



Technische
Universität
Braunschweig

iBMB **MPA**
TU BRAUNSCHWEIG

Querkrafttragverhalten von Betonträgern mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen

Daniel Busse

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB)
Materialprüfanstalt für das Bauwesen (MPA) Braunschweig

Heft 236

Braunschweig
ISBN 978-3-89288-221-3
ISSN 1439-3875

2019

Von der Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften der
Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig zur Erlangung des
Grades eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte Dissertation

Eingereicht am: 29.06.2018

Disputation am: 25.02.2019

Berichterstatter:

Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann

Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark

Diese Dissertation ist über die Internetseite der Universitätsbibliothek
Braunschweig online zugänglich.

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen
Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über
<http://dnb.dnb.de> abrufbar.

Bibliographic information published by the Deutsche Nationalbibliothek

The Deutsche Nationalbibliothek lists this publication in the Deutsche
Nationalbibliografie; detailed bibliographic data are available on the Internet at
<http://dnb.dnb.de>.

Information bibliographique de la Deutsche Nationalbibliothek

La Deutsche Nationalbibliothek a répertorié cette publication dans la Deutsche
Nationalbibliografie; les données bibliographiques détaillées peuvent être
consultées sur Internet à l'adresse <http://dnb.dnb.de>.

Kurzfassung

Querkrafttragverhalten von Betonträgern mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen

Der Einsatz von hochfestem, mikrobewehrtem Beton ermöglicht die Herstellung profilierter Betonbauteile mit Stegbreiten von wenigen Zentimetern. Bei der Ermittlung der Tragfähigkeit dieser Betonträger mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen ist insbesondere der Querkraftnachweis zu beachten.

Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile mit profiliertem Querschnitt aus normal- und hochfestem Beton liegen zurzeit nur in begrenztem Umfang vor. Aufbauend auf den vorliegenden experimentellen Untersuchungen wurden Querkraftbemessungsmodelle entwickelt, die jedoch nicht allgemein anwendbar sind.

Im Zuge der vorliegenden Arbeit werden die zurzeit vorliegenden Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von Betonbauträgern mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen analysiert. Es wird gezeigt, dass sich mikrobewehrte Betonbauteile unter Querkraftbeanspruchung ähnlich verhalten, wie konventionell bewehrte Stahlbetonbauteile, die vorliegenden Untersuchungen jedoch keine vollständige Bewertung des Querkrafttragverhaltens ermöglichen.

Zur weiteren Analyse des Querkrafttragverhaltens werden eigene experimentelle und numerische Untersuchungen durchgeführt. Die Untersuchungen bestätigen die Ähnlichkeiten und definieren die Unterschiede im Querkrafttragverhalten von mikrobewehrten und konventionell bewehrten Betonbauteilen.

Anschließend werden anhand einer Datenbasis, bestehend aus experimentellen und numerischen Ergebnissen, Vergleichsberechnungen zur Bewertung der Übertragbarkeit aktueller normativer Querkraftbemessungsmodelle für Stahlbetonbauteile durchgeführt. Es wird gezeigt, dass die aktuellen Bemessungsmodelle grundsätzlich auch für Betonträger mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen genutzt werden können, dass für eine sichere und genaue Bemessung jedoch Anpassungen erforderlich sind.

Abschließend wird ein allgemeingültiges Querkraftbemessungsmodell für Betonträger mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen vorgeschlagen, das auf den vorhandenen normativen Modellen für Stahlbetonbauteile aufbaut.

Abstract

Shear Behaviour of Concrete Members with Thin-walled, Micro-reinforced Webs

The use of high-strength, micro-reinforced concrete enables the manufacturing of profiled concrete members with web thicknesses minimized to a few centimetres. Determining the load-bearing capacity of such concrete members with thin-walled, micro-reinforced webs, the shear strength must be considered in particular.

Investigations on the shear behaviour of concrete members with thin-walled, micro-reinforced webs made of normal and high-strength concrete are currently only available to a limited extent. Based on the present experimental investigations, shear design models were developed. Since these have been adapted to the tests carried out previously, a general application cannot be ensured.

In the present work, currently available research data on the shear behaviour of concrete members with thin-walled, micro-reinforced webs are analysed. It is shown that the shear behaviour of thin-walled, micro-reinforced concrete members is similar to conventionally reinforced concrete members. However, the available investigations do not allow a full evaluation of the shear behaviour.

For a further analysis of the shear behaviour, experimental and numerical investigations were carried out. The investigations confirm the similarities and point out the differences in between the shear behaviour of micro-reinforced and conventionally reinforced concrete members.

Subsequently, using a database consisting of experimental and numerical results, comparative calculations are carried out to evaluate the transferability of current normative shear design models for reinforced concrete members. It is shown that the current models can be used in principle, but adjustments are necessary for a safe and accurate design.

Finally, a generally applicable shear design model for concrete members with thin-walled, micro-reinforced webs is proposed, which is based on the existing normative models for reinforced concrete members.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet Massivbau des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig.

Ich bin sehr dankbar für die vielfältige Unterstützung, die mir zu Teil wurde und die diese Arbeit erst ermöglicht hat.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann danke ich vor allem für das mir in acht Jahren am Institut entgegengebrachte Vertrauen sowie die mir gewährten Freiheiten meine Forschung und die vorliegende Arbeit nach meinen Interessen auszurichten. Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark danke ich für sein Interesse an meiner Arbeit und seine Bereitschaft zur Übernahme der Berichterstattung. Herrn Prof. Dr. sc. techn. Klaus Thiele und Herrn Prof. Dr.-Ing. Patrick Schwerdtner danke ich für die Übernahme der Prüfertätigkeit sowie des Prüfungsvorsitzes.

Den wissenschaftlichen Mitarbeitern des Fachgebiets Massivbau danke ich für die stets konstruktive und angenehme Arbeitsatmosphäre. Dr.-Ing. Vincent Oettel danke ich für die Unterstützung bei der Entwicklung des Versuchsprogramms und die Durchsicht der vorliegenden Arbeit. Ebenso danken möchte ich meinem Raumteiler Jörn Remitz, M.Sc. für viele kurze und lange, fachliche und nicht fachliche Diskussionen.

Den technischen Mitarbeitern, Matthias Kloß, Bernd Schiedung, Philipp Hirschfeld und Michael Brüggem danke ich für die erfolgreiche Zusammenarbeit bei der Herstellung der Versuchskörper sowie der Durchführung der Versuche. Oliver Dienelt danke ich für die Beschaffung auch seltenster Fachliteratur. Meinen wissenschaftlichen Hilfskräften, insbesondere Sina Kalus, M.Sc., Stefan Ehrke, M.Sc. und Felix Riemenschneider, M.Sc., danke ich für unzählige Stunden in der Halle, Auswertungen, Datenbankkontrollen und Berechnungen. Van Anh Dinh, B.Sc. danke ich für die Unterstützung bei der Erstellung der Zeichnungen für diese Arbeit.

Danken möchte ich zudem Timo Keller für die kurzfristige Übernahme und schnelle Bearbeitung des Lektorats.

Besonderer Dank gilt meiner Familie. Meinen Eltern, die mir viel mitgegeben und noch mehr ermöglicht haben, allen voran jedoch meiner wundervollen Frau Lisa und meiner großartigen Tochter Charlotte. Ihr musstet auf mich verzichten und habt mich dennoch immer auf so vielfältige Art und Weise und mit unglaublich viel Verständnis unterstützt. Ohne euch wäre ich nicht da, wo ich jetzt bin.

Inhaltsverzeichnis

	Seite
Inhaltsverzeichnis	I
Bezeichnungen	IV
1 Einleitung	7
1.1 Einführung	7
1.2 Ziel der Arbeit	8
1.3 Aufbau der Arbeit	9
2 Mikrobewehrter Beton	10
2.1 Definition und Abgrenzung	10
2.2 Anwendungen und Potenziale	11
2.3 Tragverhalten von mikrobewehrten Betonbauteilen	13
3 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen	17
3.1 Allgemeines	17
3.2 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen	17
3.2.1 Allgemeines	17
3.2.2 Tragverhalten im ungerissenen Zustand	18
3.2.3 Tragverhalten im gerissenen Zustand	21
3.2.4 Versagensmodi	34
3.3 Bemessungsmodelle für Stahlbetonbauteile	35
3.3.1 Allgemeines	35
3.3.2 Fachwerkmodell und Spannungsfelder	36
3.3.3 Plastizitätstheorie	38
3.3.4 Fachwerkmodell mit Rissreibung	40
3.3.5 Bemessung mit Spannungsfeldern	42
3.3.6 Modified Compression Field Theory	45
3.3.7 Querkraftbemessung gedrungener Stahlbetonbauteile	49
3.4 Zusammenfassende Diskussion	50
4 Querkrafttragverhalten von dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteilen	52
4.1 Allgemeines	52
4.2 Querkrafttragverhalten von dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteilen	52
4.2.1 Übersicht der experimentellen Untersuchungen	52
4.2.2 Auswertung der experimentellen Untersuchungen	55
4.3 Bemessungsmodelle für Betonträger mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen	59

4.3.1	Allgemeines	59
4.3.2	Bemessungsmodell nach DESAYI / NANDAKUMAR	59
4.3.3	Bemessungsmodell nach MANSUR / KIRITHARAN	60
4.3.4	Bemessungsmodell nach TIAN	61
4.4	Zusammenfassende Diskussion	62
5	Experimentelle Querkraftuntersuchungen	64
5.1	Allgemeines	64
5.2	Versuchskonzept und -durchführung	64
5.2.1	Versuchskörper und Versuchsprogramm	64
5.2.2	Herstellung der Versuchskörper	66
5.2.3	Materialeigenschaften	68
5.2.4	Versuchsaufbau und Versuchsablauf	71
5.3	Versuchsergebnisse	73
5.3.1	Trag- und Bruchverhalten	73
5.3.2	Rissbildung	78
5.3.3	Schubfeldverformungen und Umlagerungen	82
5.4	Zusammenfassende Diskussion	84
6	Finite Elemente Berechnungen	86
6.1	Allgemeines	86
6.2	Modellierung des hochfesten Feinkornbetons	87
6.2.1	Berücksichtigung der Rissbildung	87
6.2.2	Materialverhalten bei Zugbeanspruchung	90
6.2.3	Materialverhalten bei Druckbeanspruchung	93
6.2.4	Schubkraftübertragung über Risse	94
6.3	Modellierung der Bewehrung	96
6.3.1	Grundlagen der Modellierung	96
6.3.2	Materialmodell für die Bewehrung	97
6.4	Modellierung der eigenen Querkraftversuche	98
6.4.1	Geometrie und Diskretisierung	98
6.4.2	Materialkennwerte	99
6.4.3	Iterationsprozess und Konvergenzkriterien	101
6.4.4	Vergleich der experimentellen und numerischen Ergebnisse	102
6.5	Parameterstudie	109
6.5.1	Allgemeines	109
6.5.2	Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades	110
6.5.3	Einfluss der Schubslankheit	111
6.5.4	Einfluss der Bauteilhöhe	112
6.5.5	Einfluss der horizontalen Mikrobewehrungsdrähte	114

6.5.6 Einfluss einer hochfesten Mikrobewehrung	116
6.6 Zusammenfassende Diskussion	119
7 Entwicklung eines Bemessungsansatzes	120
7.1 Allgemeines	120
7.2 Vergleichsberechnungen mit aktuellen Bemessungsmodellen	120
7.2.1 Datenbasis	120
7.2.2 Berechnungsgrundlagen und -annahmen	122
7.2.3 Ergebnisse der Vergleichsberechnungen	125
7.3 Vorschlag für ein Bemessungsmodell	129
7.3.1 Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit	129
7.3.2 Bewertung des vorgeschlagenen Bemessungsmodells	132
7.4 Zusammenfassende Diskussion	134
8 Zusammenfassung und Ausblick	136
8.1 Zusammenfassung	136
8.2 Ausblick	137
Literaturverzeichnis	139
Anhang A: Datenbank	A1
A-1 Grundlagen zur Berechnung	A1
A-2 Datenbank	A3
Anhang B: Eigene Querkraftversuche	B1
B-1 Bewehrungspläne	B1
B-2 Materialeigenschaften	B10
B-3 Photogrammetrische Messungen	B14
B-4 Hauptdehnungen und Hauptdehnungsneigungen	B19
B-5 Vertikale und horizontale Wegaufnehmer	B22
B-6 Beton-DMS	B24
Anhang C: FE-Vergleichsberechnungen und Parameterstudie	C1
C-1 FE-Vergleichsberechnungen	C1
C-2 Parameterstudie	C7
Anhang D: Vergleichsberechnungen	D1
D-1 Zusammenstellung normativer Querkraftbemessungsmodelle	D1
D-2 Eurocode 2	D1
D-3 Nationaler Anhang für Deutschland	D2
D-4 SIA 262	D2
D-5 CSA A23.3	D3
D-6 <i>fib</i> Model Code 2010	D4

Bezeichnungen

Die in dieser Arbeit verwendeten Bezeichnungen und Symbole orientieren sich an der Nomenklatur der DIN EN 1992-1-1 inkl. NA [DIN-2015-1], [DIN 2015-2]. Nicht explizit im nachfolgenden Verzeichnis enthaltene Bezeichnungen und Symbole werden im Text erläutert.

Große lateinische Buchstaben

A_c	Betonquerschnittsfläche	E_c	Elastizitätsmodul des Betons
E_s	Elastizitätsmodul der Bewehrung	F	Kraft
F_c	Betondruckkraft	F_{sl}	Stahlkraft in der Längsbewehrung
F_{sw}	Stahlkraft in der Querkraftbewehrung	G_c	Bruchenergie bei Druck
G_e	Elastische Energie	G_f	Bruchenergie bei Zug
I_y	Flächenträgheitsmoment	K	Anpassungsfaktor
M	Moment	M_E	Einwirkendes Moment
M_R	Momentenwiderstand	$Q_{0,05}$	5 %-Quantil
$S(x)$	Flächenmoment 1. Grades	V	Querkraft
V_{cal}	Rechnerische Querkrafttragfähigkeit	V_{cr}	Querkrafttrisslast
$V_{cr,cal}$	Rechnerische Querkrafttrisslast	$V_{R,d}$	Querkrafttragfähigkeit infolge Dübelwirkung
V_E	Einwirkende Querkraft	V_{exp}	Experimentelle Querkrafttragfähigkeit
V_{FE}	Numerisch ermittelte Querkrafttragfähigkeit	V_{MB}	Volumengehalt der Mikrobewehrung
V_R	Querkraftwiderstand	$V_{R,c}$	Betontraganteil des Querkraftwiderstandes
$V_{R,cc}$	Querkrafttragfähigkeit infolge Rissreibung	$V_{R,s}$	Querkraftwiderstand der Querkraftbewehrung
$V_{R,max}$	Querkraftwiderstand der Betondruckstrebe	$V_{R,ref}$	Referenzwert der Querkrafttragfähigkeit
$V_{R,x}$	Querkrafttragfähigkeit der Druckzone		

Kleine lateinische Buchstaben

a	Maschenweite	a_v	Abstand zwischen Lasteinleitung und Auflager
a_{sw}	Bezogene Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung	$a_{sl,w}$	Bezogene Querschnittsfläche der Längsbewehrung im Steg
b	Bauteilbreite	b_w	Stegbreite
d	Statische Nutzhöhe	d_0	Referenzwert der statischen Nutzhöhe

d_g	Größtkorndurchmesser	f_{1c}	Einachsige Betondruckfestigkeit
f_c	Betondruckfestigkeit	$f_{c,eff}$	Effektive Betondruckfestigkeit
f_{ck}	Charakteristische Betondruckfestigkeit	f_{cm}	Mittelwert der Betondruckfestigkeit
f_{ct}	Betonzugfestigkeit	f_{ctm}	Mittelwert der Betonzugfestigkeit
$f_{ctm,fl}$	Mittelwert der Biegezugfestigkeit	$f_{ctm,sp}$	Mittelwert der Spaltzugfestigkeit
$f_{ct,MB}$	Zugfestigkeit des mikrobewehrten Betons	f_y	Fließgrenze der Längsbewehrung
f_t	Stahlzugfestigkeit	f_{yw}	Fließgrenze der Querkraftbewehrung
h	Bauteilhöhe	k	Faktor
k_b	Verbundkoeffizient	k_ϵ	Faktor in Abhängigkeit der Längsdehnung
k_v	Faktor für den Betontraganteil des Querkraftwiderstandes	l_{ch}	Charakteristische Länge
l_E	Elementlänge	m	Mittelwert bzw. Median
$n_{\gamma < 1}$	Anzahl Vergleichswerte kleiner 1,0	q	Linienlast
s	Abstand zwischen Bewehrungsstäben	s_m	Mittlerer Rissabstand
s_z	Vertikaler Rissabstand	s_{ze}	Effektiver Rissabstand
t_{eq}	Äquivalente Dicke	v	Bezogene Querkrafttragfähigkeit
v_0	Referenzwert der bezogenen Querkrafttragfähigkeit	v_{cr}	Rissuferverschiebung
v_{exp}	Bezogene experimentelle Querkrafttragfähigkeit	$v_{R,s}$	Bezogene Zugstrebentragfähigkeit
$v_{R,max}$	Bezogene Druckstrebentragfähigkeit	w_c	Breite der Rissprozesszone (Crack Bandwidth)
w_{cr}	Rissbreite	x	Druckzonenhöhe
z	Hebelarm der inneren Kräfte		

Griechische Buchstaben

α	Neigung der Hauptspannungen bzw. der Querkraftbewehrung	β	Anpassungsfaktor
β_s	Shear Retention Factor	γ_d	Maßstabsfaktor
γ_{mod}	Vergleichswert	δ	Verformung bzw. Durchbiegung
ϵ	Dehnung bzw. Stauchung	ϵ_c	Betondehnung bzw. -stauchung
ϵ_{cr}	Dehnung senkrecht zum Riss	ϵ_s	Stahldehnung bzw. -stauchung
ϵ_{sl}	Dehnung in der Längsbewehrung	$\epsilon_{sl,w}$	Dehnung in der Längsbewehrung im Steg
ϵ_{su}	Bruchdehnung des Stahls	ϵ_{sy}	Dehnung bei Erreichen der Fließgrenze
ϵ_{tu}	Maximale Zugdehnung des Betons	η	Faktor

Bezeichnungen

η_{fc}	Faktor in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit	θ	Druckstrebenneigungswinkel
θ_s	Neigung der Verbindung zwischen Auflager und Lasteinleitung	λ	Umrechnungsfaktor
μ	Funktion zur Reduktion der Betonzugfestigkeit	ν	Querdehnzahl
ν_1	Abminderungsfaktor	ν_{mod}	Vergleichswert
ρ_s	Geometrischer Bewehrungsgrad	ρ_{sl}	Geometrischer Längsbewehrungsgrad
ρ_{sw}	Geometrischer Querkraftbewehrungsgrad	σ	Spannung
σ_1	Hauptzugspannung	σ_2	Hauptdruckspannung
σ_b	Bettungsspannung	σ_c	Betondruckspannung
σ_{ct}	Betonzugspannung	σ_{cw}	Betondruckspannung im Steg
σ_s	Stahlspannung	$\sigma_{s,cr}$	Stahlspannung im Riss
σ_{sl}	Spannung in der Längsbewehrung	σ_{sw}	Spannung in der Querkraftbewehrung
σ_x	Längsspannung	τ	Schubspannung
τ_{cr}	Schubspannung im Riss	ϕ_s	Bewehrungsdurchmesser
ω_w	Mechanischer Querkraftbewehrungsgrad		

1 Einleitung

1.1 Einführung

Die aktuellen Entwicklungen hoch- und ultrahochfester Betone ermöglichen eine Steigerung der aufnehmbaren Beanspruchungen oder, bei gleichbleibendem Tragwiderstand, eine Reduktion der Bauteilabmessungen. Der zweite Optimierungsansatz erlaubt leichte, ressourcenschonende Konstruktionen, erfordert jedoch eine Anpassung der typischen Konstruktionsformen des Stahlbetonbaus.

Werden profilierte Querschnitte mit hoch- oder ultrahochfestem Beton ausgeführt, können vor allem die erforderlichen Stegbreiten reduziert werden, da die Gurte weiterhin zur Sicherung der Biegetragfähigkeit und Kippstabilität benötigt werden. Eine Reduktion der Stegbreiten erzeugt allerdings, neben einem verringerten Eigengewicht, vor allem eine reduzierte Querkrafttragfähigkeit. Werden die Stegbreiten so gering, dass keine ausreichende Betondeckung zur Sicherung der Dauerhaftigkeit sowie des Verbundes einer konventionellen Betonstahlbewehrung hergestellt werden kann, sind alternative Bewehrungskonzepte erforderlich [Emp-2010a], [Emp-2010b], [Emp-2010c], [Emp-2013].

Eine Alternative stellt eine mehrlagige Mikrobewehrung, bestehend aus Drahtgittern mit Drahtdurchmessern von wenigen Millimetern, dar (Bild 1-1). Die Mikrobewehrungsgitter können aufgrund ihrer geringen Drahtdurchmesser auch bei reduzierten Abmessungen sowie einer minimalen Betondeckung eingesetzt werden.

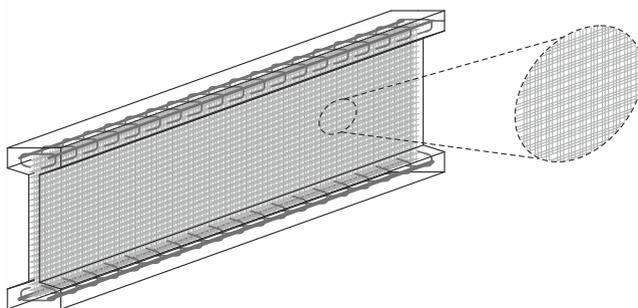


Bild 1-1: Betonträger mit dünnwandigem, mikrobewehrtem Steg

Mikrobewehrte Betonbauteile werden aktuell vor allem für dünnwandige, biegebeanspruchte Schalen, Platten oder Fassadenelemente eingesetzt. Untersuchungen zum Biegetragverhalten derartiger mikrobewehrter Betonbauteile liegen daher bereits vor [ACI-1997], [Bus-2018-1]. Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigen vor allem, dass Ähnlichkeiten im Tragverhalten von konventionell bewehrten und mikrobewehrten

1 Einleitung

Betonbauteilen genutzt werden können, um Bemessungsmodelle zu erarbeiten bzw. zu übertragen.

Bei Betonträgern mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen (I-Profilen, T-Profilen, Hohlkästen etc.) ist jedoch, aufgrund der Reduktion der Querkrafttragfähigkeit infolge der geringen Stegbreiten, die Querkraftbemessung entscheidend für die Anwendung der Bauteile. Da der Einsatz einer Mikrobewehrung zurzeit nicht normativ erfasst ist, stehen auch für die Querkraftbemessung keine normativen Modelle zur Verfügung. Ferner wurde das Querkrafttragverhalten dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile bisher nur in wenigen Fällen experimentell und theoretisch untersucht [ACI-1997].

Eine zusammenfassende, systematische Analyse der Ergebnisse liegt zurzeit nicht vor. Des Weiteren sind die in der Fachliteratur vorgeschlagenen Querkraftbemessungsmodelle für dünnwandige, mikrobewehrte Betonbauteile mit profilierten Querschnitten nicht mechanisch konsistent und wurden fast ausschließlich auf Basis von Regressionsanalysen anhand der jeweils zuvor durchgeführten Versuche entwickelt. Die Übertragbarkeit der vorhandenen Berechnungsgleichungen ist daher nur begrenzt, im Bereich des zuvor untersuchten Parameterraums, gewährleistet.

1.2 Ziel der Arbeit

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit soll das Querkrafttragverhalten von Betonträgern mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen experimentell, numerisch und theoretisch untersucht werden.

Dies erfordert im Einzelnen:

- den aktuellen Stand der Technik zum Querkrafttragverhalten von dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteilen aus normal- und hochfestem Beton zusammenzufassen und auf eine einheitliche Basis zu bringen;
- die Ergebnisse mit dem aktuellen Stand der Technik zum Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen abzugleichen, Ähnlichkeiten aufzuzeigen und so die Übertragbarkeit vorhandener Bemessungsmodelle zu überprüfen;
- die vorliegenden Versuchsdaten zum Querkrafttragverhalten von Betonträgern mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen in einer Datenbank zu erfassen;
- die vorhandene Datenbasis durch eigene experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von Betonträgern mit dünnwandigem, mikrobewehrtem Steg zu erweitern;
- den aktuellen Kenntnisstand mit Hilfe von Finite Elemente Berechnungen zu überprüfen und über eine Parameterstudie zu ergänzen sowie
- ein Modell zur Bemessung von Betonträgern mit dünnwandigem, mikrobewehrtem Steg bei Querkraftbeanspruchung zu entwickeln.

Insgesamt soll mit der vorliegenden Arbeit eine Basis für den Einsatz einer Mikrobewehrung in Betonträgern mit dünnwandigen Stegen geschaffen werden.

1.3 Aufbau der Arbeit

Im Abschnitt 2 wird zunächst eine grundlegende Einführung zum mikrobewehrten Beton und dessen Anwendungsmöglichkeiten gegeben. Abschnitt 3 enthält die Zusammenfassung des aktuellen Stands der Technik zum Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen sowie zu aktuellen Bemessungsmodellen. Der Stand der Technik zum Querkrafttragverhalten von Betonträgern mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen wird im Abschnitt 4 zusammengestellt. Ferner wird in diesem Abschnitt die Datenbank mit Ergebnissen von Querkraftversuchen an dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteilen mit profiliertem Querschnitt vorgestellt. Die eigenen experimentellen Untersuchungen werden im Abschnitt 5 beschrieben und ausgewertet. Der Abschnitt 6 enthält die numerischen Untersuchungen, d. h. die Beschreibung des entwickelten Finite Elemente Modells sowie die Berechnungsergebnisse und eine Parameterstudie zur Erweiterung des Parameterraums. Im Abschnitt 7 wird, aufbauend auf Vergleichsberechnungen anhand der mit den eigenen experimentellen und numerischen Ergebnissen erweiterten Datenbank, ein Querkraftbemessungsmodell für Betonträger mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen entwickelt. Die Ergebnisse werden im Abschnitt 8 zusammengefasst. Zudem wird ein Ausblick auf weitere Forschungsansätze gegeben.

2 Mikrobewehrter Beton

2.1 Definition und Abgrenzung

Mikrobewehrter Beton, auch als „Ferrocement“ bezeichnet, ist ein Verbundmaterial bestehend aus Feinkornbeton und einer mehrlagigen, metallischen Mikrobewehrung. Mikrobewehrter Beton wird bevorzugt für dünnwandige Betonbauteile eingesetzt, die Dicken von nur 10 bis 50 mm aufweisen. Um dennoch eine hohe Tragfähigkeit zu erreichen, werden bis zu 10 Vol.-% Mikrobewehrung eingesetzt [ACI-1997].

Für die Mikrobewehrung werden Drahtgitter mit Drahtdurchmessern von 0,5 bis 2,0 mm und Maschenweiten zwischen 10 und 50 mm verwendet, die mehrlagig, über die meist geringen Bauteilhöhen gestaffelt oder gleichmäßig verteilt, und in Abständen von wenigen Millimetern verlegt werden. Hierbei kann zwischen geschweißten, gewobenen oder geflochtenen Gittern gewählt werden (Bild 2-1). Es ist zu beachten, dass gewobene oder geflochtene Gitter aufgrund lokaler Verschiebungen in den Knotenpunkten geringere Steifigkeiten aufweisen als geschweißte Gitter. Daher werden in aktuellen Untersuchungen in der Regel geschweißte Gitter eingesetzt [Sch-2011], [Bus-2015-1], [Hau-2016], [Bus-2018-1]. Des Weiteren kann die Form der Maschen individuell angepasst werden. Neben quadratischen Maschen stehen u. a. rechteckige oder hexagonale Varianten zur Verfügung.

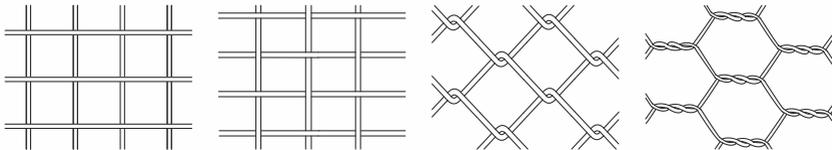


Bild 2-1: Geschweißte Drahtgitter mit quadratischen Maschen (links), gewobene Drahtgitter mit rechteckigen Maschen (Mitte links) und geflochtene Drahtgitter mit quadratischen (Mitte rechts) oder hexagonalen Maschen (rechts)

Neben normalfesten können hochfeste Drähte eingesetzt werden. Während normalfeste Drähte Fließgrenzen im Bereich normaler Bau- bzw. Betonstähle (235 bis 500 N/mm²) aufweisen, erreichen hochfeste Drähte Zugfestigkeiten bis über 2.000 N/mm² [Czi-2014]. Verzinkte Drähte und Edelstahldrähte erhöhen die Korrosionsbeständigkeit und somit die Dauerhaftigkeit der Bauteile. Normative Regelungen liegen sowohl für die Ausgangsmaterialien (z. B. [DIN-2013]) als auch für die Drahtgitter (z. B. [DIN-2001]) vor.

Aufgrund der geringen Maschenweiten sowie der – insbesondere bei hohen Bewehrungsgraden – geringen Abstände zwischen den Matten kann zur Herstellung mikrobewehrter Bauteile ausschließlich Beton mit feinen Zuschlägen, sogenannter Feinkornbeton [Al-J-1989], [Ber-2014], auch Feinbeton genannt [Bro-2007], verwendet werden.

Der Größtkorndurchmesser sollte hierbei für den jeweiligen Anwendungsfall in Abhängigkeit der Maschenweite und des Mattenabstands festgelegt werden [ACI-1993]. Der Beton kann lagenweise, im Wechsel mit der Mikrobewehrung oder im Spritzbetonverfahren appliziert werden [ACI-1997]. Fließfähige Betone erlauben das Befüllen filigraner Schalungen und die Infiltration mehrlagiger Drahtgitterpakete (Bild 2-2, [Sch-2011], [Bus-2016-1], [Hau-2016]).

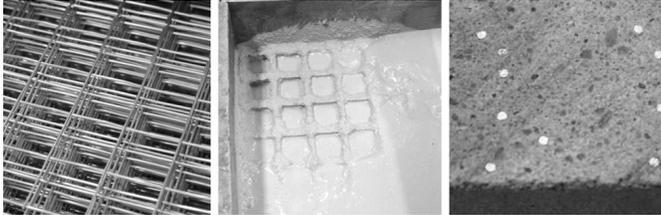
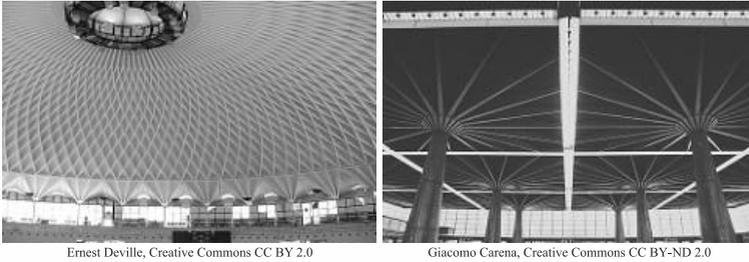


Bild 2-2: Mehrlagige Mikrobewehrung (geschweißte Gitter mit quadratischen Maschen, links), Betonage mit Feinkornbeton (Mitte) und Anschnitt eines mikrobewehrten Bauteils (rechts)

Die Eigenschaften des Feinkornbetons können grundsätzlich in Abhängigkeit der gewünschten Festigkeit (normal-, hoch- oder ultrahochfest) sowie des Herstellungsverfahrens (lagenweise Herstellung, Spritzverfahren, Infiltration) gewählt werden. Die zurzeit vorliegenden Untersuchungen zu den Materialeigenschaften von Feinkornbeton (u. a. [Al-J-1989], [Bro-2007], [Ber-2014]) zeigen, dass die bekannten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für normal- und hochfesten Beton nach z. B. [CEB-1993], [DIN-2015-1], [DIN-2015-2] auf Feinkornbeton übertragen werden können. Bei der Auswahl der Prüfkörpergeometrien sind jedoch ggf. Maßstabeffekte zu beachten [Bro-2007].

2.2 Anwendungen und Potenziale

Erste Anwendungen mikrobewehrten Betons gab es bereits zu Beginn der Entwicklung des Stahlbetons. Stellvertretend können MONIERS Pflanzkübel oder LAMBOTS Betonboote genannt werden [ACI-1997]. In den 1940er Jahren wird von NERVI [Ner-1956] der Begriff „Ferro Cemento“ eingeführt, aus dem sich die international verwendete Bezeichnung Ferrocement ableitet. NERVIs Bauwerke sind, obwohl sie überwiegend aus Beton bestehen, leicht und filigran. Entscheidend für deren Umsetzung ist die vielfältige Anwendung des „Ferro Cemento“; sowohl als Fertigteil als auch als verlorene Schalung (Bild 2-3, [Bög-2006], [Ner-1956]).



Ernest Deville, Creative Commons CC BY 2.0

Giacomo Carena, Creative Commons CC BY-ND 2.0

Bild 2-3: Anwendungen für NERVIS „Ferro Cemento“ – Palazzetto dello Sport in Rom (links) und Pavillon auf dem Expo-Gelände in Turin (rechts)

Aus den letzten 150 Jahren sind international, vor allem im amerikanischen und asiatischen Raum, weitere Anwendungen bekannt [ACI-1979], [Sab-1979], [Al-J-1989], [ACI-1997], [Naa-2002], [Hau-2016]. Die geringen Wandstärken mikrobewehrter Bauteile erlauben architektonisch anspruchsvolle, frei geformte Flächen (Dächer, Treppen etc.) und Schalen (Bild 2-4), ebenso wie schlanke Fassadenplatten. Die im Regelfall im Vergleich zu Stahlbeton erheblich reduzierten Rissbreiten führen zu landwirtschaftlichen und industriellen Anwendungen; im Silo-, Tank- und Behälterbau (Bild 2-4). Temporäre, transportable Unterkünfte können mit mikrobewehrtem Beton ebenfalls hergestellt werden. Zudem ist die Anwendung bei Verstärkungsmaßnahmen und als Sicherheitsbeton dokumentiert.



Steve Glover, Creative Commons CC BY 2.0



Vaishal Dalal, Creative Commons CC BY-SA 3.0



Virtual Steve, Creative Commons CC BY-SA 2.5

Bild 2-4: Anwendungen für mikrobewehrten Beton – Pendle's Panopticon in Großbritannien (links), Kunstgalerie Amdavad ni Gufa in Indien (Mitte) und Silo in Australien (rechts)

Insgesamt können die Potenziale des mikrobewehrten Betons in vier Bereiche eingeteilt werden:

- leichte Betonbauteile,
- architektonisch anspruchsvolle Betonbauteile,
- wasserundurchlässige Betonbauteile und
- duktile Betonbauteile.

Mikrobewehrter Beton eignet sich insbesondere für den Einsatz in dünnwandigen und damit leichten Betonbauteilen. Neben den genannten Anwendungen bei frei geformten Schalen und Platten soll im Rahmen der vorliegenden Arbeit vor allem das Potenzial für die Anwendung in profilierten Betonbauteilen mit mikrobewehrten Stegen untersucht werden.

Architektonisch anspruchsvolle Betonbauteile umfassen neben den bereits erwähnten leichten und frei geformten Bauteilen auch den Einsatz als Sichtbeton. Aufgrund der geringen Rissbreiten kann bei mikrobewehrtem Beton die Sichtbetonoptik gewahrt werden. Hierbei kann das komplette Bauteil mikrobewehrt sein oder eine Mikrobewehrung in randnahen Bereichen die Rissbreiten kontrollieren.

Wasserundurchlässige Betonbauteile können neben Silos oder Behältern vor allem Bauteile mit hohen physikalischen, chemischen und mechanischen Beanspruchungen sein. Insbesondere seien hier umweltgefährdende sowie betonangreifende Stoffe genannt. In beiden Fällen können, z. B. bei Industriefußböden oder Weißen Wannen, mikrobewehrte Bauteile oder mikrobewehrte Schutzschichten eingesetzt werden.

Bei außergewöhnlichen Lastfällen (Erdbeben, Anprall, Explosionen etc.) können duktile mikrobewehrte Bauteile als integrierte oder entkoppelte Schutzschicht bei gefährdeten Einrichtungen (Botschaften, Ministerien) oder Infrastrukturen (Brücken, Staudämme) die Bauteilintegrität sicherstellen. Mit einer entkoppelten Schutzschicht kann zudem eine Sanierung nach einem Schadensfall erheblich vereinfacht werden.

2.3 Tragverhalten von mikrobewehrten Betonbauteilen

Mikrobewehrter Beton wurde bereits in zahlreichen Untersuchungen betrachtet, die primär auf das Zug- und Biegetragverhalten mikrobewehrter Betonbauteile abzielten [ACI-1997]. Hierbei wurde eine grundlegende Ähnlichkeit zum Tragverhalten von Stahlbeton festgestellt (z. B. [Naa-1971], [Joh-1976], [Bal-1977], [Naa-1979], [Al-K-1999]).

Das Last-Verformungs-Verhalten von mikrobewehrten Bauteilen unter Zug- und Biegebeanspruchung kann, analog zu Stahlbeton, in drei Phasen eingeteilt werden. Nach der ersten, linear-elastischen Phase kommt es in der zweiten Phase zur charakteristischen multiplen Rissbildung. In der dritten Phase erreicht die Bewehrung ihre Fließgrenze und die Last kann nur noch in geringem Umfang gesteigert werden (Bild 2-5).

Untersuchungen zum Einsatz hoch- und ultrahochfester Betone sowie hochfester Stähle bei mikrobewehrten Betonbauteilen unter Biegebeanspruchung zeigen, dass durch hochfeste Materialien die ertragbaren Lasten gesteigert werden können [Sch-2011], [Hau-2016], [Bus-2018-1]. Infolge der verringerten Duktilität hochfester Stähle reduziert sich jedoch die Verformungskapazität der Bauteile [Naa-2012], [Wil-2012].

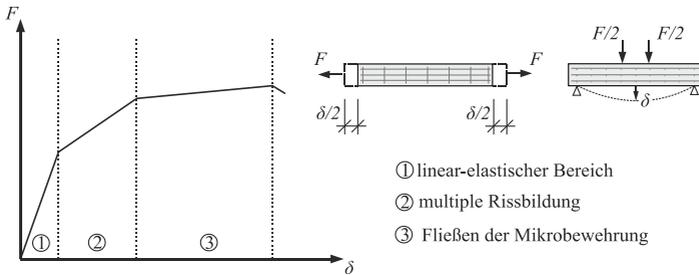


Bild 2-5: Idealisiertes Tragverhalten mikrobewehrter Bauteile unter Zug- und Biegebeanspruchung nach [Al-K-1999]

Im Vergleich zu Stahlbeton kann bei mikrobewehrten Betonbauteilen, aufgrund der geringen Drahtdurchmesser und des günstigen Verhältnisses von Querschnitts- zu Verbundfläche, eine Erhöhung der Rissanzahl erreicht werden. Dies führt zu einem deutlich feineren Rissbild, mit verringerten Rissbreiten und Rissabständen (Bild 2-6). Des Weiteren kann aufgrund der Duktilität der Mikrobewehrung (Bild 2-7) eine erhöhte Verformungskapazität der Bauteile erzielt werden.

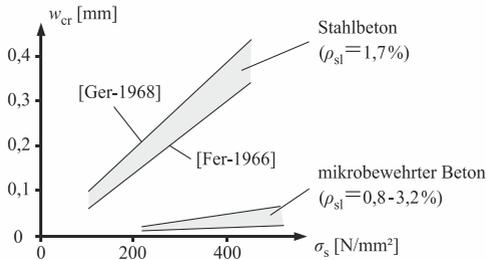


Bild 2-6: Vergleich der Rissbreiten bei Stahlbeton (rechnerisch nach [Fer-1966] und [Ger-1968]) mit mikrobewehrten Bauteilen (Regressionsanalyse experimenteller Daten) unter Biegebeanspruchung nach [Bal-1977]

Grundlage des beschriebenen Tragverhaltens ist, analog zum Stahlbeton, der Verbund zwischen Beton und Bewehrung. Obgleich die Mikrobewehrungsdrähte im Gegensatz zum Betonstahl keine Profilierung und die Einzeldrähte damit eine reduzierte Verbundfestigkeit aufweisen, kann dennoch ein vollkommener Verbund sichergestellt werden. Dies liegt an der Verankerung der Drähte durch die Querstäbe der Matten [ACI-1997], [Sch-2011]. In eigenen Untersuchungen konnte bestätigt werden, dass bereits ein angeschweißter Querstab eine vollständige Verankerung eines Mikrobewehrungsdrahtes sicherstellt (Bild 2-7). Während einbetonierter Draht ohne Querstäbe (B) nach Überschreiten der Verbundfestigkeit aus dem Beton herausgezogen wird, konnte bei

einem ein 10 m tief einbetonierten Querstab (C) die Stahlzugfestigkeit (A) voll ausgenutzt werden.

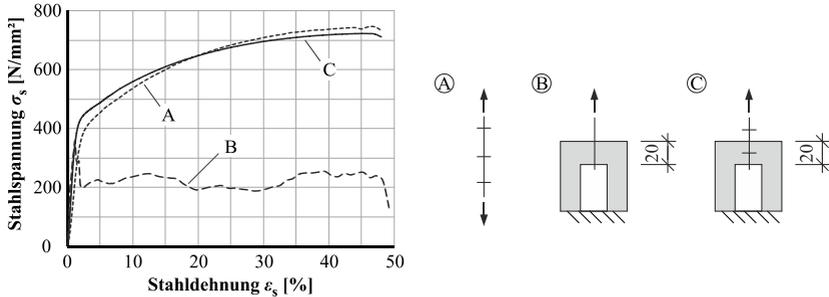


Bild 2-7: Eigene Untersuchungen zum Verbundverhalten von Mikrobewehrungsdrähten ohne und mit angeschweißtem Querstab (Abmessungen im mm)

Nach [ACI-1993] kann die Zug- und Biegetragfähigkeit von mikrobewehrten Betonbauteilen – unter Beachtung der jeweiligen Lage der mehrlagigen Bewehrung sowie der Materialeigenschaften der Mikrobewehrung – mit den vom Stahlbeton bekannten Bemessungsmodellen ermittelt werden. Einen entsprechenden Ansatz zur Biegebemessung mikrobewehrter Betonbauteile zeigt Bild 2-8. Hierbei gelten die üblichen Annahmen eines vollkommenen Verbundes und einer hieraus resultierenden Dehnungsäquivalenz der Materialien sowie einer linearen Dehnungsverteilung. Wird das Momentengleichgewicht am mehrlagig bewehrten Querschnitt gebildet, ergibt sich die Momentenwiderstand M_R in Abhängigkeit der Hebelarme der inneren Kräfte z_c bzw. $z_{s,i}$ zu:

$$M_R = F_c \cdot z_c + \sum F_{s,i} \cdot z_{s,i} \quad \text{Gl. 2-1}$$

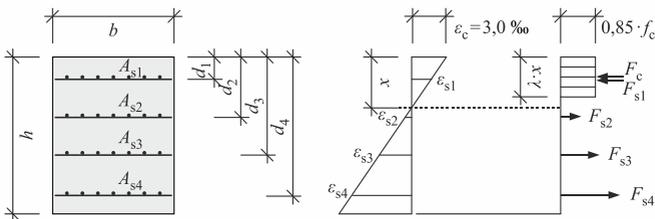


Bild 2-8: Biegebemessung mehrlagig mikrobewehrter Betonbauteile nach [ACI-1993]

Die Bemessung und Konstruktion von mikrobewehrten Betonbauteilen ist in aktuellen Normen nicht vorgesehen. Zurzeit liegen eine ACI-Richtlinie zur Bemessung und Konstruktion von Ferrocement [ACI-1993] sowie ein, von der International Ferrocement

2 Mikrobewehrter Beton

Society (IFS) veröffentlichter Ferrocement Model Code [IFS-2001] vor. Beide Richtlinien liefern grundlegende Hinweise zur Bemessung und Konstruktion mikrobewehrter Bauteile. In [ACI-1993] wird ferner die Bemessung von mikrobewehrten Betonbauteilen bei Druck-, Zug- und Biegebeanspruchung geregelt. Das Querkrafttragverhalten mikrobewehrter Betonbauteile wird in beiden Richtlinien nicht betrachtet. Entscheidend für die Nutzung der aufgezeigten Potenziale sind daher eine umfassende Beschreibung des Querkrafttragverhaltens sowie die Ableitung von Berechnungsverfahren, die eine sichere Anwendung mikrobewehrter Bauteile ermöglichen.

3 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen

3.1 Allgemeines

Die Betrachtungen zum Zug- und Biegetragverhalten mikrobewehrter Betonbauteile zeigen, dass eine grundlegende Ähnlichkeit zum Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen besteht. Diese Ähnlichkeit wird für die Bemessung von mikrobewehrten Betonbauteilen unter Zug- und Biegebeanspruchung bereits genutzt (vgl. Abschnitt 2.3, [ACI-1993]).

Ausgangspunkt für die Untersuchung des Querkrafttragverhaltens von Betonträgern mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen ist daher eine Analyse des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbauteilen. Hierbei ist zu beachten, dass im Rahmen der Arbeit das Querkrafttragverhalten profilierter Stahlbetonbauteile mit Querkraftbewehrung betrachtet wird, sodass die vorliegende Analyse auf entsprechend wesentliche Aspekte reduziert wurde. Dennoch sind an mehreren Stellen Vergleiche, insbesondere zum Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung, erforderlich. Der Einfluss des Einsatzes von hochfestem Beton auf das Querkrafttragverhalten wird in den jeweils betroffenen Abschnitten erläutert.

3.2 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen

3.2.1 Allgemeines

Die Grundlage der Betrachtungen zum Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen stellt eine Betrachtung des Gleichgewichts an einem stabförmigen Betonbauteil unter Biegebeanspruchung dar (Bild 3-1).

