normative Empfehlungen für Neubau und Revitalisierungsmaßnahmen“. In: *Beton- und Stahlbetonbau*. Vol. 101.12, Seiten 993–1005.
- Lindig, V. (2007). „Empfehlungen zur Mindestbewehrung von schubbeanspruchten Fugen. Ein mechanisches Modell und Ableitungen für die Bemessung“. In: *Beton- und Stahlbetonbau*. Vol. 102, Seiten 168–181.
- Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S. und Onate, E. (1989). „A plastic-damage model for concrete“. In: *International Journal Solids Structures* Vol. 25, Seiten 299–326.
- Lundgren, K. (2003). *Analysis of a lap splice in a lattice girder system*. Report 03:3. Department of Structural Engineering und Mechanics, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.
- Lundgren, K. (2007). „Lap splice over a grouted joint in a lattice girder system“. In: *Magazine of concrete research*. Vol. 59, Seiten 713–728.
- Lundgren, K., Helgesson, J. und Sylvén, R. (2005). *Joints in lattice girder structures*. Report 2005:9. Department of Structural Engineering und Mechanics, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.
- Mainz, J. (1993). „Modellierung des Verbundtragverhaltens von Betonrippenstahl“. Dissertation. Technische Universität München, München.
- Malárics, V. (2011). „Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch an zylindrischen Betonproben“. Dissertation. Universität Fridericiana Karlsruhe (TH), Karlsruhe.
- Mark, P. (2006). „Zweiachsig durch Biegung und Querkräfte beanspruchte Stahlbetonträger“. Habilitationsschrift. Ruhr-Universität Bochum, Bochum.
- Martin, H. und Noakowski, P. (1981). *Verbundverhalten von Betonstählen Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 319. Berlin, München: Wilhelm Ernst & Sohn, Seiten 99–175.
- Mehlhorn, G. (1996). *Der Ingenieurbau: Rechnerorientierte Baumechanik*. Berlin: Ernst & Sohn.
- Meiswinkel, R., Neubauer, R. und Ji, A. (1995). „Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen - Berechnung nach EC 2“. In: *Beton- und Stahlbetonbau*. Vol. 90, Seiten 261–265.
- Müller, A. J. (2009). „Zum Zug- und Schubtragverhalten von Betonfugen“. Dissertation. Technische Universität München, München.
- Neff, C. (2007). „Ein Ingenieurmodell zur Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mit Öffnungen“. Dissertation. Universität Duisburg-Essen, Essen.
- Nelissen, L. J. M. (1972). *Biaxial testing of normal concrete*. Herausgegeben von Heron. Delft, Niederlande: Stevin-Laboratory of the Faculty of Civil Engineering, Delft Univ. of Technology.
- Oliver, J. (1989). „A Consistent Characteristic Length for Smeared Cracking Models“. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* Vol. 28, Seiten 461–474.

- Pardey, A. (1994). *Physikalisch nichtlineare Berechnung von Stahlbetonplatten im Vergleich zur Bruchlinientheorie*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 441. Berlin: Beuth Verlag.
- Pölling, R. (2001). „Eine praxisnahe, schädigungsorientierte Materialbeschreibung von Stahlbeton für Strukturanalysen : Forschungsarbeit aus dem Sonderforschungsbereich 398, Lebensdauerorientierte Entwurfskonzepte“. Dissertation. Ruhr-Universität Bochum, Bochum.
- Purainer, R. (2005). „Last- und Verformungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter zweiaxialer Zugbeanspruchung“. Dissertation. Universität der Bundeswehr München, München, pages.
- Randl, N. und Wicke, M. (2000). „Schubübertragung zwischen Alt- und Neubeton, Experimentelle Untersuchungen, theoretischer Hintergrund und Bemessungsansatz“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* Vol. 95, Seiten 461–473.
- Rehm, G., Martin, H. und Müller (1968). *Ausziehversuche mit Betonstahlhaken*. München: Materialprüfungsamt für das Bauwesen der TH.
- Rehm, G. (1961). *Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 138. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn Verlag.
- Rehm, G., Eligehausen, R. und Neubert, B. (1979). *Erläuterung der Bewehrungsrichtlinien*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 300. Berlin, München, Düsseldorf: Ernst Verlag [in Komm.], Seiten 13–38.
- Rehm, G., Tewes, R. und Eligehausen, R. (1977). *Übergreifungsstöße geschweißter Betonstahlmatten*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 291. Berlin, München, Düsseldorf: Ernst Verlag [in Komm.]
- Reinecke, R. (2002). „Haftverbund und Rissverzahnung in unbewehrten Betonschubfugen“. Dissertation. Technische Universität München, München.
- Rommel, G. (1994). *Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 444. Berlin: Beuth Verlag.
- Rogge, A. (2003). „Materialverhalten von Beton unter mehrachsiger Beanspruchung“. Dissertation. Technische Universität München, München.
- Rots, J. G. (1988). „Computational modeling of concrete fracture“. Dissertation. Technische Universiteit Delft, Delft, Niederlande.
- Schäfer, H. G. und Schmidt-Kehle, W. (1996). *Zum Schubtragverhalten von Fertigplatten mit Ortbetonergänzung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 456. Berlin: Beuth Verlag, Seiten 7–74.
- Schäfer, K., Schelling, G. und Kuchler, T. (1990). *Druck und Querkzug in bewehrten Betonelementen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 408. Berlin, Köln: Beuth Verlag.
- Schickert, G. (1981). „Formfaktoren der Betondruckfestigkeit“. In: *Bautechnik* Vol. 58, Seiten 52–57.
- Schiefl, P. (1989). *Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 400. Berlin: Beuth Verlag, Seiten 157–175.
- Schiefl, P. (1996). „Drillsteifigkeit von Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht (1. Teil)“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* Vol. 91, Seiten 62–67.
- Schiefl, P. (1997). *Gutachtliche Stellungnahme zur Tragstoßausbildung in Teilfertigdecken*. Gutachten B 2202. Institut für Bauforschung Aachen.