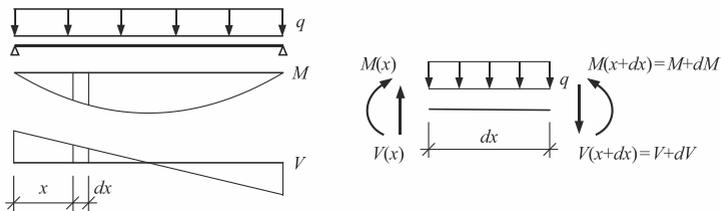


Bild 3-1: Verknüpfung von Biegemoment und Querkraft am Bauteil (links) und am infinitesimalen Element (rechts)

Infolge der Biegebeanspruchung treten Zug- und Druckkräfte in den jeweiligen Gurten – hierbei wird die Wirkungslinie der Druckspannungsergebnisse als Druckgurt und der Schwerpunkt der Bewehrung als Zuggurt verstanden – auf, die bei einem veränderlichen Momentenverlauf ihre Größe ebenfalls verändern. Um dennoch ein Gleichgewicht am Balkenelement der Länge dx herzustellen, werden Querkraftkräfte V eingeführt.

3 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen

Aus dem Momentengleichgewicht ergibt sich:

$$\sum M = 0 \Leftrightarrow dM + \frac{q \cdot dx^2}{2} - V \cdot dx = 0 \quad \text{Gl. 3-1}$$

Am infinitesimal kleinen Stabelement gilt:

$$\frac{q \cdot dx^2}{2} \rightarrow 0 \quad \text{Gl. 3-2}$$

Demnach ergibt sich die Querkraft V zu:

$$V = \frac{dM}{dx} \quad \text{Gl. 3-3}$$

Die Querkräfte V können als Kopplungskräfte zwischen Zug- und Druckgurt verstanden werden, die dementsprechend im Steg des Trägers wirken. Als Steg ist hierbei allgemein die Verbindung zwischen Zug- und Druckgurt zu verstehen [Zil-2010]. Im Rahmen dieser Arbeit soll der Begriff Steg vorwiegend für den, für profilierte Querschnitte typischen Bereich verringerter Wandstärke zwischen den ausgeprägten Gurten verwendet werden (Bild 1-1).

3.2.2 Tragverhalten im ungerissenen Zustand

Weist ein Stahlbetonbauteil keine Risse auf, kann sein Tragverhalten unter Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens – auch bei gleichzeitiger Biege- und Querkraftbeanspruchung – durch die technische Biegelehre erfasst werden. Dies bedeutet, dass in einem Bauteil nur Zug- und Druckspannungen bzw. Hauptzugspannungen σ_1 und Hauptdruckspannungen σ_2 , auftreten. Bei einer veränderlichen Momentenbeanspruchung und einer hieraus resultierenden Querkraftbeanspruchung kommt es im Steg eines Betonbauteils zu einer Verdrehung der Hauptspannungsrichtungen gegenüber der Bauteilachse (Bild 3-2).

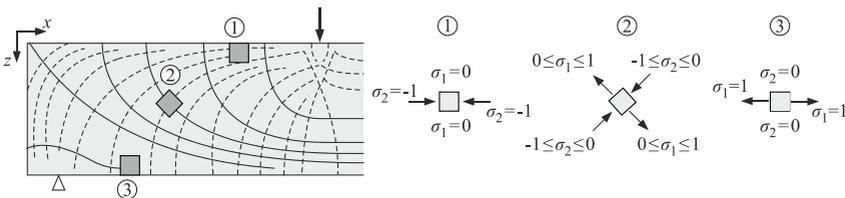


Bild 3-2: Hauptspannungen $\sigma_{1/2}$ am infinitesimalen Element bei veränderlicher Momentenbeanspruchung nach [Sch-2013]

Die Transformation der Hauptspannungen in die x - z -Ebene, die Voraussetzung ist für die Übertragung auf die in Bild 3-1 dargestellte Stabstatik, bedingt die Einführung von Schubspannungen τ , als Hilfsgröße zur Herstellung eines Gleichgewichts am

infinitesimalen Element. Dies kann anhand des MOHR'schen Spannungskreises veranschaulicht werden (Bild 3-3).

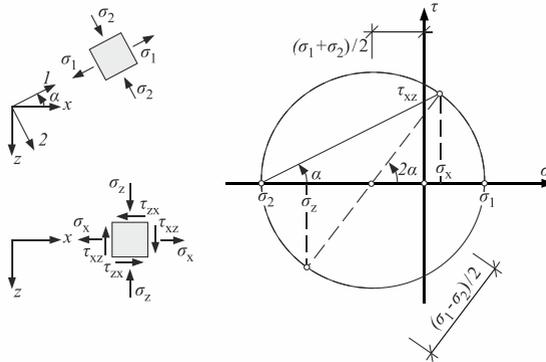


Bild 3-3: MOHR'scher Spannungskreis, Hauptspannungen am infinitesimalen Element und Transformation in die x-z -Ebene nach [Zil-2010]

Für ein linear-elastisches Materialverhalten sowie unter Annahme der Gültigkeit der BERNOULLI-Hypothese ergeben sich die Längsspannungen σ_x an einem Abschnitt des Balkens in Bild 3-4 zu:

$$\sigma_x(x) = \frac{M}{I_y} \cdot z \quad \text{Gl. 3-4}$$

$$\sigma_x(x + dx) = \frac{M + dM}{I_y} \cdot z = \left(\frac{M}{I_y} + \frac{V \cdot dx}{I_y} \right) \cdot z \quad \text{Gl. 3-5}$$

Die Normalspannungen σ_y senkrecht zur Trägerachse sind im Regelfall sehr klein bzw. gleich Null und werden vernachlässigt.

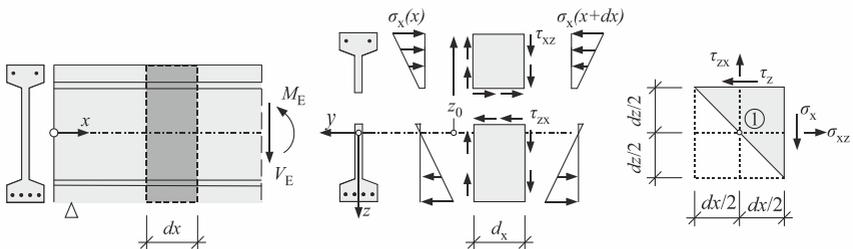


Bild 3-4: Längs- und Schubspannungen im ungerissenen Trägersteg und Zuordnung der Schubspannungen an einem beliebigen Element des Trägers nach [Zil-2010]

3 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen

Aus dem Kräftegleichgewicht in x-Richtung ergeben sich die Schubspannungen $\tau_{zx} = \tau_{zx}(z)$:

$$\tau_{zx} \cdot b \cdot dx + \int_{z=z_0}^z \sigma_x(x) \cdot b dz - \int_{z=z_0}^{z+dx} \sigma_x(x+dx) \cdot b dz = 0 \quad \text{Gl. 3-6}$$

In Abhängigkeit der einwirkenden Schnittgrößen (Gl. 3-5) ergibt sich:

$$\tau_{zx} \cdot b \cdot dx + \int_{z=z_0}^z \frac{V \cdot dx}{I_y} \cdot z \cdot b dz = 0 \quad \text{Gl. 3-7}$$

Zur Vereinfachung wird das Flächenmoment 1. Grades $S(x)$ eingeführt:

$$S(x) = \int_{z=z_0}^z z \cdot b dz \quad \text{Gl. 3-8}$$

Für die Schubspannung τ_{zx} gilt folglich:

$$\tau_{zx} = \frac{V \cdot S(x)}{I_y \cdot b} \quad \text{Gl. 3-9}$$

Aus dem Momentengleichgewicht ergibt sich ferner:

$$\sum M = 0 \Leftrightarrow \tau_{zx} \cdot dx \cdot \frac{dz}{2} - \tau_{xz} \cdot dz \cdot \frac{dx}{2} = 0 \Leftrightarrow \tau_{zx} = \tau_{xz} \quad \text{Gl. 3-10}$$

Die Längs- und Schubspannungen können wiederum in Hauptspannungen $\sigma_{1/2}$ überführt werden:

$$\sigma_{1/2} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad \text{Gl. 3-11}$$

Die Neigung α der Hauptspannungen gegenüber dem x-z-Koordinatensystem ist:

$$\alpha = \frac{1}{2} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{2 \cdot \tau_{xz}}{\sigma_x} \right) \quad \text{Gl. 3-12}$$

Die Verteilung der Längs- und Schubspannungen über die Bauteilhöhe zeigt Bild 3-5. In Höhe der Dehnungsnulllinie herrscht ein reiner Schubspannungszustand ($\sigma_x = 0$), und die Hauptspannungen verlaufen um 45° geneigt. In den Randfasern sind die Schubspannungen gleich null.

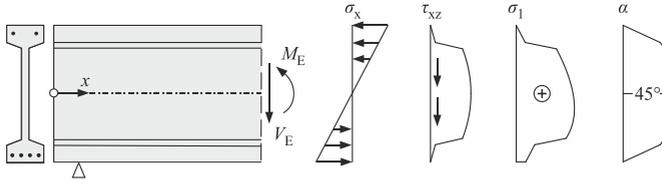


Bild 3-5: Längs-, Schub- und Hauptspannungen nach der Biegetheorie und Neigung der Hauptspannungen gegen die Bauteilachse

Bei einem profilierten Querschnitt kann es demnach, bei entsprechender Ausbildung des Untergurtes, zur Bildung eines diagonalen Risses im Steg (Querkraftriss) vor der Ausbildung erster Biegerisse kommen. In diesem Fall ist die Querkraftrisslast V_{cr} erreicht, wenn die Hauptzugspannung σ_1 gleich der Betonzugfestigkeit f_{ct} ist:

$$\sigma_1 = f_{ct} = \frac{\sigma_x}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau_{xz}^2} \quad \text{Gl. 3-13}$$

Einsetzen von $\tau_{xz} = \tau_{zx}$ nach Gl. 3-9 liefert:

$$V_{cr} = \frac{I_y \cdot b_w}{S(x)} \cdot \sqrt{f_{ct}^2 + \sigma_x \cdot f_{ct}} \quad \text{Gl. 3-14}$$

3.2.3 Tragverhalten im gerissenen Zustand

3.2.3.1 Allgemeines

Bei profilierten Stahlbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung bilden sich im Regelfall mehrere, parallel zueinander verlaufende, im Winkel β_r von 30 bis 45° gegen die Bauteilachse geneigte Querkraftrisse (Bild 3-6, z. B. [Kup-1979], [Har-1987], [Rei-1990-2], [Gör-2004]). Die gegenüber der Neigung der Hauptspannungen im Zustand I von $\alpha = 45^\circ$ reduzierte Rissneigung kann mit der Abnahme der Dehnsteifigkeit des Stegbetons sowie des Betons im Zuggurt infolge von Mikrorissen begründet werden [Kup-1979].

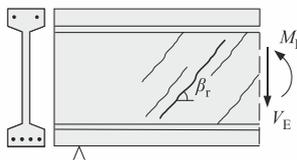


Bild 3-6: Querkraftrissbildung bei profilierten Betonbauteilen

Bilden sich in einem Betonbauteil Querkraftrisse, kann die Biegetheorie nicht mehr angewandt werden. Durch die Interaktion von Biege- und Querkraftbeanspruchung stellt sich ein komplexes Tragverhalten ein, das mit aktuellen Modellen nicht vollständig

3 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen

beschrieben werden kann. Dennoch können die einzelnen Querkrafttraganteile identifiziert und modelltheoretisch beschrieben werden.

3.2.3.2 Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung

Die infolge der Rissbildung im Steg freiwerdenden Risszugkräfte müssen durch die Querkraftbewehrung aufgenommen werden, die die geneigten Risse kreuzt. Eine Querkraftbewehrung besteht in den meisten Fällen aus senkrechten Bügeln, seltener aus geneigten Bügeln oder Aufbiegungen. Obgleich geneigte Bügel oder Aufbiegungen eine gegenüber den Rissen günstigere Neigung aufweisen, werden senkrechte Bügel aufgrund der vereinfachten Ausführung bevorzugt.

Ist die Querkraftbewehrung zur Aufnahme der freiwerdenden Risszugkräfte ausreichend dimensioniert, bilden sich Betondruck- und Stahlzugstreben aus, die die Kopplung zwischen Zug- und Druckgurt sicherstellen. Als Modellvorstellung zur Querkraftbemessung von Stahlbetonbauteilen wurde daher bereits 1899 von RITTER [Rit-1899] und 1908 von MÖRSCH [Mör-1908] ein statisch bestimmtes Fachwerk vorgeschlagen (Bild 3-7).

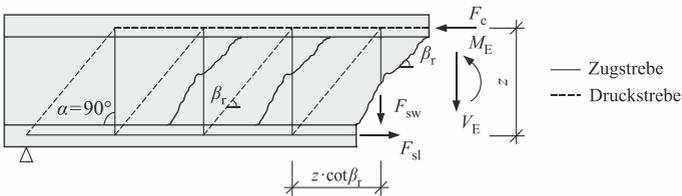


Bild 3-7: Ausbildung eines statisch bestimmten Fachwerks im gerissenen Stahlbetonbauteil

Die Spannung in der Querkraftbewehrung σ_{sw} kann dementsprechend – bei vereinfachter Annahme einer vertikalen Ausrichtung der Querkraftbewehrung ($\alpha = 90^\circ$) – über Gleichgewichtsbetrachtungen ermittelt werden:

$$\sigma_{sw} = \frac{F_{sw}}{a_{sw} \cdot z \cdot \cot \beta_r} \quad \text{Gl. 3-15}$$

Experimentelle Untersuchungen zeigen, dass die Spannungen in der Querkraftbewehrung σ_{sw} geringer ausfallen als rechnerisch, nach Gl. 3-15, ermittelt (Bild 3-8, [Tal-1909], [Leo-1963]). Der Ansatz eines Fachwerks liegt somit zwar auf der sicheren Seite, unterschätzt jedoch die Tragfähigkeit der Bauteile.

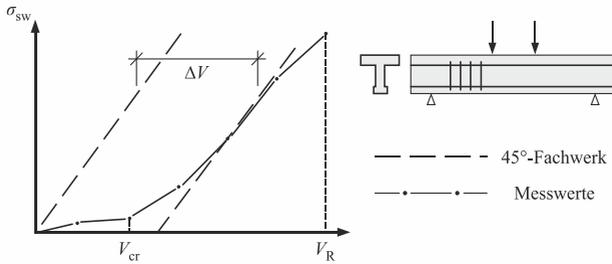


Bild 3-8: Experimentell ermittelte Spannungen in der Querkraftbewehrung nach [Leo-1963]

Neben dem Traganteil der Querkraftbewehrung ist demnach ein sogenannter Betontraganteil zu berücksichtigen, der sich aus verschiedenen, teilweise komplex interagierenden Traganteilen zusammensetzt. Dies sind:

- die Rissreibung bzw. Rissverzahnung,
- die Querkrafttragfähigkeit der Druckzone,
- die Dübelwirkung der Längsbewehrung und
- die Zugkraftübertragung über Risse.

3.2.3.3 Querkrafttraganteil der Rissreibung

Die Schubkraftübertragung über Risse wird primär durch die Verzahnung der Rissufer bzw. die Rissreibung erzeugt (Bild 3-9, [Wal-1980]). Hierbei ist die Rauigkeit der Rissufer bzw. -oberflächen (Mikrorauigkeit) sowie die Makrorauigkeit, die aus dem Verlauf sowie der Form der Risse resultiert, zu betrachten. Die Rauigkeit ist sowohl von der Größe der Zuschlagskörner als auch von der Betonfestigkeit abhängig. Während kleine Zuschläge die Rauigkeit verringern, durchtrennen Risse bei höherfesten Betonen zunehmend die Zuschläge, wodurch sich ebenfalls die Rauigkeit reduziert [Wal-1993], [Sch-2004].

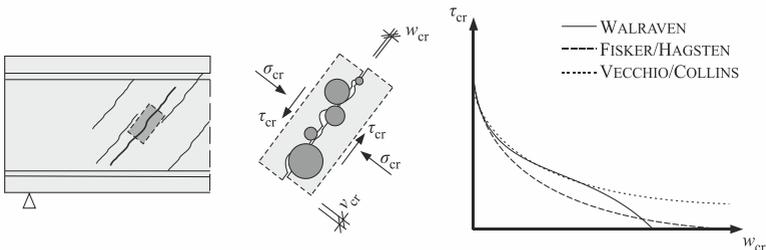


Bild 3-9: Rissreibung und Kraftübertragung über Risse im unbewehrten Beton (links) und Schubspannungs-Rissöffnungs-Beziehungen nach [Wal-1980], [Vec-1986], [Fis-2016] (rechts)

3 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen

Bei Querkraftrissen bewirkt die Rissöffnung w_{cr} zugleich eine relative Verschiebung der Rissufer v_{cr} , sodass Rissverzahnungsspannungen σ_{cr} und τ_{cr} aktiviert werden können. Unter der Voraussetzung, dass die Rissöffnung w_{cr} im Verhältnis zur Rauigkeit klein bleibt, können die vertikalen Anteile dieser Spannungen der einwirkenden Querkraft entgegenwirken. Dies wird durch die Querkraftbewehrung begünstigt, die eine Rissöffnung behindert. Demnach kann die Rissverzahnung bei querkraftbewehrten Bauteilen einen wesentlichen Beitrag zum Querkraftwiderstand leisten [Baž-1980], [Vec-1986], [Rei-1990-1], [Reg-2005], [Ben-2006-2], [Sag-2013], [Völ-2017].

Der Einfluss hochfester Betone auf die Rissreibung wurde von WALRAVEN / STROBAND [Wal-1999] untersucht. Hierbei konnte festgestellt werden, dass aufgrund des weiterhin wirksamen Einflusses der Makrorauigkeit keine Reduktion des Querkrafttraganteils infolge Rissreibung zu erwarten ist.

Konstitutive Formulierungen zur Ermittlung der Rissreibungsspannungen τ_{cr} in Abhängigkeit der Rissöffnung w_{cr} wurden allgemein von WALRAVEN [Wal-1980] sowie im Kontext der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von VECCHIO / COLLINS [Vec-1986] oder FISHER / HAGSTEN [Fis-2016] angegeben (Bild 3-9).

3.2.3.4 Querkrafttraganteil der Druckzone

Der Querkrafttraganteil der Druckzone wird häufig als maßgebender Traganteil genannt [Zin-2000], [Gör-2004], [Mar-2014]. Dies beruht auf der vereinfachten Modellvorstellung eines Bogen-Zugband-Modells. Die Tragfähigkeit dieses Bogens wird über das Bruchkriterium nach KUPFER [Kup-1973] begrenzt [Cla-2016]. Obgleich Versuchsergebnisse die Ausbildung eines Druckbogens bestätigen (Bild 3-10), konnte keine, für ein Zugband typische, über die Bauteillänge konstante Zugspannung in der Längsbewehrung beobachtet werden. Demnach kann der Druckzone nur ein anteiliger Querkraftabtrag zugeschrieben werden, der sich mit dem Fachwerkmodell überlagert und zusätzlich, als Teil des Betontraganteils zu berücksichtigen ist [Gle-2016].

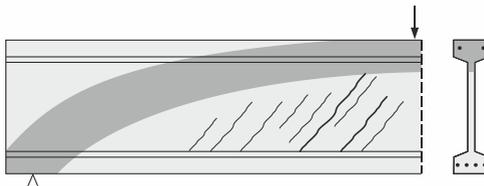


Bild 3-10: Ausbildung eines Druckbogens bei einem querkraftbeanspruchten Stahlbetonbauteil nach [Leo-1974]

Die Querkrafttragfähigkeit der Druckzone $V_{R,x}$ (Bild 3-11) kann bei Annahme eines lokalen Ausfalls des Verbundes zwischen Beton und Längsbewehrung über eine

Integration der Schubspannungen über die Druckzonenhöhe x bestimmt werden [Zin-2000]:

$$V_{R,x} = \int_0^x \tau_{xz}(z) \cdot b(z) dz \quad \text{Gl. 3-16}$$

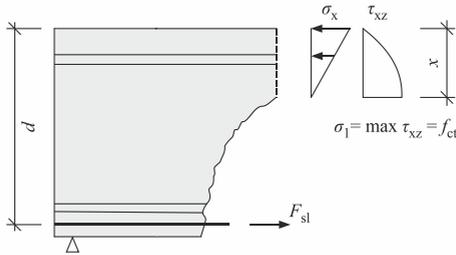


Bild 3-11: Querkrafttragfähigkeit der Druckzone nach [Zin-2000]

Die Schubspannungsverteilung in der ungerissenen Druckzone kann mit Gl. 3-11 für ungerissene Bauteile unter Biege- und Querkraftbeanspruchung bestimmt werden. Gilt in der neutralen Faser $\sigma_x = 0$, ergibt sich für die maximale Schubspannung $\tau_{xz,max} = f_{ct}$. Wird die Hauptzugspannung σ_1 in der Risspitze gleich der Betonzugfestigkeit f_{ct} gesetzt, ergibt sich unter Annahme eines Völligkeitsbeiwerts von $2/3$ für den annähernd parabol-förmigen Verlauf der Schubspannungen sowie einer konstanten Breite der Druckzone (Bild 3-11):

$$V_{R,x} = 2/3 \cdot b \cdot x \cdot f_{ct} \quad \text{Gl. 3-17}$$

Nach TUE / THEILER / TUNG [Tue-2014] ist diese Modellvorstellung kritisch zu bewerten, da mit dem Ausfall des Verbundes die Annahme des Ebenbleibens des Querschnitts und damit die Gültigkeit der Biegetheorie entfällt. Zudem stellt die Annahme einer parabol-förmigen Schubspannungsverteilung eine Vereinfachung dar, die nur für eine dreieckförmige Verteilung der Druckspannungen gültig ist.

Die Querkrafttragfähigkeit der Druckzone ist dennoch im Wesentlichen von der Druckzonenhöhe x abhängig. Bei profilierten Bauteilen ist zu beachten, dass bei einer vereinfachten Betrachtung einer rechteckigen Druckzone, deren Breite der Stegbreite entspricht, der Querkrafttraganteil der Druckzone im Vergleich mit einer genaueren Betrachtung um 10 bis 20% unterschätzt wird [Sag-2013].

Untersuchungen an Bauteilen ohne Querkraftbewehrung [Kan-1966], [Sag-2010] zeigen ferner, dass sich der Einfluss des Druckbogens mit zunehmender Schubschlankheit a_v/d reduziert. Bild 3-12 zeigt das sogenannte Schubtal, in dem aufgrund eines Querkraftversagens die Momentenwiderstand des Bauteils M_R nicht erreicht werden kann.

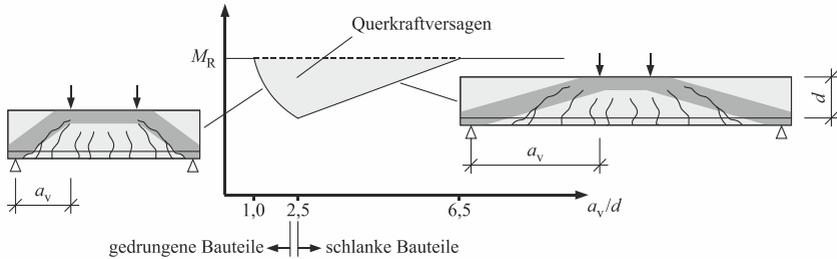


Bild 3-12: Einfluss der Schubslankheit a_v/d auf die Querkrafttragfähigkeit nach [Wig-2012], [Fer-2015]

Innerhalb des Schubtals wird in Abhängigkeit der Schubslankheit a_v/d zwischen gedrungenen und schlanken Bauteilen unterschieden. Bereits in [Leo-1965], [Kan-1966] wurde ein Grenzwert für gedrungene Bauteile bei einer Schubslankheit $a_v/d \leq 2,5$ ermittelt. Dieser Grenzwert wurde von ZSUTTY [Zsu-1968] mit Hilfe einer Datenbankauswertung bestätigt. Bei den Auswertungen der ACI-DAfStb-Datenbank [Rei-2012] wurde ein Grenzwert von $a_v/d = 2,4$ angesetzt.

Bei gedrungenen Bauteilen kann sich ein fächerförmiges Druckfeld einstellen, welches einen direkten Lastabtrag zum Auflager sicherstellt [Leo-1962], [Sag-2010]. Bei schlanken Bauteilen kann sich aufgrund der geometrischen Randbedingungen zwar ein Druckbogen ausbilden, dessen Querschnittsfläche und somit Tragfähigkeit jedoch durch eine fortschreitende Rissbildung begrenzt wird [Mut-1990], [Mut-2003], [Fer-2015].

3.2.3.5 Querkrafttraganteil der Dübelwirkung

Die Dübelwirkung der Längsbewehrung wird durch eine vertikale Relativverformung v_{cr} im Bereich von Biegerissen aktiviert (Bild 3-13). Die Dübelkraft $V_{R,d}$, die einen Teil der Querkraft abtragen kann, wird über die elastische Bettung der Bewehrung (Bettungsspannung σ_b) erzeugt [Kre-1966], [Bau-1970], [Ham-1980], [Vin-1986].

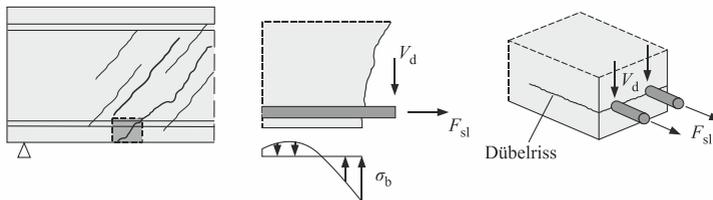


Bild 3-13: Dübelwirkung der Längsbewehrung nach [Bau-1970], [Zil-2010]

Ein Ausfall der Dübelwirkung wird bei querkraftbeanspruchten Bauteilen nach BAUMANN / RÜSCH [Bau-1970] durch einen Dübelriss entlang der Bewehrung eingeleitet.

Die maximale Dübelkraft ist dementsprechend abhängig von der Steifigkeit der Längsbewehrung sowie der Betonzugfestigkeit und der Zuggurtfläche. Für profilierte Bauteile spielt die Dübelwirkung aufgrund der überwiegenden Rissbildung im Stegbereich zwar eine untergeordnete Rolle [Dut-2006], [Mut-2008], [Wig-2012], die Steifigkeit der Längsbewehrung ist dennoch entscheidend für das globale Trag- und Verformungsverhalten des Bauteils.

3.2.3.6 Zugkraftübertragung über Risse und Maßstabseffekt

Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen zeigen, dass die Querkrafttragfähigkeit nur unterproportional zur statischen Nutzhöhe d ansteigt (Bild 3-14).

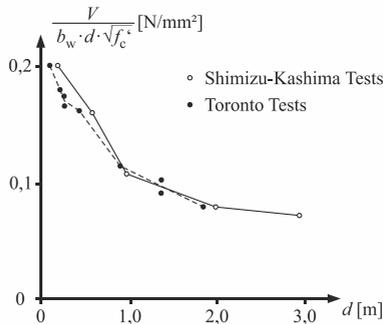


Bild 3-14: Maßstabseffekt bei querkraftbeanspruchten Betonbauteilen nach [Col-2008] mit Versuchsergebnissen von [Shi-1989], [Col-1999], [Lub-2004], [She-2007]

Dieser Maßstabseffekt wird auf den Einfluss der Kraftübertragung im Bereich der Rissprozesszone zurückgeführt [Zin-2000], [Yu-2015]. Bildet sich im Beton ein Riss, können über diesen, in Abhängigkeit der Rissöffnung w_{cr} , Zugspannungen σ_{ct} übertragen werden (Bild 3-15).

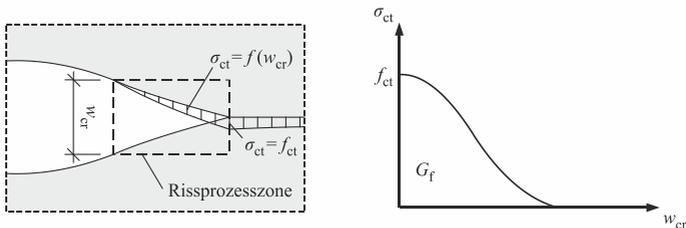


Bild 3-15: Rissprozesszone und Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung nach [Hil-1976]

Die hierbei freiwerdende Bruchenergie G_f stellt eine Materialeigenschaft dar [Hil-1983], die maßgeblich von der Betonfestigkeit sowie der Größe und Beschaffenheit der Zuschläge

3 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen

abhängt [Hor-1991]. Aus der Bruchenergie wird die charakteristische Länge l_{ch} abgeleitet, die als halbe Länge eines zentrisch gezogenen Betonkörpers definiert wird, dessen elastische Energie G_e bei Erreichen der Betonzugfestigkeit der Bruchenergie G_f entspricht, die einen Trennriss erzeugt (Bild 3-16, [Zil-2010]).

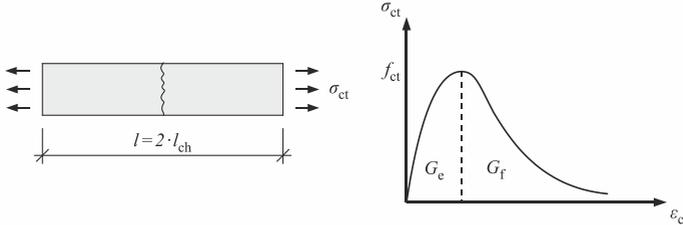


Bild 3-16: Zentrisch gezogener Betonkörper mit Trennriss und Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton

Gleichsetzen von G_e und G_f liefert:

$$G_f = G_e = \int_{-l_{ch}}^{l_{ch}} \sigma_{ct} \cdot \varepsilon_{ct} dx = \frac{f_{ct}^2}{E_c} \cdot l_{ch} \quad \text{Gl. 3-18}$$

Für die charakteristische Länge l_{ch} gilt demnach:

$$l_{ch} = \frac{E_c \cdot G_f}{f_{ct}^2} \quad \text{Gl. 3-19}$$

Ogleich die charakteristische Länge keine reale physikalische Größe darstellt, wird sie genutzt, um physikalische Größen zu quantifizieren. Nach HILLERBORG [Hil-1983] beträgt die Länge der Rissprozesszone $0,3$ bis $0,5 \cdot l_{ch}$. Demnach ist die Länge der Rissprozesszone mit den Materialeigenschaften des Betons und nicht mit den Bauteilabmessungen verknüpft.

Im Verhältnis zur gesamten Querkrafttragfähigkeit nimmt der Einfluss der Rissprozesszone dementsprechend mit steigender Bauteilhöhe ab. Der Einfluss des Maßstabeffekts γ_d kann für Stahlbetonbauteile ohne Querkraftbewehrung über BAZANTS Size Effect Law [Baž-1984], [Baž-2005-1], [Baž-2005-2] abgebildet werden:

$$v = \frac{V}{b \cdot d} = \gamma_d \cdot v_0 = \frac{v_0}{\sqrt{1 + d/d_0}} \quad \text{Gl. 3-20}$$

Hierbei sind die Referenzwerte v_0 für die bezogene Querkraft und d_0 für den statischen Hebelarm ausschließlich von der Bauteilgeometrie abhängig. Ein Maßstabeffekt ist demnach bei einer statischen Nutzhöhe $d > d_0$ zu berücksichtigen. Auf Basis statistischer Auswertungen einer Datenbank mit Querkraftversuchen wurde in [Fro-2017] für Bauteile ohne Querkraftbewehrung $d_0 = 25,4$ cm (10 in) ermittelt.

Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung reduziert die rissüberbrückende Wirkung der Bewehrung die Rissöffnung, wodurch höhere Zugspannungen über die Risse übertragen werden können. Dementsprechend reduziert sich der Einfluss des Maßstabeffekts [Tom-2002], [Lub-2004], [Yu-2011]. Nach [Yu-2015], [Fro-2017] kann für Bauteile aus normalfestem Beton vereinfacht

$$\gamma_d = \frac{1,4}{\sqrt{1 + d/d_0}} \quad \text{Gl. 3-21}$$

mit einem Referenzwert $d_0 = 254 \text{ cm}$ (100 in) angesetzt werden. Nach [Fro-2017] kann Gl. 3-21 für hochfeste Betone – trotz des tendenziell spröderen Bruchverhaltens – ebenfalls angewandt werden.

Alternative Formulierungen zum Maßstabeffekt können den Veröffentlichungen von BENTZ / VECCHIO / COLLINS [Ben-2006-2] oder FERNÁNDEZ RUIZ / MUTTONI / SAGASETA [Fer-2015], [Fer-2018] entnommen werden. In beiden Fällen wird der Maßstabeffekt durch einen Faktor k_v berücksichtigt:

$$v = k_v \cdot \sqrt{f_c} \quad \text{Gl. 3-22}$$

Nach [Ben-2006-2] ergibt sich der Faktor k_v in Abhängigkeit der Längsdehnung im Bauteil ε_x sowie des effektiven Rissabstands s_{ze} zu:

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1.500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1.300}{1.500 + s_{ze}} \quad \text{Gl. 3-23}$$

Die Herleitung der Gl. 3-23 wird im Abschnitt 3.3.6 genauer erläutert.

Nach [Fer-2018] ist der Faktor k_v von der Längsdehnung im Bauteil ε_x , die auf die statische Nutzhöhe d bezogen wird, sowie dem Größtkorndurchmesser d_g abhängig:

$$k_v = \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{1 + 120 \cdot \frac{\varepsilon_x \cdot d}{d_g + 16 \text{ mm}}} \quad \text{Gl. 3-24}$$

In beiden Fällen ist zu beachten, dass der Faktor k_v direkt zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit angesetzt wird. Im Gegensatz zu Gl. 3-21 wird somit nicht ausschließlich der Maßstabeffekt, sondern zusätzlich weitere Einflüsse auf den Betontraganteil (Einfluss der Rissreibung, des Druckbogen etc.) abgebildet.

3.2.3.7 Einfluss einer horizontalen Stegbewehrung

Der Einfluss einer horizontalen Stegbewehrung wurde bisher in wenigen experimentellen Untersuchungen betrachtet [Sla-1926], [Leo-1963], [Leo-1973], [Gör-2004], soll hier jedoch thematisiert werden, da die im weiteren Verlauf zu betrachtende Mikrobewehrung immer auch eine horizontale Stegbewehrung aufweist.

3 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen

Die horizontale Stegbewehrung kreuzt, ebenso wie die vertikale Querkraftbewehrung, die schrägen Querkraftrisse. Dementsprechend ist ein Einfluss der horizontalen Stegbewehrung auf die Kraftübertragung über die Risse und somit eine Erhöhung des Querkrafttraganteils infolge Rissreibung zu erwarten. Die vorliegenden Versuchsergebnisse zeigen jedoch kein einheitliches Bild. Während [Gör-2004] eine geringe Steigerung der Querkrafttragfähigkeit ($\leq 5\%$) beobachten konnte, kam es bei den Versuchen von [Sla-1926], [Leo-1963] aufgrund der Querschnittsschwächung durch die zusätzliche Bewehrung zu einer leichten Reduktion der Tragfähigkeit.

GÖRTZ [Gör-2004] berichtet ferner von einem Einfluss der Stegbewehrung auf die Rissbildung im Schubfeld. Im Vergleich zu einem identischen Versuchskörper ohne Stegbewehrung konnte demnach ein feineres Rissbild sowie die Bildung von Sekundärrissen beobachtet werden. Eine Auswertung der Stahlspannungen der horizontalen Stegbewehrung liegen für die Versuche von [Gör-2004] jedoch nicht vor. Eine Auswertung nach [Leo-1963] zeigt Bild 3-17.

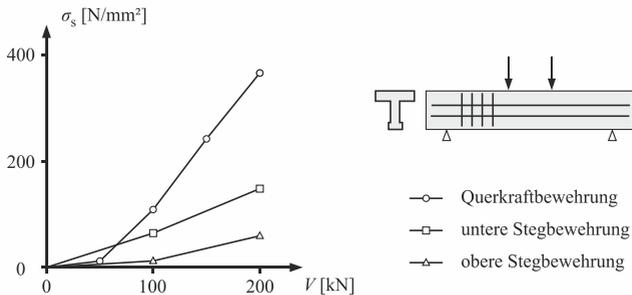


Bild 3-17: Auswertung der Stahlspannungen in der vertikalen Querkraftbewehrung sowie der horizontalen Stegbewehrung nach [Leo-1963]

Die Auswertung zeigt, dass die Spannungen in der horizontalen Stegbewehrung deutlich geringer ausfallen, als die Spannungen in der Querkraftbewehrung. Zudem sind die vorhandenen Spannungen in der horizontalen Bewehrung nach [Leo-1963] vor allem auf die Biegebeanspruchung des Trägers zurückzuführen. Dies wird damit begründet, dass die Spannungen sich über die Höhe des Trägers deutlich reduzieren.

3.2.3.8 Interaktion der Tragmechanismen

Es besteht zwar weitestgehend Einigkeit über die einzelnen, am Lastabtrag beteiligten Anteile, jedoch nicht über deren Interaktion bzw. die jeweiligen Beiträge zum Querkraftwiderstand des betrachteten Bauteils (Bild 3-18). Die einzelnen Mechanismen sind von der Rissbildung und -öffnung bzw. der Verformung des Bauteils abhängig. Versuchsauswertungen zeigen, dass sich die Anteile der Rissverzahnung und der

Dübelwirkung mit zunehmender Belastung reduzieren, wohingegen sich zunehmend ein Druckbogen ausbildet.

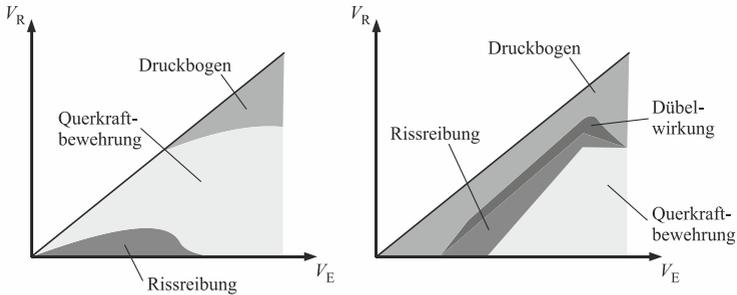


Bild 3-18: Querkrafttraganteile V_R in Abhängigkeit der einwirkenden Querkraft V_E nach [Heg-2006] (links) und nach [Wig-2012] (rechts)

Die Interaktion der einzelnen Mechanismen kann demnach nur belastungsabhängig definiert werden, was wiederum ein iteratives Vorgehen bei der Ermittlung der einzelnen Anteile bedingt [Mar-2016], [Her-2017]. Eine Möglichkeit zur Vereinfachung stellt die Definition der Traganteile in Abhängigkeit einer zentralen Bezugsgröße dar. Hierfür kann beispielsweise die Längsdehnungen im Querschnitt ε_x genutzt werden (vgl. Gl. 3-23 und Gl. 3-24).

Ferner ist zu beachten, dass der Querkraftwiderstand eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung und der Betontraganteil bei einem Bauteil mit Querkraftbewehrung, obgleich die gleichen Traganteile zu berücksichtigen sind, nicht gleichgesetzt werden können [Leo-1965], [Rei-2001], [DAfStb-2010], [Rei-2017]. Dies kann vor allem mit der Rissbildung bzw. dem Rissfortschritt begründet werden. Während sich bei einem Bauteil ohne Querkraftbewehrung ein Querkraftriss nahezu ungehindert öffnen und in die Gurte fortsetzen kann, behindert die Querkraftbewehrung die Öffnung und das Fortschreiten der Querkraftrisse. Bei querkraftbewehrten Bauteilen nehmen folglich die Rissreibung und die Querkrafttragfähigkeit der Druckzone übergeordnete Rollen ein, wohingegen die weiteren Traganteile einen untergeordneten Beitrag leisten [Dut-2006], [Wig-2012], [Bel-2017-1]. Für eine genauere Beschreibung der modelltheoretischen Erfassung der Traganteile wird auf Abschnitt 3.3 verwiesen.

3.2.3.9 Rotation der Druckstrebenneigung

Auswertungen experimenteller Untersuchungen zeigen, dass es im Zuge der Querkraftrissbildung zu einer Umlagerung der Kräfte im gerissenen Steg eines querkraftbeanspruchten Bauteils kommt. Diese Umlagerungen führen zu einer Anpassung der Hauptspannungsrichtungen (Bild 3-19). Mit zunehmender Belastung ergeben sich flachere Druckstrebenneigungswinkel θ , wodurch die Druckstrebenneigung

3 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen

von der Rissneigung β_r entkoppelt wird. Dies konnte unabhängig von der Betonfestigkeit für normal- und hochfeste Betone beobachtet werden [Wal-1995], [Wal-1999].

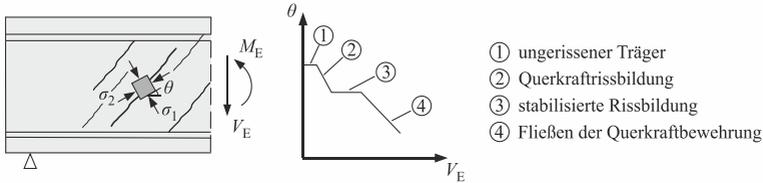


Bild 3-19: Experimentell ermittelter Druckstrebenneigungswinkel θ nach [Wal-1999]

Um den Einfluss der Rissbildung sowie der Rotation der Druckstrebenneigung auf die Betondruckfestigkeit zu untersuchen wurden Versuche an Betonscheiben unter kombinierten Druck-, Zug- und Schubbeanspruchungen durchgeführt (u. a. [Vec-1982], [Sch-1983], [Vec-1986], [Dei-1987], [Kol-1990], [Sch-2004]). Die Versuche zeigen, dass die Druckfestigkeit mit zunehmender Querkzugdehnung reduziert wird. Um diese Reduktion zu erfassen, wurde der Abminderungsfaktor ν_1 eingeführt:

$$f_{c,eff} = \nu_1 \cdot f_c \quad \text{Gl. 3-25}$$

Bilden sich Risse senkrecht zu den Hauptzugspannungen (Bild 3-20, links) und damit parallel zu den Druckstreben, sinkt die effektive Betondruckfestigkeit $f_{c,eff}$ auf etwa $\nu_1 = 0,75$ [Roo-1995]. Dies kann damit begründet werden, dass die im Verbund liegenden Bewehrungsstäbe als Störstellen wirken und Querkzugspannungen in den Beton eintragen. Ferner vermindert der unregelmäßige Rissverlauf den Querschnitt zwischen den Rissen [Rei-2001].

Durch die Rissbildung sowie die Aktivierung der Bewehrung verändert sich der Kräftezustand in den Scheiben, sodass die Richtung der Hauptdruckspannungen θ und die Rissneigung β_r voneinander abweichen (Bild 3-20, rechts). Um dennoch ein Gleichgewicht am Element herstellen zu können, müssen Schubspannungen τ aus Rissverzahnung und Dübelwirkung in den Rissen übertragen werden [Sch-2004]. Dies führt zu einer weiteren Reduktion der effektiven Druckfestigkeit auf 50 bis 60 % der Betondruckfestigkeit. Bei Versuchen an Scheiben aus hochfestem Beton [Sch-2004] konnte – aufgrund der verringerten Rauigkeit der Rissflächen sowie des reduzierten plastischen Verformungsvermögens – eine Verringerung der effektiven Festigkeit auf bis zu $\nu_1 = 0,40$ ermittelt werden.

Wird die Dehnung der Bewehrung nach der Rissbildung weiter gesteigert, kommt es zu einer Öffnung der Risse, die wiederum einen zunehmenden Ausfall der Kraftübertragung durch die Rissverzahnung und damit eine erhebliche Reduktion der Schubspannungen τ bewirkt. Dies führt dazu, dass die effektive Festigkeit auf Werte im Bereich von $\nu_1 = 0,20$ reduziert wird [Vec-1986], [Zil-2010].

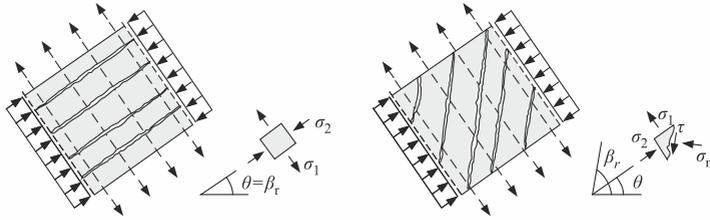


Bild 3-20: Betonscheiben mit Rissen parallel zu den Druckstreben (links) und Rissen, die die Druckstreben kreuzen (rechts) nach [Zil-2010]

Neben der Reduktion der Betondruckfestigkeit konnten bei den experimentellen Untersuchungen an schubbeanspruchten Betonscheiben drei wesentliche Versagensmechanismen beobachtet werden. Ein Versagen der Bewehrung, ein Versagen des Betons vor Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung sowie, im Übergangsbereich der zuvor genannten, ein Versagen des Betons nach Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung (Bild 3-21, links).

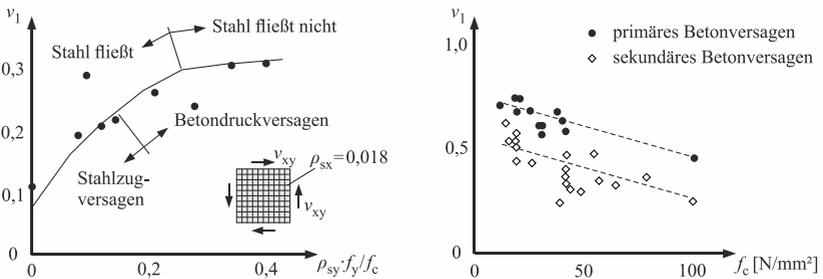


Bild 3-21: Versagensmodi bei schubbeanspruchten Scheiben in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades ρ_{sy} nach [Vec-1986] (links) und Auswertung der Abminderungsfaktoren v_1 nach [Zed-2011] (rechts)

Vereinfacht kann zwischen einem primären und einem sekundären Betonversagen (vor bzw. nach Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung) unterschieden werden [Zed-2011]. Die Auswertungen von Schubversuchen in [Zed-2011] zeigen, dass bei einem sekundären Betonversagen deutlich geringere effektive Druckfestigkeiten erreicht werden als bei einem primären Betonversagen (Bild 3-21, rechts).

Um die Tragfähigkeit der Scheiben in Abhängigkeit der Hauptdehnungen, der Riss- bzw. der Druckstrebenneigung sowie der Betonfestigkeit ermitteln zu können, ist eine kontinuierliche Beschreibung des Abminderungsfaktors v_1 erforderlich [Har-2006]. Eine erste Beschreibung in Abhängigkeit der Hauptdehnungen $\epsilon_{1/2}$ wurde 1986 von VECCHIO / COLLINS [Vec-1986] angegeben und später erweitert [Vec-1993], [Vec-2000]. MUTTONI [Mut-1990] entwickelte eine Formulierung in Abhängigkeit der

3 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen

Betondruckfestigkeit f_c , KAUFMANN / MARTI [Kau-1998-2] sowie ZWICKY [Zwi-2002] definierten Beziehungen in Abhängigkeit der Hauptdehnung ε_1 und der Betonfestigkeit f_c . Von ROOS [Roo-1995] wird, neben der Hauptdehnung ε_1 , der Risswinkel β_r berücksichtigt.

3.2.4 Versagensmodi

Bei profilierten Stahlbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung können, in Abhängigkeit der Längs- und Querkraftbewehrungsgrade sowie der Geometrie (Verhältnis der Stegdicke zur Steifigkeit des Ober- bzw. Untergurts), unterschiedliche Versagensmodi beobachtet werden:

- Biegeschubversagen (Bild 3-22, links)
- Zugversagen der Querkraftbewehrung (Bild 3-22, Mitte)
- Druckversagen des Stegbetons (Bild 3-22, rechts)

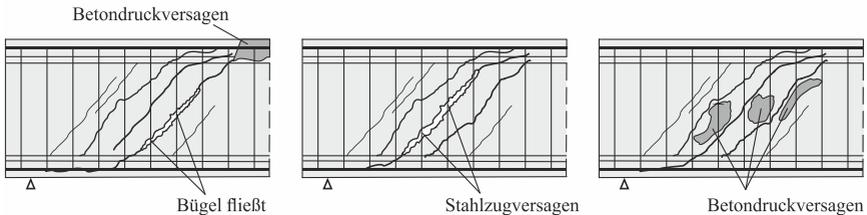


Bild 3-22: Versagensmodi profilierter Stahlbetonträger – Biegeschubversagen (links), Zugversagen der Querkraftbewehrung (Mitte) und Druckversagen des Stegbetons (rechts)

Bei einem Biegeschubversagen setzen sich die Querkraftrisse bis in die Druckzone fort (Bild 3-22, links). Ein Versagen der Druckzone tritt ein, wenn der ungerissene Querschnitt die Biegedruckkraft bzw. den ihm zugeordneten Querkrafttraganteil nicht mehr aufnehmen kann. Zur Einleitung dieses Versagensmodus sind vergleichsweise große Querkraftrissbreiten erforderlich, was wiederum ein Fließen der Querkraftbewehrung voraussetzt. Das Versagen ist durch eine zunehmende Zerstörung der Betondruckzone gekennzeichnet.

Ein Zugversagen der Querkraftbewehrung tritt ein, wenn infolge Querkraftrissöffnung die Zugfestigkeit der Querkraftbewehrung erreicht wird, bevor die Tragfähigkeit der ungerissenen Druckzone erreicht wird (Bild 3-22, Mitte). Dies erfordert eine, im Verhältnis zur Tragfähigkeit der Druckzone, schwache Querkraftbewehrung.

Ein Druckversagen des Stegbetons tritt insbesondere bei profilierten Trägern mit dünnen Stegen auf, bei denen aufgrund hoher Querkraftbewehrungsgrade kein Zugversagen der Querkraftbewehrung eintritt und ein Biegeschubversagen aufgrund der Ausbildung des Druckgurts verhindert wird (Bild 3-22, rechts). Bei Querkraftversuchen an

Stahlbetonträgern wurde hierbei meist ein schlagartiges Versagen des Betons vor Erreichen der Fließgrenze der Querkraftbewehrung (primäres Betonversagen, vgl. 3.2.3.9) beobachtet [Har-2006], [Zil-2010].

3.3 Bemessungsmodelle für Stahlbetonbauteile

3.3.1 Allgemeines

Die Querkrafttragfähigkeit eines Betonbauteils wird durch den Vergleich der einwirkenden Querkraft V_E mit dem Querkraftwiderstand V_R nachgewiesen. Der Querkraftwiderstand eines Betonbauteils wird hierbei durch die Tragfähigkeit der Druck- und Zugstreben des Fachwerkmodells begrenzt (vgl. Abschnitt 3.2.3.2). Der Nachweis der Zugstrebentragfähigkeit $V_{R,s}$ ermöglicht eine Dimensionierung der erforderlichen Querkraftbewehrung, wohingegen der Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit $V_{R,max}$ eine Überprüfung der Abmessungen des Bauteils ermöglicht.

Der Nachweis der Zugstrebentragfähigkeit erfordert die Berücksichtigung des Betontraganteils. Hierfür stehen zwei grundlegend unterschiedliche Verfahren zur Verfügung. Zunächst kann der Betontraganteil implizit über eine Anpassung des Druckstrebenneigungswinkels θ berücksichtigt werden. Die Grenzen dieser Anpassung können beispielsweise mit Hilfe der Plastizitätstheorie sowie durch die Ergänzung des Fachwerkmodells mit einem Anteil infolge Rissreibung bestimmt werden. Die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils mit Querkraftbewehrung ergibt sich in diesem Fall zu:

$$V_R = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{R,s} \\ V_{R,max} \end{array} \right. \quad \text{Gl. 3-26}$$

Alternativ kann der Betontraganteil $V_{R,c}$ additiv berücksichtigt werden. Diese Herangehensweise stellt die Basis z. B. für die Bemessungsmodelle auf Basis der Modified Compression Field Theory dar. Es gilt:

$$V_R = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{R,s} + V_{R,c} \\ V_{R,max} \end{array} \right. \quad \text{Gl. 3-27}$$

Neben den genannten Modellen stehen weitere Modelle zur Bemessung von Stahlbetonbauteilen unter Querkraftbeanspruchung zur Verfügung. Exemplarisch können das Fixed Angle Softened Truss Model [Pan-1996], das Crack Sliding Model [Hoa-1998], die Critical Shear Crack Theory [Mut-2008], [Fer-2015], das Compression Chord Capacity Model [Cla-2016], [Cla-2017] sowie das Druckbogenmodell [Mau-2013], [Gle-2016] genannt werden. Obgleich die Arbeiten der jeweiligen Forscher wesentliche Beiträge zum Verständnis des Querkrafttragverhaltens geleistet haben, wurde im Rahmen dieser

3 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen

Arbeit auf eine Berücksichtigung der jeweiligen Modelle verzichtet, um den Umfang der vorliegenden Arbeit auf ein sinnvolles Maß zu beschränken.

3.3.2 Fachwerkmodell und Spannungsfelder

Wie bereits in Abschnitt 3.2.3.2 erläutert, bilden die Fachwerkmodelle von RITTER [Rit-1899] und MÖRSCH [Mör-1908] die Basis der Entwicklung von Modellen für die Querkraftbemessung von Stahlbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung. Für eine Neigung der Druckstreben θ von 45° können Zugstreben im Abstand $s = z$ angeordnet werden (Bild 3-23, oben).

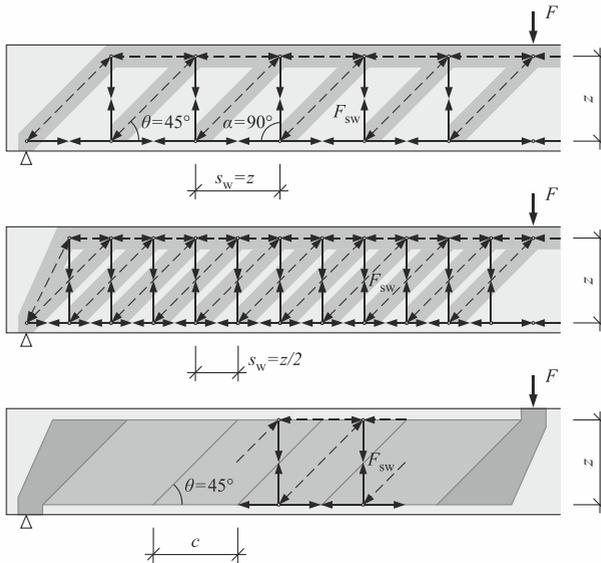


Bild 3-23: Überführung der klassischen Fachwerkmodelle in Spannungsfelder

Jede Zugstrebe repräsentiert nun vereinfacht einen Querbewehrungsstab, der im Winkel $\alpha = 90^\circ$ gegen die Bauteilachse geneigt eingebaut wird. Die Zugstrebenkräfte ergeben sich in diesem Fall zu $F_{sw} = F$.

Da bei einer Anordnung der Bewehrung im Abstand $s = z$ Querkraftrisse entstehen können, die nicht von der Bewehrung gekreuzt werden, wird die Querkraftbewehrung in der Regel in geringerem Abstand verbaut. Dies führt zu mehreren, gegeneinander versetzten, statisch bestimmten Fachwerken sowie einer Reduktion der Zugstrebenkräfte. Bei einem Abstand der Zugstreben von $s = z/2$ ergibt sich beispielsweise $F_{sw} = F/2$ (Bild 3-23, Mitte).

Werden die einzelnen, nur leicht versetzt angeordneten Fachwerke überlagert, können die diskreten Streben zu Spannungsfeldern der Länge c verschmiert werden (Bild 3-23, unten). Im Auflager- bzw. im Lasteinleitungsbereich bilden sich in Folge der Spannungskonzentrationen fächerförmige Druckfelder. Des Weiteren geht der, für Fachwerke typische abgetreppte Verlauf der Gurtkräfte im Zuge der Überlagerung in einen kontinuierlichen Verlauf über. Entscheidend für die Ermittlung der Kräfte in den Spannungsfeldern ist, dass eine Idealisierung der Felder über ihre jeweiligen Resultierenden wieder das einfache Fachwerkmodell ergibt.

Die Druck- und Zugstrebenkräfte können demnach anhand des Fachwerkmodells ermittelt werden (Bild 3-24).

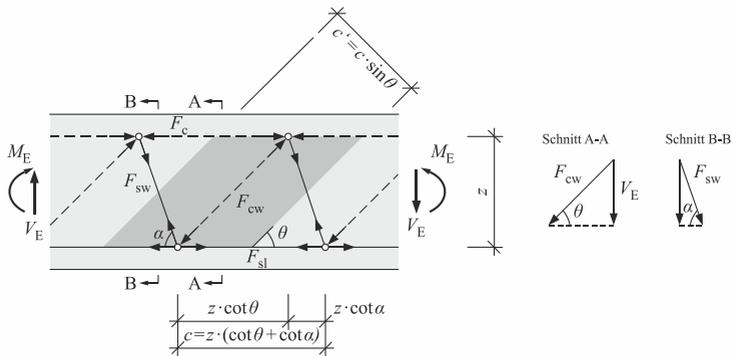


Bild 3-24: Gleichgewichtsbedingungen im Fachwerkmodell nach [Zil-2010]

Die Beanspruchung der Druckstrebe ergibt sich aus einer Gleichgewichtsbetrachtung im Schnitt A-A.

$$F_{cw} = \frac{V_E}{\sin \theta} \quad \text{Gl. 3-28}$$

Für die Länge eines Spannungsfeldes c bzw. die Projektion c' gilt:

$$c = z \cdot (\cot \theta + \tan \alpha) \quad \text{Gl. 3-29}$$

$$c' = c \cdot \sin \theta \quad \text{Gl. 3-30}$$

Die Druckspannung im Steg der Breite b_w ergibt sich demnach zu:

$$\sigma_{cw} = \frac{F_{cw}}{b_w \cdot c'} = \frac{V_E}{b_w \cdot z \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot \theta + \tan \alpha)} \quad \text{Gl. 3-31}$$

Um ein Druckversagen des Stegbetons auszuschließen, ist eine Reduktion der Betondruckfestigkeit infolge des Querszugs, der durch die Bügelbewehrung eingetragen

3 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen

wird, sowie der hieraus resultierenden Rissbildung zu berücksichtigen (vgl. Abschnitt 3.2.3.9). Hierzu wird der Abminderungsfaktor ν_1 (Gl. 3-25) berücksichtigt:

$$\sigma_{cw} \leq f_{c,eff} = \nu_1 \cdot f_c \quad \text{Gl. 3-32}$$

Der Querkraftwiderstand der Druckstrebe $V_{R,max}$ ergibt sich zu:

$$V_{R,max} = \nu_1 \cdot f_c \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta + \tan \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad \text{Gl. 3-33}$$

Für eine vertikale Querkraftbewehrung ($\alpha = 90^\circ$) ergibt sich:

$$V_{R,max} = \frac{\nu_1 \cdot f_c \cdot b_w \cdot z}{\cot \theta + \tan \alpha} \quad \text{Gl. 3-34}$$

Die Kraft in der Zugstrebe F_{sw} kann anhand einer Betrachtung des Gleichgewichts im Schnitt B-B ermittelt werden:

$$F_{sw} = \frac{V_E}{\sin \alpha} \quad \text{Gl. 3-35}$$

Wird die Zugstrebenkraft auf die Bewehrungsmenge a_{sw} über die Länge c bezogen, ergibt sich die Spannung in der Bewehrung:

$$\sigma_{sw} = \frac{F_{sw}}{a_{sw} \cdot c} \quad \text{Gl. 3-36}$$

Einsetzen von c nach Gl. 3-29 sowie die Annahme, dass der Querkraftwiderstand der Querkraftbewehrung $V_{R,s}$ bei Erreichen der Fließgrenze der Querkraftbewehrung f_{yw} erreicht, liefert:

$$V_{R,s} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{yw} \cdot (\cot \theta + \tan \alpha) \cdot \sin \alpha \quad \text{Gl. 3-37}$$

Für eine vertikale Querkraftbewehrung ($\alpha = 90^\circ$) ergibt sich:

$$V_{R,s} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta \quad \text{Gl. 3-38}$$

3.3.3 Plastizitätstheorie

Gemäß dem statischen Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie kann jeder statisch zulässige Spannungszustand eine untere Grenze der Tragfähigkeit darstellen [Nie-1976], [Thü-1978], [Mar-1980], [Mut-1990]. Für die Querkraftbemessung sind demzufolge praktisch beliebige Druckstrebenneigungswinkel θ möglich. Unter der Voraussetzung, dass der Trägersteg ein ausreichendes plastisches Verformungsvermögen besitzt, stellt sich bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit ein stabiles Gleichgewicht mit Druckstreben, die im gewählten Winkel θ gegen die Bauteilachse geneigt sind, ein (Bild 3-24).

Der Winkel θ beeinflusst sowohl die Druck- als auch die Zugstrebentragfähigkeit. Während ein flacherer Winkel θ zu einer erhöhten Spannungsfeldlänge c und damit zur

Aktivierung zusätzlicher Bügel führt, erhöhen sich die Betonspannungen in den Druckstreben. Die Rotation der Druckstreben ist folglich durch die Tragfähigkeit der Zug- und Druckstreben begrenzt. Für eine qualitative Darstellung können die bezogenen Druck- und Zugstreben­tragfähigkeiten $v_{R,max}$ bzw. $v_{R,s}$ genutzt werden [Zil-2010]. Für eine vertikale Querkraftbewehrung ($\alpha = 90^\circ$) gilt:

$$v_{R,max} = \frac{V_{R,max}}{v_1 \cdot f_c \cdot b_w \cdot z} = \frac{1}{\cot \theta + \tan \alpha} \quad \text{Gl. 3-39}$$

$$v_{R,s} = \frac{V_{R,s}}{v_1 \cdot f_c \cdot b_w \cdot z} = \frac{a_{sw} \cdot f_{yw}}{v_1 \cdot f_c \cdot b_w} \cdot \cot \theta \quad \text{Gl. 3-40}$$

Zur Vereinfachung wird der mechanische Querkraftbewehrungsgrad ω_w genutzt:

$$\omega_w = \frac{a_{sw} \cdot f_{yw}}{v_1 \cdot f_c \cdot b_w} \quad \text{Gl. 3-41}$$

Die bezogene Zugstreben­tragfähigkeit $v_{R,s}$ ist folglich:

$$v_{R,s} = \omega_w \cdot \cot \theta \quad \text{Gl. 3-42}$$

Bild 3-25 zeigt die Auswertung der bezogenen Druck- und Zugstreben­tragfähigkeit für einen mechanischen Bewehrungsgrad von $\omega_w = 1,0$.

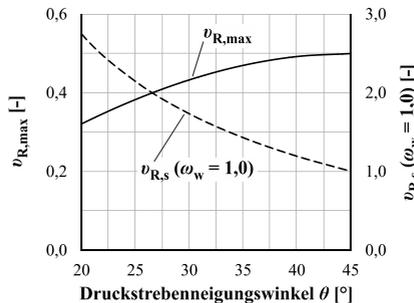


Bild 3-25: Bezogene Druck- und Zugstreben­tragfähigkeit in Abhängigkeit des Druckstreben­neigungswinkels θ ($\omega_w = 1,0$)

Die maximale Ausnutzung der Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils mit Querkraftbewehrung ergibt sich, wenn die Tragfähigkeit der Druck- sowie der Zugstreben erreicht wird.

$$V_{R,s} = V_{R,max} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta = \frac{v_1 \cdot f_c \cdot b_w \cdot z}{\cot \theta + \tan \alpha} \quad \text{Gl. 3-43}$$

Der hierfür erforderliche Druckstreben­neigungswinkel θ ergibt sich zu:

$$\cot \theta = \sqrt{\frac{\nu_1 \cdot f_c \cdot b_w}{a_{sw} \cdot f_{yw}}} - 1 \quad \text{Gl. 3-44}$$

Die Lösungen gemäß Plastizitätstheorie setzen ein ausreichendes plastisches Verformungsvermögen des Trägerstegs voraus. Die Verträglichkeit der Verformungen wird hierbei jedoch nicht berücksichtigt [Sig-2010-1]. Insbesondere flache Neigungen θ erfordern große Verformungen im Steg der Bauteile und entsprechende plastische Verformungen der Querkraftbewehrung. Dies führt zu großen Rissöffnungen, die keine Übertragung von Schubspannungen aus Rissverzahnung und Dübelwirkung mehr zulassen [Rei-2001], [Sig-2010-1], [Zil-2010]. Dementsprechend ist eine untere Begrenzung der Druckstrebenneigung erforderlich.

Nach WALRAVEN [Wal-1999] zeigen Versuchsauswertungen, dass bei einem Grenzwert von $\cot \theta = 2,5$ ($\theta = 21,8^\circ$) die in der Auswertung berücksichtigten Versuche sicher erfasst werden können. Der Grenzwert $\cot \theta = 2,5$ wurde daher im aktuellen Eurocode 2 (EC2, [DIN-2015-1]) aufgenommen.

Abweichende Formulierungen für die untere Grenze ergeben sich in Abhängigkeit der weiteren, in den folgenden Abschnitten beschriebenen Modelle; des Fachwerkmodells mit Rissreibung, der Bemessung mit Spannungsfeldern sowie der Modified Compression Field Theory.

Um ein schlagartiges Betonversagen im Steg der Bauteile zu verhindern ist zudem der Abminderungsfaktor ν_1 für die Druckfestigkeit zu definieren. Da die Rissneigung β_r und die Neigung der Druckstreben θ voneinander unabhängig sind, wird im EC2 ein Wert von $\nu_1 = 0,6$ gewählt (vgl. Abschnitt 3.2.3.9). Für hochfeste Betone ist dieser in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit f_c zu reduzieren:

$$\nu_1 = 0,6 \cdot (1 - f_c/250) \quad \text{Gl. 3-45}$$

3.3.4 Fachwerkmodell mit Rissreibung

Das sogenannte Fachwerkmodell mit Rissreibung basiert auf der Annahme, dass eine Übertragung von Schubspannungen über die Querkraftrisse im Steg eines Bauteils erforderlich ist, um eine Rotation der Druckstrebenneigung θ zu ermöglichen [Rei-2001], [DAfStb-2012]. Dementsprechend wird eine untere Grenze definiert, für die der Querkrafttraganteil infolge Rissreibung $V_{R,cc} > 0$ ist.

Die Querkrafttragfähigkeit $V_{R,s}$ unter Berücksichtigung des Querkrafttraganteils infolge Rissreibung $V_{R,cc}$ kann anhand Bild 3-26 ermittelt werden:

$$V_{R,s} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{yw} \cdot \cot \beta_r + V_{R,cc} \quad \text{Gl. 3-46}$$

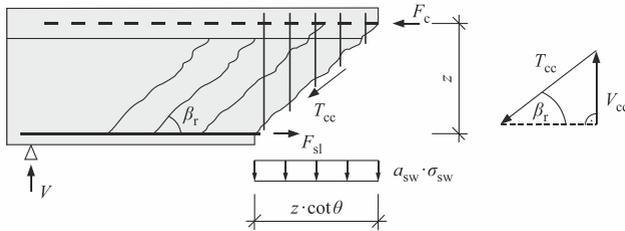


Bild 3-26: Fachwerkmodell mit Rissreibung – Kräfte am Querkraftriss nach [Rei-2001]

Gleichsetzen mit der Tragfähigkeit der Zugstreben bei variabler Druckstrebenneigung (Gl. 3-38) liefert:

$$a_{sw} \cdot z \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta = a_{sw} \cdot z \cdot f_{yw} \cdot \cot \beta_r + V_{R,cc} \quad \text{Gl. 3-47}$$

$$\cot \theta = \cot \beta_r + \frac{V_{R,cc}}{a_{sw} \cdot z \cdot f_{yw}} \quad \text{Gl. 3-48}$$

Der Nenner in Gl. 3-48 wird durch Gl. 3-46 ersetzt:

$$\cot \theta = \cot \beta_r + \frac{V_{R,cc} \cdot \cot \beta_r}{(V_{R,s} - V_{R,cc})} \quad \text{Gl. 3-49}$$

Wird ferner $V_{R,s}$ gleich der einwirkenden Querkraft V_E gesetzt, ergibt sich:

$$\cot \theta = \cot \beta_r + \frac{V_{R,cc}}{(V_E - V_{R,cc}) / \cot \beta_r} = \frac{\cot \beta_r}{1 - V_{R,cc} / V_E} \quad \text{Gl. 3-50}$$

Die Rissneigung β_r wird auf Basis der Formel für die Neigung der Hauptspannungen (Gl. 3-12) bestimmt und in [FIP-1996] vereinfacht [Rei-2001]:

$$\cot \beta_r = 1,2 - 0,2 \cdot \frac{\sigma_x}{f_{ct}} \quad \text{Gl. 3-51}$$

Wird die Betonzugfestigkeit f_{ct} durch die Druckfestigkeit f_c ersetzt, ergibt sich:

$$\cot \beta_r = 1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_x}{f_c} \quad \text{Gl. 3-52}$$

Somit wird für Bauteile ohne Längskraftbeanspruchung ($\sigma_x = 0$) eine Rissneigung von 40° ($\cot \beta_r = 1,2$) angesetzt (vgl. Abschnitt 3.2.3.2).

Der Querkrafttraganteil infolge Rissreibung $V_{R,cc}$ wurde anhand von Versuchen ermittelt und beinhaltet daher neben der Rissreibung weitere Traganteile wie den Anteil der Druckzone oder die Dübelwirkung der Längsbewehrung [Zil-2010].

$$V_{R,cc} = 0,24 \cdot f_c^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{\sigma_x}{f_c}\right) \cdot b_w \cdot z \quad \text{Gl. 3-53}$$

3 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen

Der Abminderungsfaktor ν_1 zur Berücksichtigung der Reduktion der Betondruckfestigkeit infolge Rissbildung wird auf $\nu_1 = 0,75$ festgelegt. Dies kann damit begründet werden, dass aufgrund der Begrenzung der Druckstrebenneigung die Wirksamkeit der Rissreibung und damit der Schubkraftübertragung über Risse sichergestellt wird [Rei-2001]. Bei Einsatz höherfester Betone ist eine zusätzliche Reduktion zu berücksichtigen:

$$\nu_1 = 0,75 \cdot \left(1,1 - \frac{f_c}{500}\right) \leq 0,75 \quad \text{Gl. 3-54}$$

Das Fachwerkmodell mit Rissreibung bildet die Grundlage für die Anpassung der Regelungen des EC2 im Nationalen Anhang für Deutschland EC2/NA [DIN-2015-2].

3.3.5 Bemessung mit Spannungsfeldern

Spannungsfelder eignen sich insbesondere für die Überprüfung der Bauteilabmessungen [Sig-2005]. Die Grundlagen hierfür stellen die Druckfeldtheorien in [Mit-1974], [Col-1980], [Kup-1983], [Vec-1986], [Hsu-1988] dar, die, in Ergänzung der Plastizitätstheorie, eine Betrachtung der Verträglichkeit der Verformungen im Trägersteg ermöglichen.

Für die Betrachtung von Spannungsfeldern wird ein Stahlbetonträger in Druck- und Zugfelder eingeteilt (Bild 3-23). Bild 3-27 zeigt ein freigeschnittenes paralleles Druckfeld. Die Bügelkräfte F_{sw} stehen mit der Gleichlast q im Gleichgewicht. Der Beton im Steg ist entlang der Spannungstrajektorien einachsig beansprucht.

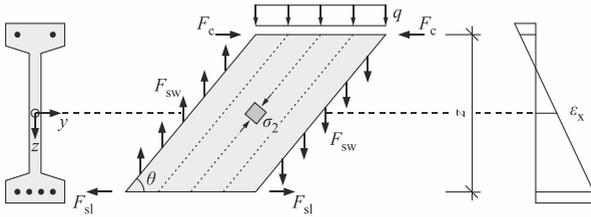


Bild 3-27: Allgemeine Darstellung eines parallelen Druckfeldes unter Gleichlast

Die Betondruckspannungen entsprechen der Hauptdruckspannung σ_2 , die im Winkel der Druckstrebenneigung θ gegen die Bauteilachse geneigt sind. Die Betonspannungen σ_{cw} ergeben sich zu:

$$\sigma_{cw} = \sigma_2 = \frac{q - \sigma_{sw}}{b_w \cdot \sin^2 \theta} \quad \text{Gl. 3-55}$$

Wird die Spannung über die Fläche des Druckfeldes angesetzt und $\sigma_{cw} = f_{c,eff}$ angenommen, ergibt sich der Widerstand der Betondruckstrebe nach Gl. 3-34.

Für die weiteren Betrachtungen kann der Trägersteg in orthogonal bewehrte Scheibenelemente zerlegt werden [Mül-1978], die im Winkel θ geneigte Risse aufweisen. Vereinfachend werden in den Elementen die Hauptspannungsrichtungen α mit der Rissneigung β_r sowie der Neigung der Druckstreben θ gleichgesetzt (Bild 3-28). Obgleich dies nicht den realen Verhältnissen entspricht, ermöglicht die Annahme eine erhebliche Vereinfachung der Berechnung [Sig-2010-1]. Die Vernachlässigung, z. B. des Einflusses der Rissreibung oder der Entkopplung von Riss- und Druckstrebenneigung bei zunehmender Zugdehnung ε_1 , erfordert eine Reduktion der Betondruckfestigkeit sowie eine Begrenzung des Winkels θ .

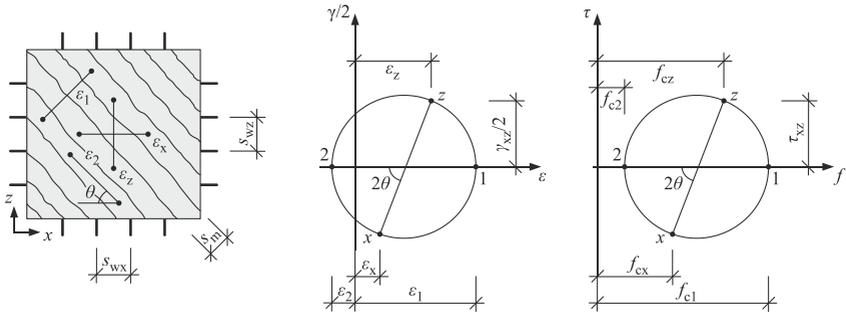


Bild 3-28: Betonscheibe (links) und Darstellung des Verzerrungs- (Mitte) und des Spannungszustandes (rechts) über den MOHR'schen Kreis

Für die Reduktion der Betondruckfestigkeit kann folgende Formulierung verwendet werden:

$$f_{c,eff} = \nu_1 \cdot f_c = k_\varepsilon \cdot \eta_{fc} \cdot f_c \quad \text{Gl. 3-56}$$

Der Abminderungsfaktor ν_1 wird aufgeteilt auf einen Beiwert k_ε , der den Einfluss der Hauptdehnung ε_1 berücksichtigt [Sig-2010-2], [Sig-2011], sowie einen Faktor η_{fc} , der der zunehmenden Sprödigkeit höherfester Betone Rechnung trägt [Mut-1996], [Fer-2007].

Der Beiwert k_ε basiert auf einer Auswertung von Versuchen an Betonscheiben [Kau-1998-1], [Kau-1998-2] und ergibt sich zu:

$$k_\varepsilon = \frac{1}{1,2 + 55 \cdot \varepsilon_1} \leq 0,65 \quad \text{Gl. 3-57}$$

Die Hauptdehnung ε_1 ergibt sich anhand des MOHR'schen Spannungskreises (Bild 3-28) zu:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x - \varepsilon_2) \cdot \cot^2 \theta \quad \text{Gl. 3-58}$$

3 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen

Für den Beiwert η_{fc} gilt:

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_c}\right)^{1/3} \quad \text{Gl. 3-59}$$

Bei der Betrachtung von Scheibenelementen im Steg werden die Traganteile der Druckzone sowie der Dübelwirkung nicht berücksichtigt. Um dies auszugleichen, wird die Längsdehnung ε_x nicht auf Höhe der Längsbewehrung [Col-1996], sondern auf halber Höhe des inneren Hebelarms z ermittelt (Bild 3-27, [CSA-2004], [Ben-2006-2], [fib-2013]). So können implizit die Querkrafttraganteile ungerissener bzw. gering beanspruchter Bereiche berücksichtigt werden [Dut-2006].

Für die Ermittlung der Tragfähigkeit kann nach [Sig-2010-1] für ε_z die Betonstauchung bei Erreichen der Betondruckfestigkeit angesetzt werden. Der Winkel θ kann über eine Auswertung des Verzerrungszustands der Betonscheiben ermittelt werden (Bild 3-28, [Col-1980]). In Abhängigkeit der Dehnungen des Scheibenelements ergibt sich θ zu:

$$\tan^2 \theta = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_z}{\varepsilon_z - \varepsilon_2} \quad \text{Gl. 3-60}$$

Umformen liefert:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\varepsilon_x + \varepsilon_2}{\varepsilon_z + \varepsilon_2} \right)^{1/2} \quad \text{Gl. 3-61}$$

Für die Auswertung wird ε_z gleich der mittleren Stahldehnung ε_{sm} in der Betonscheibe gesetzt. Der untere Grenzwert für den Winkel θ ergibt sich aus der Anforderung, dass die Querkraftbewehrung fließt ($\varepsilon_{smax} = \varepsilon_{sy}$). Der obere Grenzwert ergibt sich bei Erreichen der Zugfestigkeit des Betonstahls ($\varepsilon_{smax} = \varepsilon_{su}$). Die mittlere Stahldehnung ε_{sm} reduziert sich infolge der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Tension Stiffening) gegenüber der maximalen Stahldehnung ε_{smax} . Es gilt:

$$\varepsilon_{s,max} = k_b \cdot \varepsilon_{sm} \quad \text{Gl. 3-62}$$

Der Verbundkoeffizient k_b [Bac-1967] kann anhand der Auswertung der Lokalisierung der Verformungen bei zunehmender Stahldehnung im Riss ermittelt werden (Bild 3-29). Die von SIGRIST [Sig-1995] dokumentierten Auswertungen zeigen, dass für den Zustand bei Erreichen der Fließgrenze ein Verbundkoeffizient k_b im Bereich von 0,8 bis 0,95 angesetzt werden kann. Für den Zustand bei Erreichen der Zugfestigkeit des Betonstahls reduziert sich k_b auf etwa 0,25.

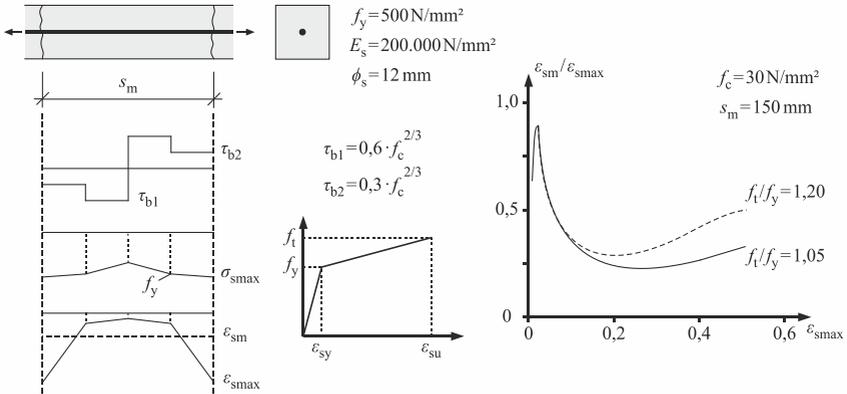


Bild 3-29: Modell zur Beschreibung des Verbundverhaltens (links) und Auswertung zur Lokalisierung der Verformungen bei zunehmender Stahldehnung im Riss (rechts) nach [Sig-1995]

Unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen kann auf Basis einer Auswertung der Verzerrungen in einem Scheibenelement – unter Beschränkung der Längsdehnung ε_x auf den für praktische Anwendungen üblichen Bereich von $-0,2$ bis $1,2$ ‰ sowie der Annahme $\varepsilon_2 = -2$ ‰ [Sig-2010-1], [Sig-2011] – die vereinfachte Formulierung

$$\theta_{\min} = 20^\circ + 10.000 \cdot \varepsilon_x \quad \text{Gl. 3-63}$$

abgeleitet werden [Sig-2013].

Die Bemessung mit Spannungsfeldern ist die Grundlage für die Regelungen in der schweizerischen Norm SIA 262 [SIA-2013] sowie im *fib* Model Code (MC2010, [fib-2013]).

3.3.6 Modified Compression Field Theory

Die Modified Compression Field Theory (MCFT, [Vec-1986]) stellt eine Erweiterung der Druckfeldtheorie von MITCHELL / COLLINS [Mit-1974], [Co-1980] dar. Basierend auf Versuchen von VECCHIO / COLLINS [Vec-1986], [Vec-1993] wurde über Gleichgewichts- und Verformungsbetrachtungen das Tragverhalten von Betonscheiben unter kombinierten Druck-, Zug- und Schubbeanspruchungen beschrieben (Bild 3-28). Für die Auswertung des Gleichgewichts wurde angenommen, dass sich in der Scheibe im Abstand s_m parallele, im Winkel θ geneigte Risse bilden (Bild 3-30).

Vereinfachend wurde nur der Spannungszustand zwischen zwei Rissen (Schnitt A-A in Bild 3-30) und der Spannungszustand im Riss betrachtet (Schnitt B-B in Bild 3-30). Da diese beiden Zustände statisch äquivalent sein müssen, führt der Ausfall der Betonzugspannungen σ_{ct} im Riss zu einer Erhöhung der Stahlspannung σ_s . Während bei

3 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen

geringen Schubbeanspruchungen die Spannungen im Riss durch die Bewehrung übertragen werden können, sind nach Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung ($\sigma_s \geq f_y$) Schubspannungen infolge Rissreibung τ_{cr} erforderlich.

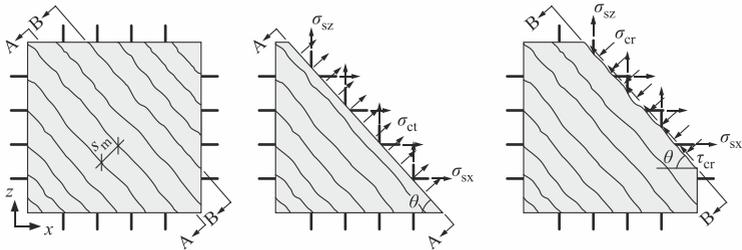


Bild 3-30: Bewehrte Betonscheibe unter Schubbeanspruchung nach [Col-1996]

Der Tragwiderstand der Scheibe kann somit durch Gleichsetzen der Spannungen in den Schnitten A-A und B-B ermittelt werden:

$$a_{sw} \cdot \sigma_s \cdot \cot \theta + \frac{\sigma_{ct} \cdot b_w}{\sin \theta} = a_{sw} \cdot \sigma_{s,cr} \cdot \cot \theta + \tau_{cr} \cdot b_w \quad \text{Gl. 3-64}$$

Die Versuche von VECCHIO / COLLINS [Vec-1986], [Vec-1993] zeigen ferner, dass die Zugspannung im Beton σ_{ct} sowie die Spannungs-Stauchungs-Beziehung und die Druckfestigkeit $f_{c,eff}$ des diagonal gerissenen Betons ebenfalls von der Hauptdehnung abhängen (Bild 3-31, vgl. Abschnitt 3.2.3.9). In [Vec-1994] wurde zudem die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf hochfesten Beton nachgewiesen.

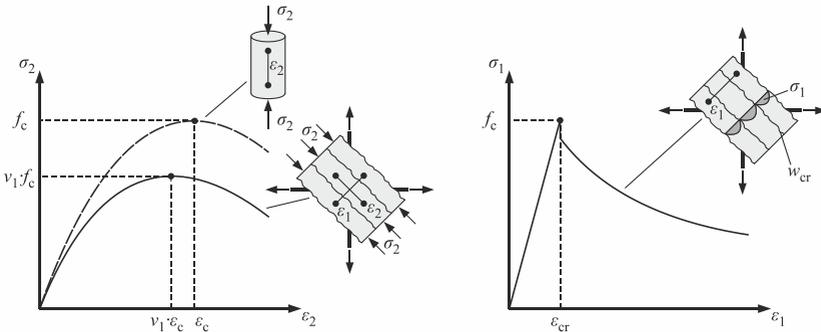


Bild 3-31: Spannungs-Stauchungs-Beziehung und Spannungs-Dehnungs-Beziehung des gerissenen Betons nach [Col-1996]

Die Hauptdehnung ϵ_1 kann demnach für normal- und hochfesten Beton als zentraler „Schadensindikator“ angesehen werden [Col-1996]. Zur Auswertung der Gl. 3-64 ist somit ein iteratives Vorgehen erforderlich.

Dies gilt ebenso für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen, die unter der Annahme, dass die Schubspannungen über z gleichmäßig verteilt sind und die Hauptdehnung ε_1 mit Gl. 3-58 aus der Längsdehnung ε_x bestimmt wird [Col-1996], mit folgender Gleichung ermittelt werden kann:

$$V_R = V_{R,s} + V_{R,c} = a_{sw} \cdot f_{yw} \cdot z \cdot \cot \theta + \sigma_{ct} \cdot b_w \cdot z \cdot \cot \theta \quad \text{Gl. 3-65}$$

Die Zugspannung im Beton σ_{ct} wird hierbei durch die maximale Schubspannungsübertragung infolge Rissreibung τ_{cr} begrenzt:

$$\sigma_{ct} \cdot \cot \theta = k_v \cdot \sqrt{f_c} \leq \tau_{cr} \quad \text{Gl. 3-66}$$

Die Zugspannung σ_{ct} ergibt sich in Abhängigkeit der Hauptdehnung ε_1 zu:

$$\sigma_{ct} = \frac{0,33}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_1}} \quad \text{Gl. 3-67}$$

Für die Ermittlung der Schubspannung infolge Rissreibung wurde neben der Rissbreite w_{cr} der Größtkorndurchmesser d_g als wesentlicher Parameter identifiziert:

$$\tau_{cr} = \frac{0,18}{0,3 + \frac{24 \cdot w_{cr}}{16 + d_g}} = \frac{0,18}{0,3 + \frac{24 \cdot \varepsilon_1 \cdot s_m}{16 + d_g}} \quad \text{Gl. 3-68}$$

Einsetzen der Gleichungen Gl. 3-67 und Gl. 3-68 in Gl. 3-66 liefert:

$$k_v \cdot \sqrt{f_c} = \frac{0,33}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_1}} \cdot \cot \theta \leq \frac{0,18}{0,3 + \frac{24 \cdot \varepsilon_1 \cdot s_m}{16 + d_g}} \quad \text{Gl. 3-69}$$

Vereinfacht ergibt sich:

$$V_R = V_{R,s} + V_{R,c} = a_{sw} \cdot f_{yw} \cdot z \cdot \cot \theta + k_v \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot z \quad \text{Gl. 3-70}$$

Um eine vereinfachte Bemessung ohne iterative Ermittlung der Dehnungen zu ermöglichen, wurde die MCFT von BENTZ / VECCHIO / COLLINS vereinfacht (Simplified MCFT, SMCFT, [Ben-2006-1], [Ben-2006-2]). Im Mittelpunkt dieser Vereinfachung stand der Faktor k_v zur Erfassung des Betontrageanteils. Dieser ergibt sich zu (Gl. 3-23):

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1.500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1.300}{1.500 + s_{ze}} \quad \text{Gl. 3-71}$$

Der effektive Rissabstand s_{ze} wird hierbei in Abhängigkeit des vertikalen Rissabstandes s_z sowie des Größtkorndurchmessers d_g bestimmt [CSA-2004]:

$$s_{ze} = \frac{35 \cdot s_z}{15 + d_g} \quad \text{Gl. 3-72}$$

Im Gegensatz zu den weiteren Modellen wird der Druckstrebenneigungswinkel θ nicht innerhalb vorgegebener Grenzen gewählt, sondern direkt ermittelt. Es gilt:

3 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen

$$\theta = 29^\circ + 7.000 \cdot \varepsilon_x$$

Gl. 3-73

Diese vereinfachte Gleichung stellt sicher, dass kein Stegdruckbruch eintritt bevor die Fließgrenze der Querkraftbewehrung erreicht wird, und dass die Querkraftbewehrung unter der gegebenen Belastung ihre Fließgrenze erreicht bzw. nicht überdimensioniert wird (Bild 3-32, [Ben-2006-1]).

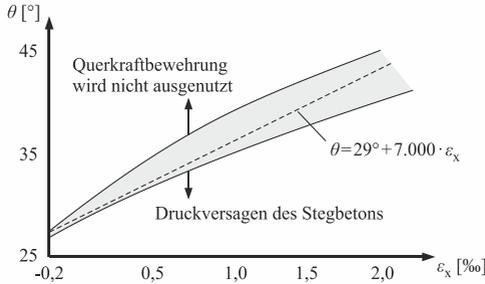


Bild 3-32: Grenzen des Druckstrebenneigungswinkels θ nach [Ben-2006-1]

Der Auswertung liegt ein Abminderungsfaktor $\nu_1 = 0,25$ zu Grunde, der auf Basis von Versuchen an Betonscheiben festgelegt wurde (Bild 3-33, [Ben-2006-2], [Ben-2017]).

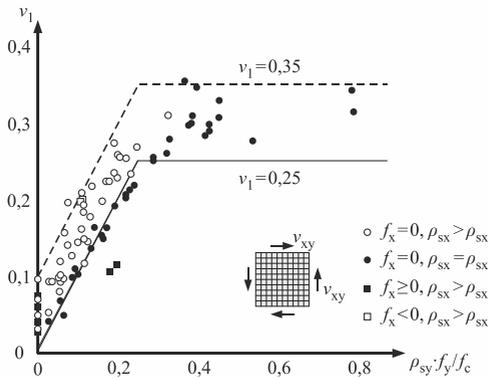


Bild 3-33: Ermittlung des Abminderungsfaktors ν_1 anhand der Auswertung von Scheibenversuchen nach [Ben-2006-2]

Um neben der Rissreibung den Einfluss der Druckzone sowie der Dübelwirkung zu berücksichtigen, wird die Längsdehnung ε_x auf halber Höhe des inneren Hebelarms z ermittelt (vgl. Bild 3-27, Abschnitt 3.3.5, [Dut-2006]).

Die SMCFT wurde in die aktuelle kanadische Norm CSA A23.3 [CSA-2004] aufgenommen. Sie bildet ferner die Basis für den Betontraganteil des MC2010 [fib-2013].

3.3.7 Querkraftbemessung gedrungener Stahlbetonbauteile

Eine Reduktion der Schubslankheit ermöglicht die Ausbildung einer Druckstrebe, die einen direkten Lastabtrag zum Auflager ermöglicht (vgl. Abschnitt 3.2.3.4). Um den positiven Effekt des direkten Lastabtrags zu erfassen, stehen zwei unterschiedliche Ansätze zur Verfügung (Bild 3-34).

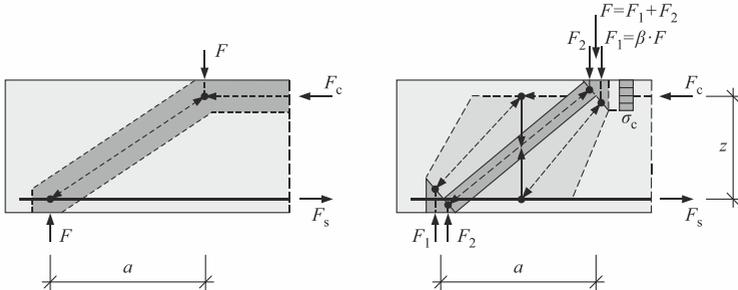


Bild 3-34: Stabwerkmodell (links, nach [Tod-2018]) und erweitertes Fachwerkmodell zur Berücksichtigung auflagnaher Einzellasten (rechts, nach [Rei-2005])

Zunächst können einfache Stabwerkmodelle verwendet werden, bei denen ausschließlich die maßgebende Druckstrebe betrachtet und deren Tragfähigkeit nachgewiesen wird. Eine Querkraftbewehrung ist in diesem Fall statisch nicht erforderlich, jedoch zur Kontrolle der Rissbildung sinnvoll [Tod-2018]. Der Nachweis der direkten Druckstrebe wurde im CSA A23.3 [CSA-2004] aufgenommen.

Ferner können Stabwerkmodelle genutzt werden, die eine Ergänzung des Fachwerkmodells (Bild 3-23) um eine direkte Druckstrebe zwischen Lasteinleitungspunkt und Auflager darstellen [Rei-2005]. Dieses Modell stellt die Basis für die vereinfachte Erfassung des direkten Lastabtrags im EC2 [DIN-2015-1], EC2/NA [DIN-2015-2], der SIA 262 [SIA-2013] sowie dem MC2010 [fib-2013] dar.

Der direkten Druckstrebe wird der Anteil $(1 - \beta) \cdot V_E$ zugewiesen. Dementsprechend wird unterhalb des Grenzwertes $a_v/d = 2,0$ – der gegenüber den Angaben im Abschnitt 3.2.3.4 auf der sicheren Seite liegend leicht reduziert wurde – die einwirkende Querkraft V_E mit dem Faktor

$$\beta = \frac{a_v}{2 \cdot d} \quad \text{Gl. 3-74}$$

abgemindert und damit ein Teil der einwirkenden Querkraft umgelagert. Die Tragfähigkeit der direkten Druckstrebe wird hierbei zusätzlich nachgewiesen.