- Schießl, P. (1998). *Gutachtliche Stellungnahme Beurteilung von Rissen in Elementdecken*. Gutachten B 6008. Institut für Bauforschung Aachen.
- Schmitz, U. P. (2013). „Statik“. In: *Stahlbetonbau aktuell 2013 : Praxishandbuch*. Herausgegeben von A. Goris und J. Hegger. Berlin Wien Zürich: Beuth Verlag, Seiten 1–79.
- Scholz, U., Nechvatal, D., Aschl, H., Linse, D., Stöckl, S., Grasser, E. und Kupfer, H. (1995). *Versuche zum Verhalten von Beton unter dreiachsiger Kurzzeitbeanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 447. Berlin: Beuth Verlag, Seiten 7–63.
- Schwabach, E. (2011). *Betondeckung und Bewehrung : Sicherung der Betondeckung beim Entwerfen, Herstellen und Einbauen der Bewehrung sowie des Betons; nach Eurocode 2*. Berlin: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.
- Schwarzkopf, M. (1993). „Das zweischalige Teilfertigwandsystem (Elementwand) mit erweitertem Einsatzbereich“. In: *Beton + Fertigteile-Technik* Vol. 5, Seiten 77–85.
- Speck, K. und Curbach, M. (2010). „Ein einheitliches dreiaxiales Bruchkriterium für alle Betone“. In: *Beton- und Stahlbetonbau*. Vol. 105, Seiten 233–243.
- Stempniewski, L. und Eibl, J. (1996). „E Finite Elemente im Stahlbetonbau“. In: *Betonkalendar 1996, Teil II*. Herausgegeben von K. Bergmeister. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, Seiten 577–647.
- Stöckl, S., Menne, B. und Kupfer, H. (1977). *Versuche an zugbeanspruchten Übergreifungsstößen von Rippenstählen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 276. Berlin, München, Düsseldorf: Ernst [in Komm.]
- Tepfers, R. (1973). „A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars.“ Dissertation. Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.
- Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A. und Jensen, J. (1987). „Mechanical Properties of High Strength Concrete and Application in Design“. In: Symposium in Stavanger. Trondheim, Norway, Seiten 149–159.
- Tue, N. V., Kurz, W. und König, G. (1997). „Ein mechanisches Modell zur Beschreibung des Verbundverhaltens zwischen Stahl und Beton im Gebrauchs- und Bruchzustand“. In: *Bautechnik* Vol. 74, Seiten 381–394.
- Van Mier, J. G. M. (1984). „Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions“. Dissertation. Technische Universiteit Eindhoven, Eindhoven, Niederlande.
- Van Mier, J. G. M. (1986). *Fracture of concrete under complex stress*. Herausgegeben von Heron. Delft, Niederlande: Stevin-Laboratory of the Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology.
- Van Mier, J. G. M., Reinhard, H. W. und van der Vlugt, B. W. (1987). „Ergebnisse dreiachsiger verformungsgesteuerter Belastungsversuche an Beton“. In: *Bauingenieur* Vol. 62, Seiten 353–361.
- Vecchio, F. J. und Collins, M. P. (1982). *The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses*. Technischer Bericht. University of Toronto. Department of Civil Engineering.
- Vecchio, F. J. und Collins, M. P. (1986). „The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear“. In: *ACI Journal* Vol. 83, Seiten 219–231.
- Vonk, R. A. (1992). „Softening of concrete loaded in compression“. Dissertation. Technische Universiteit Eindhoven, Eindhoven, Niederlande.
- Vonk, R. A. (1993). *A micromechanical investigation of softening of concrete loaded in compression*. Herausgegeben von Heron. Band Vol. 38. No. 3. Delft, Niederlande: Stevin-Laboratory of the Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology.

Winkler, B. J. (2001). „Traglastuntersuchungen von unbewehrten und bewehrten Betonstrukturen auf der Grundlage eines objektiven Werkstoffgesetzes für Beton“. Dissertation. Universität Innsbruck, Innsbruck, Österreich.

Zilch, K. und Zehetmaier, G. (2010). *Bemessung im konstruktiven Betonbau nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. 2. Berlin, Heidelberg, New York: Springer Verlag.

A Übersicht der Bewehrungsführung

Variante 1, $\varnothing = 6\text{mm}$

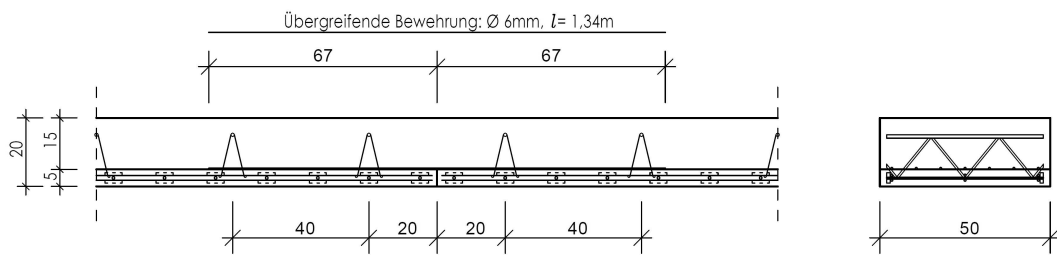


Abbildung A.1: Bewehrungsführung des Prüfkörpers *B1*

Variante 2, $\varnothing = 6\text{mm}$

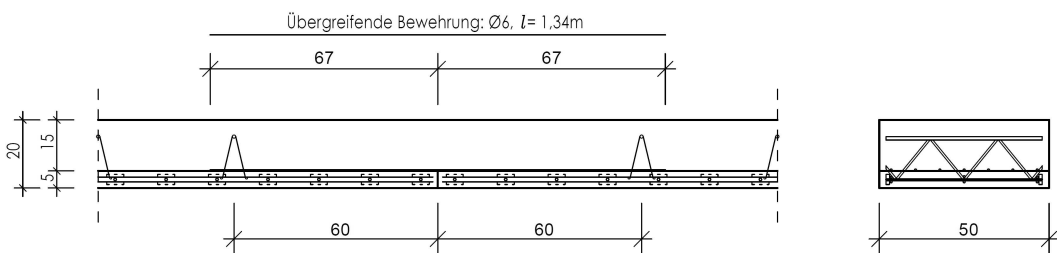


Abbildung A.2: Bewehrungsführung des Prüfkörpers *B2*

Variante 3, $\varnothing = 6\text{mm}$

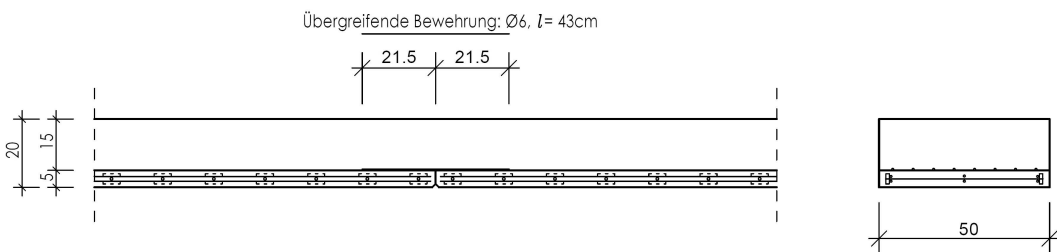


Abbildung A.3: Bewehrungsführung des Prüfkörpers *B3*

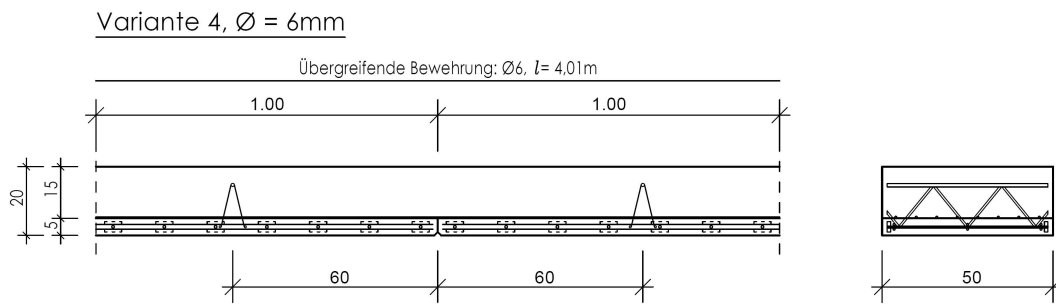


Abbildung A.4: Bewehrungsführung des Prüfkörpers B_4

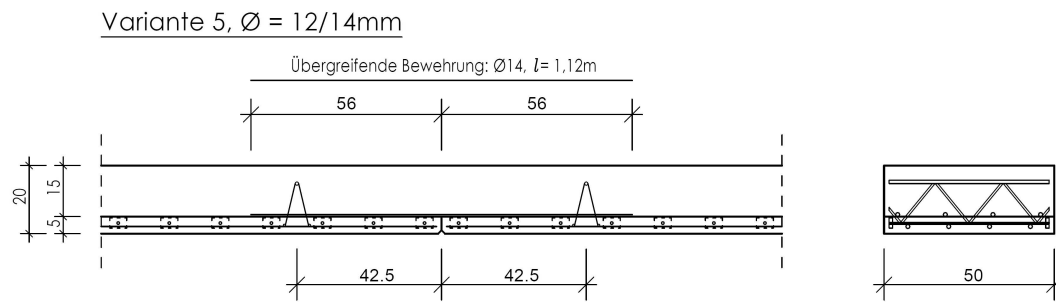


Abbildung A.5: Bewehrungsführung des Prüfkörpers B_5

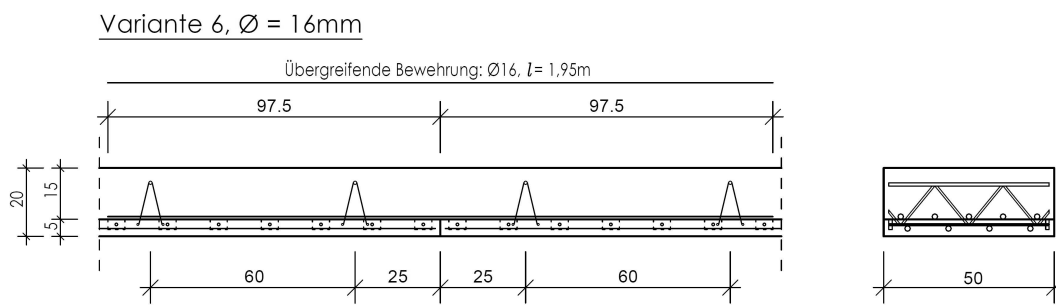


Abbildung A.6: Bewehrungsführung des Prüfkörpers B_6

B Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen

B.1 Übersicht der Rissbilder

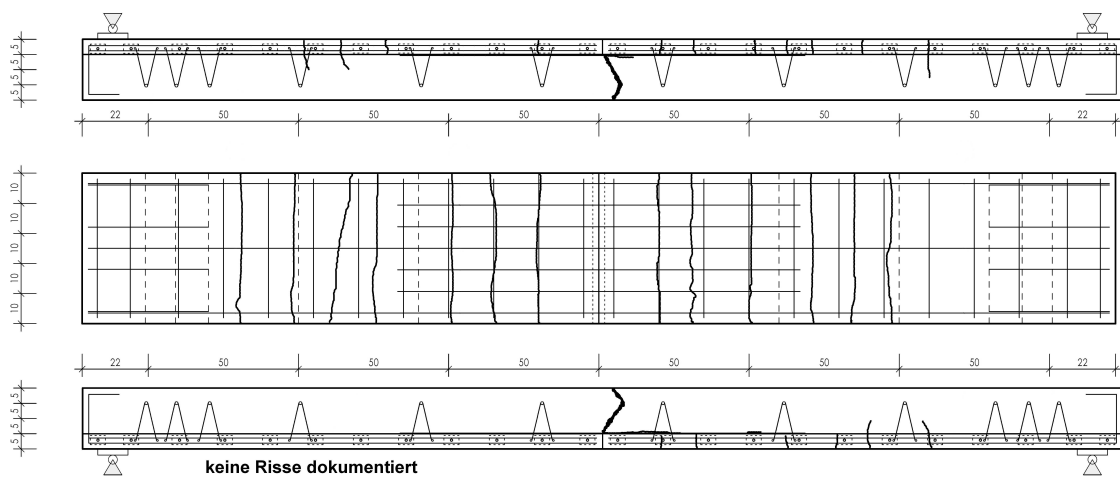


Abbildung B.1: Rissbild des Prüfkörpers *B1* im Bruchzustand

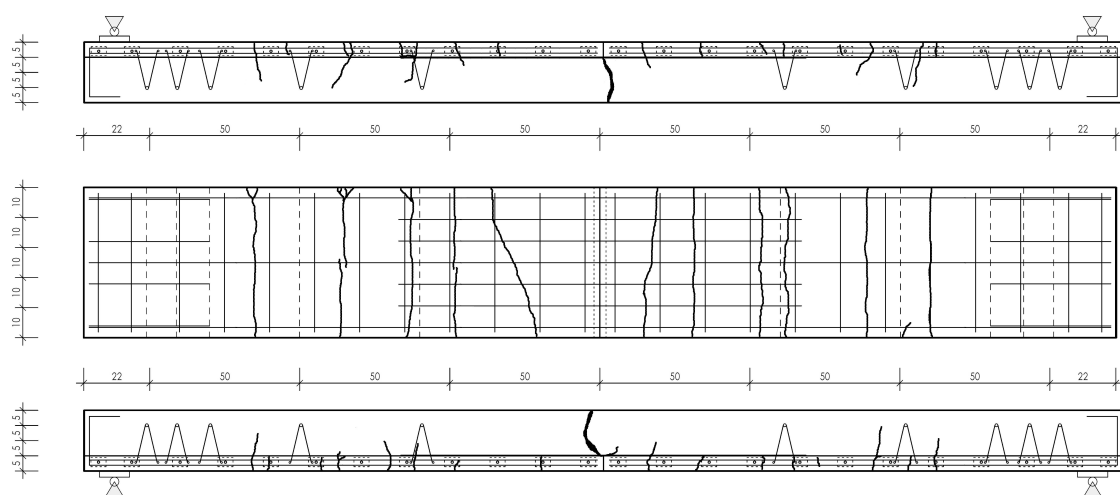


Abbildung B.2: Rissbild des Prüfkörpers *B2* im Bruchzustand

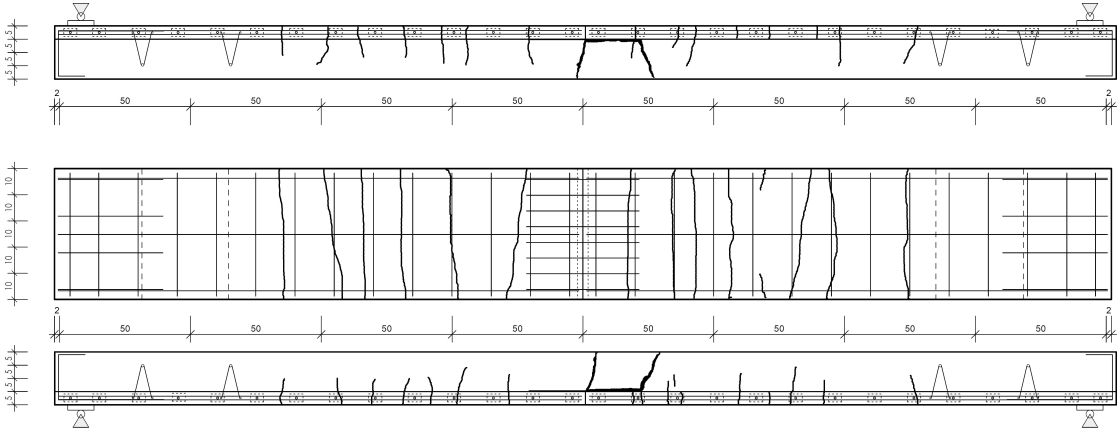


Abbildung B.3: Rissbild des Prüfkörpers B3 im Bruchzustand

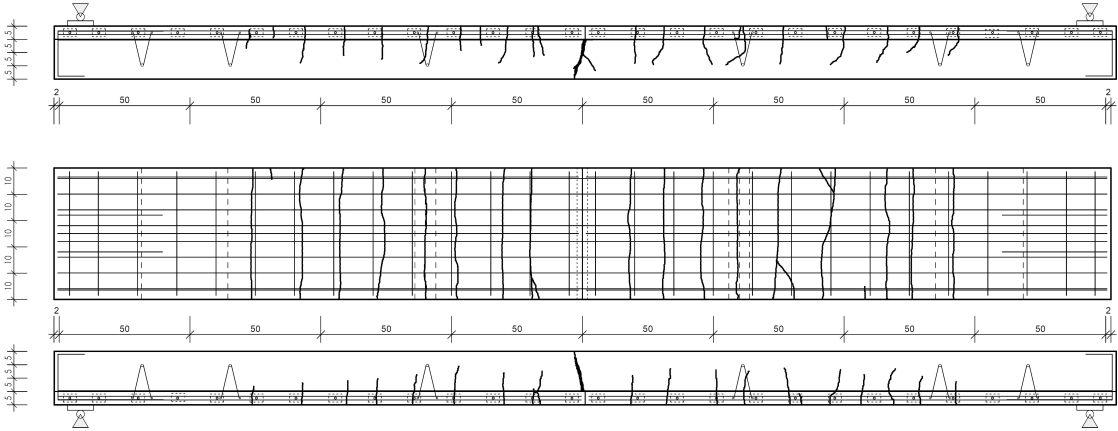


Abbildung B.4: Rissbild des Prüfkörpers B4 im Bruchzustand

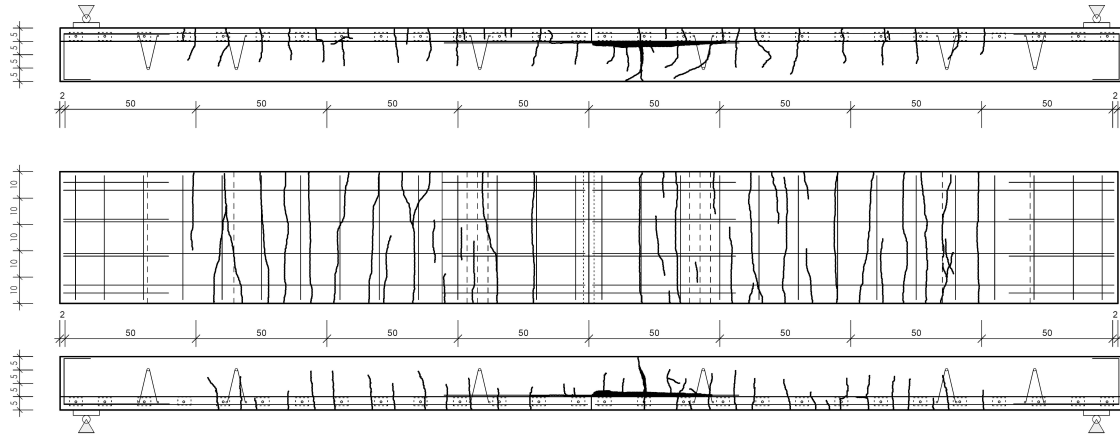


Abbildung B.5: Rissbild des Prüfkörpers *B5* im Bruchzustand

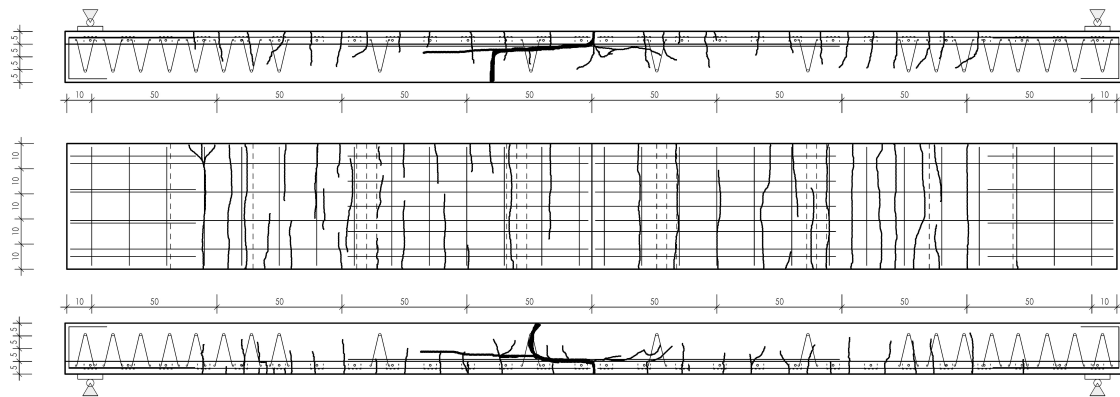


Abbildung B.6: Rissbild des Prüfkörpers *B6* im Bruchzustand

B.2 Zusammenfassung der experimentellen Untersuchungen

Tabelle B.1: Ergebnisübersicht der experimentell untersuchten Prüfkörper *B1* - *B6*