3.4 Zusammenfassende Diskussion

Die Analyse des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung zeigt, dass die grundlegenden Mechanismen des Querkrafttragverhaltens bekannt sind. Ferner konnte gezeigt werden, dass die einzelnen Tragmechanismen modelltheoretisch beschrieben werden können. Hierbei zeigen sich jedoch bereits die unterschiedlichen Ansätze, die in der Literatur zu finden sind. Insbesondere die Interaktion und Wirksamkeit der einzelnen Traganteile ist in der Fachwelt umstritten. Obgleich grundsätzliche Einigkeit besteht, dass einzelne Traganteile belastungsabhängig aktiviert werden bzw. ausfallen, wird die Interaktion sowohl von geometrischen Randbedingungen (Bauteilabmessungen, Bewehrungsgrade etc.) als auch den Baustoffeigenschaften (Betondruck- und Betonzugfestigkeit, Größtkorndurchmesser etc.) stark beeinflusst. Die Erfassung dieser Einflüsse und der resultierenden Interaktion ist zurzeit nicht abschließend geklärt.

Die beschriebenen Querkraftbemessungsmodelle können daher nur eine Vereinfachung der Realität darstellen. Die Modellvorstellungen und die grundlegenden Formeln sind dennoch in der Fachwelt anerkannt und wurden auch in den aktuellen Normen übernommen. Hierbei ist zu beachten, dass die Vereinfachungen dazu führen, dass zum Teil einzelne Traganteile, z. B. die Querkrafttragfähigkeit der Druckzone oder die Dübelwirkung der Längsbewehrung, nicht explizit berücksichtigt werden. Dies wird im Allgemeinen durch Anpassungen der entsprechenden Bemessungsgleichungen ausgeglichen. Auswertungen von Versuchsdatenbanken zeigen, dass die vorhandenen Modelle, insbesondere bei geringen Querkraftbewehrungsgraden zu konservativen Berechnungsergebnissen führen (z. B. [Bus-2013], [Her-2016]).

Wesentliche Diskussionspunkte stellen weiterhin die Festlegung der Druckstrebenneigung θ sowie die Reduktion der Betondruckfestigkeit über den Abminderungsfaktor ν_1 dar [Sig-2010-1]. Dies spiegelt sich in der Zusammenstellung in Tabelle 3-1 wider und kann mit den unterschiedlichen modelltheoretischen Hintergründen begründet werden.

Der Einsatz hochfester Betone hatte in den bisherigen Untersuchungen nur einen begrenzten Einfluss auf das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung. Die wesentlichen Aspekte, die bei der Verwendung hochfester Betone genauer zu betrachten sind, sind der Querkrafttraganteil infolge Rissreibung sowie die Reduktion der Druckstrebenragfähigkeit infolge Rissbildung. Während für den Querkrafttraganteil infolge Rissreibung aufgrund der weiterhin effektiven Makrorauigkeit kein wesentlicher Einfluss festgestellt werden konnte [Wal-1999], wird der Abminderungsfaktor ν_1 zum Teil an die Betondruckfestigkeit f_c gekoppelt. So kann der erhöhten Sprödigkeit hochfester Betone Rechnung getragen werden [Mut-1996], [Sch-2004], [Fer-2007].

Tabelle 3-1: Zusammenstellung der Regelungen zur Bestimmung der Druckstrebenneigung θ und des Abminderungsfaktors ν_1

Norm	θ bzw. $\cot \theta$	ν_1
Plastizitätstheorie	$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$	$0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250}\right)$
Fachwerkmodell mit Rissreibung	$1 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2}{1 - V_{R,cc}/V_E} \leq 3,0$	$0,75 \cdot \left(1,1 - \frac{f_c}{500}\right)$
Bemessung mit Spannungsfeldern	$20^\circ + 10.000 \cdot \varepsilon_x \leq \theta \leq 45^\circ$	$\frac{1}{1,2 + 55 \cdot \varepsilon_x} \leq 0,65 \cdot \left(\frac{f_c}{30}\right)^{1/3} \leq 1,0$
Modified Compression Field Theory	$\theta = 29^\circ + 7.000 \cdot \varepsilon_x$	0,25

4 Querkrafttragverhalten von dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteilen

4.1 Allgemeines

Aufbauend auf der Analyse des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbauteilen kann eine Analyse des Querkrafttragverhaltens dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile erfolgen. Hierbei ist zu beachten, dass – insbesondere im Vergleich zur hohen Anzahl an experimentellen Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen – bisher nur wenige Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile durchgeführt und publiziert wurden.

Aufgrund der geringen Anzahl experimenteller Untersuchungen werden diese nachfolgend detailliert betrachtet und mit dem aktuellen Stand der Technik im Stahlbetonbau verglichen. Ebenso werden die vorliegenden Modelle zur Querkraftbemessung von Betonträgern mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen erfasst und mit dem aktuellen Stand der Technik im Stahlbetonbau verglichen.

4.2 Querkrafttragverhalten von Betonträgern mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen

4.2.1 Übersicht der experimentellen Untersuchungen

Das Tragverhalten von Betonträgern mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen wurde von MANSUR / ONG [Man-1991], AL-SULAIMANI / BASUNBUL / MOUSSELY [Al-S-1991], AHMAD / LODI / QURESHI [Ahm-1995], MANSUR / KIRITHARAN [Man-2001] sowie von TIAN / MANDAL / NEDWELL [Tia-2012], [Tia-2013] experimentell untersucht (Bild 4-1). Weitere Untersuchungen, die im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter betrachtet werden sollen, beschäftigen sich mit dem Biegeschubversagen von mikrobewehrten Platten bei auflagnaher Belastung (u. a. [Man-1987], [Ven-1988], [Des-1992], [Hau-1999]).

MANSUR / ONG [Man-1991] führten 28 Versuche an mikrobewehrten Trägern mit I-Querschnitt durch. Die Versuchskörper waren durchgehend 200 mm hoch und hatten eine Stegbreite b_w von 25 mm. Für die Mikrobewehrung wurden geschweißte Gitter mit quadratischen Maschen und einer Fließgrenze von 394 N/mm² sowie einer Zugfestigkeit von 436 N/mm² verwendet. Die Versuche wurden als 4-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Die variierten Parameter waren die Schubslankheit a_v/d , der Längs- sowie der Querbewehrungsgrad ρ_{sl} bzw. ρ_{sw} und die Betonfestigkeit f_c .

4 Querkrafttragverhalten von dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteilen

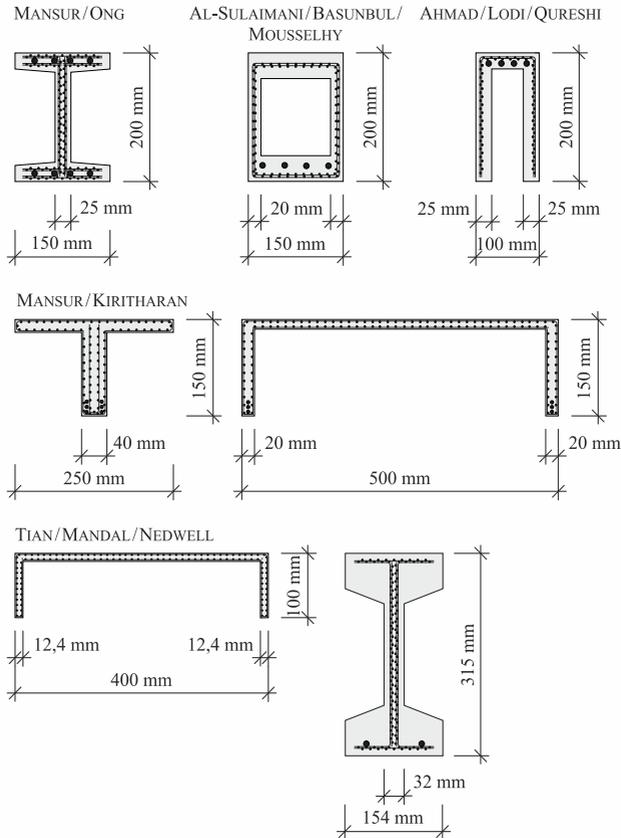


Bild 4-1: Querschnitte von dünnwandigen, mikrobewehrten Versuchskörpern nach [Al-S-1991], [Man-1991], [Ahm-1995], [Man-2001], [Tia-2012], [Tia-2013]

Von AL-SULAIMANI / BASUNBUL / MOUSSELHY [Al-S-1991] wurden 15 4-Punkt-Biegeversuche an Hohlkästen durchgeführt. Die Hohlkästen waren 200 mm hoch und wiesen Wandstärken von 20 mm auf. Die gewobenen Mikrobewehrungsgitter mit quadratischen Öffnungen hatten eine mittlere Fließgrenze von 340 N/mm². Neben der Schubslankheit a_v/d wurden der Längs- sowie der Querbewehrungsgrad ρ_{sl} bzw. ρ_{sw} variiert.

Die 15 Versuche von AHMAD / LODI / QURESHI [Ahm-1995] erfolgten an Versuchskörpern mit umgedrehtem U-Profil. Die Versuchskörper waren 200 mm hoch und die Stegbreite betrug 25 mm. Die Versuche wurden ebenfalls als 4-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Für die Mikrobewehrung wurden gewobene Drahtgitter mit quadratischen Maschen verwendet. Angaben zur Festigkeit der Mikrobewehrung können [Ahm-1995] nicht

4 Querkrafttragverhalten von dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteilen

entnommen werden. Neben der Schubslankheit a_v/d wurden der Querkraftbewehrungsgrad ρ_{sw} und die Betonfestigkeit f_c variiert.

MANSUR / KIRITHARAN [Man-2001] führten 4-Punkt-Biegeversuche an 24 Versuchskörpern mit T-Profilen sowie an zehn Versuchskörpern mit umgedrehten U-Profilen durch. Alle Versuchskörper waren 150 mm hoch. Die T-Profile wurden mit einer Wandstärke von 40 mm ausgeführt, die U-Profile wiesen eine Wandstärke von 20 mm auf. Für die Mikrobewehrung wurden geschweißte Gitter mit quadratischen Maschen und einer Fließgrenze von 350 N/mm² verwendet. Die variierten Parameter waren a_v/d , ρ_{sw} und f_c .

Von TIAN / MANDAL / NEDWELL [Tia-2012], [Tia-2013] wurden insgesamt sieben 4-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Vier Versuchskörper hatten einen I-Querschnitt mit einer Höhe von 315 mm und einer Stegbreite von 32 mm. Drei Versuchskörper wurden mit einem 100 mm hohen U-Querschnitt und einer Stegbreite von 12,4 mm ausgeführt. Die Körper wurden mit geschweißten Mikrobewehrungsgittern bewehrt, die eine Fließgrenze von 330 N/mm² und eine Zugfestigkeit von 410 N/mm² erreichten.

Die Versuche wurden in einer Datenbank erfasst (vgl. Anhang A). Hierbei wurden alle Versuchskörper berücksichtigt, die mit mindestens einer vertikalen Mikrobewehrungslage in den Stegen ausgeführt wurden. Somit konnten insgesamt $n = 96$ Versuche berücksichtigt werden. Eine Auswertung der variierten Parameter kann Bild 4-2 entnommen werden.

Die Stegbreiten waren in allen Fällen ≤ 40 mm. Die Versuchskörper können somit als dünnwandig eingeordnet werden. Die Bauteilhöhen waren mit maximal 315 mm, insbesondere im Verhältnis zu typischen Stahlbetonträgern, gering. In den Versuchsreihen wurden die Schubslankheit a_v/d , der Längs- und Querbewehrungsgrad ρ_{sl} bzw. ρ_{sw} sowie die Betonfestigkeit f_c variiert. Die Auswertung zeigt, dass die Schubslankheit a_v/d nur bei wenigen Versuchen oberhalb von 2,5 lag, so dass bei den Ergebnissen der Einfluss eines direkten Lastabtrags der auflagernahen Lasten zu berücksichtigen ist. Die Querkraftbewehrungsgrade lagen zwischen 0,1 und 3,9 %, wobei der Großteil der Versuche mit Querkraftbewehrungsgraden unter 1,5 % durchgeführt wurde. Obgleich in den meisten Versuchen über eine konventionelle Bewehrung die Biegetragfähigkeit erhöht wurde, lag der Längsbewehrungsgrad bei 72 % der Versuche bei $\rho_{sl} \leq 2,0$ %. Die Betonfestigkeit lag überwiegend im normalfesten Bereich ($f_c \leq 50$ N/mm²), von [Man-2001], [Tia-2012] wurden jedoch auch 29 Versuche mit Betonfestigkeiten über 50 N/mm² durchgeführt.

4 Querkrafttragverhalten von dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteilen

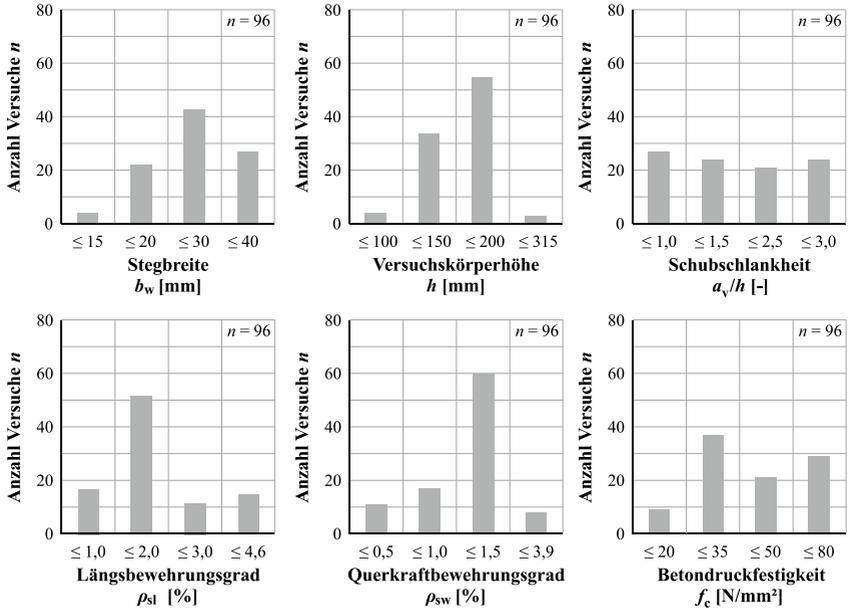


Bild 4-2: Übersicht der wesentlichen, in den Versuchen variierten Parameter

4.2.2 Auswertung der experimentellen Untersuchungen

Das Tragverhalten der Betonträger mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen wird zunächst maßgeblich durch die Schubslankheit und somit das Verhältnis zwischen Biege- und Querkraftbeanspruchung bestimmt (Bild 4-3, [Al-S-1991], [Man-1991], [Ahm-1995], [Man-2001]).

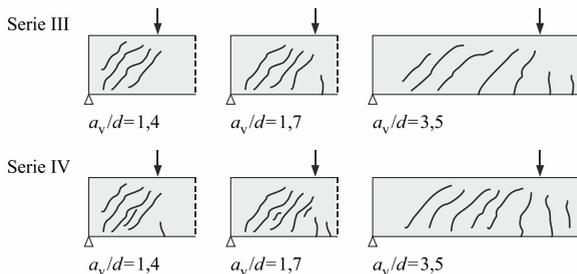


Bild 4-3: Rissbildung in Abhängigkeit der Schubslankheit nach [Al-S-1991]

Bei nahezu allen Versuchen bildeten sich zunächst Biegerisse im mittleren Bereich. Bei zunehmender Beanspruchung kam es zur Bildung diagonaler Risse in den Schubfeldern. Während sich bei geringen Schubslankheiten ($a_v/d \leq 1,7$) überwiegend weitere

4 Querkrafttragverhalten von dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteilen

diagonale Risse ausbildeten, kam es bei erhöhten Schubslankheiten von $a_v/d > 1,7$ zu einer ausgeprägten Biegerissbildung. Die in den Versuchen beobachtete Querkraftfrissbildung kann somit mit der Rissbildung bei Stahlbetonbauteilen (Bild 3-6) verglichen werden.

Die Last-Verformungs-Kurven werden ebenfalls stark von der gewählten Laststellung beeinflusst (Bild 4-4). Bei einer hohen Schubslankheit zeigten sich die drei typischen Phasen des Tragverhaltens mikrobewehrter Bauteile. Zudem konnte ein duktiles Biegeversagen beobachtet werden. Im Gegensatz hierzu kam es bei auflagnaher Belastung ($a_v/d > 1,1$) zum Teil bereits in der zweiten Phase (multiple Rissbildung, Bild 2-5) zu einem meist schlagartigen Querkraftversagen.

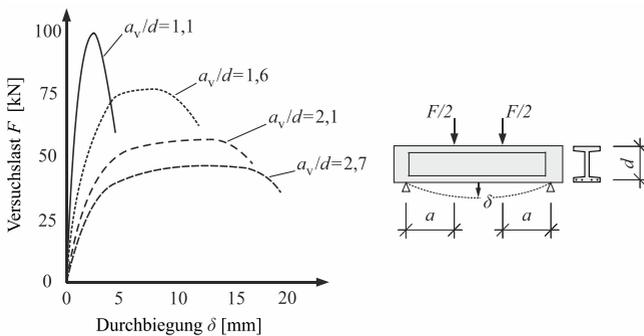


Bild 4-4: Last-Verformungs-Kurven von 4-Punkt-Biegeversuchen an mikrobewehrten Betonbauteilen mit I-Querschnitt nach [Man-1991]

Die Versagensmodi der Versuche werden in den jeweiligen Veröffentlichungen nur sehr knapp beschrieben. Zudem kam es bei 28 der 96 durchgeführten Versuche, vor allem bei Schubslankheiten $a_v/d > 2,0$, zu einem Biegeversagen.

Bei den Versuchen von MANSUR / ONG [Man-1991] wurde sowohl ein Zugversagen der Mikrobewehrung (Stegzugversagen) als auch ein Druckversagen des Stegbetons (Stegdruckversagen) beobachtet (Bild 4-5). Eine Kennzeichnung der jeweiligen Versuche erfolgte jedoch nicht, sodass eine Bewertung der Einflussparameter nicht möglich ist.



Bild 4-5: Stegzug- (links) und Stegdruckversagen (rechts) nach [Man-1991]

4 Querkrafttragverhalten von dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteilen

In [Man-2001] wird zwischen einem Biege- und einem Querkraftversagen unterschieden, wobei ein Querkraftversagen durch die Öffnung einzelner geneigter Risse und ein Versagen der Querkraftbewehrung gekennzeichnet ist. Die Versagensmodi der Versuche von TIAN / MANDAL / NEDWELL [Tia-2012], [Tia-2013] können anhand der Querschnitte unterschieden werden. Während bei den Versuchskörpern mit I-Querschnitt ein Druckversagen des Stegbetons beobachtet werden konnte, zeigte sich bei den Versuchen mit U-Querschnitt ein Versagen der Querkraftbewehrung entlang eines einzelnen Querkraftrisses (Bild 4-6).

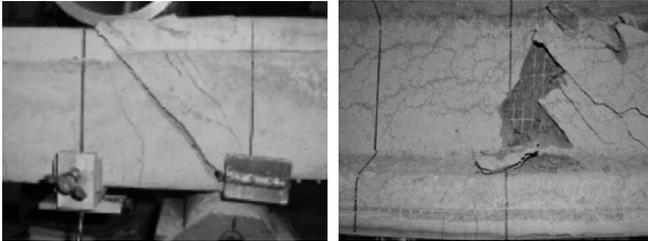


Bild 4-6: Stegdruck- (links) und Stegzugversagen (rechts) nach [Tia-2013]

Die von [Man-2001], [Tia-2012], [Tia-2013] beobachteten Versagensmodi entsprechen folglich insgesamt den im Abschnitt 3.2.4 beschriebenen Versagensmodi für Stahlbetonbauteile. In den Veröffentlichungen von [Al-S-1991], [Ahm-1995] wird lediglich zwischen Biege- und Querkraftversagen unterschieden, das Querkraftversagen jedoch nicht näher beschrieben.

Bild 4-7 zeigt eine Auswertung der Querkrafttragfähigkeit V_{exp} in Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgrades ρ_{sw} sowie der Betondruckfestigkeit f_c . Während der Querkraftbewehrungsgrad einen deutlichen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat, resultiert eine erhöhte Betonfestigkeit nur in einer geringen Steigerung der Traglasten.

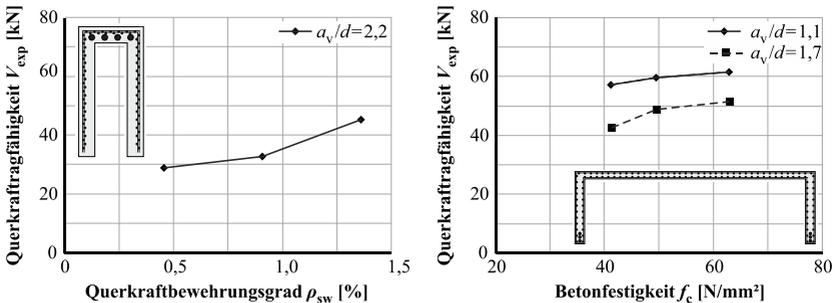


Bild 4-7: Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgrades ρ_{sw} (links) nach [Ahm-1995] und der Betondruckfestigkeit f_c (rechts) nach [Man-2001]

4 Querkrafttragverhalten von dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteilen

Der Einfluss der variierten Parameter auf die Querkrafttragfähigkeit kann zusammenfassend wie folgt beschrieben werden:

- Die Querkrafttragfähigkeit der dünnwandigen, mikrobewehrten Bauteile wird zunächst signifikant durch die Schubschlankheit bestimmt. Aufgrund des direkten Lastabtrags bei einer auflagnahen Belastung konnten entsprechend erhöhte Traglasten erzielt werden (Bild 4-4).
- Die Tragfähigkeit wird zudem maßgeblich durch den Längs- sowie den Querkraftbewehrungsgrad gesteuert. Während der Längsbewehrungsgrad einen maßgebenden Einfluss auf die Biegetragfähigkeit und damit die Abgrenzung zwischen Biege- und Querkraftversagen hat, führt eine Erhöhung des Querkraftbewehrungsgrades zu einer direkten Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit (Bild 4-7, links).
- Die Betonfestigkeit hat einen vergleichsweise geringen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit (Bild 4-7, rechts).

Insgesamt bestätigen die Versuchsergebnisse die bereits im Abschnitt 2.3 aufgezeigten Ähnlichkeiten zwischen Stahlbeton und mikrobewehrtem Beton.

- Die Rissbildung der dünnwandigen, mikrobewehrten Versuchskörper geht in Bereichen mit hoher Querkraftbeanspruchung von den Stegen aus (Bild 4-3). Das im Abschnitt 3.2.2 beschriebene Tragverhalten ungerissener Stahlbetonbauteile kann demnach grundlegend übertragen werden.
- Die Last-Verformungskurven im Bild 4-4 zeigen in der Phase der multiplen Rissbildung ein Plateau. Dies weist darauf hin, dass die vertikale Mikrobewehrung (Querkraftbewehrung) aktiviert wird.
- Die Versagensmodi der dünnwandigen, profilierten Betonbauteile (Bild 4-5) entsprechen den im Bild 3-22 dargestellten Versagensmodi Stegzugversagen der Querkraftbewehrung und Druckversagen des Stegbetons. Das Versagen der Querkraftbewehrung setzt die Aktivierung der Bewehrung voraus und bestätigt somit, dass das im Abschnitt 3.2.3 beschriebene Tragverhalten gerissener Stahlbetonbauteile ebenfalls grundlegend übertragen werden kann.
- Der vergleichsweise große Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades auf die Querkrafttragfähigkeit der mikrobewehrten Betonbauteile (Bild 4-7) deutet darauf hin, dass der bei Stahlbetonbauteilen beobachtete, dominierende Einfluss der Querkraftbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit (Bild 3-18) auch bei Einsatz einer Mikrobewehrung bestehen bleibt.
- Ferner zeigt der Einfluss der Betonfestigkeit auf die Querkrafttragfähigkeit der mikrobewehrten Betonbauteile, dass zusätzlich, ebenfalls analog zu Stahlbetonbauteilen, ein Betontraganteil zu berücksichtigen ist.

4.3 Bemessungsmodelle für Betonträger mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen

4.3.1 Allgemeines

Zurzeit liegen weltweit keine normativen Regelungen oder Richtlinien für die Querkraftbemessung von mikrobewehrten Betonbauteilen vor. Die amerikanische Richtlinie für die Bemessung und Konstruktion von Ferrocement [ACI-1993] verweist auf die amerikanische Norm für Stahlbeton ACI 318 [ACI-2014]. Für den Querkraftnachweis wird nach ACI 318 ein einfaches Fachwerkmodell mit einer Druckstrebenneigung von $\theta = 45^\circ$ ($\cot \theta = 1,0$) und unter Berücksichtigung der statischen Nutzhöhe d angesetzt, das mit einem anhand von Versuchen und statistischen Auswertungen ermittelten Betontraganteil ergänzt wird.

$$V_R = V_{R,c} + V_{R,s} = V_{R,c} + a_{sw} \cdot f_{yw} \cdot d \quad \text{Gl. 4-1}$$

Vergleichsberechnungen in [Man-2001], [Tia-2013] zeigen jedoch, dass die Versuchsergebnisse mit dem Modell nach ACI 318 zum Teil deutlich unterschätzt werden. Daher wurden auf Basis der Versuchsergebnisse verschiedene Ansätze zur Ermittlung der Querkrafttrisslast V_{cr} (z. B. [Man-1987], [Al-S-1991], [Ahm-1995]) sowie der Querkrafttragfähigkeit V_R (u. a. [Des-1995-1], [Des-1995-2], [Man-2001], [Tia-2013]) entwickelt. Die zurzeit vorliegenden Modelle zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit sollen im Folgenden vorgestellt werden.

4.3.2 Bemessungsmodell nach DESAYI / NANDAKUMAR

Das Modell von DESAYI / NANDAKUMAR [Des-1995-1], [Des-1995-2] basiert auf der Annahme eines „imaginären Spaltzugkörpers“ entlang der Verbindungslinie zwischen Auflager und Lasteinleitung (Bild 4-8).

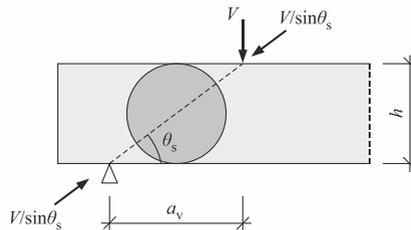


Bild 4-8: Bemessungsansatz nach DESAYI / NANDAKUMAR nach [Des-1995-1]

4 Querkrafttragverhalten von dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteilen

Die Risslast dieses „imaginären Spaltzugkörpers“ entspricht der Querkrafttrisslast V_{cr} und ergibt sich in Abhängigkeit der zentrischen Zugfestigkeit von mikrobewehrtem Beton $f_{ct,MB}$ zu:

$$V_{cr} = \frac{\pi}{2} \cdot b \cdot h \cdot f_{ct,MB} \cdot \sin \theta_s \quad \text{Gl. 4-2}$$

Für die zentrische Zugfestigkeit von mikrobewehrtem Beton $f_{ct,MB}$ gilt nach [Des-1991]:

$$f_{ct,MB} = 0,249 \cdot \sqrt{f_c} + V_{MB} \cdot f_y \cdot \sin \theta_s \quad \text{Gl. 4-3}$$

Hierbei ist neben dem Volumengehalt der Mikrobewehrung V_{MB} , der Winkel θ_s zwischen der Verbindungslinie vom Auflager zur Lasteinleitung und der Bauteilachse zu berücksichtigen (Bild 4-8).

Für Bauteile mit einer vertikalen Mikrobewehrung wird der Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung $V_{R,s}$ nach ACI 318 [ACI-2014] ergäntzt:

$$V_{R,s} = a_{sw} \cdot f_{yw} \cdot d \quad \text{Gl. 4-4}$$

Somit ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit V_R zu:

$$V_R = V_{cr} + V_{R,s} = \frac{\pi}{2} \cdot b \cdot h \cdot f_{ct,MB} \cdot \sin \theta_s + a_{sw} \cdot f_{yw} \cdot d \quad \text{Gl. 4-5}$$

Der Ansatz wurde ursprünglich für die Querkraftbemessung von Platten bei auflagnaher Belastung entwickelt [Des-1995-2] und erst im zweiten Schritt für die Bemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung erweitert [Des-1995-1]. Dementsprechend sind keine klaren Regelungen für die Anwendung bei dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteilen, z. B. für den Ansatz der Längsbewehrung im Stegbereich, vorhanden.

4.3.3 Bemessungsmodell nach MANSUR / KIRITHARAN

MANSUR / KIRITHARAN [Man-2001] schlagen ebenfalls einen additiven Ansatz vor, der die Querkrafttrisslast V_{cr} und den Querkraftwiderstand der Querkraftbewehrung $V_{R,s}$ gemäß Gl. 4-4 berücksichtigt:

$$V_R = V_{cr} + V_{R,s} \quad \text{Gl. 4-6}$$

In Abgrenzung zu DESAYI / NANDAKUMAR empfehlen sie jedoch die Anwendung der Formulierungen für die Querkrafttrisslast V_{cr} nach Gl. 4-7 [Man-1987] oder Gl. 4-8 [Ahm-1995]. Beide Gleichungen wurden aus statistischen Auswertungen von Querkraftversuchen abgeleitet, wobei von MANSUR / ONG [Man-1987] dünne, mikrobewehrte Platten mit auflagnaher Belastung und von AHMAD / LODI / QURESHI [Ahm-1995] dünnwandige Bauteile mit U-Querschnitt betrachtet wurden.

$$V_{cr} = 3,54 \cdot \left(f_c \cdot V_{MB} \cdot \frac{h}{a} \right)^{0,76} \cdot b_w \cdot h \quad \text{Gl. 4-7}$$

$$V_{cr} = (0,27 + 4 \cdot V_{MB}^{0,65}) \cdot \left(f_c \cdot \frac{h}{a} \right)^{0,65} \cdot b_w \cdot h \quad \text{Gl. 4-8}$$

Bei der Bestimmung des Querkraftwiderstands der Querkraftbewehrung $V_{R,s}$ wird die statische Nutzhöhe d durch die Bauteilhöhe h ersetzt:

$$V_{R,s} = a_{sw} \cdot f_{yw} \cdot h \quad \text{Gl. 4-9}$$

In beiden Fällen ergibt sich eine Einschränkung der Gültigkeit der Gleichungen zur Bestimmung der Querkrafttrisslast auf die entsprechend zugrunde gelegten Datensätze. Eine allgemeine Anwendung erfordert demnach weitergehende Untersuchungen.

4.3.4 Bemessungsmodell nach TIAN

TIAN [Tia-2013] entwickelte ein Modell, bei dem zwischen dem Querkraftwiderstand bei Zugversagen der Querkraftbewehrung und Druckversagen des Stegbetons $V_{R,s}$ bzw. $V_{R,max}$ (Bild 4-6) unterschieden wird. Hierfür können folgende Gleichungen verwendet werden:

$$V_{R,s} = K \cdot \beta_{sl,w} \cdot \beta_{sl} \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_c \quad \text{Gl. 4-10}$$

$$V_{R,max} = K \cdot \beta_{sl,w} \cdot \beta_{sw} \cdot \beta_{sl} \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_c \quad \text{Gl. 4-11}$$

Neben der Betonfestigkeit f_c und der Betonquerschnittsfläche A_c werden vier Anpassungsfaktoren eingeführt. Die Bauteillänge wird über den Anpassungsfaktor K erfasst. Der Einfluss der horizontalen bzw. vertikalen Mikrobewehrung findet in den Faktoren $\beta_{sl,w}$ bzw. β_{sw} Berücksichtigung. Abschließend wird mit dem Faktor β_{sl} der Einfluss einer Betonstahllängsbewehrung beachtet.

Die Anpassungsfaktoren wurden aus einer Parameterstudie abgeleitet. Hierbei wurde für jeden Parameter ein Referenzwert gewählt, mit dem eine Referenzquerkrafttragfähigkeit $V_{R,Ref}$ ermittelt wurde. Für die Referenz gilt jeweils ein Faktor von 1. Die rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten $V_{R,i}$ für abweichende Eingangswerte wurden mit den Referenzwerten verglichen und die entsprechenden Faktoren K bzw. β_i ermittelt:

$$K \text{ bzw. } \beta_i = V_{R,i} / V_{R,Ref} \quad \text{Gl. 4-12}$$

Die Verhältniswerte nehmen sowohl für unterschiedliche Schubslankheiten als auch für die beiden Nachweise unterschiedliche Werte an und werden in [Tia-2013] tabelliert. Um dieses Prinzip zu verdeutlichen, werden Auszüge dieser Tabellen in Tabelle 4-1 wiedergegeben.

Tabelle 4-1: Anpassungsfaktor β_{sl} nach [Tia-2013]

Anpassungsfaktor β_{sl} in Gl. 4-10					
Längsbewehrung		-	2Ø6	2Ø12	2Ø18
Schubslankheit a_v/h	0,5	1	1,02	1,05	1,08
	1,0	1	1,10	1,26	1,35
	1,5	1	1,10	1,29	1,37
Anpassungsfaktor β_{sl} in Gl. 4-11					
Längsbewehrung		-	2Ø6	2Ø8	
Schubslankheit a_v/h	0,5	1	2,5	3,1	
	1,0	1	3,0	4,2	
	1,5	1	3,1	4,6	

Das Modell basiert folglich nicht auf allgemeinen, aus den Versuchen oder der Parameterstudie abgeleiteten Gleichungen. Ferner kann mit dem angewandten Verfahren die Interaktion der Variationsparameter nicht erfasst werden. Dementsprechend unterliegt die Anwendung erheblichen Einschränkungen und kann nicht extrapoliert oder auf ähnliche Fragestellungen übertragen werden.

4.4 Zusammenfassende Diskussion

Die Ergebnisse der Querkraftversuche bestätigen, dass sich mikrobewehrte Bauteile grundlegend ähnlich verhalten wie Stahlbetonbauteile. Das Tragverhalten und die Rissbildung weisen eindeutige Ähnlichkeiten zu Stahlbeton auf (vgl. Abschnitt 3.2.3). Die Versagensmodi können ebenfalls mit den für Stahlbeton dokumentierten Versagensmodi verglichen werden (vgl. Abschnitt 3.2.4), wurden jedoch nur in begrenztem Umfang dokumentiert, sodass eine Bewertung nur bedingt möglich ist.

Aufgrund der bisher begrenzten Anzahl an Versuchen ist keine vollständige Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Betonträgern mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen möglich. Die Analyse der vorliegenden Versuche zeigt, dass bei den Versuchen, bei denen ein eindeutiges Querkraftversagen beobachtet wurde, meist eine geringe Schubslankheit ($a_v/d \leq 1,5$) vorlag. Somit kann zwar der Einfluss eines direkten Lastabtrags, jedoch nur bedingt das Querkrafttragverhalten schlanker Bauteile, das für die Entwicklung eines Bemessungsmodells entscheidend ist, bewertet werden (vgl. Abschnitt 3.3). Da bisher keine Untersuchungen zum Einfluss der Bauteilhöhe vorliegen, ist ferner zu prüfen, ob die vorhandenen Ergebnisse auf praxisrelevante Abmessungen übertragen werden können. Der Einfluss der horizontalen Mikrobewehrung im Steg der Versuchskörper wird – obgleich diese die Querkraftrisse kreuzt – in keiner der vorliegenden Veröffentlichungen angesprochen (vgl.

4 Querkrafttragverhalten von dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteilen

Abschnitt 3.2.3.7). Eine Bewertung des Einflusses der horizontalen Mikrobewehrung im Steg ist daher aktuell nicht möglich.

Eine Überprüfung der in der Literatur dokumentierten Modelle zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Betonträger mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen zeigt, dass die Modelle die wesentlichen Einflussparameter berücksichtigen, jedoch statistisch bzw. auf Basis von Parameterstudien ermittelte Anpassungsfaktoren enthalten, deren allgemeine Gültigkeit nicht nachgewiesen werden konnte bzw. zu prüfen ist.

5 Experimentelle Querkraftuntersuchungen

5.1 Allgemeines

Mit der Zusammenstellung des aktuellen Stands der Technik (vgl. Abschnitt 4) wurde gezeigt, dass die zurzeit vorliegenden Versuchsergebnisse keine ausreichenden Erkenntnisse für die Entwicklung eines Querkraftbemessungsmodells für Betonträger mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen liefern. Daher wurden im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogramms 1542 in dem Projekt „Ultraleichte, dünnwandige stabförmige Betonhohlbauteile“ eigene experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile mit profiliertem Querschnitt durchgeführt [Bus-2016-2], [Bus-2017], [Bus-2018-2].

In Abgrenzung zu den im Abschnitt 4 dokumentierten Versuchen (Bild 4-2) wurden bei den eigenen Versuchskörpern erhöhte, praxisnahe Abmessungen gewählt. Des Weiteren wurde ein hochfester Beton eingesetzt, dessen Festigkeit oberhalb des bisher untersuchten Bereichs liegt.

Die folgenden Ausführungen fassen die wesentlichen Ergebnisse der eigenen Querkraftversuche zusammen. Weitere Ergebnisse der Versuche können Anhang B entnommen werden.

5.2 Versuchskonzept und -durchführung

5.2.1 Versuchskörper und Versuchsprogramm

Insgesamt wurden neun profilierte, dünnwandige Träger mit I-Querschnitt und mikrobewehrtem Steg geprüft. Im Vergleich mit typischen profilierten Stahlbetonträgern wurde die Stegbreite auf 4,0 cm reduziert. Die gewählten Abmessungen zeigt Bild 5-1 (Schnitt A-A). Um die Ausbildung einer VIERENDEELtragwirkung über die Ober- und Untergurte zu vermeiden, wurde beim Entwurf der Träger auf eine verstärkte Ausführung der Auflager- oder Lasteinleitungsbereiche verzichtet.

Der Versuchskörper Q0 diene als Referenzkörper und wurde durchgehend mit einer konventionellen Bewehrung aus Betonstahl B500 nach DIN 488-1 [DIN-2009-3] ausgeführt (Bild 5-1, Schnitt C-C). Die Querkraftbewehrung wurde so dimensioniert, dass die rechnerische Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung $V_{R,S}$, ermittelt nach Gl. 3-38 mit $\cot \theta$ nach Gl. 3-50 gleich der Querkrafttrisslast des reinen Betonquerschnitts war (V_{cr} nach Gl. 3-14).

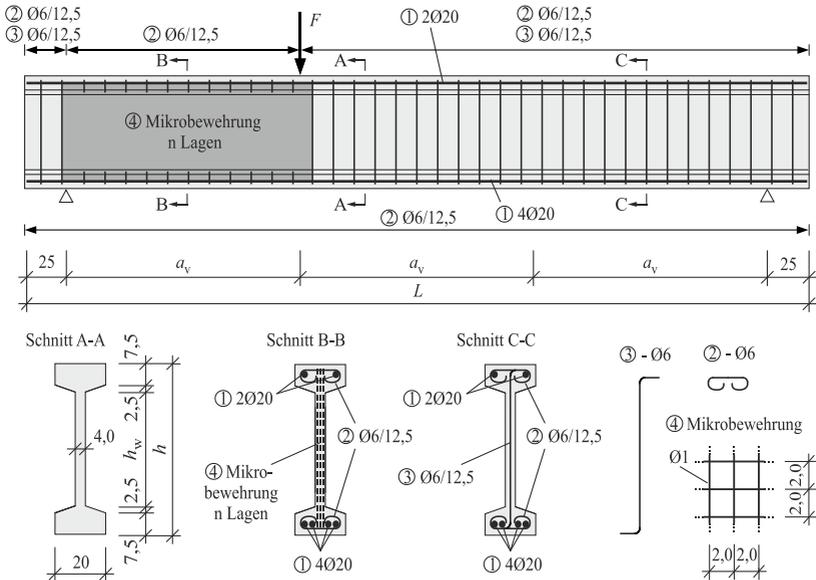


Bild 5-1: Abmessungen und Bewehrungskonzept der Versuchskörper

Die acht weiteren Versuchskörper wurden mit mikrobewehrten Schubfeldern ausgeführt (Bild 5-1, Schnitt B-B). Für die Mikrobewehrung wurden geschweißte Drahtgitter mit quadratischen Maschen (Drahtdurchmesser $\phi_s = 1,0$ mm, Maschenweite $a = 20$ mm) aus Edelstahl St 1.4301 nach DIN EN 10028-7 [DIN-2013] verwendet. Abseits der Schubfelder wurde eine konventionelle Biege- und Querkraftbewehrung verwendet, um ein Querkraftversagen der Versuchskörper in den Schubfeldern sicherzustellen. Während der Versuch Q1, mit Ausnahme des veränderten Bewehrungskonzeptes, identisch mit Q0 war, wurde bei den weiteren Versuchen der Querkraftbewehrungsgrad ρ_{sw} , die Schubslankheit a_v/d und die Bauteilhöhe h variiert. Die Versuchskörper Q2 und Q5 wurden, abweichend zu den weiteren Versuchskörpern, mit zwei mikrobewehrten Schubfeldern ausgeführt. Es war geplant, das zweite Schubfeld in einem zweiten Versuch zu prüfen. Aufgrund der Vorschädigung des zweiten Schubfelds infolge der im ersten Versuch aufgetragenen Belastung konnten hierbei keine verwertbaren Ergebnisse gewonnen werden. Eine Zusammenstellung der Konfiguration der Versuchskörper kann Tabelle 5-1 entnommen werden.

Tabelle 5-1: Konfiguration der Versuchskörper

Versuch	Abmessungen				Bewehrungskonzept				
	Länge L [m]	Höhe h [m]	Steghöhe h_w [cm]	Schubslankheit a_v/d [-]	Typ	Lagen n [-]	Bewehrungsgrad ρ_{sw} [-]		
Q0	4,70	60	40	2,5	B500 Ø6/12,5	-	0,6		
Q1	4,70				40	2,0	Mikro- bewehrung Ø1/2,0	5	0,5
Q2								10	1,0
Q3	4,60				40	20		15	1,5
Q4	3,20	5	0,5						
Q5	5,20	80	60		15	1,5			
Q6					5	0,5			
Q7	3,86	60	40	2,0	5	0,5			
Q8	3,02			1,5					

5.2.2 Herstellung der Versuchskörper

Die Herstellung der Versuchskörper und insbesondere der dünnen Stegbereiche mit mehrlagiger Mikrobewehrung in hoher und gleichbleibender Qualität erforderte den Einsatz eines fließfähigen, selbstverdichtenden Feinkornbetons. Hierfür wurde ein Feinkornbeton auf Basis der Bindemittelmischung FLOWSTONE® der Firma DYCKERHOFF verwendet (Tabelle 5-2, [Bus-2016-1]).

Tabelle 5-2: Feinkornbetonmischung

Bestandteil	Gehalt
FLOWSTONE® grau [kg/m³]	1.000
Quarzsand (0...2,0 mm) [kg/m³]	1.200
Wasser ($\pm 2,7\%$) [kg/m³]	185
Schwindreduzierer [l]	6,0
Entlüfter [kg/m³]	3,0
PCE-Fließmittel [kg/m³]	15,0

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte am iBMB. Zu jedem Versuchskörper wurde eine Betoncharge von 400 l hergestellt. Die Chargen wurden in einem Tellermischer Stetter Typ T500 gemischt. Hierbei wurde folgende Mischreihenfolge eingehalten:

- Einwiegen von Bindemittel und Quarzsand
- Zugabe des Wassers und Mischen für 90 Sekunden
- Zugabe von Schwindreduzierer sowie Entlüfter und Mischen für 90 Sekunden
- Zugabe des Fließmittels und Mischen für 180 Sekunden

Um die Frischbetonkonsistenz und somit die Verarbeitbarkeit zu prüfen, wurde das Setzfließmaß nach DIN EN 12350-8 [DIN-2010-3] ermittelt. Im Mittel ergab sich ein Setzfließmaß von 78,3 cm, was der Konsistenzklasse SF3 entspricht. Der Beton kann somit gemäß DIN EN 206-9 [DIN-2010-2] als selbstverdichtender Beton eingeordnet werden. Die Verarbeitungszeit des Feinkornbetons betrug etwa 60 Minuten, wobei der Frischbeton in diesem Zeitraum regelmäßig bewegt wurde.

Zur Herstellung der Versuchskörper wurde eine beschichtete Holzschalung verwendet. Die Lage des Bewehrungskorbes wurde über handelsübliche 2,0 cm-Betonabstandhalter sichergestellt. Die Mikrobewehrungsgitter wurden zu Paketen gebunden, die mit Bindedraht an der oberen bzw. unteren Längsbewehrung befestigt wurden (Bild 5-2).



Bild 5-2: Bewehrungskorb und Schalung der Versuchskörper

Der Beton wurde mit einem Betonkübel in die Schalung eingebracht. Hierbei wurde darauf geachtet, dass der Beton gleichmäßig über die Länge verteilt eingebracht wurde. Der Beton floss während der Betonage selbstständig bis zum Niveausgleich, sodass keine zusätzlichen Maßnahmen zur Verteilung des Betons erforderlich waren. Der Beton verdichtete zudem selbsttätig; der Einsatz von Außen- oder Innenrüttlern war nicht erforderlich (Bild 5-3).



Bild 5-3: Betonage der Versuchskörper

Parallel zu den Versuchskörpern wurden mit jeder Charge Begleitkörper zur Ermittlung der Festbetoneigenschaften hergestellt. Die Begleitkörperschalungen wurden händisch

5 Experimentelle Querkraftuntersuchungen

befüllt. Ebenso wie bei den Versuchskörpern waren keine Maßnahmen zur Verteilung des Betons in den Schalungen sowie zur Verdichtung erforderlich.

Die Versuchs- sowie die Begleitkörper wurden direkt nach der Betonage mit einer Folie bedeckt. Nach 24 Stunden wurden die Versuchs- und Begleitkörper ausgeschalt. Die Versuchskörper wurden bis zur Prüfung mit feuchten Tücher bedeckt und in der Prüfhalle gelagert. Die Begleitkörper wurden wassergelagert.