Prüfkörper	max M kNm	M_{Qk} kNm	max w Feldmitte mm	max u Feldmitte mm	max σ Stoßbewehrung N/mm ²
<i>B1</i>	14,06	4,20	24,0	3,03	587* bei 13,54 kNm
<i>B2</i>	15,03	4,20	-	2,31	582* bei 14,43 kNm
<i>B3</i>	9,06	3,60	22,3	1,07	443
<i>B4</i>	14,49	3,60	25,6	2,14	550* bei 13,85 kNm
<i>B5</i>	32,01	15,5	38,9	3,30	495
<i>B6</i>	63,47	19,4	57,5	6,37	580

* Werte konnten nicht bis max M aufgezeichnet werden

C Anhänge zur Parameterstudie

C.1 Übersicht der Varianten zur Parameterstudie

Tabelle C.1: Übersicht der Parameterstudie, C20/25

h cm	Variante	ω	ω_E	Feldbewehrung cm ²	a_s cm ² /m	Stoßbewehrung cm ²	l_0 cm
16	$\emptyset 8$	0,0915	0,1618	$4\emptyset 8/15 = 2,01$	3,35	$5\emptyset 8/10,5 = 2,51$	80
	$\emptyset 12$	0,2506	0,4477	$4\emptyset 12/12,5 = 4,52$	9,05	$5\emptyset 12/10 = 5,65$	138
	$\emptyset 14$	0,3437	0,6169	$4\emptyset 14/12,5 = 6,16$	12,32	$5\emptyset 14/10 = 7,70$	158
	-EU10	0,2841	0,5138	$4\emptyset 14/15 = 6,16$	10,26	$5\emptyset 14/10 = 7,70$	120
20	$\emptyset 8$	0,0855	0,1314	$4\emptyset 8/12,5 = 2,01$	4,02	$5\emptyset 8/10,5 = 2,51$	84
	$\emptyset 12$	0,1946	0,3007	$4\emptyset 12/12,5 = 4,52$	9,05	$5\emptyset 12/10 = 5,65$	142
	$\emptyset 14$	0,3328	0,5157	$5\emptyset 14/10 = 7,70$	15,39	$6\emptyset 14/8 = 9,24$	162
	-EU10	0,2207	0,3438	$4\emptyset 14/15 = 6,16$	10,26	$5\emptyset 14/10 = 7,70$	124
	-EU12	0,2650	0,4128	$4\emptyset 14/12,5 = 6,16$	12,32	$5\emptyset 14/10 = 7,70$	162
24	$\emptyset 8$	0,0876	0,1237	$5\emptyset 8/10 = 2,51$	5,03	$6\emptyset 8/8 = 3,02$	88
	$\emptyset 12$	0,1591	0,2254	$4\emptyset 12/12,5 = 4,52$	9,05	$5\emptyset 12/10 = 5,65$	146
	$\emptyset 14$	0,2718	0,3857	$5\emptyset 14/10 = 7,70$	15,39	$6\emptyset 14/8 = 9,24$	166
	-EU10	0,1803	0,2571	$4\emptyset 14/15 = 6,16$	10,26	$5\emptyset 13,4/11,5 = 7,05$	128
	-EU12	0,2166	0,3087	$4\emptyset 14/12,5 = 6,16$	12,32	$5\emptyset 13,5/10 = 7,16$	166
28	$\emptyset 8$	0,0824	0,1100	$6\emptyset 8/9 = 3,02$	5,59	$7\emptyset 8/7 = 3,52$	92
	$\emptyset 12$	0,1345	0,1798	$4\emptyset 12/12,5 = 4,52$	9,05	$5\emptyset 12/10 = 5,65$	150
	$\emptyset 14$	0,2296	0,3074	$5\emptyset 14/10 = 7,70$	15,39	$6\emptyset 14/8 = 9,24$	170
	-EU10	0,1525	0,2049	$4\emptyset 14/15 = 6,16$	10,26	$5\emptyset 13,2/11,5 = 7,05$	132
	-EU12	0,1831	0,2461	$4\emptyset 14/12,5 = 6,16$	12,32	$5\emptyset 13,5/10 = 7,16$	170

Tabelle C.2: Übersicht der Parameterstudie, C16/20

h cm	Variante	ω	ω_E	Feldbewehrung cm ²	a_s cm ² /m	Stoßbewehrung cm ²	l_0 cm
16	$\varnothing 8$	0,1144	0,2010	$4\varnothing 8/15 = 2,01$	3,35	$5\varnothing 8/10,5 = 2,51$	88
	$\varnothing 12$	0,3090	0,5560	$4\varnothing 12/12,5 = 4,52$	9,05	$5\varnothing 12/10 = 5,65$	156
	$\varnothing 14$	0,4207	0,7661	$4\varnothing 14/12,5 = 6,16$	12,32	$5\varnothing 14/10 = 7,70$	179
20	$\varnothing 8$	0,1068	0,1632	$4\varnothing 8/12,5 = 2,01$	4,02	$5\varnothing 8/10,5 = 2,51$	92
	$\varnothing 12$	0,2403	0,3734	$4\varnothing 12/12,5 = 4,52$	9,05	$5\varnothing 12/10 = 5,65$	160
	$\varnothing 14$	0,4087	0,6404	$5\varnothing 14/10 = 7,70$	15,39	$6\varnothing 14/8 = 9,24$	183
24	$\varnothing 8$	0,1093	0,1536	$5\varnothing 8/10 = 2,51$	5,03	$6\varnothing 8/8 = 3,02$	96
	$\varnothing 12$	0,1966	0,2798	$4\varnothing 12/12,5 = 4,52$	9,05	$5\varnothing 12/10 = 5,65$	164
	$\varnothing 14$	0,3344	0,4789	$5\varnothing 14/10 = 7,70$	15,39	$6\varnothing 14/8 = 9,24$	187
28	$\varnothing 8$	0,1028	0,1365	$6\varnothing 8/9 = 3,02$	5,59	$7\varnothing 8/7 = 3,52$	100
	$\varnothing 12$	0,1664	0,2233	$4\varnothing 12/12,5 = 4,52$	9,05	$5\varnothing 12/10 = 5,65$	168
	$\varnothing 14$	0,2830	0,3817	$5\varnothing 14/10 = 7,70$	15,39	$6\varnothing 14/8 = 9,24$	191

C.2 Tabelle der Ergebnisse der Gitterträgerspannungen

Tabelle C.3: Ergebnismatrix Spannungen in den Gitterträgerdiagonalen, C20/25

h cm	\emptyset	$-\emptyset$ N/mm ²	$-GT$ N/mm ²	$-GT2$ N/mm ²	$+GT$ N/mm ²	$+GT2$ N/mm ²	$+GT3$ N/mm ²	
Zustand 500 N/mm ²	16	$\emptyset 8$	19	17	-8	-	-	-
		$\emptyset 12$	73	34	11	110	113	-
		$\emptyset 14$	340	305	-	300	262	370
	20	$\emptyset 8$	21	5	30	-	-	-
		$\emptyset 12$	74	12	42	105	117	-
		$\emptyset 14$	456	463	-	494	495	> 500
	24	$\emptyset 8$	11	29	34	-	-	-
		$\emptyset 12$	49	16	17	103	107	-
		$\emptyset 14$	256	358	-	382	-	324
	28	$\emptyset 8$	15	19	0	-	-	-
		$\emptyset 12$	24	47	2	21	19	-
		$\emptyset 14$	227	199	-	293	-	257
max. Biegemoment	16	$\emptyset 8$	23	19	-6	-	-	-
		$\emptyset 12$	109	36	11	154	157	-
		$\emptyset 14$	383	422	-	306	268	374
	20	$\emptyset 8$	21	5	31	-	-	-
		$\emptyset 12$	112	11	41	138	183	-
		$\emptyset 14$	487	483	-	> 500	> 500	> 500
	24	$\emptyset 8$	13	30	37	-	-	-
		$\emptyset 12$	58	14	19	168	166	-
		$\emptyset 14$	440	472	-	464	-	372
	28	$\emptyset 8$	15	20	0	-	-	-
		$\emptyset 12$	30	53	14	39	35	-
		$\emptyset 14$	480	413	-	491	-	325
Zustand 525 N/mm ²	16	$\emptyset 8$	s.o.	s.o.	s.o.	-	-	-
		$\emptyset 12$	s.o.	36	s.o.	s.o.	158	-
		$\emptyset 14$	> 500	446	-	438	327	> 500
	20	$\emptyset 8$	s.o.	s.o.	s.o.	-	-	-
		$\emptyset 12$	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	-
		$\emptyset 14$	> 500	> 500	-	> 500	> 500	> 500
	24	$\emptyset 8$	s.o.	s.o.	s.o.	-	-	-
		$\emptyset 12$	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	-
		$\emptyset 14$	458	478	-	> 500	-	439
	28	$\emptyset 8$	s.o.	s.o.	s.o.	-	-	-
		$\emptyset 12$	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	-
		$\emptyset 14$	500	415	-	> 500	-	350

C.3 Zusammenfassung der Ergebnisse zur Betonfestigkeitsklasse C16/20

Tabelle C.4: Ergebnisübersicht, Deckenstärke $h = 16$ cm, C16/20

ε	C16/20 $h=16$ cm	Zustand 500 N/mm^2			max. Biegemoment			Zustand 525 N/mm^2		
		M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm	M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm	M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm
0,1144	$\emptyset 8$	12,70	24,1	1,14	13,30	37,5	2,97	-	-	-
	$\emptyset 8-GT$	12,71	23,9	1,16	13,30	37,5	3,00	-	-	-
	$\emptyset 8-GT2$	12,73	24,7	1,20	13,30	37,7	2,97	-	-	-
0,3090	$\emptyset 12$	28,79	57,1	4,95	28,06	58,2	5,15	27,47	40,8	2,67
	$\emptyset 12-GT$	27,45	41,2	2,72	28,79	58,3	5,14	28,28	59,6	5,36
	$\emptyset 12-GT2$	27,80	59,5	5,36	27,42	41,3	2,72	28,79	58,3	5,12
	$\emptyset 12+GT$	27,44	40,1	2,53	28,78	56,0	4,72	27,09	57,2	5,00
	$\emptyset 12+GT2$	27,45	40,1	2,53	28,79	56,0	4,73	28,02	57,2	4,94
0,4207	$\emptyset 14$	34,87	56,8	4,11	35,21	169,0	14,4	26,65	175,8	15,4
	$\emptyset 14-GT$	-	-	-	35,18	55,9	4,17	-	-	-
	$\emptyset 14+GT$	-	-	-	35,15	51,9	3,49	27,15	147,4	12,89
	$\emptyset 14+GT2$	34,43	55,7	3,89	35,19	141,5	12,00	30,00	144,7	12,55
	$\emptyset 14+GT3$	-	-	-	35,21	51,7	3,49	23,93	143,8	12,83

Tabelle C.5: Ergebnisübersicht, Deckenstärke $h = 20$ cm, C16/20

ε	C16/20 $h=20$ cm	Zustand 500 N/mm^2			max. Biegemoment			Zustand 525 N/mm^2		
		M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm	M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm	M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm
0,1068	$\emptyset 8$	18,75	17,0	0,98	19,18	25,6	2,54	-	-	-
	$\emptyset 8-GT$	18,74	17,0	0,97	19,18	25,3	2,49	-	-	-
	$\emptyset 8-GT2$	18,75	17,4	1,02	19,17	25,5	2,51	-	-	-
0,2403	$\emptyset 12$	39,61	28,9	2,31	42,29	41,5	4,29	41,91	43,0	4,54
	$\emptyset 12-GT$	39,77	29,1	2,32	42,22	42,2	4,45	41,24	44,0	4,76
	$\emptyset 12-GT2$	39,75	29,2	2,35	42,28	42,2	4,45	40,13	43,9	4,79
	$\emptyset 12+GT$	39,99	28,8	2,25	42,18	41,6	4,31	40,89	43,2	4,61
	$\emptyset 12+GT2$	39,80	28,7	2,20	42,35	40,8	4,11	41,45	42,6	4,45
0,4087	$\emptyset 14$	60,93	41,0	3,73	61,07	43,0	4,00	58,69	118,1	12,9
	$\emptyset 14-GT$	-	-	-	59,83	53,2	6,10	53,24	167,8	19,2
	$\emptyset 14+GT$	60,86	39,6	3,42	61,06	41,8	3,71	53,99	109,4	11,87
	$\emptyset 14+GT2$	60,90	39,7	3,44	61,06	41,0	3,61	54,12	107,4	11,66
	$\emptyset 14+GT3$	60,94	39,6	3,39	61,09	41,6	3,67	54,00	104,8	11,39