5.2.3 Materialeigenschaften

Um die Festbetoneigenschaften des Feinkornbetons zu bestimmen, wurden für jede Charge folgende Begleitkörperprüfungen durchgeführt:

- Druckfestigkeit $f_{cm,cyl,kraft}$ (kraftgeregelt) nach DIN EN 12390-3 [DIN-2009-1]
- Spaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp}$ nach DIN EN 12390-6 [DIN-2010-1]
- Biegezugfestigkeit $f_{ctm,fl}$ nach DIN EN 12390-5 [DIN-2009-2]
- Biegezugfestigkeit $f_{ctm,fl}$ und Druckfestigkeit $f_{cm,cube}$ nach DIN EN 196-1 [DIN-2005]
- Zentrische Zugfestigkeit f_{ctm} nach [Lau-1990], [Gut-1998]

Zu jedem Kennwert wurden mit jeder Charge drei Werte ermittelt. Zur Ermittlung der Druckfestigkeit $f_{cm,cube}$ nach DIN EN 196-1 wurden sechs Prüfungen an Bruchstücken der Biegezugprüfung durchgeführt. Die Mittelwerte der ermittelten Kennwerte werden in Tabelle 5-3 zusammengefasst.

Tabelle 5-3: Ergebnisse der versuchsbegleitenden Festbetonprüfungen

Kennwert	BK	Q0	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8	MW
$f_{cm,cyl,kraft}$ [N/mm ²]	Ø150/300	91,9	93,9	95,7	94,0	90,4	92,7	91,4	95,0	94,7	93,3
$f_{cm,cyl,weg}$ [N/mm ²]		90,3	91,0	94,7	93,5	89,4	91,3	89,1	93,5	95,3	92,0
$E_{cm} \cdot 10^{-3}$ [N/mm ²]	Ø150/300	41,0	40,7	44,7	46,9	48,0	41,9	43,0	42,9	42,8	43,5
ν [-]		0,21	0,20	0,18	0,19	0,20	0,21	0,20	0,19	0,20	0,20
$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	40/40/160	99,5	99,2	102,6	83,2	99,1	102,9	94,0	98,7	99,5	97,6
$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]	Ø80/160	7,9	7,3	8,0	7,2	7,5	8,1	7,5	7,4	6,6	7,5
	Ø150/300	7,0	6,7	7,5	5,1	6,4	6,1	-	6,6	7,1	6,6
$f_{ctm,fl}$ [N/mm ²]	40/40/160	13,4	13,1	13,7	12,7	13,4	13,5	12,9	13,2	15,0	13,4
	150/150/700	10,4	11,9	11,2	10,6	9,6	10,9	-	12,1	12,6	11,2
f_{ctm} [N/mm ²]	Ø80/300	-	8,2	8,1	6,9	7,7	6,6	7,4	7,6	7,2	7,5
BK: Abmessungen der Begleitkörper; MW: Mittelwert über alle Chargen											

Obleich die Kennwerte für einzelne Chargen leicht von den jeweiligen Mittelwerten über alle Chargen (MW) abweichen, konnten insgesamt vergleichbare Festigkeiten erzielt werden. Es ist zu beachten, dass sowohl die ermittelte Druck- als auch die ermittelte Zugfestigkeit stark von der gewählten Prüfung sowie der Größe der Begleitkörper abhängig ist (vgl. [Bro-2005], [Bus-2015-2]). Die nach DIN EN 12390-3 an Zylindern Ø150/300 ermittelte Druckfestigkeit $f_{cm,cyl,kraft}$ ist beispielweise im Mittel 5 % geringer als die nach DIN EN 196-1 ermittelte Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$. Deutlich größere Abweichungen ergeben sich bei der Ermittlung der Zugfestigkeit. Die an Zylindern Ø150/300 ermittelte Spaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp}$ ist im Mittel 12 % geringer, als die an Zylindern Ø80/160 ermittelte Festigkeit. Ein ähnliches Verhältnis ergibt sich bei der Ermittlung der Biegezugfestigkeit $f_{ctm,fl}$, die bei der Verwendung von Prismen 40/40/160 um 20 % über den an Biegebalken 150/150/700 ermittelten Werten liegt. Im Vergleich mit der zentrischen Zugfestigkeit f_{ctm} ist zu beachten, dass die Spaltzugfestigkeit diese nur erreicht bzw. unterschreitet. Der Berechnungsansatz nach EC2 [DIN-2015-1] bzw. EC2/NA [DIN-2015-2]

$$f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ctm,sp} \quad \text{Gl. 5-1}$$

kann demnach nicht angesetzt werden. Ebenso ist die Umrechnung von Biegezug- auf Zugfestigkeit nach EC2 [DIN-2015-1] bzw. EC2/NA [DIN-2015-2]

$$f_{ctm} = \frac{f_{ctm,fl}}{1,6 - h/1.000} \quad \text{Gl. 5-2}$$

für die Anwendung bei hochfestem Feinkornbeton zu überprüfen [Bus-2015-2].

Zusätzlich zu den genannten Prüfungen wurde mit wegeregelteten Druckversuchen an Zylindern Ø150/300 [Ste-2014] die Spannungs-Stauchungs-Beziehung des hochfesten Feinkornbetons ermittelt. Die Verformung wurde hierbei um 0,01 mm/s gesteigert. Zur Aufzeichnung der Stauchungen der Zylinder wurden auf den Seitenflächen der Zylinder gegenüberliegend je zwei Dehnungsmesstreifen appliziert. Neben der Druckfestigkeit der Zylinder $f_{cm,cyl,weg}$ (wegeregelt) konnte anhand der Spannungs-Stauchungs-Beziehung der Elastizitätsmodul E_{cm} (Sekantenmodul) bei $0,4 \cdot f_{cm}$ bestimmt werden (Tabelle 5-3). Es konnte gezeigt werden, dass die Dehnungen bei Erreichen der Druckfestigkeit ($\varepsilon_{c1} = 3,2 \text{ ‰}$) sowie die Bruchdehnung ($\varepsilon_{cu} = 3,4 \text{ ‰}$) deutlich über den Angaben des EC2 [DIN-2015-1] bzw. EC2/NA [DIN-2015-2] für Betone der Festigkeitsklassen C80 oder C90 ($\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{cu} = -2,8 \text{ ‰}$) liegen (Bild 5-4). Zudem wurden horizontale Dehnungsmesstreifen zur Ermittlung der Querdehnung eingesetzt, sodass die Querdehnzahl ν ermittelt werden konnte (Tabelle 5-3).

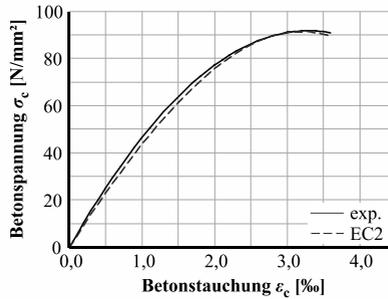


Bild 5-4: Spannungs-Stauchungs-Beziehung des hochfesten Feinkornbetons

Die Spannungs-Stauchungs-Beziehung kann gemäß EC2 bzw. EC2/NA mit folgender Gleichung beschrieben werden:

$$\sigma_c = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \cdot f_c \quad \text{Gl. 5-3}$$

Hierbei ergeben sich die Faktoren η und k zu:

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \quad \text{Gl. 5-4}$$

$$k = \frac{1,05 \cdot E_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}}{f_{cm}} \quad \text{Gl. 5-5}$$

Ein Vergleich der experimentellen und der – bei Ansatz der experimentell ermittelten Dehnungen – bestimmten, rechnerischen σ - ε -Beziehung zeigt eine sehr gute Übereinstimmung (Bild 5-4, vgl. Abschnitt 2.1).

Die Materialeigenschaften der Betonstahl- und der Mikrobewehrung wurden in Zugfestigkeitsprüfungen nach DIN EN ISO 15630-1 [DIN-2011] ermittelt. Neben den in Bild 5-1 gezeigten Bewehrungsstäben B500 Ø6 und Ø20 wurden Bewehrungsstäbe mit Durchmessern von 8 mm und 28 mm geprüft. Diese wurden bei Querkraftbewehrungsgraden $\rho_{sw} = 1,5\%$ (Q3 und Q5) eingesetzt, um ein Querkraftversagen abseits des Schubfeldes bzw. ein Biegeversagen auszuschließen.

In den Prüfungen wurden folgende Kennwerte ermittelt:

- Elastizitätsmodul E_s
- Fließgrenze bzw. 0,2 %-Dehngrenze f_{ym}
- Zugfestigkeit f_{tm}
- Bruchdehnung ε_{su}

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Bewehrungen zeigt Bild 5-5. Die maßgebenden Kennwerte können Tabelle 5-4 entnommen werden.

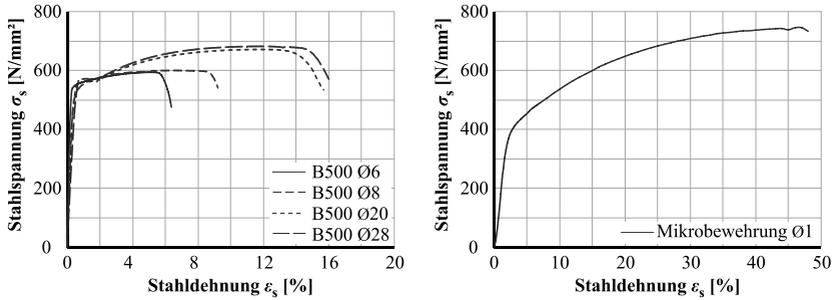


Bild 5-5: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Bewehrungen

Tabelle 5-4: Ergebnisse der Bewehrungsprüfungen

Kennwert	B500 Ø6	B500 Ø8	B500 Ø20	B500 Ø28	Mikrobewehrung Ø1/2,0
E_s [N/mm ²]	200.000				180.000
f_{ym} [N/mm ²]	550			570	420
f_{tm} [N/mm ²]	600	610	670	685	710
ϵ_{su} [%]	7,5	9,0	15,8	15,9	48,0

5.2.4 Versuchsaufbau und Versuchsablauf

Die Versuche wurden als unsymmetrische 3-Punkt-Biegeversuche mit einer Einzellast im Drittpunkt der Trägerlänge durchgeführt (Bild 5-6).



Bild 5-6: Versuchsaufbau und Messtechnik

Die Träger wurden beidseitig auf Rollenlager aufgelegt. Die Stahlrollen hatten einen Durchmesser von 8,0 cm und lagen auf 15,0 cm breiten sowie 1,0 cm dicken Stahlplatten auf. Die Belastung wurde über einen hydraulischen 2,0-MN-Prüfzylinder aufgebracht und weggeregelt, mit einer Verformungsgeschwindigkeit von 0,01 mm/s, erhöht. So sollte sichergestellt werden, dass auch der abfallende Ast der Last-Verformungs-Kurve dokumentiert werden konnte. Die Versuche Q0 und Q1 wurden zusätzlich als 4-Punkt-

5 Experimentelle Querkraftuntersuchungen

Biegeversuche durchgeführt [Bus-2016-2], [Bus-2017]. In den Versuchen konnte die Belastung bei unterschiedlicher Rissbildung in den Schubfeldern jedoch nur bedingt synchron gesteuert werden, sodass auf eine Auswertung im Rahmen dieser Arbeit verzichtet wurde.

Um den Lastabtrag sowie die Schädigung der Versuchskörper unter zunehmender Belastung zu beobachten, wurden verschiedene Messtechniken eingesetzt (Bild 5-7).

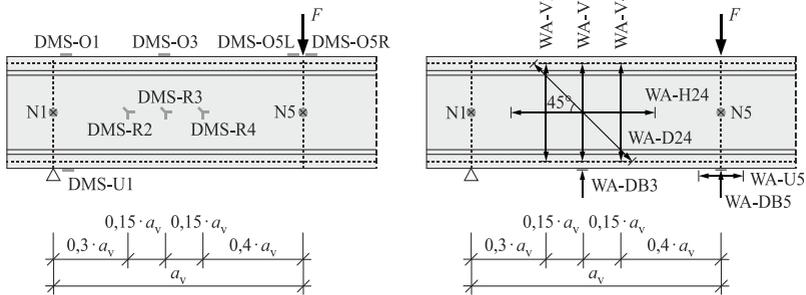


Bild 5-7: Übersicht der applizierten Messtechnik

Die Durchbiegung der Träger wurde über Wegaufnehmer (WA-DB) an der Unterkante aufgenommen. Das globale Tragverhalten wurde zudem über Neigungssensoren (N) in den Lager- und Lastachsen aufgezeichnet. Die Neigungssensoren ermöglichten zudem die Identifikation rissaktiver Bereiche [Sch-2014a]. Um das Biegetragverhalten zu überwachen, wurden auf der unteren Längsbewehrung Stahl-DMS angebracht. Ergänzend hierzu wurden an der Unterkante Wegaufnehmer (WA-U) und Dehnmessstreifen (DMS-U) sowie Dehnmessstreifen an der Oberkante (DMS-O) appliziert. Die Dehnmessstreifen an der Oberkante ermöglichen die Detektion der Ausbildung eines Druckbogens [Gör-2004].

Das Tragverhalten der Schubfelder wurde ebenfalls messtechnisch erfasst. Hierzu wurde der Bereich von $0,3 \cdot a_v$ bis $0,6 \cdot a_v$ gewählt, in dem gemäß der Auswertungen von [Gör-2004], [Sch-2016] der erste diagonale Riss zu erwarten ist. Die Verformungen im ungerissenen Zustand wurden über DMS-Rosetten (DMS-R), die in der Schwerachse des Trägers appliziert wurden, erfasst. Die aufgenommenen Dehnungen ermöglichten Rückschlüsse auf die Hauptspannungsrichtungen sowie die Neigungen der Druckstreben. Um die Verformungen der Schubfelder im gerissenen Zustand aufzuzeichnen, wurden horizontale, vertikale und diagonale Wegaufnehmer (WA-H, WA-V und WA-D) eingesetzt [Haw-2007], [Ber-2012], [Sch-2014a]. Beim Versuchskörper Q0 konnten im Bereich des Schubfelds zudem Stahl-DMS genutzt werden, um die Dehnungen der Querkraftbewehrung aufzuzeichnen. Bei den mikrobewehrten Versuchskörpern war dies aufgrund der geringen Drahtdurchmesser nicht möglich.

Zur Dokumentation der Rissbildung in den Schubfeldern wurden die Versuche bei jeweils individuell definierten Laststufen – bei konstanter Belastung – pausiert. In diesen Pausen wurde das Rissbild markiert und die Rissbreiten gemessen. Die Definition der Laststufen orientierte sich an den jeweiligen rechnerischen Querkraftrisslasten. Auf der gegenüberliegenden Seite der Träger wurden die Verformungen bzw. die Rissbildung im gesamten Schubfeld (Länge a_v) mithilfe des photogrammetrischen Messsystems ARAMIS der Firma GOM aufgezeichnet (Bild 5-6, rechts).

5.3 Versuchsergebnisse

5.3.1 Trag- und Bruchverhalten

Bei allen Versuchskörpern kam es nach Beginn des Versuchs zur Bildung von einzelnen Biegerissen im Untergurt. Die Biegerissbildung beschränkte sich allerdings auf den Bereich der Lasteinleitung und weitete sich nicht in die Schubfelder aus. Bei weiterer Laststeigerung entstanden erste schräge Risse in den Schubfeldern. Bei dem konventionell bewehrten Versuchskörper Q0 kam es bis zum Erreichen der Querkrafttragfähigkeit zur Bildung von wenigen weiteren schrägen Rissen, wohingegen sich bei den mikrobewehrten Versuchskörpern deutlich mehr schräge Risse mit geringeren maximalen Rissbreiten entwickelten. Die Anzahl der Risse steigerte sich mit zunehmendem Bewehrungsgrad, wodurch sich die maximalen Rissbreiten reduzierten.

Die unterschiedlichen Rissentwicklungen gingen einher mit den Versagensmodi der jeweiligen Versuchskörper. Beim konventionell bewehrten Versuchskörper Q0 kam es nach Erreichen der Querkrafttragfähigkeit zu einem Zugversagen der Querkraftbewehrung im maßgebenden Riss (Bild 5-8).

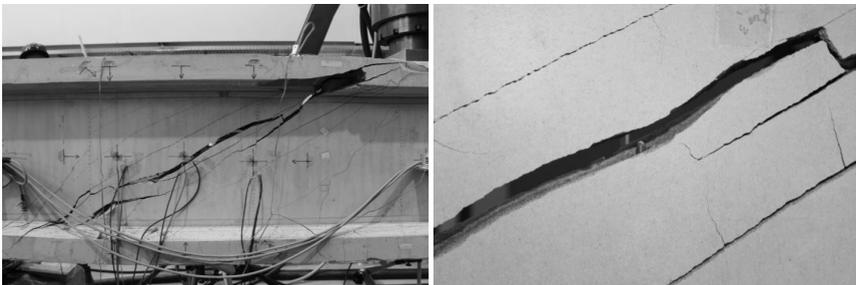


Bild 5-8: Versagensmodus des Versuchskörpers Q0

Die Versagensmodi der mikrobewehrten Versuchskörper können in Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgrades unterschieden werden. Bei den Versuchen Q1, Q4 sowie Q6 bis Q8, die einen mit Q0 vergleichbaren Querkraftbewehrungsgrad ($\rho_{sw} = 0,5 \%$) aufwiesen, wurde das Versagen der Versuchskörper durch das Reißen einzelner

5 Experimentelle Querkraftuntersuchungen

Mikrobewehrungsdrähte initiiert. Im weiteren Verlauf der Versuche kam es zum sukzessiven Reißen weiterer Drähte (Bild 5-9). Eine Ausnahme stellt der Versuch Q8 ($a_v/d = 1,5$) dar, bei dem es kurz nach Erreichen der Querkrafttragfähigkeit zu einem plötzlichen Reißen mehrerer Mikrobewehrungsdrähte kam.



Bild 5-9: Versagensmodus des Versuchskörpers Q1

Bei Versuchen mit einem Querkraftbewehrungsgrad von $\rho_{sw} = 1,5 \%$ (Q3 und Q5) wurde trotz der Aktivierung der Querkraftbewehrung (Bild 5-19) kein Reißen der Mikrobewehrungsdrähte beobachtet. Im Zuge der zunehmenden Rissbildung kam es hingegen zu einer zunehmenden Zerstörung des Betongefüges zwischen den Rissen (Bild 5-10).

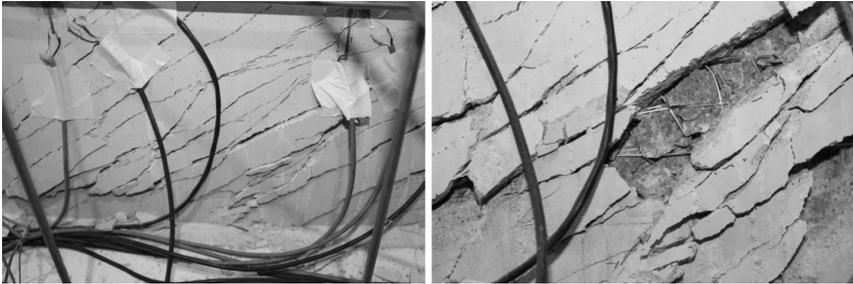


Bild 5-10: Versagensmodus des Versuchskörpers Q3

Beim Versuch Q2 mit einem Querkraftbewehrungsgrad von $\rho_{sw} = 1,0 \%$ konnte ein Versagensmodus beobachtet werden, der zwischen den zuvor genannten eingeordnet werden kann. Obgleich es zum Reißen einzelner Drähte kam, konnte ebenso eine zunehmende Zerstörung des Betongefüges beobachtet werden (Bild 5-11).

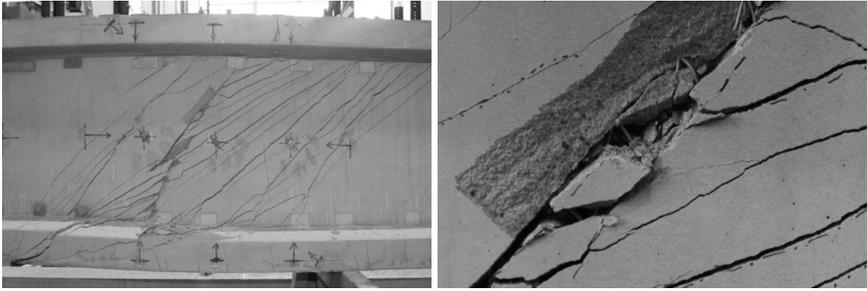


Bild 5-11: Versagensmodus des Versuchskörpers Q2

Die Last-Verformungs-Kurven der Versuche zeigen bis zum Erreichen der maximalen Querkräfte, unabhängig von der gewählten Versuchsconfiguration, einen vergleichbaren Verlauf (Bild 5-12 und Bild 5-13).

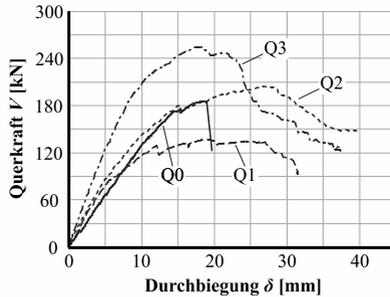


Bild 5-12: Last-Verformungs-Kurven der Versuche Q0 bis Q3

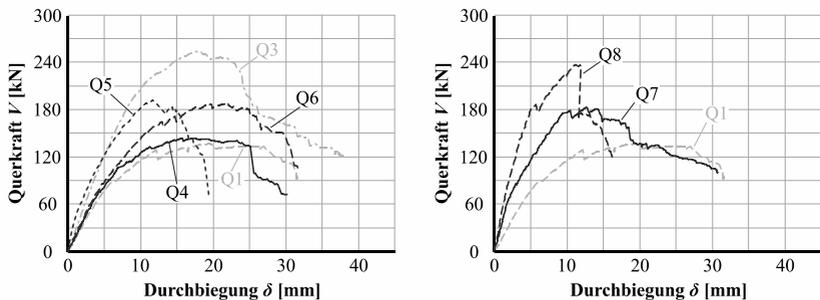


Bild 5-13: Last-Verformungs-Kurven der Versuche Q4 bis Q6 (inkl. Q1 und Q3, links) und der Versuche Q7 und Q8 (inkl. Q1, rechts)

Der Verlauf nach Erreichen der maximalen Last ist zunächst vom Bewehrungskonzept abhängig. Während die Last-Verformungs-Kurve des Versuchs Q0 nach Erreichen der maximalen Querkraft bzw. mit dem Zugversagen der Querkraftbewehrung schlagartig

5 Experimentelle Querkraftuntersuchungen

abfällt, konnte bei den mikrobewehrten Versuchskörpern ein allmähliches Abfallen der Kurven beobachtet werden. Bei der Last-Verformungs-Kurve des Versuchs Q8 ist zu beachten, dass es kurz nach Erreichen der maximalen Querkraft zu einem plötzlichen Reißen mehrerer Mikrobewehrungsdrähte kam. Diese zeigt sich in einem deutlichen Abfallen der Last-Verformungs-Kurve. Dennoch konnte auch bei diesem Versuch im Anschluss ein sukzessives Abfallen der Last-Verformungs-Kurve beobachtet werden.

Die Last-Verformungs-Kurven der mikrobewehrten Versuchskörper weisen grundsätzlich ähnliche Verläufe auf. Diese variieren jedoch leicht in Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgrades ρ_{sw} sowie der Schubschlankheit a_v/d . Während beim Versuch Q1 mit einem Querkraftbewehrungsgrad $\rho_{sw} = 0,5 \%$ ein ausgeprägtes Plateau im Bereich von $\delta = 12,5 \text{ mm}$ bis $\delta = 27,5 \text{ mm}$ beobachtet werden konnte, reduziert sich die Länge des Plateaus mit erhöhtem Querkraftbewehrungsgrad (Q2 und Q3, Bild 5-12). Der Verlauf der Last-Verformungs-Kurve des Versuchs Q3 weist nur einen vergleichsweise kurzen Bereich mit etwa konstanter Last und dafür einen eher parabelförmigen Verlauf auf. Vergleichbare Ergebnisse konnten bei einer Variation der Bauteilhöhe erzielt werden (Bild 5-13, links). Die Versuche Q4 und Q6 ($\rho_{sw} = 0,5 \%$) zeigen analog zu Q1 ein ausgeprägtes Plateau, wohingegen beim Versuch Q5 ($\rho_{sw} = 1,5 \%$) ein dem Versuch Q3 ähnlicher, parabelförmiger Verlauf der Last-Verformungs-Kurve beobachtet wurde. Eine Reduktion der Schubschlankheit (Versuche Q7 und Q8, Bild 5-13, rechts) führt zunächst zu einem steileren Anstieg der Last-Verformungs-Kurven. Zudem ist ersichtlich, dass die maximalen Lasten bei geringeren Durchbiegungen erreicht werden und die Kurven im Anschluss schneller abfallen.

Eine Zusammenstellung der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeiten V_{exp} kann Bild 5-14 entnommen werden.

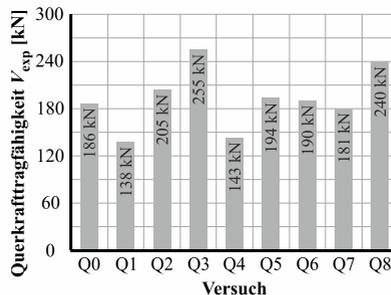


Bild 5-14: Querkrafttragfähigkeiten V_{exp} der eigenen Querkraftversuche

Es zeigt sich, dass die Querkrafttragfähigkeit sowohl mit zunehmendem Querkraftbewehrungsgrad ρ_{sw} (Q1 bis Q3) als auch mit abnehmender Schubschlankheit a_v/d (Q1, Q7 und Q8) gesteigert werden kann.

Der Einfluss einer Variation der Bauteilhöhe kann, obgleich ein grundlegender Einfluss erkannt werden kann, anhand der Querkrafttragfähigkeiten nur bedingt bewertet werden. Während zwischen den Versuchen Q3 und Q5 ($\rho_{sw} = 1,5 \%$) eine klare Steigerung zu erkennen ist, erreichen die Versuche Q1 und Q4 ($\rho_{sw} = 0,5 \%$) trotz unterschiedlicher Bauteilhöhen etwa die gleiche Traglast.

Um eine Auswertung unabhängig von der Bauteilhöhe zu ermöglichen, kann die bezogene Querkrafttragfähigkeit v_{exp} genutzt werden:

$$v_{exp} = \frac{V_{exp}}{b_w \cdot d} \tag{Gl. 5-6}$$

Ein Vergleich der bezogenen Querkrafttragfähigkeiten (Bild 5-15, links) bestätigt den Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades sowie der Schubschlankeheit.

Der Einfluss der Bauteilhöhe ist auf Basis der vorliegenden Ergebnisse weiterhin schwieriger zu bewerten. Während bei den Versuchen Q1 und Q6 eine vergleichbare bezogene Querkrafttragfähigkeit von 6,1 N/mm² bzw. 6,2 N/mm² bestimmt wurde, ergibt sich für den Versuch Q4 mit einer Bauteilhöhe von nur 40 cm eine wesentlich höhere Schubspannung von 9,9 N/mm².

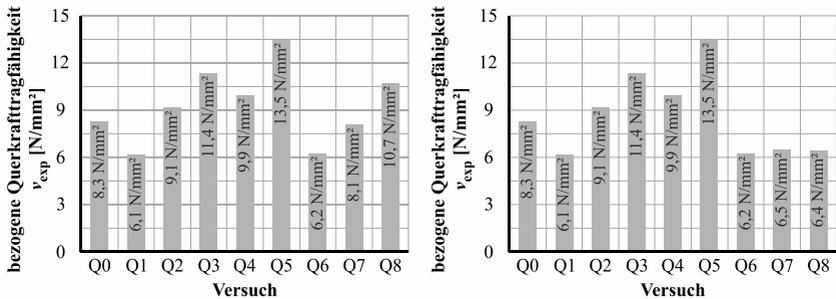


Bild 5-15: Bezogene Querkrafttragfähigkeiten v_{exp} ohne Berücksichtigung des Faktors β (links) und unter Berücksichtigung des Faktors β (rechts)

Um den Einfluss einer auflagenahen Einzellast zu erfassen, werden einwirkende Lasten mit dem Faktor β abgemindert (vgl. Abschnitt 3.3.7). In Anlehnung an die Auswertungen von ZSUTTY [Zsu-1968] wird der Faktor β bei Schubschlankeheiten $a_v/d \leq 2,5$ berücksichtigt.

$$\beta = \frac{a_v}{2,5 \cdot d} \tag{Gl. 5-7}$$

Wird der Faktor β berücksichtigt, kann für die Versuche Q1, Q7 und Q8 trotz Variation der Schubschlankeheit eine vergleichbare bezogene Querkrafttragfähigkeit v_{exp} ermittelt werden (Bild 5-15, rechts).

5.3.2 Rissbildung

Wie bereits im vorherigen Abschnitt beschrieben, kam es bei allen Versuchen zunächst zur Bildung einzelner Biegerisse im Bereich der Lasteinleitung. Mit Erreichen der Querkrafttrisslasten V_{cr} bildeten sich die ersten schrägen Querkraftrisse. Die Querkrafttrisslasten wurden anhand der Aufzeichnungen der DMS im Schubfeld ermittelt und sowohl anhand der Aufzeichnungen der vertikalen Wegaufnehmer als auch optisch verifiziert (Tabelle 5-5).

Ein Vergleich der Querkrafttrisslasten zeigt, dass diese durch die Bauteilhöhe sowie die Schubschlankheit beeinflusst werden. Mit zunehmender Bauteilhöhe (Q1, Q4, Q6) sowie abnehmender Schubschlankheit (Q1, Q7, Q8) erhöht sich – wenn auch in begrenztem Umfang – die Querkrafttrisslast. Der Querkraftbewehrungsgrad hat hingegen keinen signifikanten Einfluss auf die Querkrafttrisslast (Q1 bis Q3).

Tabelle 5-5: Maßgebende Kennwerte zur Querkrafttrissbildung

Kennwert	Q0	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8
V_{cr} [kN]	58	52	52	48	39	38	57	54	61
$V_{cr,cal}$ [kN]	133			85		179	133		
α [°]	35	47	45	45	37	52	45	39	32
β_r [°]	37	35	37	43	38	38	40	38	46
n_{cr} [-]	9	12	23	28	9	20	12	13	12
$n_{cr,u}$ [-]	9	12	23	28	9	20	12	13	12
$w_{max,50\%}$ [mm]	0,35	0,1	0,2	0,15	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25
$w_{max,70\%}$ [mm]	2,0	0,25	0,35	0,2	0,7	0,1	0,4	0,9	0,7
$w_{max,100\%}$ [mm]	6,0	2,0	1,8	1,4	2,0	0,6	1,5	1,5	2,2
$n_{cr,u}$ [-]	9	20	27	36	13	28	14	18	14
$w_{m,u}$ [mm]	0,9	0,9	0,8	0,4	0,7	0,3	1,5	1,0	1,3
$w_{max,u}$ [mm]	6,0	3,0	2,5	2,2	2,4	0,7	6,0	4,5	4,0

Ein Vergleich der experimentellen Querkrafttrisslasten V_{cr} mit den rechnerischen Risslasten $V_{cr,cal}$ nach Gl. 3-14 zeigt, dass die Querkrafttrisslasten deutlich überschätzt werden (Tabelle 5-5). Da Gl. 3-14 nur bei vollständig ungerissenen Bauteilen Gültigkeit besitzt, ist die Anwendung aufgrund der unplanmäßig aufgetretenen Biegerisse nur bedingt möglich. Zudem ist zu beachten, dass das unplanmäßige Auftreten von Biegerissen darauf hindeutet, dass die in den Begleitkörperprüfungen ermittelte Betonzugfestigkeit f_{ctm} (Tabelle 5-3) in den Versuchskörpern nicht erreicht wurde bzw. infolge von Schwindeigenschaften nicht ausgenutzt werden konnte. Dieser Effekt wurde für den verwendeten hochfesten Feinkornbeton in [Bus-2015-2] untersucht. Hierbei

konnte festgestellt werden, dass die ermittelte Betonzugfestigkeit bei Hallenlagerung deutlich geringer ist als bei Wasserlagerung. Die großen Abweichungen zwischen rechnerischer und experimenteller Querkraftrisslast können demnach auf eine Kombination aus Schwindeigenspannungen (infolge der Hallenlagerung unter feuchten Tüchern) und unplanmäßigen Biegerissen zurückgeführt werden.

Neben der Anzahl der Risse und den Rissbreiten wurden die in den Versuchen beobachteten Hauptspannungs- und Rissneigungen analysiert und in Tabelle 5-5 zusammengestellt. Die Neigung der Hauptspannungen α kann bis zum Zeitpunkt der Schrägrissbildung anhand der DMS im Schubfeld (DMS-R1 bis R3) ausgewertet werden. Nach z. B. [Löp-2011] gilt:

$$\alpha = \frac{1}{2} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{\varepsilon_h + \varepsilon_v - 2 \cdot \varepsilon_d}{\varepsilon_h - \varepsilon_v} \right) \quad \text{Gl. 5-8}$$

Hier ist ε_h die horizontale, ε_v die vertikale und ε_d die jeweilige diagonale Dehnung in einem Messpunkt (DMS-R1 bis R3). In Tabelle 5-5 ist jeweils der Mittelwert der drei Messpunkte angegeben. Die Rissneigungen β_r wurden bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit auf der Bauteiloberfläche gemessen. In Tabelle 5-5 ist jeweils der Mittelwert aller bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit gemessenen Rissneigungen angegeben.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Neigung der Hauptspannungen α sowie die Rissneigung β_r für alle Versuche und unabhängig vom gewählten Bewehrungskonzept jeweils etwa ähnliche Werte (im Bereich zwischen 35 und 52°) annehmen. Die Rissneigung ist jedoch in der Regel flacher, als die Neigung der Hauptspannungen im ungerissenen Schubfeld (vgl. Abschnitt 3.2.3.1).

Die Rissbilder bei Versuchsende sind in Bild 5-16 abgebildet. Es ist zu erkennen, dass bei allen Versuchskörpern eine signifikante Querkraftrissbildung stattfand. Die Ausprägung des Rissbildes wird, wie bereits im vorherigen Abschnitt beschrieben, in erheblichem Maße durch das Bewehrungskonzept sowie den Querkraftbewehrungsgrad bestimmt. Bei den mikrobewehrten Versuchskörpern entwickelten sich deutlich mehr schräge Risse (bis zu $n_{cr} = 28$) mit geringeren maximalen Rissbreiten als beim konventionell bewehrten Versuchskörper Q0.

In Tabelle 5-5 werden die jeweils maximalen Rissbreiten w_{max} bei Erreichen von 50 %, 70 % und 100 % der Querkrafttragfähigkeit angegeben. Ein Vergleich der jeweiligen Rissbreiten zeigt zum einen, dass bei allen Versuchen, bei Erreichen von 50 % der Querkrafttragfähigkeit geringe Rissbreiten gemessen wurden. Die größte Rissbreite wies in diesem Fall der Versuch Q0 ($w_{max,50\%} \leq 0,35$ mm) auf. Zum anderen kann ab Erreichen von 70 % der Querkrafttragfähigkeit ein deutlicher Unterschied zwischen den Rissbreiten beim Versuch Q0 ($w_{max,70\%} = 2,0$ mm) und den weiteren Versuchen

5 Experimentelle Querkraftuntersuchungen

($w_{\max,70\%} \leq 0,9$ mm) festgestellt werden. Bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit zeigt sich eine vergleichbare Verteilung der maximalen Querkraftrissbreiten. Während beim Versuch Q1 eine maximale Rissbreite von $w_{\max,100\%} \leq 6,0$ mm gemessen wurde, wiesen die mikrobewehrten Versuchskörper durchgehend maximale Rissbreiten $w_{\max,100\%} \leq 2,2$ mm auf.

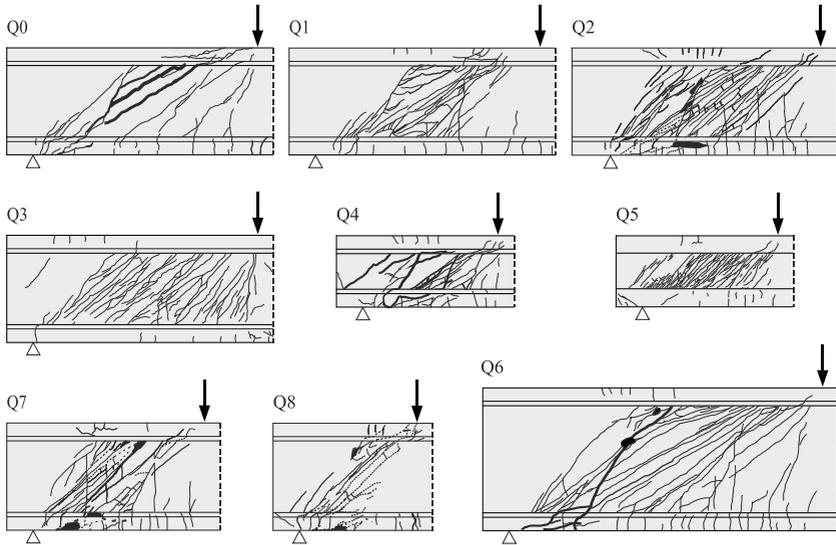


Bild 5-16: Vergleich der Rissbilder der Versuche Q0 bis Q8 bei Versuchsende

Des Weiteren war die Rissbildung bei den mikrobewehrten Versuchskörpern auch nach Erreichen der Querkrafttragfähigkeit nicht abgeschlossen. Die Anzahl der Risse bei Ende der Versuche $n_{cr,u}$ ist dementsprechend höher als die Anzahl bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit n_{cr} . Die maximalen Rissbreiten bei Versuchsende $w_{\max,u}$ sind ebenso größer als die maximalen Rissbreiten bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit w_{\max} . Dies belegen Auswertungen der ARAMIS-Messungen, die im Bild 5-17 und Bild 5-18 exemplarisch für die Versuche Q1 und Q3 gezeigt werden. Der Mittelwert der Rissbreite beim Versuchsende $w_{m,u}$ ist ebenfalls vom Bewehrungsgrad abhängig. Dies zeigen die Versuche Q3 und Q5 mit einem Querkraftbewehrungsgrad von $\rho_{sw} = 1,5$ %, die mit 0,4 bzw. 0,3 mm die geringsten mittleren Rissbreiten aufweisen.

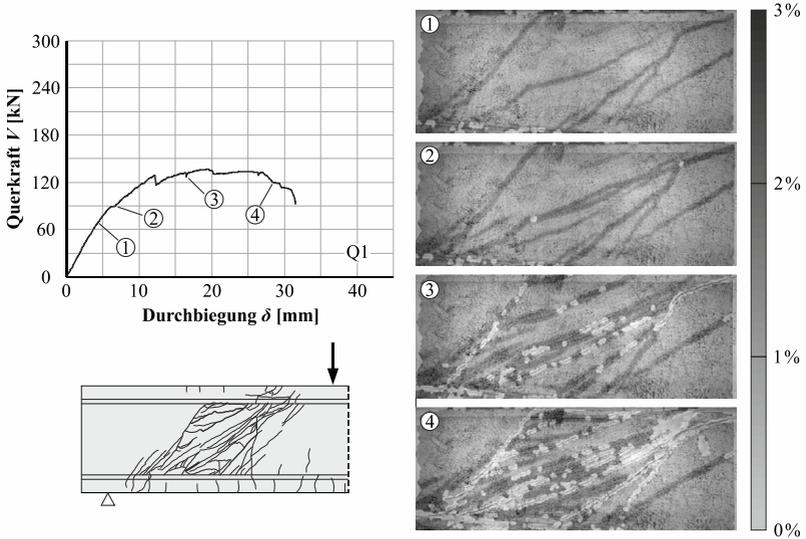


Bild 5-17: Entwicklung der Rissbildung im Versuch Q1 – Last-Verformungs-Kurve und Rissbild bei Versuchsende (links) sowie Hauptformänderung $\epsilon_{1/2}$ aufgezeichnet mit GOM ARAMIS (rechts)

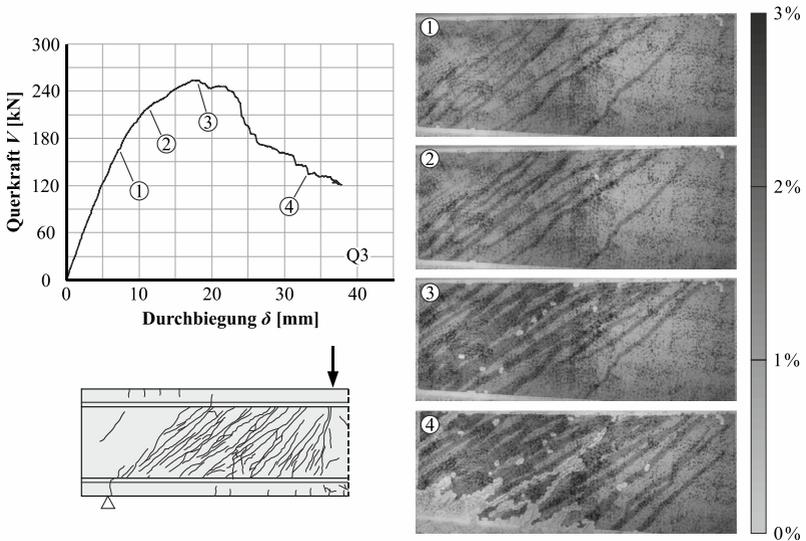


Bild 5-18: Entwicklung der Rissbildung im Versuch Q3 – Last-Verformungs-Kurve und Rissbild bei Versuchsende (links) sowie Hauptformänderung $\epsilon_{1/2}$ aufgezeichnet mit GOM ARAMIS (rechts)

5.3.3 Schubfeldverformungen und Umlagerungen

Durch die Bildung schräger Risse im Schubfeld kommt es, in Abhängigkeit der Rissöffnung, zur Aktivierung der vertikalen Bewehrung im Steg. Dies kann bei konventionell bewehrten Versuchskörper anhand der Dehnungen der Querkraftbewehrung nachgewiesen werden (z. B. [Leo-1963], [Gör-2004]). Da aufgrund der geringen Durchmesser der Mikrobewehrungsdrähte keine Stahl-DMS appliziert werden konnten, können die Dehnungen nicht direkt bestimmt werden. Um dennoch eine Aktivierung der vertikalen Mikrobewehrung bewerten zu können, können die Aufzeichnungen der vertikalen Wegaufnehmer genutzt werden [Sch-2014a]. Die Auswertungen zeigen exemplarisch für die Versuche Q0, Q1 und Q3, unabhängig vom gewählten Bewehrungskonzept sowie dem gewählten Bewehrungsgrad, einen vergleichbaren Verlauf (Bild 5-19).

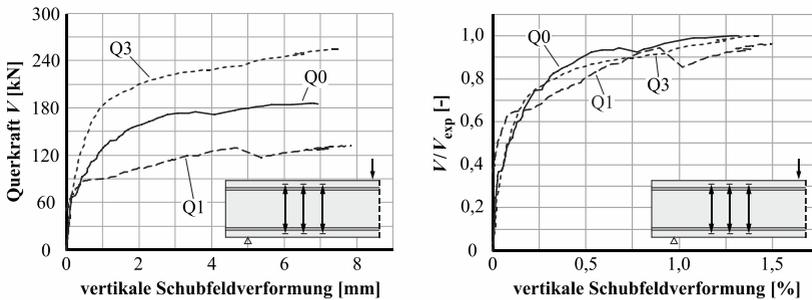


Bild 5-19: Vertikale Verformungen in den Schubfeldern der Versuche Q0, Q1 und Q3 (Mittelwerte der WA-V2 bis V4)

Anhand der Verläufe kann festgestellt werden, dass die Verformungen mit zunehmender Querkraftbeanspruchung nichtlinear zunehmen. Dies deutet darauf hin, dass die Fließgrenze der vertikalen Bewehrung überschritten wurde und sich plastische Verformungen einstellen konnten. Dies kann sowohl für den Versuch Q0 mit einer konventionellen Betonstahlbewehrung als auch für die Versuche Q1, Q2, Q4 und Q6 bis Q8, bei denen es zu einem Zugversagen der vertikalen Mikrobewehrung kam, bestätigt werden. Bei den weiteren Versuchen, bei denen ein Versuchskörper mit mikrobewehrtem Steg geprüft wurde (Q3 und Q5), kam es nicht zu einem Zugversagen der vertikalen Mikrobewehrung, sondern zu einem Druckversagen des Stegbetons. Dieser Mechanismus wurde für Stahlbetonbauteile selten dokumentiert, da es bei diesen meist zu einem schlagartigen (primären) Betonversagen vor Erreichen der Fließgrenze der Querkraftbewehrung kommt (vgl. Abschnitt 3.2.4). Untersuchungen an schubbeanspruchten, bewehrten Betonscheiben zeigen jedoch einen Übergangsbereich zwischen einem Versagen der Querkraftbewehrung und einem Betonversagen vor Erreichen der Fließgrenze (Bild 3-21). Der Versagensmodus der Versuchskörper Q3 und

Q5 kann demnach als sekundäres Betonversagen charakterisiert werden (vgl. Abschnitt 3.2.3.9).

Ein Vergleich der vertikalen Schubfeldverformungen mit den jeweiligen horizontalen Verformungen zeigt, dass die horizontalen Verformungen deutlich geringer ausfallen (Bild 5-20). Ferner ist bei allen Versuchen ein nahezu linearer Verlauf zu erkennen. Zudem ist zwischen den Versuchen Q0 und Q1 bzw. Q3 praktisch kein Unterschied sichtbar. Eine Quantifizierung des Einflusses der horizontalen Mikrobewehrung im Schubfeld ist somit auf Basis der vorliegenden Auswertungen nicht abschließend möglich (vgl. Abschnitt 3.2.3.7).

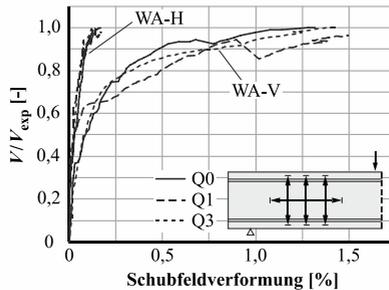


Bild 5-20: Vergleich der vertikalen und horizontalen Verformungen in den Schubfeldern für die Versuche Q0, Q1 und Q3 (Mittelwerte der WA-V2 bis V4 sowie Messwerte der WA-H24)

Wie im Abschnitt 3.2.3 beschrieben, kommt es bei Stahlbetonträgern unter Querkraftbeanspruchung bei zunehmender Belastung zur Ausbildung eines Druckbogens. Diese Umlagerung kann über die Dehnungen an der Oberkante der Versuchskörper detektiert werden (DMS-O3, Bild 5-21, [Gör-2004]).