Tabelle C.6: Ergebnisübersicht, Deckenstärke $h = 24$ cm, C16/20

ε	C16/20 $h=24$ cm	Zustand 500 N/mm^2			max. Biegemoment			Zustand 525 N/mm^2		
		M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm	M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm	M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm
0,1093	$\varnothing 8$	29,55	16,0	1,22	30,03	22,4	2,68	-	-	-
	$\varnothing 8-GT$	29,58	16,3	1,20	30,03	22,6	2,64	-	-	-
	$\varnothing 8-GT2$	29,57	16,1	1,19	30,01	22,3	2,62	-	-	-
0,1966	$\varnothing 12$	51,89	21,7	2,03	54,99	31,0	3,86	-	-	-
	$\varnothing 12-GT$	51,97	21,8	2,05	54,99	31,1	3,89	-	-	-
	$\varnothing 12-GT2$	51,80	21,5	1,99	54,97	30,8	3,84	54,88	31,2	3,91
	$\varnothing 12+GT$	51,85	21,4	1,94	54,99	30,7	3,77	-	-	-
	$\varnothing 12+GT2$	51,86	21,4	1,97	55,02	30,7	3,79	-	-	-
0,3344	$\varnothing 14$	81,35	32,2	3,76	82,62	37,1	4,60	79,83	72,9	10,36
	$\varnothing 14-GT$	81,20	37,6	5,17	82,15	43,9	6,34	80,31	93,9	14,14
	$\varnothing 14+GT$	82,27	31,3	3,49	82,73	32,7	3,78	80,45	64,7	8,97
	$\varnothing 14+GT3$	82,36	31,4	3,55	82,76	35,7	4,20	79,34	63,3	8,74

Tabelle C.7: Ergebnisübersicht, Deckenstärke $h = 28$ cm, C16/20

ε	C16/20 $h=28$ cm	Zustand 500 N/mm^2			max. Biegemoment			Zustand 525 N/mm^2		
		M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm	M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm	M_{re} kNm	w_{re} mm	u_{re} mm
0,1028	$\varnothing 8$	41,89	14,7	1,51	43,13	20,5	2,97	-	-	-
	$\varnothing 8-GT$	41,76	14,5	1,48	43,08	20,5	2,99	-	-	-
	$\varnothing 8-GT2$	41,81	14,6	1,51	43,08	20,1	2,92	-	-	-
0,1664	$\varnothing 12$	64,93	16,8	1,69	68,53	24,4	3,46	-	-	-
	$\varnothing 12-GT$	64,54	16,7	1,68	68,52	24,3	3,46	-	-	-
	$\varnothing 12-GT2$	64,63	16,8	1,70	68,52	24,4	3,46	-	-	-
	$\varnothing 12+GT$	64,64	16,9	1,72	68,46	24,3	3,46	-	-	-
	$\varnothing 12+GT2$	64,63	16,9	1,72	68,43	24,0	3,38	-	-	-
0,2830	$\varnothing 14$	102,83	25,9	3,56	104,87	33,4	5,21	102,76	45,6	7,78
	$\varnothing 14-GT$	101,86	28,3	4,43	104,84	39,2	7,03	102,36	52,8	9,89
	$\varnothing 14+GT$	101,64	22,7	2,74	105,52	27,9	3,93	93,74	42,5	7,21
	$\varnothing 14+GT3$	101,67	22,6	2,72	105,67	28,2	3,99	90,61	36,3	5,95

D Anhänge zur Verbundfugenrauigkeit

D.1 Prüfkörper *B5*

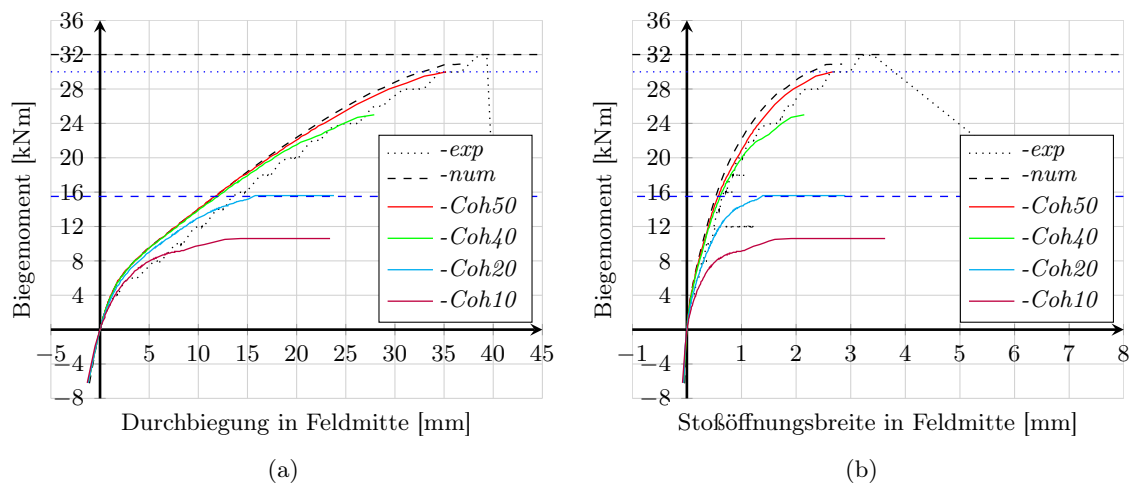


Abbildung D.1: Einfluss der Verbundfugenrauigkeit bei Prüfkörper *B5*, (a) Verlauf der Mittendurchbiegung, (b) Stoßöffnungsweite in Feldmitte

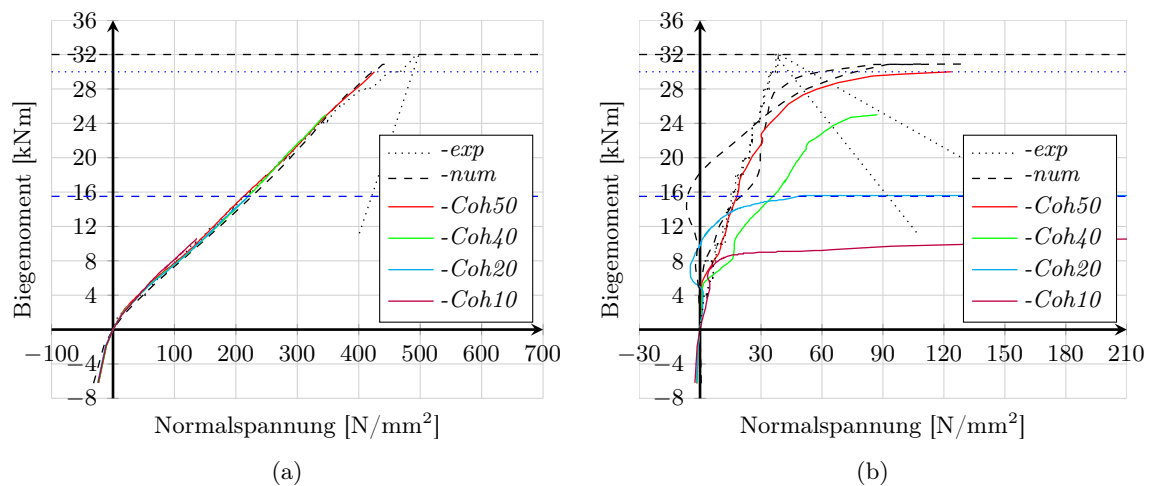


Abbildung D.2: Einfluss der Verbundfugenrauigkeit bei Prüfkörper *B5*, Normalspannungen der (a) Stoßbewehrung, mittig, (b) Gitterträgerdiagonalen