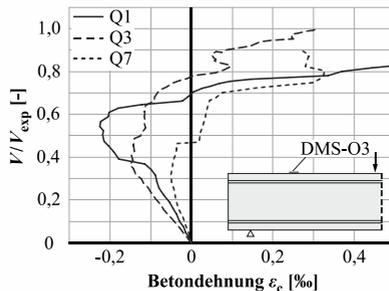


Bild 5-21: Betondehnungen an der Oberkante für die Versuche Q1, Q3 und Q7 (DMS-O3, vgl. Bild 5-7)

5 Experimentelle Querkraftuntersuchungen

Bei einer überwiegenden Biegetragwirkung, wie sie bei geringen Querkraftbeanspruchungen auftritt, werden an der Oberkante der Versuchskörper Druckdehnungen ($\varepsilon_c \leq 0$) gemessen. Die Umlagerung hin zu einem Lastabtrag über einen Druckbogen führt dazu, dass im Auflagerbereich an der Bauteiloberkante Zugdehnungen gemessen werden. Die Aufzeichnungen der Betondehnungen ε_c bestätigen exemplarisch, dass sowohl bei den Versuchen Q1 und Q3 mit variierendem Querkraftbewehrungsgrad sowie beim Versuch Q8 mit einer reduzierten Schubslankheit eine solche Umlagerung stattfand. Es ist zu beachten, dass aufgrund einer Rissbildung an der Oberkante der Versuchskörper (Bild 5-16) eine Auswertung der Aufzeichnungen DMS nicht in allen Fällen bis zum Erreichen der Querkrafttragfähigkeit V_{exp} möglich war.

5.4 Zusammenfassende Diskussion

Die Versuche erweitern den Stand der Technik um Ergebnisse an Bauteilen mit praxisnahen Abmessungen sowie zur Variation der Bauteilhöhe. Ferner wurde mit den eigenen Versuchen erstmals der Einsatz eines Betons mit einer Festigkeit oberhalb von 90 N/mm^2 untersucht. Hierbei konnten die im Abschnitt 4.2 beschriebenen Ähnlichkeiten zwischen mikrobewehrtem Beton und Stahlbeton für dünnwandige Bauteile unter Querkraftbeanspruchung bestätigt werden.

Bei den eigenen Versuchen konnten zunächst die im Bild 2-5 gezeigten Phasen des Tragverhaltens mikrobewehrter Betonbauteile, die im Abschnitt 4 auch für Betonträger mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen gezeigt wurden, beobachtet werden (Bild 5-12 und Bild 5-13). Ferner konnte eine erhebliche Reduktion der Rissbreiten im Vergleich zu Stahlbetonbauteilen bestätigt werden. Im Gegensatz zu den Ergebnissen von z. B. MANSUR / ONG (Bild 4-4) trat bei den eigenen Versuchen – auch bei verringerten Schubslankheiten – kein schlagartiges Versagen auf. Bei allen Versuchen konnte durch die ausgeprägte Rissbildung und die großen Verformungen eine sehr gute Versagensvorankündigung erzielt werden.

Bei den eigenen Versuchen konnten, ebenso wie im Abschnitt 4.2 beschrieben, zwei grundlegend zu unterscheidende Versagensmodi – ein Versagen der Querkraftbewehrung und ein Versagen des Betons im dünnwandigen Steg – beobachtet werden. Bei Versuchskörpern mit einem Querkraftbewehrungsgrad von $\rho_{sw} = 0,5 \%$ kam es, unabhängig vom gewählten Bewehrungskonzept, zum Reißen der vertikalen Bewehrung im maßgebenden Riss. Der Versagensmodus kann demnach als Zugstrebenversagen charakterisiert werden (vgl. Abschnitt 3.2.4). Bei den Versuchen Q3 und Q5 mit einem erhöhten Querkraftbewehrungsgrad von $\rho_{sw} = 1,5 \%$ kam es, nachdem die vertikale Mikrobewehrung ihre Fließgrenze erreicht hatte, zu einem sukzessiven Druckversagen des Stegbetons. Gemäß Abschnitt 3.2.3.9 kann dieser Versagensmodus als sekundäres

Betonversagen eingeordnet werden. Somit konnten die Kenntnisse hinsichtlich der Abgrenzung der maßgebenden Versagensmodi erweitert werden.

6 Finite Elemente Berechnungen

6.1 Allgemeines

Mit den eigenen experimentellen Untersuchungen wurden die Kenntnisse zum Querkrafttragverhalten dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteilen gegenüber dem Stand der Technik erweitert. Dennoch konnte nur eine begrenzte Anzahl an Querkraftversuchen realisiert werden. Um weitere, nicht experimentell geprüfte Konfigurationen zu untersuchen, wurden Finite Elemente Berechnungen und eine Parameterstudie durchgeführt.

Die Anwendung der Finite Elemente Methode (FEM) ermöglicht grundsätzlich eine Abbildung des Tragverhaltens mikrobewehrter Betonbauteile. Hierbei kann sowohl das physikalisch nicht-lineare Materialverhalten als auch die Rissbildung berücksichtigt werden. Die grundlegende Problematik der Finite Elemente Berechnungen (FE-Berechnungen) ist jedoch, dass die Ergebnisse hochgradig modellabhängig sind [Vec-2002]. Demnach ist eine hohe Sorgfalt bei der Auswahl

- geeigneter Materialmodelle,
- geeigneter Modellparameter,
- einer ausreichend detaillierten Diskretisierung,
- eines passenden Iterationsprozesses und
- ausreichend strenger Konvergenzkriterien

zu beachten.

Bei der Abbildung des Querkrafttragverhaltens sind zudem komplexe Rissbildungs- und Umlagerungsprozesse zu erfassen (vgl. Abschnitt 3.2). Zu beachten sind u. a.

- interagierende Tragmechanismen (Rissverzahnung, Druckbogen etc.),
- eine zum Teil schlagartig auftretende, multiple Rissbildung,
- der Einfluss bi-axialer Spannungsfelder (Druck-Zug-Interaktion) sowie
- die Rotation der Hauptspannungsrichtungen in Abhängigkeit der Belastung.

Diese Punkte beeinflussen, neben den zuvor genannten Modellierungsaspekten, insbesondere den Iterationsprozess [Cri-1982]. Ein stabiler Iterationsprozess basiert auf einer sinnvollen Prognose der Bauteilsteifigkeit. Weicht die Bauteilsteifigkeit zweier Inkremente z. B. infolge großer, schlagartig auftretender Risse oder einer multiplen Rissbildung stark voneinander ab, erfordert das Erreichen einer Konvergenz mit einer ausreichend strengen Fehlertoleranz eine sorgfältige Modellierung.

Numerische Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten mikrobewehrter Betonbauteile wurden bereits von MANSUR / ONG [Man-1991] durchgeführt. TIAN / MANDAL / NEDWELL [Tia-2012], [Tia-2013] zeigen Nachrechnungen zuvor durchgeführter Querkraftversuche.

SCHNELLENBACH-HELD / PRAGER stellen ein FE-Modell vor, das an Biegeversuchen kalibriert [Sch-2011] und im Anschluss für Berechnungen zum Querkrafttragverhalten genutzt [Sch-2012] wurde. Die Modellierung sieht meist eine diskrete Modellierung der einzelnen Mikrobewehrungsdrähte sowie der Schweißpunkte der Mikrobewehrungsgitter vor, was zu einem sehr hohen Modellierungs- und Berechnungsaufwand führt.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein eigenes FE-Modell zur Abbildung des Querkrafttragverhaltens dünnwandiger, mikrobewehrter Betonhohlbauteile entwickelt [Bus-2018-1], [Bus-2018-2], das in den folgenden Abschnitten detailliert beschrieben wird. Für die Berechnungen wurde das FE-Programm DIANA FEA in der Version 10.2 verwendet [TNO-2018].

6.2 Modellierung des hochfesten Feinkornbetons

6.2.1 Berücksichtigung der Rissbildung

Zur Berücksichtigung der Rissbildung in Betonbauteilen können verschiedene Ansätze genutzt werden [Rot-1991], [Vec-2001], [Rab-2013]. Grundsätzlich kann zwischen diskreter und verschmierter Rissmodellierung unterschieden werden (Bild 6-1, [Rot-1991], [Bor-2004], [Cer-2010]).

Eine diskrete Modellierung von Rissen erfordert i. d. R. die explizite Modellierung der Risse und eine entsprechende Anpassung des FE-Modells. Während NGO / SCORDELIS [Ngo-1967] noch keine Kraftübertragung über den Riss vorsahen, stellten HILLERBORG / MODÉER / PETERSSON [Hil-1976] mit dem Fictitious Crack Model einen Zusammenhang zwischen Rissöffnung w_{cr} und Zugspannung σ_c her (Bild 6-1). Eine diskrete Rissmodellierung erfordert, dass die Lage der Risse bei der Diskretisierung berücksichtigt und i. d. R. durch Interface-Elemente abgebildet wird. Eine diskrete Rissmodellierung kann insbesondere dann vorteilhaft angewandt werden, wenn das Tragverhalten des untersuchten Bauteils durch wenige dominante Risse charakterisiert wird und somit der Aufwand zur Modellierung der Rissverläufe begrenzt wird.

Im Gegensatz hierzu wird die Rissbildung bei einer verschmierten Modellierung über eine zusätzliche Dehnung in einem definierten Bereich, i. Allg. ein Finites Element, abgebildet. Dies resultiert in einer Reduktion der Elementsteifigkeit in Richtung der Hauptzugspannung, die wiederum über die Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung definiert wird (Bild 6-1, [Ras-1968], [Cer-1970]). Wird die Rissbildung und damit die Energiedissipation bei Rissbildung direkt mit der Elementgröße verknüpft, sind die Berechnungsergebnisse stark von der gewählten Elementgröße abhängig. Um diesen Effekt zu kontrollieren und einen Bezug zwischen Dehnung ϵ_n und Rissbreite w_{cr} herzustellen, wurde von BAŽANT / OH [Baž-1983] die effektive Breite der Rissprozesszone w_c (Crack Bandwidth) definiert. In Abgrenzung zu einer diskreten Modellierung kann

6 Finite Elemente Berechnungen

eine verschmierte Rissbildung sinnvoll eingesetzt werden, wenn eine großflächige, multiple Rissbildung zu erwarten ist.

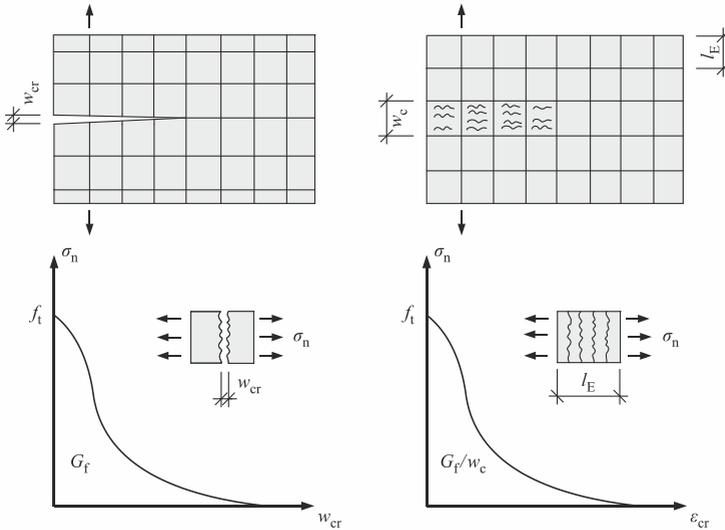


Bild 6-1: Diskrete (links) und verschmierte Rissmodellierung (rechts) in Anlehnung an [Baž-1983]

Aufgrund der für mikrobewehrte Betonbauteile typischen und in den experimentellen Untersuchungen beobachteten multiplen Rissbildung wurde bei der Modellierung der eigenen Querkraftversuche eine verschmierte Rissbildung verwendet.

Die Modelle zur verschmierten Rissmodellierung können grundlegend in Total Strain Based und Decomposed Strain Based Models unterteilt werden. Beim Decomposed Strain Based Model wird die Gesamtdéhnung in einem Element aus der elastischen Déhnung ϵ_{el} (Elastic Strain) sowie der Rissdéhnung ϵ_{cr} (Crack Strain) ermittelt. Dies hat den Vorteil, dass vergleichsweise einfach weitere Déhnungsanteile (z. B. infolge Kriechen und Schwinden) berücksichtigt werden können.

Das Total Strain Based Crack Model, das auf der Modified Compression Field Theory (MCFT, [Vec-1986]) aufbaut, basiert hingegen auf einer vollständig definierten Spannungs-Déhnungs-Beziehung. Hierdurch wird die Berechnung gegenüber dem Decomposed Strain Based Model vereinfacht [Slo-2015]. Ferner wurde die Eignung des Modells für die Abbildung von Querkraftversuchen bereits mehrfach nachgewiesen [Bor-1985], [Vec-2000], [Cer-2010], [Gör-2004], [Gru-2006], [Bel-2017-2]. Da für die Modellierung der eigenen Querkraftversuche keine Déhnungsanteile infolge z. B. Kriechen oder Schwinden berücksichtigt werden mussten, wurde das numerisch einfachere Total Strain Based Crack Model verwendet.

Die Anwendung des Total Strain Based Crack Models erfordert in jedem Berechnungsschritt eine Bestimmung der Dehnungen. Diese basiert auf der Auswertung eines rotierten, lokalen n - t -Koordinatensystems, dessen Lage durch die Rissbildung bestimmt wird (Bild 6-2).

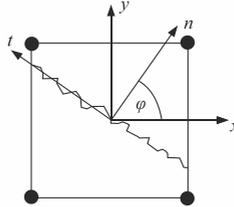


Bild 6-2: Definition des globalen x - y - und des lokalen n - t -Koordinatensystems nach [TNO-2018]

Hierbei wird ungerissener Beton als linear elastisches, isotropes Material betrachtet, für den das Verhältnis von Spannungen und Dehnungen über den Elastizitätsmodul E_c sowie die Querdehnzahl ν definiert ist:

$$\sigma = \mathbf{E} \cdot \varepsilon = \begin{bmatrix} \sigma_n \\ \sigma_t \\ \sigma_{nt} \end{bmatrix} = \frac{E_c}{1 - \nu^2} \cdot \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1 - \nu)}{2} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_t \\ \gamma_{nt} \end{bmatrix} \quad \text{Gl. 6-1}$$

Kommt es zur Bildung eines Risses senkrecht zur Richtung der Hauptzugspannung, wird der Beton als orthotropes Material betrachtet, dessen Steifigkeitsmatrix über die Parameter μ (Reduktion der Betonzugfestigkeit) und β (Reduktion der Schubsteifigkeit) mit den gewählten Materialmodellen verknüpft wird:

$$\sigma = \mathbf{D} \cdot \varepsilon = \begin{bmatrix} \sigma_n \\ \sigma_t \\ \sigma_{nt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\mu E_c}{1 - \mu \nu^2} & \frac{\mu \nu E_c}{1 - \mu \nu^2} & 0 \\ \frac{\mu \nu E_c}{1 - \mu \nu^2} & \frac{E_c}{1 - \mu \nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\beta E_c}{2(1 + \nu)} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_t \\ \gamma_{nt} \end{bmatrix} \quad \text{Gl. 6-2}$$

Um eine, aufgrund der Abminderung der Zugfestigkeit im Rissbereich auftretende, weitere Rotation des lokalen Koordinatensystems zu berücksichtigen, stehen in DIANA wiederum zwei Ansätze, eine Fixed Crack Orientation sowie eine Rotating Crack Orientation, zur Verfügung (Bild 6-3).

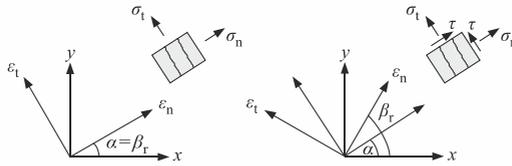


Bild 6-3: Fixed (links) und Rotating Crack Orientation (rechts) nach [Cer-1999]

Bei einer Fixed Crack Orientation wird die Lage der Hauptspannungsrichtungen α mit der Erstrissbildung definiert, wohingegen bei einer Rotating Crack Orientation die Hauptdehnungen α in jedem Berechnungsschritt so angepasst werden, dass sie mit der Rissneigung β_r übereinstimmen [Baž-1988].

Während sich bei einer Rotating Crack Orientation aufgrund der permanenten Anpassung der Hauptspannungsrichtungen keine Schubspannungen τ aufbauen können, sind bei einer Fixed Crack Orientation zur Herstellung des Gleichgewichts im Element Schubspannungen τ entlang des Risses erforderlich. Um eine Reduktion der Schubsteifigkeit β bei zunehmender Rissbildung zu berücksichtigen, wird der sogenannte Shear Retention Factor β_s eingeführt ($0 \leq \beta_s \leq 1$).

Beide Modelle weisen Vor- und Nachteile auf. So empfehlen z. B. HENDRIKS / DE BOER / BELLETTI [Hen-2017] eine Rotating Crack Orientation, um zusätzliche Untersuchungen zum Shear Retention Factor sowie ein Auftreten fehlerhafter Spannungsberechnungen infolge einer unzureichenden Abschätzung der Schubspannungen, des sogenannten Shear Locking Effekts [Rot-1988], [Jir-1998], zu vermeiden. SLOBBE [Slo-2015] empfiehlt hingegen eine Fixed Crack Orientation, die konzeptionell einfacher und somit rechnerisch effizienter sei.

Für die eigenen Berechnungen wurde der Ansatz einer Fixed Crack Orientation gewählt. Zum einen konnte über eigene Vergleichsberechnungen gezeigt werden, dass bei einer Rotating Crack Orientation die Steifigkeit der Versuche deutlich überschätzt und die Stabilität der Berechnungen reduziert wird (vgl. Anhang C). Dies deckt sich mit den Erfahrungen von GRUNERT [Gru-2006] und GÖRTZ [Gör-2004]. Zudem wurden die eigenen Berechnungsergebnisse detailliert überprüft, um fehlerhafte Spannungsberechnungen z. B. infolge des Shear Locking Effekts auszuschließen.

6.2.2 Materialverhalten bei Zugbeanspruchung

Das linear-elastische Verhalten des Betons bei Zugbeanspruchung wird nach Gl. 6-1 über die Parameter E_c und ν beschrieben. Nach Überschreiten der Zugfestigkeit kommt es zur Rissbildung und damit zu einer Entfestigung des Materials. Dieses sogenannte Tension Softening wird in Abhängigkeit der Dehnung senkrecht zum Riss ε_{cr} berücksichtigt:

$$\sigma_{ct}(\varepsilon_{cr}) = f_{ct} \cdot \mu \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{tu}} \right) \quad \text{Gl. 6-3}$$

Die Funktion μ beschreibt demnach, unabhängig vom gewählten Ansatz, das Tension Softening-Diagramm und definiert somit die Bruchenergie G_f (Bild 6-4). Wird die Reduktion der Betonzugfestigkeit unter Ansatz der Crack Bandwidth w_c auf die Bruchenergie bezogen, ergibt sich:

$$G_f = w_c \cdot f_{ct} \cdot \int_{\varepsilon_{cr}=0}^{\varepsilon_{cr}=\infty} \mu \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{tu}} \right) d\varepsilon_{cr} \quad \text{Gl. 6-4}$$

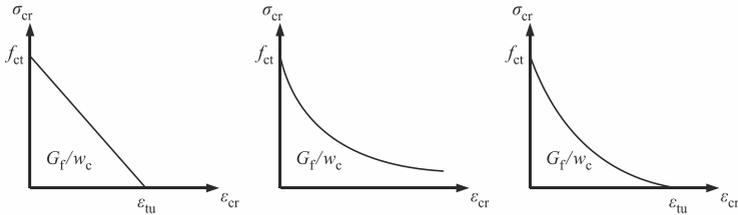


Bild 6-4: Lineares (links), exponentielles (Mitte) und nicht-lineares Tension Softening-Diagramm (rechts) in Abhängigkeit der Crack Bandwidth nach [TNO-2018]

Das bedeutet wiederum, dass die Materialeigenschaften des Betons von der Definition der Crack Bandwidth abhängig sind. Hierzu stehen verschiedene Modelle zur Verfügung, die meist Form, Größe, Integrationsschema etc. der Elemente berücksichtigen [Göd-2012], [Slo-2015]. In DIANA FEA kann zwischen dem vereinfachten Ansatz nach ROTS [Rot-1988] und dem erweiterten Ansatz nach GOVINDJEE [Gov-1995] gewählt werden. Zudem ist eine individuelle Eingabe der Crack Bandwidth möglich.

Nach ROTS ergibt sich die Crack Bandwidth in Abhängigkeit der Elementgröße l_E sowie des Integrationsschemas (Bild 6-5). Diese einfache Definition kann bei irregulären Diskretisierungen (Verwendung unterschiedlicher Elementtypen oder -größen) oder zufällig verteilten Rissen zu ungenauen Ergebnissen führen [Slo-2015]. Bei den eigenen Berechnungen konnte aufgrund der Verwendung von quadratischen Elementen mit durchgehend identischen Elementgrößen der Ansatz von ROTS ohne weitere Vergleichsberechnungen verwendet werden.

In den eigenen Berechnungen wurde zur Abbildung des Tension-Softening der nicht-lineare, anhand von Versuchsauswertungen entwickelte Ansatz nach HORDIJK [Rei-1986], [Hor-1991] verwendet (Bild 6-4). Dies kann damit begründet werden, dass eine nicht-lineare Beziehung, im Vergleich mit einer linearen Beziehung, bei identischer Bruchenergie zu stärker lokal begrenzten Rissbereichen und somit einer klareren Unterscheidung zwischen gerissenen und ungerissenen Bereichen führt [Hen-2017].

6 Finite Elemente Berechnungen

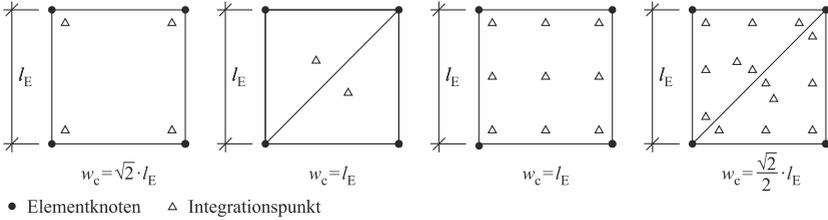


Bild 6-5: Definition der Crack Bandwidth bei unterschiedlichen FE-Typen nach ROTS [Rot-1988]

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach HORDIJK kann mit folgender Gleichung beschrieben werden:

$$\frac{\sigma_{ct}(\varepsilon_{cr})}{f_{ct}} = \left(1 + \left(c_1 \cdot \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{tu}} \right)^3 \right) \cdot e^{-c_2 \cdot \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{tu}}} - \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{tu}} \cdot (1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2} \quad \text{Gl. 6-5}$$

Die Parameter c_1 und c_2 werden in DIANA zu $c_1 = 3,0$ und $c_2 = 6,93$ gesetzt. Unter diesen Voraussetzungen ergibt sich die elementbezogene maximale Zugdehnung ε_{tu} zu:

$$\varepsilon_{tu} = 5,136 \cdot \frac{G_f}{w_c \cdot f_{ct}} \quad \text{Gl. 6-6}$$

Aufgrund der elementbezogenen Definition der Spannungs-Dehnungs-Linie, reduziert sich bei steigender Elementgröße und gleichbleibender Bruchenergie die Fläche unterhalb der Tension Softening-Kurve. Dementsprechend reduziert sich auch die Steigung nach Erreichen der Zugfestigkeit. Werden im Verhältnis zur Bruchenergie zu große Elemente und damit eine zu große Crack Bandwidth gewählt, kann es aufgrund einer zu geringen Steigung nach Erreichen der Zugfestigkeit zu einem sogenannten Snap-Back kommen (Bild 6-6, [Bor-1985], [TNO-2018]). Daher wurde in DIANA FEA eine untere Grenze der maximalen Zugdehnung $\varepsilon_{tu,min}$ eingeführt. Wird diese überschritten, wird programmintern die Zugfestigkeit reduziert, wodurch bei gleichbleibender Bruchenergie eine reduzierte Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Dehnungs-Linie erzeugt wird [TNO-2018].

$$\varepsilon_{tu,min} = 6,957 \cdot \frac{f_{ct}}{E_c} \quad \text{Gl. 6-7}$$

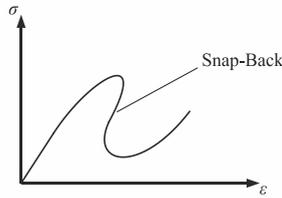


Bild 6-6: Snap-Back in einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach [TNO-2018]

Aus dieser kann wiederum eine maximal zulässige Crack Bandwidth $w_{c,max}$ abgeleitet werden:

$$w_{c,max} = 0,74 \cdot \frac{E_c \cdot \bar{G}_f}{f_{ct}^2} \quad \text{Gl. 6-8}$$

Wird das Modell nach ROTS angewandt, kann somit eine maximale Elementgröße $l_{E,max}$ definiert und überprüft werden (Bild 6-5).

6.2.3 Materialverhalten bei Druckbeanspruchung

Beton verhält sich bis zu einer Druckspannung von etwa 30 bis 40 % seiner Druckfestigkeit näherungsweise linear-elastisch. Bei einer Erhöhung der Beanspruchung kommt es zunächst zur Bildung von Mikrorissen, die sich bei zunehmender Stauchung zu Makrorissen entwickeln bzw. vereinigen. Mit der zunehmenden Rissbildung geht eine Reduktion der Materialsteifigkeit einher, aus der ein ausgeprägt nicht-linearer Verlauf der Spannungs-Stauchungs-Beziehung resultiert. Zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungs-Beziehung wurden unterschiedliche Ansätze entwickelt und in DIANA FEA hinterlegt [Tho-1987], [CEB-1993], [Fee-1993], [fib-2013], [DIN-2015-1].

Der Empfehlung in [Hen-2017] folgend, wurde für die eigenen Berechnungen ein parabolischer Verlauf angenommen, der von FEENSTRA [Fee-1993] in Abhängigkeit der Druckbruchenergie G_c definiert wurde (Bild 6-7).

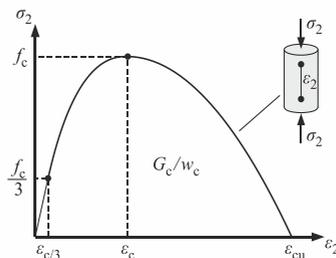


Bild 6-7: Spannungs-Stauchungs-Beziehung nach FEENSTRA nach [Fee-1993]

6 Finite Elemente Berechnungen

Die maximale Stauchung des Betons ε_{cu} wird in Abhängigkeit der Bruchenergie G_c sowie der Crack Bandwidth w_c definiert:

$$\varepsilon_{cu} = \min \left(\varepsilon_c - \frac{3}{2} \cdot \frac{G_c}{w_c \cdot f_c}; 2,5 \cdot \varepsilon_c \right) \quad \text{Gl. 6-9}$$

Die untere Grenze von $2,5 \cdot \varepsilon_c$ stellt hierbei sicher, dass bei großen Finiten Elementen kein Snap-Back in der Spannungs-Dehnungs-Linie auftritt (Bild 6-6).

Für hochfesten Beton wird z. B. in [Vec-1993] das Modell von THORENFELDT [Tho-1987] angewandt. Die experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungs-Beziehung des hier betrachteten hochfesten Feinkornbetons kann mit dem Modell von THORENFELDT jedoch nicht sauber abgebildet werden, da die experimentell ermittelten Stauchungen deutlich unterschätzt werden.

Das Drucktragverhalten des Betons wird ferner durch eine mehraxiale Beanspruchung beeinflusst. Bei Querkraftbeanspruchung ist diesbezüglich insbesondere der Einfluss einer Zugbeanspruchung sowie der hieraus resultierenden Rissbildung senkrecht zur Druckbeanspruchung zu beachten. In diesem Fall werden sowohl die ertragbaren Druckspannungen f_c als auch die zugehörigen Bruchdehnungen ε_c signifikant reduziert (Bild 3-31). Dieses Phänomen wurde u. a. von VECCHIO / COLLINS [Vec-1986], [Vec-1993] experimentell untersucht und modelltheoretisch erfasst (vgl. Abschnitt 3.2.3.9, [Har-2006]). Das Modell von VECCHIO / COLLINS [Vec-1993] ist in DIANA FEA implementiert und wurde bei den eigenen Berechnungen genutzt (Bild 6-8).

$$v_1 = \frac{1}{1 + 0,27 \cdot (\varepsilon_1/\varepsilon_c - 0,37)} \quad \text{Gl. 6-10}$$

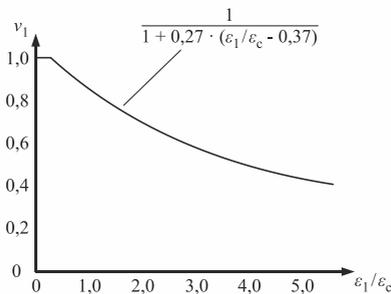


Bild 6-8: Reduktion der ertragbaren Druckspannung in Abhängigkeit einer senkrecht wirkenden Zugbeanspruchung nach [Vec-1993]

6.2.4 Schubkraftübertragung über Risse

Die Reduktion der Schubsteifigkeit wird über den sogenannten Shear Retention Factor β_s gesteuert [Sui-1973]. Der Ansatz des Shear Retention Factors kann zwar vereinfacht mit

der Reduktion der Schubkraftübertragung durch Rissreibung und Dübelwirkung der Bewehrung mit zunehmender Rissöffnung erläutert werden [Cer-1985], stellt jedoch hauptsächlich eine Hilfsgröße in der FE-Modellierung dar. Zurzeit liegen zwar umfangreiche Arbeiten zum Shear Retention Factor vor, eine einheitliche Definition kann diesen jedoch nicht entnommen werden (z. B. [Wal-1980], [Rei-1986], [Rot-1988], [Jef-2002], [Bor-2002]).

Grundsätzlich kann ein konstanter oder ein variabler Shear Retention Factor angesetzt werden. Ein konstanter Faktor wird jedoch, obgleich bereits erfolgreich angewandt [Gör-2004], [Gru-2006], oft als zu starke Vereinfachung des realen Bauteilverhaltens angesehen. Demnach wird mit einem konstanten Shear Retention Factor der Einfluss der Rissverzahnung und der Dübelwirkung bei geringer Rissöffnung unter- und bei zunehmender Rissöffnung überschätzt [Slo-2015].

In [Slo-2015], [Hen-2017] wird daher die Anwendung eines variablen Shear Retention Factors empfohlen. In DIANA FEA sind verschiedene Modelle hinterlegt, die den Shear Retention Factor meist in Abhängigkeit der Dehnung ε_{cr} definieren. Für die eigene Modellierung wurde der variable Shear Retention Factor β_s nach dem Modell von AL-MAHAIDI [Al-M-1978] verwendet (Bild 6-9).

$$\beta_s = 0,4 \cdot \frac{f_{ct}}{E_c \cdot \varepsilon_{cr}} \quad \text{Gl. 6-11}$$

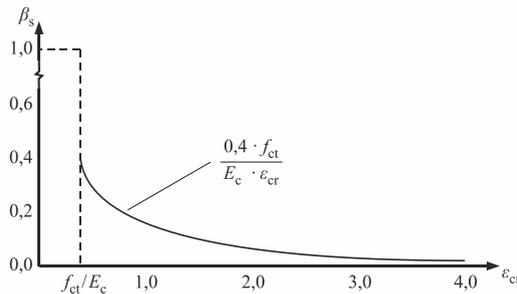


Bild 6-9: Variabler Shear Retention Factor nach AL-MAHAIDI nach [Al-M-1978]

Alternativ wurde das Contact Density Model von MAEKAWA [Mae-2003] überprüft. Dies führte bei einigen Versuchen zwar zu vergleichbaren Ergebnissen, jedoch zum Teil zu instabilen Berechnungen bzw. Schwierigkeiten bei der Erzeugung von Konvergenzen (vgl. Anhang C).

6.3 Modellierung der Bewehrung

6.3.1 Grundlagen der Modellierung

Eine Bewehrung kann bei FE-Modellierungen grundsätzlich diskret oder verschmiert abgebildet werden [TNO-2018]. Bei einer diskreten Modellierung werden die Bewehrungsstäbe einzeln, mit definierter Querschnittsfläche modelliert und bei der Berechnung erfasst. Dieses Verfahren bietet zwar eine hohe Genauigkeit bei der Abbildung der realen Verhältnisse, der Modellierungs- und Berechnungsaufwand wird jedoch maßgeblich durch die Anzahl der eingesetzten Stäbe beeinflusst. Im Gegensatz hierzu werden bei einer verschmierten Modellierung mehrere Stäbe zusammengefasst und in eine Fläche äquivalenter Dicke t_{eq} umgewandelt (Bild 6-10). Dementsprechend reduzieren sich die Genauigkeit der Modellierung sowie der Modellierungs- und Berechnungsaufwand. Während sich eine diskrete Modellierung bei einzeln, unregelmäßig liegenden Stäben mit großen Querschnitten sinnvoll ist, wird eine verschmierte Modellierung bei gleichmäßig und im Verhältnis zu den Bauteilabmessungen in geringem Abstand verlegten Stäben angewandt (z. B. Mattenbewehrungen in Deckenplatten oder Wandscheiben).

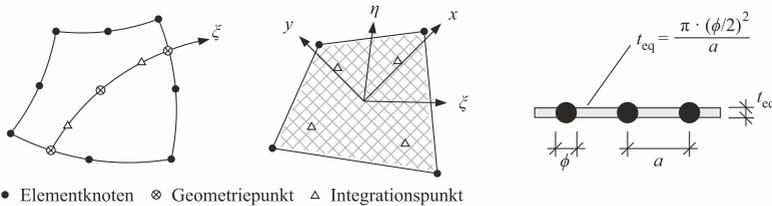


Bild 6-10: Diskrete (links) und verschmierte Modellierung (Mitte) einer Bewehrung sowie Definition der äquivalenten Dicke t_{eq} (rechts) nach [TNO-2018]

In den eigenen Modellierungen wurde die konventionelle Betonstahlbewehrung aufgrund der, im Vergleich zu den Bauteilabmessungen, großen Durchmesser und Stababstände diskret modelliert. Für die Mikrobewehrung wurde vereinfacht eine verschmierte Modellierung gewählt. Über Vergleichsberechnungen konnte bestätigt werden, dass die vereinfachte, verschmierte Berücksichtigung der Mikrobewehrung im Vergleich mit einer diskreten Modellierung der einzelnen Drähte zu äquivalenten Ergebnissen führt (vgl. Anhang C).

Zur Modellierung des Verbundes zwischen Beton und Bewehrung stehen in DIANA FEA zwei grundlegend zu unterscheidende Möglichkeiten zur Verfügung [TNO-2018]. Zum einen können Bewehrungselemente in die Betonelemente eingebunden werden (Embedded Reinforcement), zum anderen können die Verbundbedingungen explizit berücksichtigt werden (Bond-Slip Reinforcement).

Der Vorteil eingebundener Bewehrungselemente ist, dass ihre Lage unabhängig von der Diskretisierung der Betonelemente bzw. ohne eine Anpassung der Vernetzung erfolgen kann. Embedded Reinforcements erhalten keine eigenen Freiheitsgrade. Ihre Dehnungen werden, unter Annahme eines starren Verbundes, über eine 2-Punkt Gauß-Integration aus den Verformungen der Betonelemente, in die sie eingebettet werden, ermittelt. Obgleich dies eine Vereinfachung der realen Verbundbedingungen darstellt, wurden in den eigenen Berechnungen ausschließlich ebensolche Bewehrungselemente genutzt. Die Annahme eines starren Verbundes kann für die Mikrobewehrungsgitter mit dem vollkommenen Verbund, der über die angeschweißten Querstäbe sichergestellt wird (Bild 2-7), begründet werden.

Die genannten Vereinfachungen, d. h. die verschmierte Modellierung und der Ansatz eines starren Verbundes sowie die hieraus resultierende Reduktion des Modellierungs- und Berechnungsaufwand, stellen die wesentlichen Vorteile der gewählten Modellierung gegenüber z. B. einer diskreten Modellierung der Mikrobewehrung (vgl. z. B. [Sch-2011], [Sch-2012]) dar.

6.3.2 Materialmodell für die Bewehrung

Bei der Modellierung wurde sowohl für die konventionelle Bewehrung als auch für die Mikrobewehrung ein ähnliches Materialmodell verwendet. Der linear-elastische Bereich der jeweiligen Spannungs-Dehnungslinien wurde über den Elastizitätsmodul E_s und die Fließgrenze f_y definiert. Die plastische Verfestigung der Bewehrungsmaterialien wurde über die maßgebenden Stützstellen der experimentell ermittelten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen definiert (VON MISES-Plasticity, Isotropic Strain Hardening). Dies führt gegenüber einer vereinfachten, bilinearen Definition der Spannungs-Dehnungs-Linie (z. B. gemäß [DIN-2015-1], [DIN-2015-2]) zu einer erhöhten Genauigkeit der Berechnung (Bild 6-11).

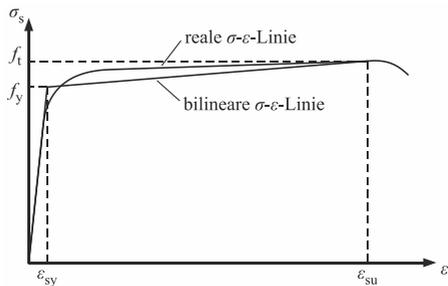


Bild 6-11: Spannungs-Dehnungs-Linie von Betonstahl und vereinfachte, bilineare Definition nach [DIN-2015-2]

Zwischen den Stützstellen werden die Verläufe linear interpoliert. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung wurde für eine Druck- wie Zugbeanspruchung identisch definiert. Weitere Versagensmodi, z. B. ein Ausknicken der Bewehrung, kann mit der gewählten Modellierung der Bewehrung daher nicht abgebildet werden.

6.4 Modellierung der eigenen Querkraftversuche

6.4.1 Geometrie und Diskretisierung

Zur Modellierung der eigenen, im Abschnitt 5 beschriebenen Querkraftversuche an dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteilen wurde ein zweidimensionales FE-Modell verwendet. Diese Vereinfachung ist möglich, da aufgrund des Tragverhaltens der Träger die Spannungen über die Dicke konstant angenommen werden können ([Rot-1988], vgl. Abschnitt 3.2.2). Aufgrund des Versuchsaufbaus (3-Punkt-Biegeversuch, Bild 5-6) war eine vollständige Modellierung der Versuchskörper erforderlich (Bild 6-12).

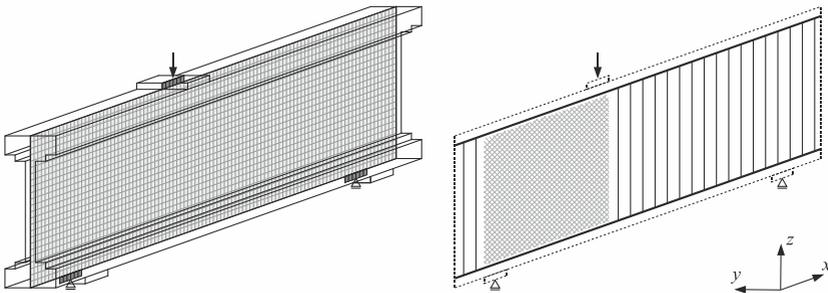


Bild 6-12: FE-Modell der Querkraftversuche – Modellierung des Betons (links) und Modellierung der Bewehrung (rechts)

Die Versuchskörper wurden in drei Bereiche unterteilt, denen unterschiedliche Dicken zugewiesen wurden. Die Flansche und Stege wurden jeweils mit ihrer realen Dicke von 200 mm bzw. 40 mm modelliert. Die variablen Dicken in den Übergangsbereichen wurden vereinfacht mit einer konstanten Dicke von 120 mm erfasst (Bild 6-12, links).

Die Lagerung erfolgte über Punktlager, die die in den Versuchen genutzten Rollenlager abbilden. Um Spannungsspitzen im Bereich der Lasteinleitung sowie der Auflager zu vermeiden, wurden steife Lagerplatten mit den Abmessungen $b = 150$ mm, $h = 25$ mm modelliert. Die Belastung wurde über eine Knotenverschiebung weggesteuert aufgebracht (vgl. Abschnitt 5.2.4). Um die Belastung aufzubringen, wurden eine vertikale Punktlagerung sowie eine Lasteinleitungsplatte modelliert.

Für die Modellierung des Betons wurden zweidimensionale, quadrilaterale Regular Plain Stress Elemente mit 3×3 Gauß-Integration und quadratischer Interpolation verwendet

(DIANA FEA-Element CQ16M, Bild 6-13). Die Größe der Elemente wurde an die Höhe des Übergangsbereichs angepasst und betrug 25 mm. Aufgrund der Abmessungen der Versuchskörper konnten so ausschließlich quadratische Elemente verwendet werden. Ferner kann bei einer Elementgröße von 25 mm ausgeschlossen werden, dass die in DIANA FEA definierte maximale Crack Bandwidth (Gl. 6-8) überschritten wird. Der Einfluss der Elementgröße wurde in Vergleichsberechnungen überprüft (vgl. Anhang C). Hierbei konnte festgestellt werden, dass bei einer Reduktion der Elementgröße keine deutlich abweichenden Näherungslösungen bestimmt wurden. Eine Erhöhung der Elementgröße wurde nicht untersucht, da ansonsten die durch das Modell von HORDIJK vorgegebene maximal zulässige Crack Bandwidth $w_{c,max}$ überschritten wird (vgl. Abschnitt 6.2.2).

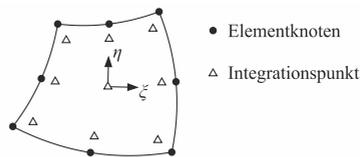


Bild 6-13: Quadrilaterales Element CQ16M und Lage der Integrationspunkte nach [TNO-2018]

Die Bewehrung wurde, wie bereits beschrieben, als starr eingebundene, diskrete (Betonstahl) bzw. verschmierte Bewehrung (Mikrobewehrung) modelliert (Bild 6-12, rechts). Aufgrund der zweidimensionalen Modellierung und der hiermit verbundenen Annahme einer Dehnungsäquivalenz können die einzelnen Mikrobewehrungslagen zusammengefasst und als eine Lage mit entsprechender äquivalenter Dicke betrachtet werden. Somit konnten Modellierungs- und Berechnungsaufwand weiter reduziert werden.

6.4.2 Materialkennwerte

Die Materialkennwerte für die FE-Berechnungen wurden auf Basis der, parallel zu den Querkraftversuchen durchgeführten Begleitkörperprüfungen festgelegt (vgl. Abschnitt 5.2.3). Ogleich bei den einzelnen Versuchen leicht unterschiedliche Betonfestigkeiten ermittelt wurden (Tabelle 5-3), wurden die Berechnungen mit den Mittelwerten der Materialkennwerte durchgeführt (Bild 6-14). Dies vereinfacht einen Vergleich der Nachrechnungen untereinander sowie mit den Ergebnissen der Parameterstudie, da Abweichungen infolge der unterschiedlichen Materialkennwerte ausgeschlossen werden können. Vergleichsberechnungen mit den jeweiligen Materialkennwerten der entsprechenden Chargen ergaben nur minimale Abweichungen zu den Ergebnissen mit den Mittelwerten der Materialkennwerte (vgl. Anhang C).

6 Finite Elemente Berechnungen

Aus den Begleitkörperprüfungen konnten folgende Mittelwerte der Betonkennwerte direkt übernommen werden:

- Elastizitätsmodul $E_c = 43.500 \text{ N/mm}^2$
- Querdehnzahl $\nu = 0,2$
- Zugfestigkeit $f_{ct} = 7,5 \text{ N/mm}^2$

Die Zylinderdruckfestigkeit f_c wurde, wie in [Rei-2012] für die Auswertung von Querkraftversuchen empfohlen, in die einachsiale Druckfestigkeit f_{1c} überführt, die in etwa der mittleren erwartbaren Festigkeit im Bauteil entspricht:

$$f_{1c} = 0,95 \cdot f_c = 0,95 \cdot 92,0 \text{ N/mm}^2 = 87,4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. 6-12}$$

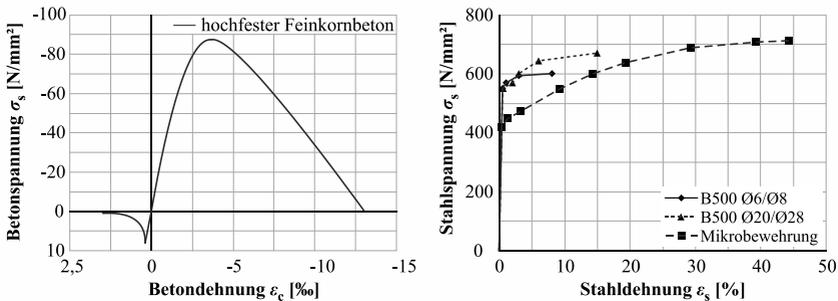


Bild 6-14: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen des hochfesten Feinkornbetons (links) und der Bewehrungen (rechts)

Die Bruchenergie bei Zugbeanspruchung wird sowohl durch die Betondruckfestigkeit f_c als auch durch den Größtkorndurchmesser d_g beeinflusst [Hor-1991]. Dementsprechend können Angaben für Normalbeton (z. B. [fib-2013]) nur bedingt auf hochfesten Feinkornbeton übertragen werden. Für die eigenen Berechnungen wurde daher mit $G_f = 0,06 \text{ N/mm}$ ein Wert gewählt, der am unteren Rand des von BROCKMANN [Bro-2005] experimentell ermittelten Spektrums für hochfesten Feinkornbeton liegt.

Die Bruchenergie bei Druckbeanspruchung G_c wird in Abhängigkeit der Bruchenergie bei Zugbeanspruchung definiert. Die Angaben variieren ebenfalls stark. Während FEENSTRA [Fee-1993] einen Wertebereich von $G_c = 10$ bis 25 N/mm angibt, wird von NAKAMURA / NIGAI [Nak-2001] ein Verhältnis von $G_c/G_f = 250$ empfohlen. Unter Berücksichtigung dieser Angaben wurde für die eigenen Berechnungen ein Wert von $G_c = 20 \text{ N/mm}$ gewählt.

Die Materialkennwerte der verwendeten Betonstähle sowie der Mikrobewehrung wurden direkt aus den jeweiligen Zugprüfungen abgeleitet. Für den Betonstahl B500 wurden folgende Werte angesetzt:

- Elastizitätsmodul $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$

- Fließgrenze $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$

Der lineare Bereich der Spannungs-Dehnungs-Linie der Mikrobewehrung wurde über folgende Kennwerte definiert:

- Elastizitätsmodul $E_s = 180.000 \text{ N/mm}^2$
- Fließgrenze $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Die Verfestigungsbereiche der Bewehrungen wurden, in Abhängigkeit des jeweiligen Durchmessers, über die maßgebenden Stützstellen abgebildet (Bild 6-14).

6.4.3 Iterationsprozess und Konvergenzkriterien

Die Belastung wurde weggesteuert über Lastinkremente Δu aufgebracht. Dies erlaubt, im Gegensatz zu einer kraftgesteuerten Belastung, eine Berechnung abfallender Bereiche der Last-Verformungs-Kurve z. B. bei Rissbildung oder einem sukzessiven Versagen (Bild 6-15).

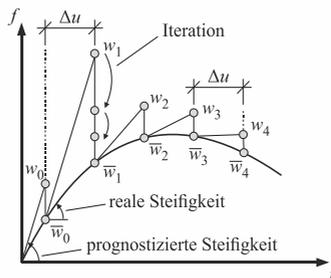


Bild 6-15: Weggeregelte Steuerung einer FE-Berechnung in Anlehnung an [Göd-2012]

Die Abbildungsgenauigkeit ist bei einer weggesteuerten Belastung erheblich von der Größe der gewählten Lastinkremente abhängig, da bei zu großen Inkrementen lokale Lastminima oder -maxima nicht erfasst werden. Die eigenen Berechnungen wurde daher mit relativ kleinen Inkrementen von $\Delta u = 0,1 \text{ mm}$ durchgeführt.

Aufgrund der nicht-linearen Materialeigenschaften kann ein Gleichgewichtszustand nur iterativ ermittelt werden. Hierfür wurde in DIANA das NEWTON-RAPHSON-Iterationsverfahren gewählt. Der Vorteil dieses Verfahrens ist, dass es quadratisch konvergiert, wodurch häufig nur wenige Iterationsschritte erforderlich sind. Im Gegenzug muss in jedem Iterationsschritt die Steifigkeitsmatrix neu bestimmt werden, was bei hohen Integrationsschemata entsprechend aufwendig ist. Um ein angemessenes Verhältnis zwischen Genauigkeit und Berechnungsaufwand zu erreichen, wurde bei den eigenen Berechnungen die Anzahl der zulässigen Iterationen je Lastinkrement auf 50 begrenzt.

6 Finite Elemente Berechnungen

Des Weiteren wurde der in DIANA implementierte Line Search Algorithmus nach CRISFIELD [Cri-1997] verwendet, der das vorhergesagte Verschiebungsinkrement δ_u auf Basis einer Energiebetrachtung skaliert. Diese Skalierung findet innerhalb des Algorithmus statt und ist daher weniger aufwendig als ein vollständiger Iterationsschritt. Der Algorithmus führt primär zu einer erhöhten Robustheit der Berechnung (Vermeidung einer Divergenz), kann jedoch auch eine Reduktion der Iterationsschritte bewirken [Göd-2012].

In jedem Iterationsschritt wird geprüft, ob das aktuelle Ergebnis in ausreichender Nähe der gesuchten Lösung liegt. Die zulässige Toleranz wird hierbei über Konvergenzkriterien definiert. In DIANA FEA können Verschiebungs-, Kraft- und Energiekriterien genutzt werden [TNO-2018]. In den eigenen Berechnungen wurden aufgrund der verformungsgesteuerten Belastung Kraft- und Energiekriterien definiert. Die jeweiligen Grenzwerte wurden gemäß der Empfehlung in [Hen-2017] zu $1 \cdot 10^{-2}$ für das Kraftkriterium und $1 \cdot 10^{-3}$ für das Energiekriterium festgelegt.

6.4.4 Vergleich der experimentellen und numerischen Ergebnisse

Die Berechnungsergebnisse zeigen insgesamt eine sehr gute Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen. Dies soll im Folgenden anhand eines Vergleichs der numerischen mit den experimentellen

- Querkrafttragfähigkeiten,
- Last-Verformungs-Kurven sowie
- Rissbildern und Versagensmodi

gezeigt werden.

Für den Vergleich zwischen numerischer und experimenteller Querkrafttragfähigkeit kann das Verhältnis V_{FE}/V_{exp} genutzt werden. Bild 6-16 zeigt die Vergleichswerte für die jeweiligen Versuche.

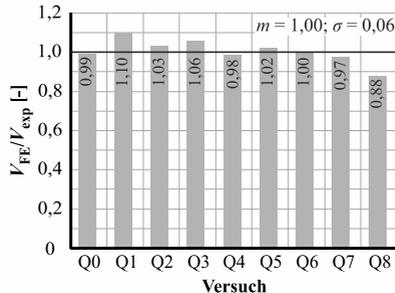


Bild 6-16: Vergleich der numerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten

Die rechnerische Querkrafttragfähigkeit V_{FE} weicht, trotz der Verwendung mittlerer Baustoffeigenschaften, durchgehend nur in geringem Maße von der experimentellen Querkrafttragfähigkeit V_{exp} ab. Dies bestätigen der Mittelwert der Vergleichswerte von $m = 1,0$ sowie die sehr geringe Standardabweichung von nur 6 % ($\sigma = 0,06$).

Ferner ist zu beachten, dass die Querkrafttragfähigkeit des Versuchs Q0 mit einer konventionellen Querkraftbewehrung ebenso gut abgebildet werden kann wie die Querkrafttragfähigkeiten der mikrobewehrten Versuche. Ein Einfluss der unterschiedlichen Modellierung der Bewehrungen ist demnach nicht erkennbar. Der einzige Versuch, bei dem eine Abweichung > 10 % ermittelt wurde, ist der Versuch Q8. Diese Abweichung kann mit der, im Vergleich zum Mittelwert, hohen Festigkeit der Charge Q8 (vgl. Tabelle 5-3) sowie des, aufgrund der verringerten Schubschlankheit ($a_v/d = 1,5$), erhöhten Einflusses eines direkten Lastabtrags begründet werden.

Die experimentell ermittelten Last-Verformungs-Kurven können mit dem entwickelten FE-Modell ebenfalls in guter Übereinstimmung abgebildet werden (Bild 6-17 und Bild 6-18).

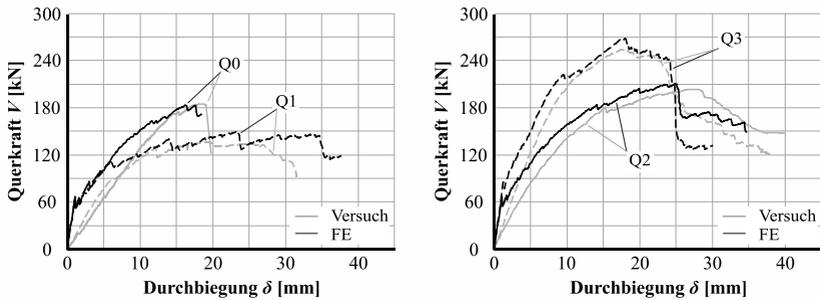


Bild 6-17: Vergleich der numerischen und der experimentellen Last-Verformungs-Kurven für die Versuche Q0 bis Q3

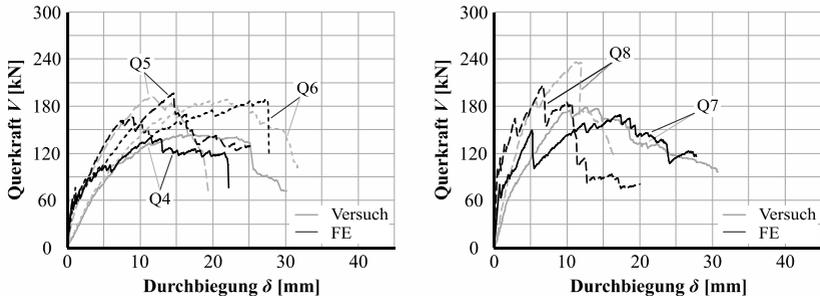


Bild 6-18: Vergleich der numerischen und der experimentellen Last-Verformungs-Kurven für die Versuche Q4 bis Q6 (links) und Q7 bis Q8 (rechts)

6 Finite Elemente Berechnungen

Die rechnerischen Last-Verformungs-Kurven steigen initial steiler an als die experimentellen Kurven. Dies kann z. B. auf Schwindeigenspannungen und eine hieraus resultierende Mikrorissbildung bei den Versuchskörpern zurückgeführt werden. Dieser Effekt kann durch die abweichende Nachbehandlung der Versuchskörper (Hallenlagerung unter feuchten Tüchern) im Vergleich mit den Begleitkörpern (Wasserlagerung), die zu erhöhten Schwindeigenspannungen infolge der oberflächennahen Austrocknung der Versuchskörper führen kann, begünstigt werden. Zudem ist die vereinfachte Abbildung der Steifigkeit des Versuchsaufbaus zu beachten, die z. B. eine minimale Verschiebung der Rollenlager zu Beginn des Versuchs nicht erfassen kann. Bei den rechnerischen Last-Verformungs-Kurven kommt es mehrfach zu einem Absacken der Kurven infolge Rissbildung. Dies konnte in den Versuchen ebenfalls, jedoch in geringerem Umfang, beobachtet werden und kann auf die verschmierte Modellierung der Rissbildung sowie die vereinfachte, kontinuierliche Modellierung des Verbundes zurückgeführt werden.

Bild 6-19 zeigt die rechnerischen Rissbreiten, die programmintern auf Basis der Rissdehnungen ϵ_{cr} sowie der Crack Bandwidth w_c ermittelt werden, für den Versuch Q0 bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit. Hier kann der im Versuch beobachtete maßgebende Querkrafttriss erkannt werden (Bild 5-16), der zu einem Versagen der Querkraftbewehrung führt (vgl. Bild 5-8). Anhand der rechnerischen Stahlspannungen kann bestätigt werden, dass die numerische Berechnung dieses Versagen abbilden kann (Bild 6-20).

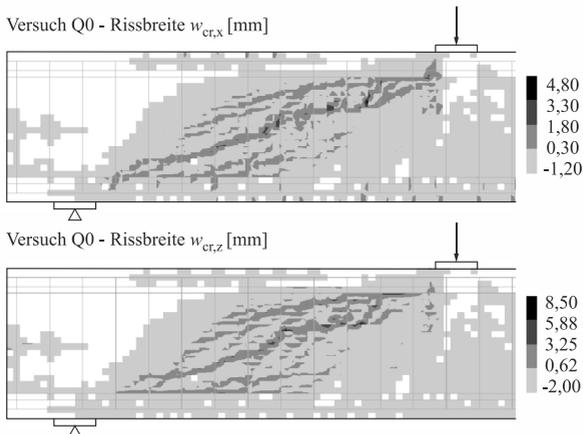


Bild 6-19: Rechnerisches Rissbild des Versuchs Q0 – horizontale Rissbreiten (oben) und vertikale Rissbreiten (unten) bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit

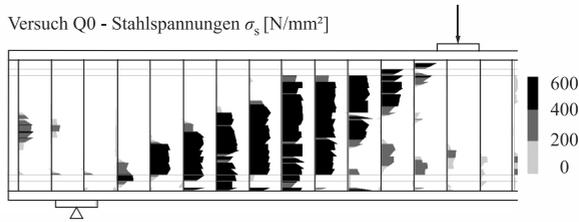


Bild 6-20: Stahlspannungen im Versuch Q0 bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit

Die rechnerischen Rissbreiten für den Versuch Q1 sind exemplarisch für die mikrobewehrten Versuchskörper in Bild 6-21 dargestellt. Im Vergleich zum Versuch Q0 (Bild 6-19) können sowohl der deutlich größere Rissbereich bzw. die erhöhte Anzahl Risse als auch die verringerten Rissbreiten erkannt werden. Das Rissbild zeigt ebenfalls eine gute Übereinstimmung mit dem im Versuch beobachteten Rissbild (vgl. Bild 5-16 und Bild 5-17).

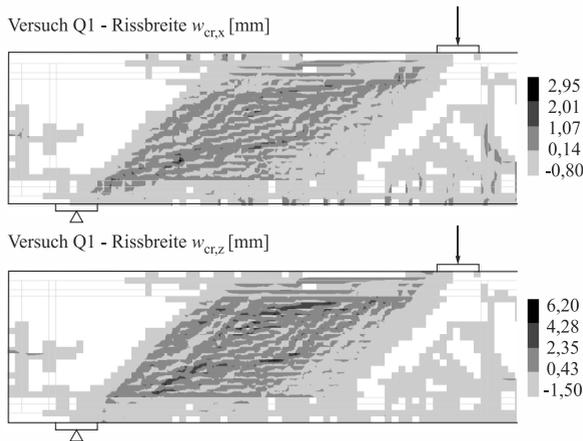


Bild 6-21: Rechnerisches Rissbild des Versuchs Q1 – horizontale Rissbreiten (oben) und vertikale Rissbreiten (unten) bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit

Bild 6-22 zeigt die horizontalen und die vertikalen Dehnungen in der Mikrobewehrung im Versuch Q1 bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit. Die Dehnungen bestätigen, dass die Mikrobewehrung lokal im Bereich der größten Rissbreiten ihre maximale Zugdehnung von 45 % erreicht (Bild 6-14).

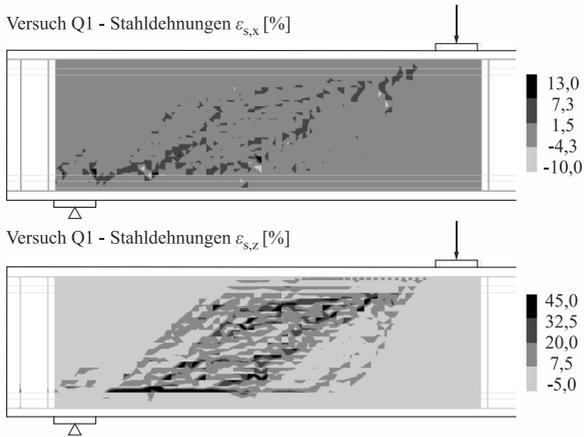


Bild 6-22: Rechnerische Dehnungen in der Mikrobewehrung beim Versuch Q1 – horizontale Dehnungen (oben) und vertikale Dehnungen (unten) bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit

Die rechnerischen Spannungen in der Mikrobewehrung zeigt Bild 6-23. Es ist zu erkennen, dass die Mikrobewehrung lokal ihre Zugfestigkeit von 720 N/mm² erreicht.

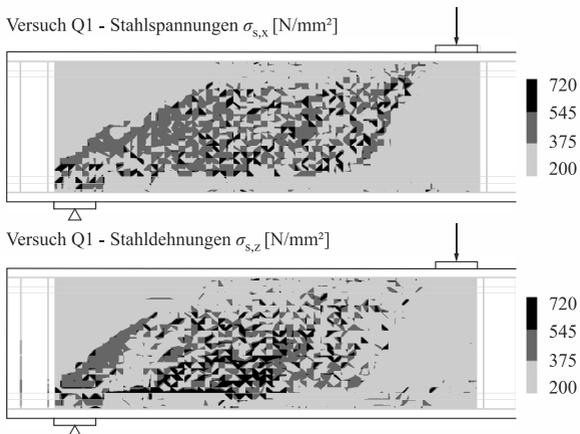


Bild 6-23: Rechnerische Spannungen in der Mikrobewehrung beim Versuch Q1 – horizontale Spannungen (oben) und vertikale Spannungen (unten) bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit

Demnach kann anhand der rechnerischen Dehnungen sowie der rechnerischen Spannungen in der Mikrobewehrung das, im Versuch beobachtete Zugversagen der Mikrobewehrungsdrähte bestätigt werden (Bild 5-9).

Anhand der Rissbreiten sowie der Dehnungen der Mikrobewehrung im Versuch Q1 kann erkannt werden, dass die vertikalen Schubfeldverformungen deutlich größer sind als die horizontalen Schubfeldverformungen. Dementsprechend wird das Verformungsverhalten der Schubfelder in den Berechnungen ebenfalls in guter Übereinstimmung mit den Versuchen abgebildet (Bild 5-20).

Für den Versuch Q3 sind die vertikalen Rissbreiten sowie die vertikalen Dehnungen in der Mikrobewehrung bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit in Bild 6-24 bzw. Bild 6-25 dargestellt.

Die Auswertungen bestätigen die, gegenüber dem Versuch Q1, weiter reduzierten Rissbreiten (vgl. Tabelle 5-5 und Bild 6-21). Ferner zeigt sich, ebenfalls in Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen, eine weitere Erhöhung der Risszahl (Bild 5-16). Die Stahldehnungen liegen bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit deutlich unterhalb der Bruchdehnung, sodass ein Versagen der Mikrobewehrung ausgeschlossen werden kann. Dennoch können signifikante plastische Dehnungen erkannt werden, sodass eine Aktivierung der vertikalen Mikrobewehrungsdrähte, die für den Versuch Q3 über die Auswertung der vertikalen Wegaufnehmer gezeigt wurde (Bild 5-19), bestätigt werden.

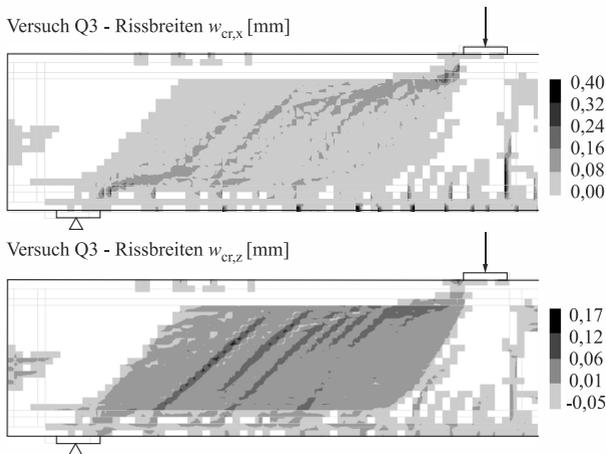


Bild 6-24: Rechnerisches Rissbild des Versuchs Q2 – horizontale Rissbreiten (oben) und vertikale Rissbreiten (unten) bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit

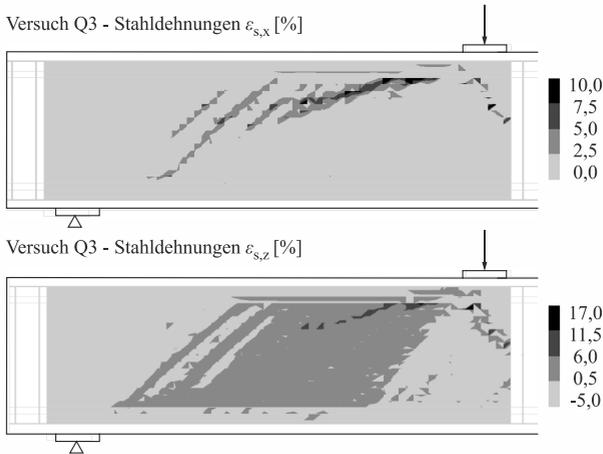


Bild 6-25: Rechnerische Dehnungen in der Mikrobewehrung beim Versuch Q2 – horizontale Dehnungen (oben) und vertikale Dehnungen (unten) bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit

Bild 6-26 zeigt die rechnerischen Hauptdruckspannungen σ_2 im Beton, die für den Versuch Q3 bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit ermittelt wurden. Bei der Bewertung der rechnerisch ermittelten Druckspannungen ist die Reduktion der Betondruckfestigkeit bei Rissbildung zu berücksichtigen (vgl. Abschnitt 6.2.3). Im Schubfeld werden Betondruckspannungen von etwa 39 N/mm² ermittelt, was einer Abminderung auf 45 % der Betondruckfestigkeit (Gl. 6-12) und somit der unteren Grenze der Reduktion nach VECCHIO / COLLINS (vgl. Bild 6-8) entspricht. Die Berechnungen können demnach das im Versuch Q3 beobachtete, sekundäre Betonversagen abbilden.

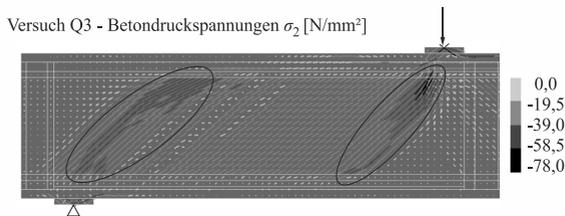


Bild 6-26: Rechnerische Hauptdruckspannungen im Beton im Versuch Q3 bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit

Die Auswertung der rechnerischen Hauptdruckspannungen σ_2 für den Versuch Q8 zeigt Bild 6-27.

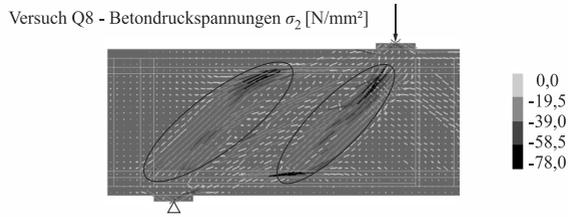


Bild 6-27: Hauptdruckspannungen im Beton im Versuch Q8 bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit

Die Auswertungen der rechnerischen Hauptdruckspannungen σ_2 zeigen die Ausbildung der Druckfächer im Bereich des Auflagers sowie der Lasteinleitung sowie den Bereich paralleler Spannungsfelder zwischen den Fächern.

Insgesamt kann anhand der Auswertungen der rechnerischen

- Rissbreiten w_{cr} ,
- Stahldehnungen ε_s und -spannungen σ_s sowie
- Hauptdruckspannungen σ_2

dargestellt werden, dass das entwickelte FE-Modell das Querkrafttragverhalten dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile in guter Übereinstimmung mit den Ergebnissen der im Abschnitt 5.3 beschriebenen experimentellen Untersuchungen sowie dem in den Abschnitten 3.2 und 4.2.2 beschriebenen Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen bzw. dünnwandigen mikrobewehrten Betonbauteilen abbilden kann.

6.5 Parameterstudie

6.5.1 Allgemeines

Um eine, gegenüber den experimentellen Untersuchungen weitergehende Variation der Eingangsparameter abdecken zu können, wurde eine Parameterstudie durchgeführt. In den Berechnungen wurde zunächst der Einfluss der wesentlichen, auch experimentell variierten Parameter untersucht. Dies sind

- der Querkraftbewehrungsgrad ρ_{sw} ,
- die Schubslankheit a_v/d sowie
- die Bauteilhöhe h .

Zudem wurde mit dem FE-Modell der Einfluss

- einer horizontalen Mikrobewehrung im Schubfeld sowie
- einer hochfesten Mikrobewehrung

auf das Last-Verformungs-Verhalten der dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteile überprüft.

Eine Übersicht der Berechnungen im Zuge der Parameterstudie kann Anhang C entnommen werden.

6.5.2 Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades

Zur Überprüfung des Einflusses des Querkraftbewehrungsgrades wurden Berechnungen mit Bewehrungsgraden ρ_{sw} von 0,5 bis 5,0 % durchgeführt. Neben ausgewählten Last-Verformungs-Kurven zeigt Bild 6-28 die rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten für Bauteile mit einer Höhe von 60 cm und einer Schubslankheit von 2,5. Bild 6-29 zeigt die Ergebnisse für eine reduzierte Schubslankheit von $a_v/d = 1,5$.

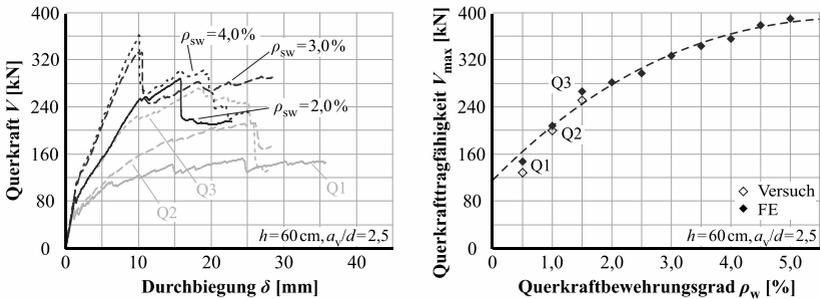


Bild 6-28: Berechnungen zur Variation des Querkraftbewehrungsgrades ρ_{sw} bei $h = 60$ cm und $a_v/d = 2,5$

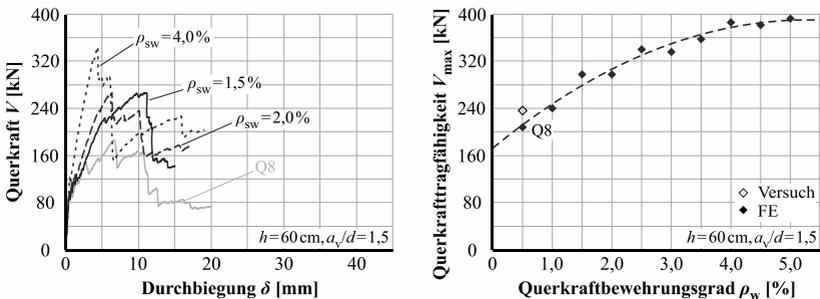


Bild 6-29: Berechnungen zur Variation des Querkraftbewehrungsgrades ρ_{sw} bei $h = 60$ cm und $a_v/d = 1,5$

Die Ergebnisse zeigen, dass die Querkrafttragfähigkeit mit zunehmendem Querkraftbewehrungsgrad gesteigert werden kann. Wie in den Abschnitten 3.2.3.9 für Versuche an Betonscheiben und 5.3.1 für die eigenen experimentellen Untersuchungen beschrieben, kann ein Übergang zwischen den verschiedenen Versagensmodi beobachtet

werden. Während bei geringen Querkraftbewehrungsgraden ($\rho_{sw} \leq 1,0\%$) ein Zugversagen der Mikrobewehrung auftritt, kommt es bei höheren Querkraftbewehrungsgraden zu einem Druckversagen des Stegbetons. Die Last-Verformungs-Kurven in Bild 6-28 zeigen bei Querkraftbewehrungsgraden $\rho_{sw} \geq 3,0\%$ ein signifikantes Absacken der Kurven direkt nach Erreichen der maximalen Querkraft. In diesen Fällen kommt es zu einem primären Betonversagen, bevor die Querkraftbewehrung ihre Fließgrenze erreichen kann. Zwischen den genannten Grenzen wurde ein sekundäres Betonversagen, bei dem die Querkraftbewehrung zuvor ihre Fließgrenze erreichen kann, ermittelt.

6.5.3 Einfluss der Schubschlankheit

Um den Einfluss der Schubschlankheit auf die Querkrafttragfähigkeit der dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteile zu untersuchen, wurden Berechnungen mit Schubschlankheiten von $a_v/d = 0,5$ bis $a_v/d = 4,0$ durchgeführt. Neben ausgewählten Last-Verformungs-Kurven zeigt Bild 6-28 die Ergebnisse für Bauteile mit einer Höhe von 60 cm sowie einem Mikrobewehrungsgrad von $\rho_{sw} = 0,5\%$. Bild 6-29 zeigt die Berechnungsergebnisse für einen erhöhten Mikrobewehrungsgrad von $\rho_{sw} = 1,5\%$.

Die Ergebnisse zeigen zunächst, dass sich die Querkrafttragfähigkeit mit zunehmender Schlankheit reduziert. Zugleich erhöht sich die Durchbiegung bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit. Ab einer Schubschlankheit von $a_v/d = 2,5$ bleibt die Querkrafttragfähigkeit jedoch nahezu konstant. Die Durchbiegung kann dennoch weiter gesteigert werden. Dies gilt sowohl für einen Querkraftbewehrungsgrad von $\rho_{sw} = 0,5\%$ als auch für einen erhöhten Bewehrungsgrad von $\rho_{sw} = 1,5\%$.

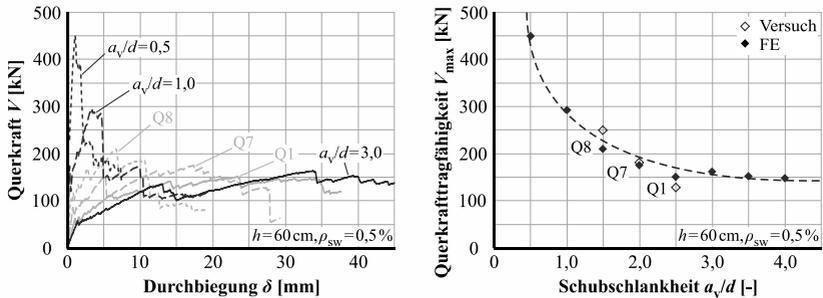


Bild 6-30: Berechnungen zur Variation der Schubschlankheit a_v/d bei $h = 60\text{ cm}$ und $\rho_{sw} = 0,5\%$

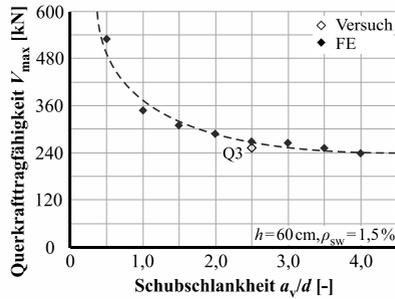


Bild 6-31: Berechnungen zur Variation der Schubschlankheit a_v/d bei $h = 60$ cm und $\rho_{sw} = 1,5$ %

Die Ergebnisse zeigen zum einen, dass bei einer Reduktion der Schubschlankheit ein direkter Lastabtrag über eine Druckstrebe zwischen Lasteinleitung und Auflager aktiviert werden kann (vgl. Abschnitt 3.3.7). Die Ergebnisse bestätigen zudem, dass im Bereich von etwa 2,4 [Rei-2012] bis 2,5 [Zsu-1968] ein Grenzwert liegt, oberhalb dessen keine Steigerung der Querkräfttragfähigkeit infolge des direkten Lastabtrags zu erwarten ist.

6.5.4 Einfluss der Bauteilhöhe

Sowohl die eigenen experimentellen Untersuchungen als auch die Nachrechnung der Versuchsergebnisse zeigen, dass weitere Untersuchungen zum Einfluss der Bauteilhöhe auf die Querkräfttragfähigkeit erforderlich sind. Daher wurden sowohl für eine Bauteilhöhe von 40 cm als auch für eine Bauteilhöhe von 80 cm Berechnungen zum Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades ρ_{sw} durchgeführt. Die Ergebnisse werden in Bild 6-32 zusammengefasst.

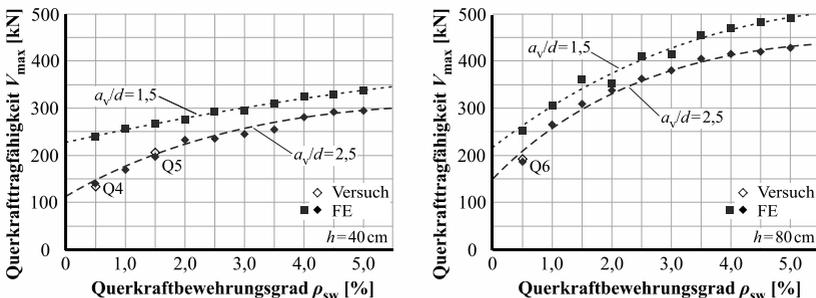


Bild 6-32: Berechnungen zur Variation des Querkraftbewehrungsgrades ρ_{sw} bei $h = 40$ cm (links) bzw. $h = 80$ cm (rechts) und $a_v/d = 1,5$ sowie 2,5

Die Ergebnisse zeigen, ebenso wie die Berechnungen für eine Bauteilhöhe von $h = 60$ cm, eine Steigerung der Querkräfttragfähigkeit mit zunehmendem

Bewehrungsgrad (Bild 6-32). Die Steigerung ist zudem weiterhin abhängig von den jeweiligen Versagensmodi. Dies ermöglicht eine Bewertung der jeweils für $h = 40$ cm und $h = 80$ cm unterschiedlichen Verläufe. Da bei den Versuchskörpern mit einer Bauteilhöhe von 40 cm sowie insbesondere bei einer Schubslankheit von 1,5 das Betonversagen dominiert, ist nur eine vergleichsweise geringe Steigerung der Querkrafttragfähigkeit möglich. Die Berechnungen für eine Bauteilhöhe von $h = 80$ cm sowie eine Schubslankheit 2,5 zeigen, dass bis zu einem Bewehrungsgrad von $\rho_{sw} = 2,5$ % eine deutliche Steigerung der Tragfähigkeit möglich ist. Dies geht mit einem Zugversagen der Querkraftbewehrung einher. Für eine Schubslankheit von 1,5 reduziert sich dieser Effekt aufgrund des direkten Lastabtrags über eine hoch beanspruchte Druckstrebe.

Bild 6-33 zeigt die Ergebnisse von Berechnungen zum Einfluss der Schubslankheit a_v/d bei unterschiedlichen Bauteilhöhen.

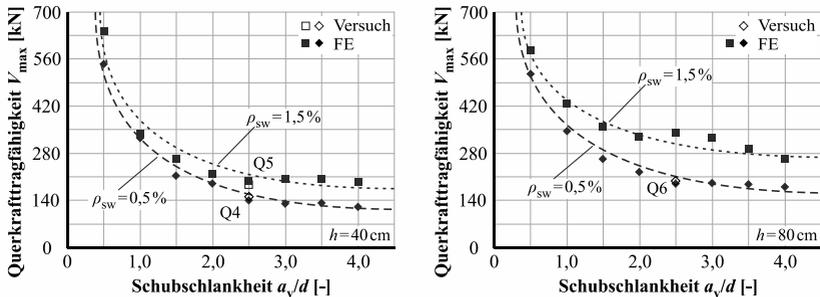


Bild 6-33: Berechnungen zur Variation der Schubslankheit a_v/d bei $h = 40$ cm (links) bzw. $h = 80$ cm (rechts) und $\rho_{sw} = 0,5$ % sowie $1,5$ %

Die Ergebnisse bestätigen zunächst erneut, dass bei reduzierten Schubslankheiten die Querkrafttragfähigkeit durch den direkten Lastabtrag gesteigert werden kann. Der Bereich, in dem dieser Effekt einen Einfluss hat, ist weiterhin unabhängig von der Bauteilhöhe erkennbar. Es ist jedoch zu beachten, dass sich der Einfluss des direkten Lastabtrags mit zunehmendem Querbewehrungsgrad und somit bei einem Druckversagen des Stegbetons reduziert.

Um den Einfluss der Bauteilhöhen direkt vergleichen zu können, wurden die bezogenen Querkrafttragfähigkeiten v_{max} ausgewertet (Bild 6-34).

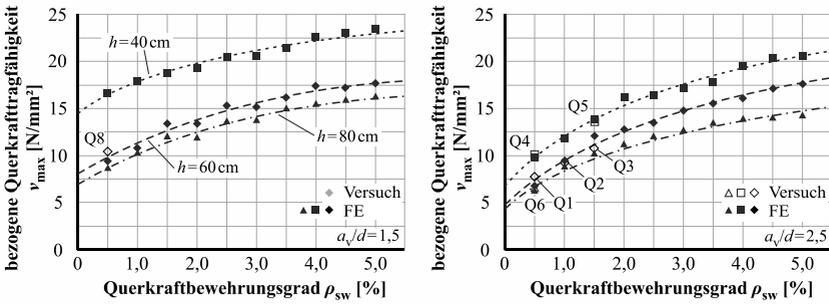


Bild 6-34: Berechnungen zur Variation des Querkraftbewehrungsgrades ρ_{sw} bei Bauteilhöhen von $h = 40$ cm, 60 cm und 80 cm sowie Schubslankheiten von $a_v/d = 1,5$ (links) und $2,5$ (rechts)

Die Ergebnisse zeigen, dass die Querkrafttragfähigkeit nicht linear mit der Bauteilhöhe gesteigert werden kann. Hierbei ist zu beachten, dass bei den eigenen experimentellen Untersuchungen, ebenso wie bei den Berechnungen, die Höhe der Flansche konstant gehalten und nur die Höhe der Stege variiert wurde. Der Einfluss der Flansche ist somit bei reduzierten Bauteilen erhöht. Dies kann sich z. B. auf den Querkrafttraganteil der Druckzone auswirken und ist dementsprechend zu beachten.

6.5.5 Einfluss der horizontalen Mikrobewehrungsdrähte

Die Untersuchungen von [Sla-1926], [Leo-1963], [Leo-1973], [Gör-2004] zum Einfluss einer horizontalen Bewehrung im Steg auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung haben gezeigt, dass ein tendenziell geringer Einfluss zu erwarten ist (vgl. Abschnitt 3.2.3.7). Da beim Einsatz von Mikrobewehrungsgittern grundsätzlich eine horizontale Bewehrung im Steg vorhanden ist, wurden für die Versuche Q1 bis Q3 Vergleichsberechnungen mit einem Längsbewehrungsanteil von 50 % sowie ohne Längsbewehrung durchgeführt (Bild 6-35). Die Bewehrungsgrade wurden hierbei, unabhängig von der Bauteilhöhe, auf den laufenden Meter bezogen.

$$\rho_{sw} = \frac{a_{sw}}{b_w} \tag{Gl. 6-13}$$

$$\rho_{sl,w} = \frac{a_{sl,w}}{b_w} \tag{Gl. 6-14}$$

Der Einfluss der Längsstäbe bzw. der Schweißpunkte auf die Verankerung der vertikalen Mikrobewehrungsdrähte wurde hierbei nicht betrachtet. Die Bewehrung wurde weiterhin als starr mit dem Beton verbunden modelliert.

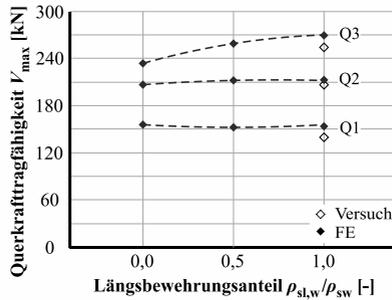


Bild 6-35: Berechnungen zum Einfluss der horizontalen Mikrobewehrung im Steg bei den Versuchen Q1 bis Q3

Während die Ergebnisse für die Versuche Q1 und Q2, bei denen es bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit zu einem Zugversagen der vertikalen Mikrobewehrungsdrähte kam, keinen signifikanten Einfluss des Längsbewehrungsanteils $\rho_{sl,w}/\rho_{sw}$ zeigen, führt eine Reduktion des Längsbewehrungsanteils beim Versuch Q3 zu einer Reduktion der Querkrafttragfähigkeit von 270 kN auf 233 kN (-13,8 %).

Diese Reduktion kann mit dem Einfluss der Längsdrähte auf die Verformungen und somit auf die Rissbildung begründet werden. Während es beim Versuch Q3 mit einer horizontalen Mikrobewehrung zu einer verteilten Rissbildung kommt, bildet sich ohne die horizontale Mikrobewehrung ein maßgebender Querkraftriss mit erhöhter Rissbreite (Bild 6-36). Es stellt sich in diesem Fall ein Rissbild ein, das dem des Versuchs Q0 mit einer ausschließlich vertikalen, konventionellen Querkraftbewehrung ähnelt (vgl. Bild 5-16 und Bild 6-19). Zudem beeinflusst die Verformung des Schubfeldes die Abminderung der Betondruckfestigkeit (vgl. Abschnitt 3.2.3.9). Werden die Verformungen durch die Längsdrähte der Mikrobewehrung behindert, verringert sich die Abminderung der Betondruckfestigkeit und die Querkrafttragfähigkeit wird erhöht.

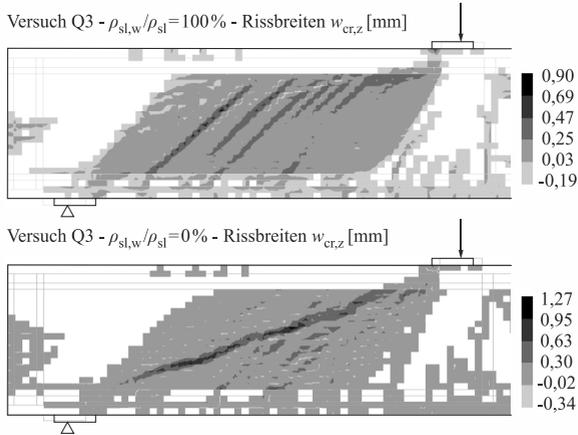


Bild 6-36: Rechnerisches Rissbild des Versuchs Q3 mit (oben) und ohne horizontale Mikrobewehrung (unten) bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit ohne horizontale Mikrobewehrung

6.5.6 Einfluss einer hochfesten Mikrobewehrung

Wie im Abschnitt 2.1 beschrieben, können für eine Mikrobewehrung normal- oder hochfeste Drähte eingesetzt werden. Im Vergleich zu normalfesten Drähten, wie sie für die eigenen experimentellen Untersuchungen eingesetzt wurden, weisen hochfeste Drähte neben einer erhöhten Festigkeit vor allem eine reduzierte Duktilität auf.

Um den Einfluss einer hochfesten Bewehrung zu untersuchen, wurden die Versuche Q1 bis Q3 sowie Q7 und Q8, bei denen der Querkraftbewehrungsgrad ρ_{sw} und die Schubslankheit a_v/d , jedoch nicht die Bauteilhöhe variiert wurden, mit einer hochfesten Mikrobewehrung nachgerechnet. Hierfür wurden Zugprüfungen an einem exemplarisch ausgewählten hochfesten Draht durchgeführt (Bild 6-37). Folgende Kennwerte des Drahtes wurden in den Zugprüfungen ermittelt:

- Elastizitätsmodul $E_s = 180.000 \text{ N/mm}^2$
- Fließgrenze $f_y = 1.050 \text{ N/mm}^2$
- Zugfestigkeit $f_t = 1.100 \text{ N/mm}^2$
- Bruchdehnung $\varepsilon_{su} = 10 \%$

Für die Berechnungen wurde der Verfestigungsbereich der experimentell ermittelten Spannungs-Dehnungs-Linie über die maßgebenden Stützstellen abgebildet (vgl. Abschnitt 6.4.2).

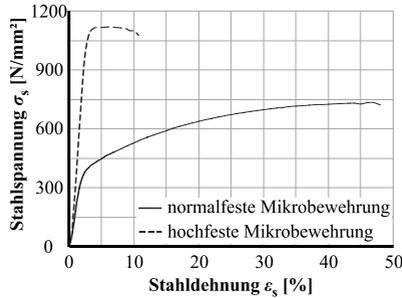


Bild 6-37: Experimentelle ermittelte Spannungs-Dehnungs-Linien der normalfesten Mikrobewehrung (vgl. Bild 5-5) sowie der hochfesten Drähte

Die rechnerischen Last-Verformungskurven für ausgewählte Berechnungen mit der hochfesten Mikrobewehrung zeigt Bild 6-38.

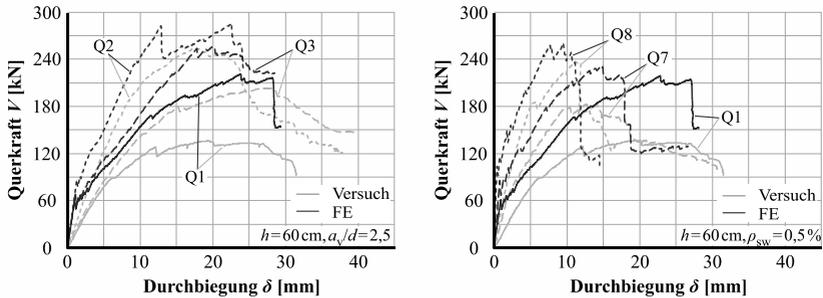


Bild 6-38: Berechnungen zum Einsatz einer hochfesten Mikrobewehrung – Vergleich ausgewählter rechnerischer Last-Verformungs-Kurven mit den jeweiligen experimentell ermittelten Kurven

Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass die Querkrafttragfähigkeit durch die hochfeste Mikrobewehrung durchgehend gesteigert werden kann. Es ist jedoch zu beachten, dass das Steigerungspotenzial erheblich vom Querkraftbewehrungsgrad bzw. dem Versagensmodus des Versuchskörpers abhängt. Während beim Versuch Q1 ($\rho_{sw} = 0,5\%$), bei dem ein Zugversagen der Querkraftbewehrung eintrat, eine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit um 59 % erzielt wurde, wurde für den Versuch Q3 ($\rho_{sw} = 1,5\%$), bei dem ein Druckversagen des Stegbetons beobachtet wurde, eine Steigerung von lediglich 11 % berechnet. Ein vergleichbarer Effekt wurde in Abhängigkeit der Schubschlankheit beobachtet. Während für den Versuch Q7 ($a_v/d = 2,0$) eine Steigerung um 28 % erreicht werden konnte, reduzierte sich die Steigerung für den Versuch Q8 ($a_v/d = 1,5$) auf 8 %. Aufgrund der reduzierten Duktilität der hochfesten Mikrobewehrung kam es ferner zu einer leichten Reduktion der Verformungen. Die Bauteile wiesen jedoch weiterhin aufgrund der nur leicht reduzierten

6 Finite Elemente Berechnungen

Verformungen (Bild 6-38) sowie der weiterhin multiplen Rissbildung (Bild 6-39) eine ausreichende Versagensvorkündigung auf.

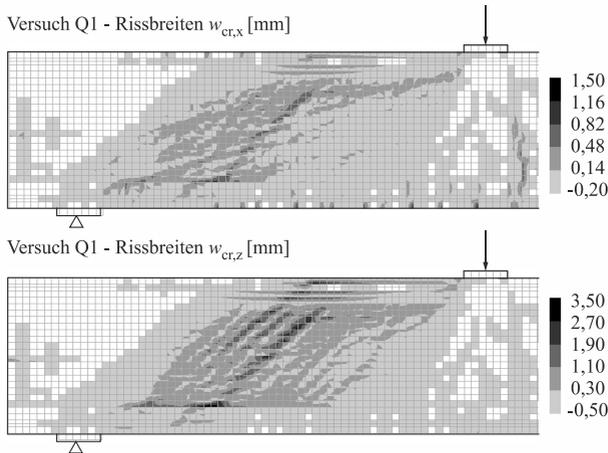


Bild 6-39: Rechnerisches Rissbild des Versuchs Q1 bei Einsatz einer hochfesten Mikrobewehrung – horizontale Rissbreiten (oben) und vertikale Rissbreiten (unten) bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit

Bild 6-40 zeigt die Berechnungsergebnisse für dünnwandige, mit einer hochfesten Mikrobewehrung ausgeführte Betonbauteile bei einer Variation des Querkraftbewehrungsgrades ρ_{sw} von 0,5 bis 5,0 % im Vergleich mit den Ergebnissen für eine normalfeste Mikrobewehrung (vgl. Bild 6-28).

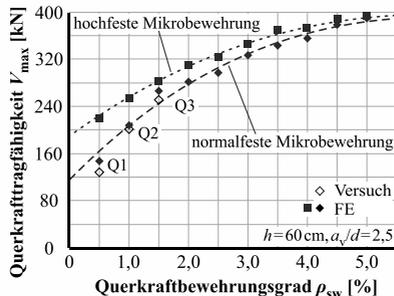


Bild 6-40: Berechnungen zum Einfluss einer hochfesten Mikrobewehrung bei einer Variation des Querkraftbewehrungsgrades ρ_{sw} bei einer Bauteilhöhe von $h = 60$ cm sowie einer Schubslankheit von $a_v/d = 2,5$

Die Ergebnisse bestätigen, dass sich der Effekt einer Steigerung der Querkrafttragfähigkeit durch die hochfeste Mikrobewehrung mit zunehmendem

Querkraftbewehrungsgrad und somit mit zunehmender Tendenz zu einem Betonversagen deutlich reduziert.