D.2 Prüfmodell *EU10*

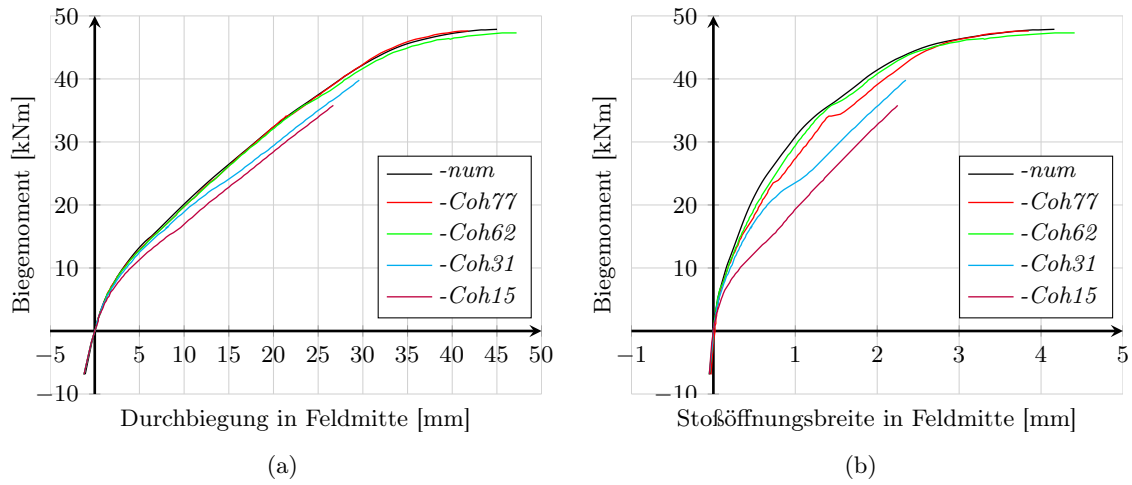


Abbildung D.3: Einfluss der Verbundfugenrauigkeit bei Prüfmodell *EU10*, (a) Verlauf der Mittem-Durchbiegung, (b) Stoßöffnungsweite in Feldmitte

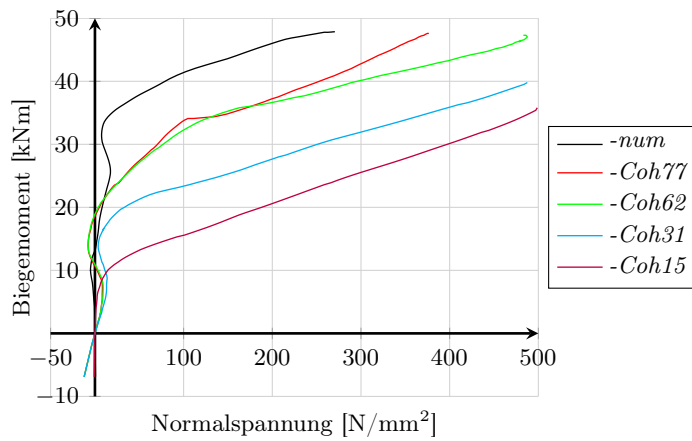


Abbildung D.4: Einfluss der Verbundfugenrauigkeit bei Prüfmodell *EU10*, Normalspannungen der Gitterträgerdiagonalen

D.3 Gitterträgerdiagonalen

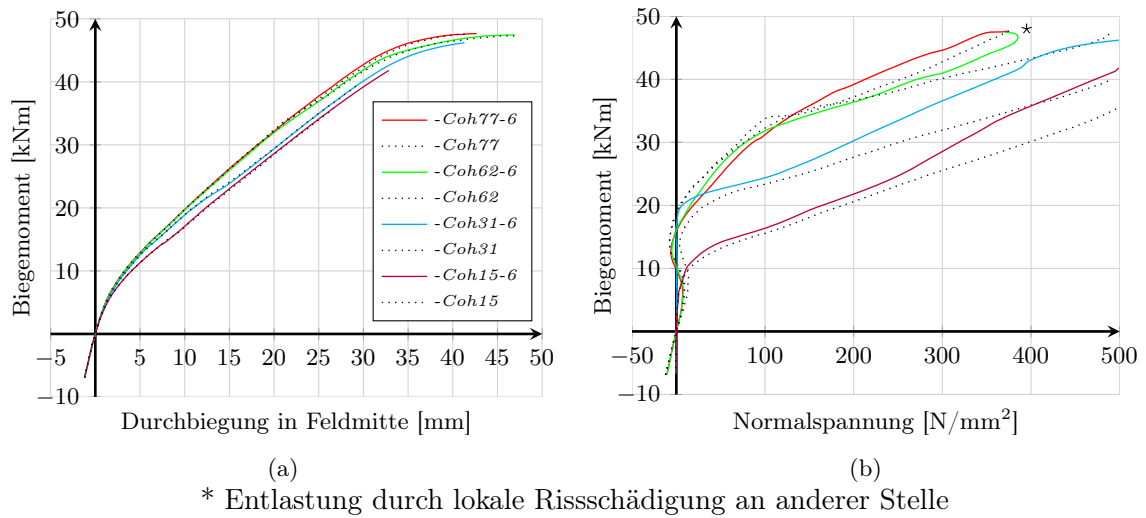


Abbildung D.5: Einfluss der Verbundfugenrauigkeit bei Prüfmodell *EU10* mit Gitterträgerdiagonale $\varnothing 6$ mm, (a) Verlauf der Mitten-Durchbiegung, (b) Normalspannungen der Gitterträgerdiagonalen

D.4 Anhang zur Querkrafteinwirkung

Tabelle D.1: Ergebnisse zur Querkrafteinwirkung des Prüfmodells *EU10q*

Bezeichnung	σ_s im GT N/mm ²	V_{mk} kN	V_{ak} kN
+00	335 (228)	25,4	25,4
+05	290	16,9	33,7
+10	331	12,6	37,8
+20	354	8,35	41,7
<i>EU10q</i>	372	-	50,8

mit V_{mk} , der charakteristischen Querkraft in der Mitte des Bauteils und V_{ak} unter der äußeren Einzellast