6.6 Zusammenfassende Diskussion

Die Finite Elemente Berechnungen zeigen, dass mit dem entwickelten FE-Modell eine effiziente sowie genaue Nachrechnung der eigenen Querkraftversuche möglich ist. Neben den Traglasten konnten die Last-Verformungs-Kurven, die Rissbilder sowie die Versagensmodi und die Umlagerung der Traganteile mit dem FE-Modell in sehr guter Übereinstimmung abgebildet werden. Die gewählten Vereinfachungen, insbesondere der Ansatz einer verschmierten Modellierung der Mikrobewehrung, führen gegenüber einer diskreten Modellierung zu einer erheblichen Reduktion des Modellierungs- und Berechnungsaufwands.

Basierend auf den Nachrechnungsergebnissen wurde das FE-Modell für eine Parameterstudie verwendet. Mit der Parameterstudie wurde zum einen der Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades, der Schubslankheit sowie der Bauteilhöhe weitergehend untersucht. Zum anderen wurden Berechnungen mit reduziertem Längsbewehrungsanteil im Steg sowie mit einer hochfesten Mikrobewehrung durchgeführt. Die Ergebnisse der Parameterstudie bestätigen und erweitern die anhand der eigenen experimentellen Ergebnisse gewonnen Erkenntnisse. Obgleich eine klassische Validierung der Berechnungsergebnisse über zusätzliche Versuche nicht durchgeführt werden konnte, konnten die Berechnungsergebnisse durch Plausibilitätskontrollen (Überprüfung der rechnerischen Spannungen, Verformungen etc.) überprüft werden. Ferner zeigt ein Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Ergebnissen der im Abschnitt 4.2.2 beschriebenen experimentellen Querkraftuntersuchungen, dass der Einfluss der untersuchten Faktoren (Bewehrungsgrad, Schubslankheit etc.) qualitativ vergleichbare Ergebnisse liefert. Die Erweiterung der vorhandenen Datenbasis wird daher zur Entwicklung eines Bemessungsmodells genutzt.

7 Entwicklung eines Bemessungsansatzes

7.1 Allgemeines

Die Analyse des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbauteilen (vgl. Abschnitt 3.2) und von dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteilen (vgl. Abschnitt 4.2) sowie die eigenen experimentellen und numerischen Untersuchungen (vgl. Abschnitte 5 und 6) zeigen die grundlegenden Ähnlichkeiten zwischen Stahlbetonbauteilen und mikrobewehrten Betonbauteilen. Aufbauend auf diesen Ähnlichkeiten sollte ein Ansatz für die Querkraftbemessung dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile entwickelt werden.

Um die Anwendung und ggf. eine zukünftige Einführung in die Praxis zu erleichtern, ist es sinnvoll, einen Bezug zu bestehenden Modellen zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit herzustellen. Daher wurde zunächst überprüft, ob eine Übertragung der Bemessungsmodelle für Stahlbetonbauteile (vgl. Abschnitt 3.3) auf Betonträger mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen möglich ist. Hierzu wurden Vergleichsberechnungen mit diesen Bemessungsmodellen durchgeführt.

Aufbauend auf den Vergleichsberechnungen und einer Bewertung der vorhandenen Modelle wurde, unter Beachtung der Besonderheiten des mikrobewehrten Betons (u. a. Duktilität der Mikrobewehrung, horizontale Stegbewehrung, sekundäres Betonversagen), ein Bemessungsmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile entwickelt.

7.2 Vergleichsberechnungen mit aktuellen Bemessungsmodellen

7.2.1 Datenbasis

Die Datenbasis für die Vergleichsberechnungen setzt sich aus drei Teilen,

- den Versuchsergebnissen von [Al-S-1991], [Man-1991], [Ahm-1995], [Man-2001], [Tia-2012], [Tia-2013] (vgl. Abschnitt 4.2.1),
- den Ergebnissen der eigenen experimentellen Untersuchungen (vgl. Abschnitt 5.3) sowie
- den Ergebnissen der mit dem FE-Modell durchgeführten Parameterstudie (vgl. Abschnitt 6.5)

zusammen. Bevor die Ergebnisse für die Vergleichsberechnungen verwendet wurden, erfolgte eine Überprüfung der Daten in drei Schritten.

Im ersten Schritt wurde geprüft, ob – insbesondere bei den Versuchen aus der Literatur – alle wesentlichen, für die Berechnung erforderlichen Kennwerte angegeben wurden.

Hierzu zählen die Abmessungen der Versuchskörper, Angaben über die Bewehrungsmengen und -lagen, die Materialkennwerte für Beton und Bewehrung sowie die maximalen, in den Versuchen erreichten Lasten. Ferner wurden ausschließlich Versuche mit einer geschweißten Mikrobewehrung berücksichtigt, da eine gewobene Mikrobewehrung, aufgrund der bei Zugbeanspruchung auftretenden Verformungen in den Verbindungspunkten, deutlich reduzierte Steifigkeiten aufweist. Die Versuche von [Al-S-1991] und [Ahm-1995] wurden daher nicht berücksichtigt.

Im zweiten Schritt wurde überprüft, ob in den Versuchen ein Querkraftversagen auftrat. Zusätzlich zur Überprüfung der Angaben zum Versagensmodus in den jeweiligen Quellen, wurde die rechnerische Biegetragfähigkeit der Versuchskörper in Anlehnung an [Rei-2012] und unter Beachtung der Regelungen des EC2/NA [DIN-2015-1], [DIN-2015-2] rechnerisch geprüft. Nach der Überprüfung der Biegetragfähigkeit mussten insgesamt fünf Versuche von [Man-1991], [Man-2001], [Tia-2012], [Tia-2013] ausgeschlossen werden. Die Gleichungen zum Nachweis der Biegetragfähigkeit können Anhang A entnommen werden.

Im dritten Schritt wurden Versuche mit Schubschlankheiten $a_v/d < 1,0$ sowie mit Querkraftbewehrungsgraden $\rho_{sw} > 4,0\%$ aussortiert. Dies betraf vor allem einzelne Ergebnisse der Parameterstudie. Da sich bei einer Schubschlankheit unterhalb von 1,0 kein typisches Querkrafttragverhalten einstellen kann, können die Berechnungsmodelle nicht sinnvoll angewandt werden. Dementsprechend wurden Versuche bzw. Berechnungen mit einer zu geringen Schubschlankheit nicht berücksichtigt. Der Grenzwert $\rho_{sw} = 4,0\%$ ergab sich durch einen Abgleich mit der Auswertung der Datenbank (Bild 4-2). Zudem wurde in eigenen Versuche zur Herstellung von mikrobewehrten Scheiben mit hohen Bewehrungsgraden festgestellt, dass Querkraftbewehrungsgrade oberhalb von 4,0% mit dem bereits für die eigenen experimentellen Untersuchungen verwendeten hochfesten Feinkornbeton nicht in ausreichend hoher Qualität (Neigung zu Fehlstellen in der Betonmatrix) hergestellt werden können. Aufgrund der genannten Einschränkungen konnten 83 von 103 Ergebnissen aus der Parameterstudie aufgenommen werden.

Insgesamt konnten nach Abschluss der Überprüfung 36 von 96 Versuchen aus der Literatur, acht eigene Versuche sowie 83 Ergebnisse aus der Parameterstudie berücksichtigt werden. Somit ergab sich eine Datenbasis mit insgesamt 127 Einzelwerten. Eine Übersicht der wesentlichen, in den Versuchen bzw. Berechnungen variierten Parameter zeigt Bild 7-1.

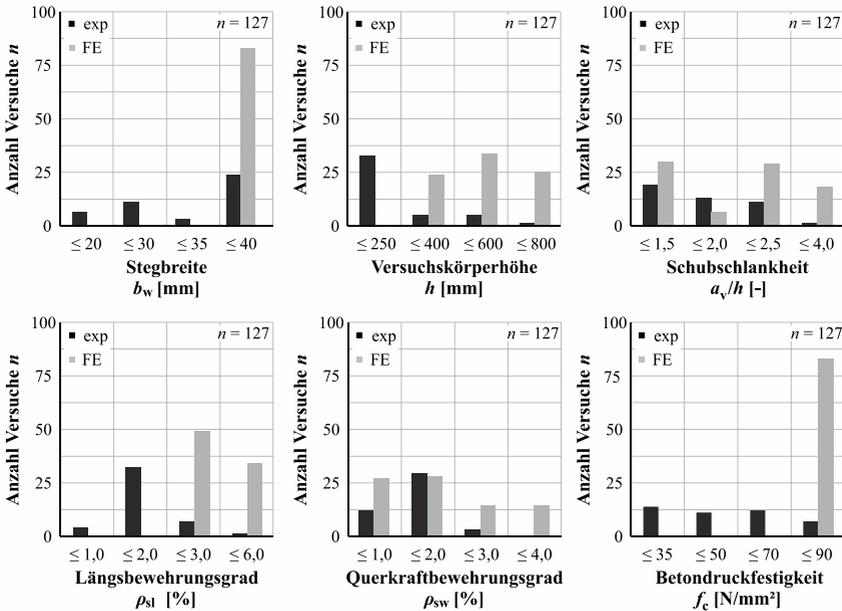


Bild 7-1: Übersicht der wesentlichen in der Datenbasis für die Vergleichsberechnungen variierten Parameter

Die Übersicht zeigt, dass für die wesentlichen, hinsichtlich der Bewertung der Querkrafttragfähigkeit relevanten Parameter, den Querkraftbewehrungsgrad ρ_{sw} , die Schubschlankheit a_v/d und die Versuchskörperhöhe h , eine relativ homogene Verteilung im jeweiligen Wertebereich vorliegt. Die Auswertung der Stegbreiten b_w sowie der Betondruckfestigkeit f_c zeigt, dass ein Großteil der berücksichtigten Ergebnisse den eigenen Untersuchungen entnommen wurde. Dementsprechend liegt ein Großteil der Werte bei $35 \text{ mm} < b_w \leq 40 \text{ mm}$ sowie $70 \text{ N/mm}^2 < f_c \leq 90 \text{ N/mm}^2$.

7.2.2 Berechnungsgrundlagen und -annahmen

Da die Modelle im Abschnitt 3.3 zusammengestellten Bemessungsmodelle die Basis aktueller nationaler und internationaler Normen darstellen, konnten für die Vergleichsberechnungen die Regelungen folgender Normen verwendet werden:

- Eurocode 2 (EC2, [DIN-2015-1]) auf Basis der Plastizitätstheorie (Abschnitt 3.3.3)
- Nationaler Anhang für Deutschland (EC2/NA, [DIN-2015-2]) auf Basis des Fachwerkmodells mit Rissreibung (Abschnitt 3.3.4)
- Schweizerische Norm SIA 262 [SIA-2013] auf Basis der Plastizitätstheorie bzw. der Bemessung mit Spannungsfelder (Abschnitte 3.3.3 und 3.3.5)

- Kanadische Norm CSA A23.3 [CSA-2004] auf Basis der Modified Compression Field Theory (Abschnitt 3.3.6)
- *fib* Model Code 2010 (MC2010, [fib-2013]) auf Basis der Plastizitätstheorie bzw. der Bemessung mit Spannungsfeldern in Kombination mit der Modified Compression Field Theory (Abschnitte 3.3.3, 3.3.5 und 3.3.6)

Die verwendeten Gleichungen können den jeweils genannten Abschnitten sowie dem Anhang D entnommen werden.

Die Berechnungen wurden mit charakteristischen Materialkennwerten und ohne Ansatz von Teilsicherheitsbeiwerten oder sonstigen Sicherheitselementen (z. B. Dauerstandsbeiwerten) durchgeführt. Somit kann neben der Vorhersagegenauigkeit auf Basis einer statistischen Auswertung der Berechnungsergebnisse auch die grundlegende Sicherheit der Modelle beurteilt werden [Kön-1995], [Rei-2012].

Die Betondruckfestigkeiten wurden, in Abhängigkeit der Geometrie der jeweiligen Prüfkörpergeometrie, gemäß den Angaben in [Wes-1993], [Rei-2012], [Loc-2014] auf die in [Rei-2012] zur Auswertung von Querkraftdatenbanken empfohlene, einachsige Betondruckfestigkeit f_{1c} umgerechnet (vgl. Abschnitt 5.2.3).

Für die Umrechnung der jeweiligen Mittelwerte der Betondruckfestigkeit f_{cm} aus den Begleitkörperprüfungen auf charakteristische Werte f_{ck} gilt unter Laborbedingungen [Heg-1999]:

$$f_{ck} = f_{cm} - 4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. 7-1}$$

Zur Berechnung der charakteristischen Betonfestigkeit f_{ck} nach EC2, EC2/NA, SIA 262 und MC2010 (5 %-Quantil) wurde folgende Gleichung angesetzt [Rei-2012]:

$$f_{1ck} = 0,95 \cdot f_{ck} = f_{1cm} - 3,8 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. 7-2}$$

Nach CSA A23.3 wird anstelle des 5 %-Quantilwertes f_{ck} das 9 %-Quantil f'_c angesetzt. Die Umrechnung erfolgt nach [Rei-2012]:

$$f'_{1c} = f_{ck} + 1,6 \text{ N/mm}^2 = \frac{f_{1cm}}{0,95} - 2,4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. 7-3}$$

Die Berechnungen erfordern eine Definition der statischen Nutzhöhe d . Die statische Nutzhöhe d bezieht sich in den Berechnungen auf die Schwerpunktlage der Biegezugbewehrung. Bei fehlenden Angaben zur Bewehrungslage wird die halbe Höhe des Untergurtes angesetzt. Zur Berechnung der Längsdehnung ε_x wird gemäß [fib-2013] ebenfalls nur die Biegezugbewehrung angesetzt (vgl. Gl. D-18).

Obgleich aus den jeweiligen Veröffentlichungen nicht klar hervorgeht, ob bei den Angaben zur Querkrafttragfähigkeit das Eigengewicht bereits berücksichtigt wurde, wurde in den Berechnungen das Eigengewicht der Versuchskörper zusätzlich berücksichtigt. Hierbei wurde eine Wichte von 25 kN/m³ angesetzt.

7 Entwicklung eines Bemessungsansatzes

Die Berechnungsmodelle nach EC2, EC2/NA, SIA 262 und MC2010 erlauben innerhalb vorgegebener Grenzen die Wahl eines Druckstrebenneigungswinkels θ . Um die Rechenwerte bestmöglich mit den Versuchswerten zu vergleichen, soll stets die maximale rechnerische Querkrafttragfähigkeit ermittelt werden. Die Wahl des Druckstrebenneigungswinkels kann daher vereinfacht mit Gl. 3-44 erfolgen:

$$\cot \theta = \sqrt{\frac{v_1 \cdot f_c \cdot b_w}{a_{sw} \cdot f_{yw}}} - 1 \quad \text{Gl. 7-4}$$

Die Gleichung kann für die Modelle nach EC2 und EC2/NA angewandt werden. Bei den Modellen nach SIA 262 und MC2010 ist der Abminderungsfaktor v_1 zur Bestimmung der Druckstrebentragfähigkeit ebenfalls vom gewählten Druckstrebenneigungswinkel θ abhängig (Bild 7-2, vgl. Gl. 3-57). Für diese Modelle wurde daher eine iterative Berechnung zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit durchgeführt.

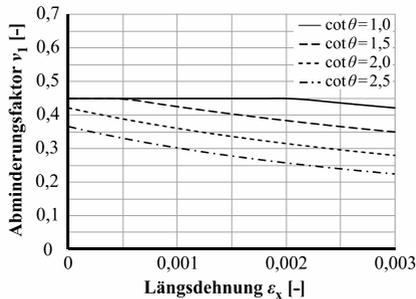


Bild 7-2: Abminderungsfaktor v_1 nach SIA 262 und MC2010 in Abhängigkeit der Längsdehnung ϵ_x und des Druckstrebenneigungswinkels θ

Bei Schubschlankheiten $a_v/d < 2,0$ wird nach EC2, EC2/NA, SIA 262 und MC2010 der direkten Druckstrebe der Anteil $(1 - \beta) \cdot V_E$ zugewiesen. Die Abminderung wird in den Berechnungen auf der Widerstandsseite berücksichtigt. Dies ermöglicht eine getrennte Betrachtung der Zugstrebentragfähigkeit $V_{R,s}$ unter Berücksichtigung der Abminderung sowie der Druckstrebentragfähigkeit $V_{R,max}$ ohne Abminderung.

$$V_{R,s} \geq \beta \cdot V_E \Leftrightarrow \frac{V_{R,s}}{\beta} \geq V_E \quad \text{Gl. 7-5}$$

Bei der Berechnung des Druckstrebenneigungswinkels θ für die Modelle nach EC2 und EC2/NA wurde der Faktor β bei $a_v/d < 2,0$ ebenfalls berücksichtigt:

$$\cot \theta = \sqrt{\frac{v_1 \cdot f_c \cdot b_w \cdot \beta}{a_{sw} \cdot f_{yw}}} - 1 \quad \text{Gl. 7-6}$$

Auf eine parallele Berechnung der Tragfähigkeit der Bauteile mit einem Stabwerkmodell bei geringen Schubslankheiten wurde bei dem Modell nach CSA A23.3 verzichtet (vgl. Abschnitt D-5). Dies kann damit begründet werden, dass die parallele Anwendung von Stabwerkmodellen einen konsistenten Vergleich der Querkraftbemessungsmodelle ausschließt.

7.2.3 Ergebnisse der Vergleichsberechnungen

Die folgenden Diagramme (Bild 7-3 bis Bild 7-7) zeigen den Vergleich der experimentell bzw. numerisch ermittelten Querkrafttragfähigkeiten V_{exp} bzw. V_{FE} mit den rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten V_{cal} nach den jeweils genannten Ansätzen. Die Vorhersagegenauigkeit der Modelle lässt sich über die Verteilung des Quotienten γ_{mod} , des Verhältnisses der experimentellen bzw. numerischen Querkrafttragfähigkeit V_{exp} bzw. V_{FE} zur rechnerischen Querkrafttragfähigkeit V_{cal} , bewerten.

$$\gamma_{\text{mod}} = \frac{V_{\text{exp}}}{V_{\text{cal}}} \quad \text{Gl. 7-7}$$

$$\gamma_{\text{mod}} = \frac{V_{\text{FE}}}{V_{\text{cal}}} \quad \text{Gl. 7-8}$$

Bei einem Vergleichswert $\gamma_{\text{mod}} > 1,0$ ist demnach die experimentelle bzw. numerische Querkrafttragfähigkeit größer als die rechnerische, und der Rechenwert liegt auf der sicheren Seite. Ist $\gamma_{\text{mod}} < 1,0$, ist die Berechnung unsicher. Die Sicherheit eines Modells kann anhand des 5 %-Quantils $Q_{0,05}$ bzw. der Anzahl der Einzelwerte $n_{\gamma < 1}$, bei denen ein Vergleichswert $\gamma_{\text{mod}} < 1,0$ berechnet wurde, bewertet werden [Kön-1995], [Rei-2012].

Für die statistische Auswertung wurde aufgrund des Produktansatzes der jeweiligen Berechnungsmodelle eine logarithmische Normalverteilung für die Quotienten γ_{mod} angenommen [Her-2016]. Folgende statistische Kennwerte der jeweiligen Verteilung der Vergleichswerte γ_{mod} werden in den Diagrammen angegeben:

- m : Median
- v : Variationskoeffizient
- $Q_{0,05}$: 5 %-Quantil
- $n_{\gamma < 1}$: Anzahl Vergleichswerte kleiner 1,0

7 Entwicklung eines Bemessungsansatzes

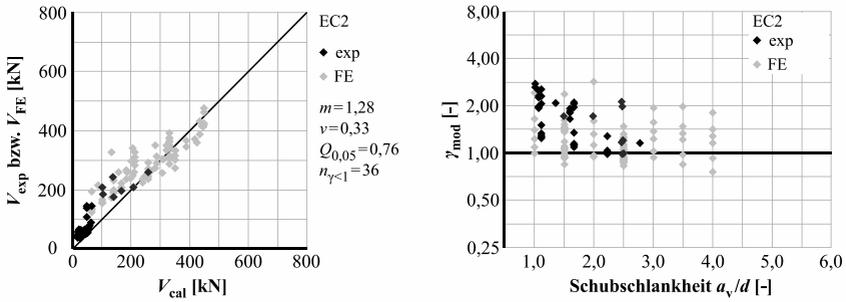


Bild 7-3: Ergebnisse der Vergleichsberechnungen nach EC2 (links) und Auswertung der Vergleichswerte γ_{mod} über die Schubschlankheit a_v/d (rechts)

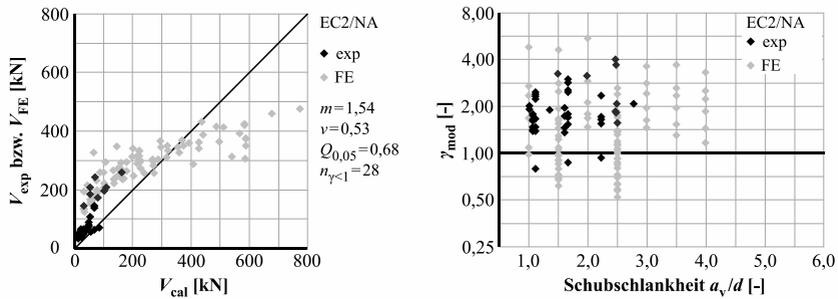


Bild 7-4: Ergebnisse der Vergleichsberechnungen nach EC2/NA (links) und Auswertung der Vergleichswerte γ_{mod} über die Schubschlankheit a_v/d (rechts)

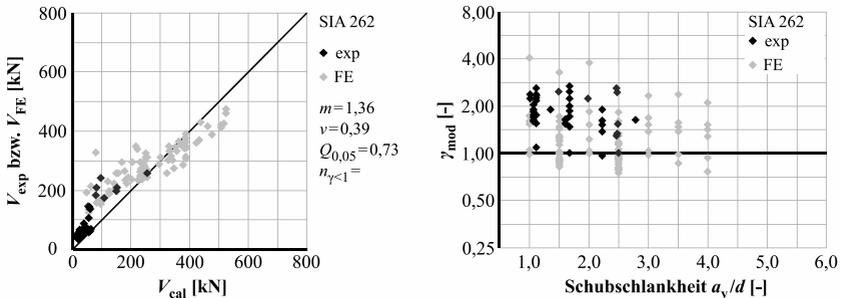


Bild 7-5: Ergebnisse der Vergleichsberechnungen nach SIA 262 (links) und Auswertung der Vergleichswerte γ_{mod} über die Schubschlankheit a_v/d (rechts)

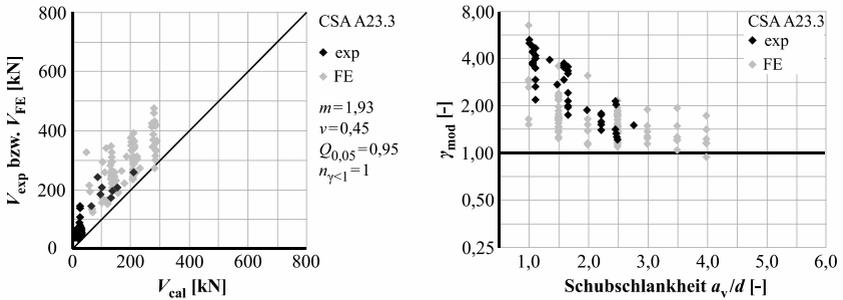


Bild 7-6: Ergebnisse der Vergleichsberechnungen nach CSA A23.3 (links) und Auswertung der Vergleichswerte γ_{mod} über die Schubslankheit a_v/d (rechts)

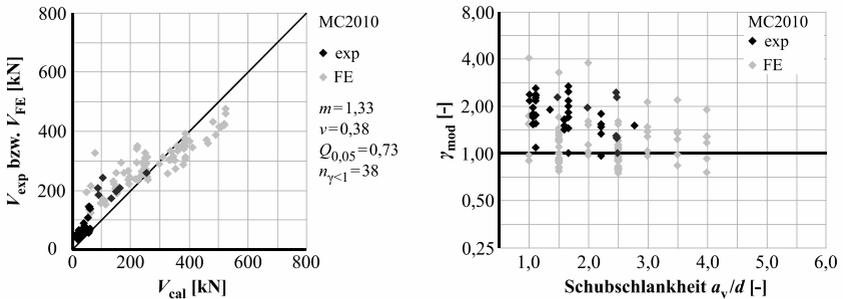


Bild 7-7: Ergebnisse der Vergleichsberechnungen nach MC2010 (links) und Auswertung der Vergleichswerte γ_{mod} über die Schubslankheit a_v/d (rechts)

Insgesamt zeigen die Vergleichsberechnungen Ergebnisse, die typisch sind für Vergleichsberechnungen bei Querkraftversuchen. In z. B. [Kön-1995], [Heg-1999], [Heg-2006], [Bus-2013], [Her-2016] wurden für Vergleichsberechnungen zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen sowohl vergleichbare Abweichungen als auch Streuungen dokumentiert.

Die Berechnungen mit dem Modell nach EC2 zeigen aufgrund der variablen Festlegung der Druckstrebenneigung θ insgesamt eine relativ gute Übereinstimmung zwischen experimentellen bzw. numerischen und rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten ($m = 1,28$). Es ist jedoch zu beachten, dass insgesamt 28 % der Werte, insbesondere bei hohen Querkrafttragfähigkeiten, geringer sind als 1,0. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass die Druckstrebentragfähigkeit $V_{R,max}$ mit dem Abminderungsfaktor v_1 nach EC2 (Gl. 3-45) nicht durchgehend korrekt erfasst wird.

Das Modell nach EC2/NA zeigt insgesamt keine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen den jeweiligen Tragfähigkeiten ($m = 1,54$) und weist zudem mit einem

7 Entwicklung eines Bemessungsansatzes

Variationskoeffizienten $v = 0,53$ eine vergleichsweise hohe Streuung auf. Dies kann auf zwei Aspekte des Modells zurückgeführt werden. Zum einen erlaubt die Begrenzung des Druckstrebenneigungswinkels in den Berechnungen einen maximalen $\cot \theta$ -Wert von 1,45. Somit wird die Rotation der Druckstreben deutlich stärker begrenzt als nach EC2 (Tabelle 3-1). Zum anderen führt der vergleichsweise hohe Abminderungsfaktor ν_1 (Gl. 3-54) zu hohen Druckstrebentragungsfähigkeiten, sodass die Versuche bzw. Berechnungen bei denen hohe Querkrafttragungsfähigkeiten erreicht wurden noch deutlicher überschätzt werden als mit dem Modell nach EC2.

Das Berechnungsmodell nach SIA 262 kann sowohl hinsichtlich der zulässigen Druckstrebenneigungswinkel als auch hinsichtlich des Abminderungsfaktors ν_1 zwischen den Modellen nach EC2 und EC2/NA eingeordnet werden (vgl. Tabelle 3-1). Dementsprechend ergibt sich im Mittel eine relativ gute Übereinstimmung zwischen experimentellen bzw. numerischen und rechnerischen Werten ($m = 1,36$), die Streuungen sind zudem geringer als mit dem Modell nach EC2/NA ($v = 0,39$). Im Gegenzug liegen jedoch 30 % der γ_{mod} -Werte unterhalb von 1,0.

Das Modell nach CSA A23.3 kann mit den weiteren Modellen nur bedingt verglichen werden, da der Einfluss geringer Schubslankheiten in diesem Modell nicht erfasst wird. Die Ergebnisse für Schubslankheiten $a_v/d \geq 2,5$ deuten jedoch an, dass eine konservative Abschätzung der Querkrafttragungsfähigkeiten möglich ist. Dies kann auch auf den vergleichsweise geringen Abminderungsfaktor $\nu_1 = 0,25$ zurückgeführt werden.

Die Berechnungen mit dem Modell nach MC2010, das eine Kombination der Modelle nach SIA 262 und CSA A23.3 darstellt, zeigen sowohl eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse ($m = 1,33$) als auch eine vergleichsweise geringe Streuung ($v = 0,38$). Dennoch werden für 30 % aller Fälle γ_{mod} -Werte unterhalb von 1,0 ermittelt. Aufgrund des im Vergleich zu EC2 und EC2/NA geringen Abminderungsfaktors ν_1 (Bild 7-2) kann auch bei hohen Querkrafttragungsfähigkeiten eine verbesserte Vorhersagegenauigkeit erreicht werden.

Die Vergleichsberechnungen bestätigen, dass die Berechnungsergebnisse sehr stark von der Festlegung des Druckstrebenneigungswinkels θ sowie des Abminderungsfaktors ν_1 abhängen. Tabelle 7-1 zeigt eine Auswertung der in den Vergleichsberechnungen ermittelten Werte für $\cot \theta$ sowie ν_1 . Es wird deutlich, dass eine hohe Vorhersagegenauigkeit an einen variablen Druckstrebenneigungswinkel θ mit einem geringen unteren Grenzwert bzw. einem hohen $\cot \theta$ – wie in den Modellen nach EC2, SIA 262 und MC2010 vorgesehen – gekoppelt ist. Zudem ist, insbesondere bei hohen Querkrafttragungsfähigkeiten, ein geringer Abminderungsfaktor ν_1 erforderlich. Das Modell nach CSA A23.3 liefert mit einem konstanten Faktor $\nu_1 = 0,25$ das höchste 5 %-Quantil ($Q_{0,05} = 0,95$). Ferner können mit den Abminderungsfaktoren nach EC2 und MC2010

auch bei hohen Querkrafttragfähigkeiten vergleichsweise genaue Vorhersagen getroffen werden.

Tabelle 7-1: Auswertung der in den Vergleichsberechnungen ermittelten Werte für $\cot \theta$ und ν_1

Norm	$\cot \theta$			ν_1		
	Min	MW	Max	Min	MW	Max
EC2	1,00	1,72	2,50	0,38	0,42	0,55
EC2/NA	1,00	1,28	1,45	0,69	0,71	0,75
SIA 262	0,93	1,65	2,33	0,52	0,59	0,65
CSA A23.3	0,93	1,41	1,67	0,25		
MC2010	0,96	1,56	2,33	0,37	0,45	0,72

MW: Mittelwert, Min: Minimalwert, Max: Maximalwert

7.3 Vorschlag für ein Bemessungsmodell

7.3.1 Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit

Der Vorschlag zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Betonträgern mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen orientiert sich am Modell des aktuell in Europa gültigen EC2 und berücksichtigt einzelne Aspekte der SIA 262 bzw. des MC2010. Die Querkrafttragfähigkeit ergibt sich als Minimum der Zug- und Druckstrebenragfähigkeit:

$$V_R = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{R,s} \\ V_{R,max} \end{array} \right. \quad \text{Gl. 7-9}$$

Die Zug- und Druckstrebenragfähigkeit wird mit den Grundgleichungen gemäß Abschnitt 3.3.2 ermittelt.

$$V_{R,s} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta \quad \text{Gl. 7-10}$$

$$V_{R,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_c}{\cot \theta + \tan \theta} \quad \text{Gl. 7-11}$$

Der Druckstrebenneigungswinkel θ kann frei gewählt werden, die Grenzen wurden jedoch in Anlehnung an die Formulierungen in der SIA 262 und im MC2010 angepasst. Hierbei wurde darauf geachtet, aufgrund der gegenüber konventionellem Betonstahl erhöhten Duktilität der Mikrobewehrung eine ausreichende Rotation der Druckstrebenneigung zuzulassen. Die Grenzwerte wurden für normalfeste und hochfeste Bewehrung bestimmt und sind abhängig von der Längsdehnung ϵ_x auf halber Querschnittshöhe. Für eine normalfeste Mikrobewehrung (Bild 5-5) werden folgenden Grenzen vorgeschlagen:

$$10^\circ + 2.000 \cdot \epsilon_x \leq \theta \leq 35^\circ + 4.000 \cdot \epsilon_x \quad \text{Gl. 7-12}$$

7 Entwicklung eines Bemessungsansatzes

Bei Einsatz einer hochfesten Mikrobewehrung (Bild 6-37) werden aufgrund der reduzierten Duktilität engere Grenzen vorgeschlagen:

$$20^\circ + 2.500 \cdot \varepsilon_x \leq \theta \leq 30^\circ + 3.500 \cdot \varepsilon_x \quad \text{Gl. 7-13}$$

Einen Vergleich der vorgeschlagenen Grenzen mit einer Auswertung der zulässigen Druckstrebenneigungswinkel θ für eine mikrobewehrte Betonscheibe mit Gl. 3-61 sowie der unteren Grenze nach SIA 262 bzw. MC2010 (Gl. 3-63) und der vereinfachten Formulierung nach CSA A23.3 (Gl. 3-73) zeigt Bild 7-8.

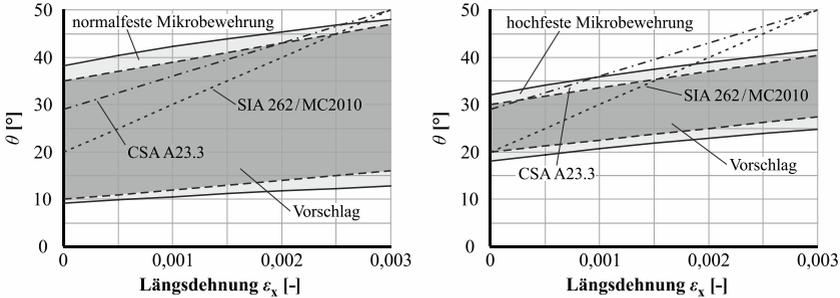


Bild 7-8: Vergleich der vorgeschlagenen Grenzen der Druckstrebenneigung θ mit der Auswertung einer mikrobewehrten Betonscheibe sowie der Grenzen nach SIA 262 bzw. MC2010 und CSA A23.3 für normalfeste (links) sowie hochfeste Mikrobewehrung (rechts)

Für die Auswertung der Gl. 3-61 wurde eine Betonstauchung bei Erreichen der Betondruckfestigkeit $\varepsilon_c = -3,2 \text{ ‰}$ angesetzt. Für die normalfeste Mikrobewehrung wurde eine Dehnung bei Erreichen der Fließgrenze von $\varepsilon_{sy} = 2,3 \text{ ‰}$ verwendet. Die Bruchdehnung kann Bild 5-5 entnommen werden ($\varepsilon_{su} = 45 \text{ ‰}$). Für die hochfeste Bewehrung wurde $\varepsilon_{sy} = 5,8 \text{ ‰}$ und $\varepsilon_{su} = 10 \text{ ‰}$ angesetzt (Bild 6-37). Die Verbundkoeffizienten k_b wurden – auf Basis der Annahme eines vollkommenen Verbundes der Mikrobewehrung – in Anlehnung an die von [Sig-2010-1], [Sig-2011] für Betonstahl angesetzten Verbundkoeffizienten berücksichtigt (vgl. Abschnitt 3.3.5).

Der Vergleich des eigenen Vorschlags mit den berechneten Werten zeigt, dass die Grenzwerte durchgehend eingehalten werden. Die untere Grenze der Druckstrebenneigung nach SIA 262 bzw. MC2010 liegt hingegen, ebenso wie die Druckstrebenneigung nach CSA A23.3, bei geringen Längsdehnungen im Bereich der berechneten Werte und bei erhöhten Dehnungen außerhalb des Bereichs.

Im Zuge der numerischen Untersuchungen wurde nachgewiesen, dass die Längsbewehrung im Steg der profilierten Träger einen Einfluss auf die Rissbildung bzw. die Rissneigung hat (vgl. Abschnitt 6.5.5). Bei der Berechnung der Längsdehnung ε_x wird daher die Steglängsbewehrung berücksichtigt (Bild 7-9).

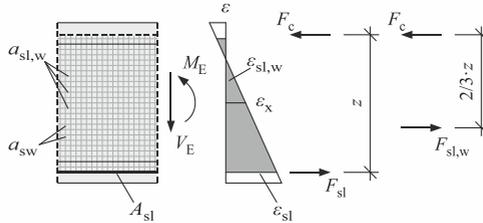


Bild 7-9: Berücksichtigung der Steglängsbewehrung bei der Berechnung der Längsdehnung ε_x

Wird die Steglängsbewehrung berücksichtigt, kann die Längsdehnung ε_x nach folgender Gleichung bestimmt werden:

$$\varepsilon_x = \frac{M_E/z + V_E}{2 \cdot (E_s \cdot A_{sl} + E_s \cdot a_{sl,w} \cdot z/3)} \quad \text{Gl. 7-14}$$

Der Abminderungsfaktor ν_1 für die Druckfestigkeit im gerissenen Trägersteg wurde gegenüber dem EC2 ebenfalls angepasst. Der eigene Vorschlag geht zunächst von einem Grundwert von 0,65 (vgl. SIA 262 und MC2010) aus, verwendet diesen jedoch vereinfacht unabhängig von der Längsdehnung ε_x sowie dem Druckstrebenneigungswinkel θ . Ergänzt wird hingegen eine Reduktion in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit, die dem in den eigenen Versuchen beobachteten sekundären Betondruckversagen Rechnung trägt.

$$\nu_1 = 0,85 \cdot \frac{30}{f_c} \leq 0,65 \quad \text{Gl. 7-15}$$

Bild 7-10 zeigt einen Vergleich des vorgeschlagenen Abminderungsfaktors ν_1 mit den Faktoren nach EC2 und EC2/NA sowie den Versuchsergebnissen aus Bild 3-21. Für einen Vergleich mit den Faktoren nach SIA 262 bzw. MC2010 wird auf Bild 7-2 verwiesen.

Es kann erkannt werden, dass der vorgeschlagene Abminderungsfaktor für normalfeste Betone ($f_c \leq 50 \text{ N/mm}^2$) im Bereich eines primären Betonversagens liegt. Dies kann auf die Auswertung der Datenbasis bzw. der Versuche aus der Literatur zurückgeführt werden. Für den Bereich der hochfesten Betone ($f_c > 50 \text{ N/mm}^2$) und somit für die eigenen Versuche und Berechnungen wird ein sekundäres Betonversagen erfasst. Im Gegensatz zu den Abminderungsfaktoren nach EC2 und EC2/NA wird keine lineare Abminderung vorgeschlagen, da nicht zu erwarten ist, dass die effektive Betonfestigkeit im Bereich ultrahochfester Betone ($f_c > 100 \text{ N/mm}^2$) auf 0 absinkt.

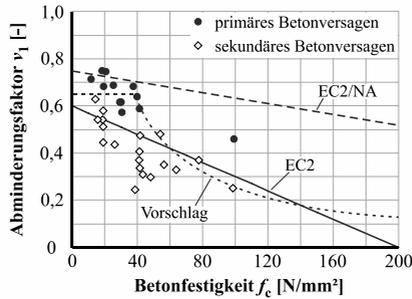


Bild 7-10: Vergleich des Abminderungsfaktors v_1 nach EC2 bzw. EC2/NA mit dem eigenen Vorschlag sowie den Versuchsergebnissen aus Bild 3-21

Bei einer auflagnahen Einzellast kann die Beanspruchung V_E weiterhin mit dem Faktor β abgemindert werden. Der Grenzwert für die Anwendung des Faktors wird jedoch auf Basis der experimentellen und numerischen Untersuchungen sowie der ACI-DAFStb-Datenbank [Rei-2012] auf $a_v/d = 2,4$ erweitert (vgl. Abschnitt 3.3.7).

$$\beta = \frac{a_v}{2,4 \cdot d} \leq 1,0 \tag{Gl. 7-16}$$

7.3.2 Bewertung des vorgeschlagenen Bemessungsmodells

Um den Vorschlag zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile zu überprüfen, wurden ebenfalls Vergleichsberechnungen anhand der bekannten Datenbasis durchgeführt. Die Ergebnisse der Vergleichsberechnungen zeigen Bild 7-11 und Bild 7-12.

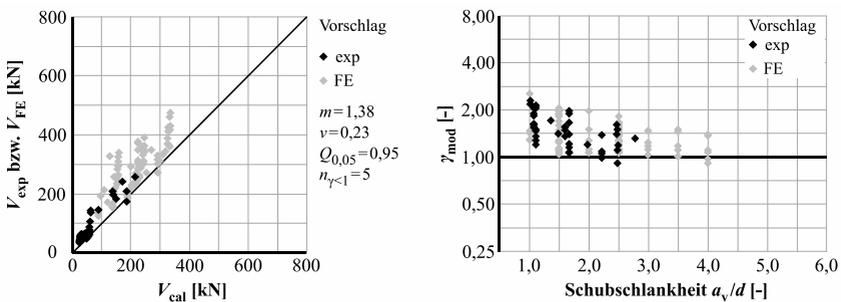


Bild 7-11: Ergebnisse der Vergleichsberechnungen nach vorgeschlagenem Modell (links) und Auswertung der Vergleichswerte γ_{mod} über die Schubslankheit a_v/d (rechts)

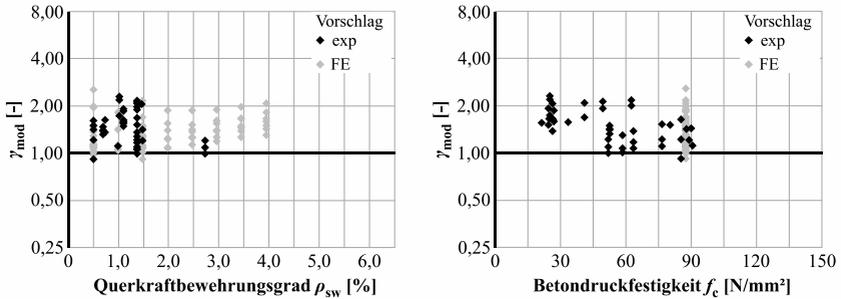


Bild 7-12: Auswertung der Vergleichswerte γ_{mod} über den Querkraftbewehrungsgrad ρ_{sw} (links) und die Betondruckfestigkeit f_c (rechts)

Die Vergleichsberechnungen zeigen, dass die experimentellen und numerischen Ergebnisse mit dem vorgeschlagenen Modell sehr gut abgebildet werden können. Im Vergleich mit den bereits besprochenen, normativen Modellen konnte zum einen die Streuung erheblich reduziert ($v = 0,23$) und zum anderen eine sichere Berechnung erreicht werden ($Q_{0,05} = 0,95$). Zudem wurden nur fünf Vergleichswerte unter $\gamma_{\text{mod}} = 1,0$ berechnet. Dies entspricht 4 % der Stichprobengröße. Eine Bewertung der Sensitivitäten ermöglichen die weiteren Auswertungen über die Schubslankheit a_v/d , den Querkraftbewehrungsgrad ρ_{sw} sowie die Betondruckfestigkeit f_c [Hee-2017]. Diese zeigen, dass die Streuungen über die jeweiligen Parameter gleichmäßig verteilt sind und keiner der genannten Parameter unzureichend berücksichtigt wurde. Im Vergleich mit den normativen Modellen (Tabelle 7-1) wurden mit dem vorgeschlagenen Modell $\cot \theta$ -Werte zwischen 1,0 und 3,3 mit einem Mittelwert von 1,7 berechnet. Die Werte entsprechen annähernd denen nach EC2, SIA 262 und MC2010. Demgegenüber wurden Abminderungsfaktoren ν_1 im Bereich zwischen 0,28 und 0,65 mit einem Mittelwert von 0,36 bestimmt. Diese liegen unterhalb der Werte, die mit den normativen Ansätzen ermittelt wurden (mit Ausnahme des CSA A23.3) und stellen somit die entscheidende Anpassung dar, die eine sichere Berechnung ermöglicht.

Die Abminderungsfaktoren ν_1 werden nach Gl. 7-15 vereinfacht in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit f_c bestimmt. Es wurde daher überprüft, ob anhand der Datenbasis eine Abhängigkeit von ε_1 (wie nach SIA 262 und MC2010 angegeben) und somit ein Einfluss der horizontalen sowie der vertikalen Mikrobewehrung zu erkennen ist.

Bild 7-13 zeigt die Auswertung der Vergleichswerte ν_{mod} über die Hauptdehnung ε_1 . Die Vergleichswerte ergeben sich zu:

$$\nu_{\text{mod}} = \frac{\nu_{1,\text{exp}}}{\nu_1} \quad \text{Gl. 7-17}$$

7 Entwicklung eines Bemessungsansatzes

$$v_{\text{mod}} = \frac{v_{1,\text{FE}}}{v_1} \quad \text{Gl. 7-18}$$

Die Abminderungsfaktoren $v_{1,\text{exp}}$ bzw. $v_{1,\text{FE}}$ ergeben sich hierbei zu:

$$v_{1,\text{exp}} = \frac{V_{\text{exp}} \cdot (\tan \theta + \cot \theta)}{f_c \cdot b_w \cdot z} \quad \text{Gl. 7-19}$$

$$v_{1,\text{FE}} = \frac{V_{\text{FE}} \cdot (\tan \theta + \cot \theta)}{f_c \cdot b_w \cdot z} \quad \text{Gl. 7-20}$$

Es ist zu beachten, dass für die Auswertung nur Versuche bzw. Berechnungen berücksichtigt wurden, für die $\cot \theta < \cot \theta_{\text{min}}$ gilt, da in diesem Fall die Druckstrebentragfähigkeit $V_{R,\text{max}}$ kleiner oder gleich der Zugstrebentragfähigkeit $V_{R,s}$ ist.

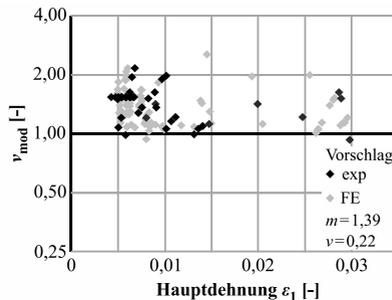


Bild 7-13: Auswertung der Vergleichswerte v_{mod} über die Hauptdehnung ε_1

Die Auswertung zeigt, dass keine klare Abhängigkeit zwischen v_{mod} und der Hauptdehnung ε_1 zu erkennen ist. Die Streuungen reduzieren sich zwar mit zunehmendem ε_1 , eine Abhängigkeit des Abminderungsfaktors v_1 von der Hauptdehnung ε_1 kann auf Grundlage der vorhandenen Datenbasis jedoch nicht bestimmt werden.

7.4 Zusammenfassende Diskussion

Die Vergleichsberechnungen anhand der Datenbasis belegen, dass Betonträger mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen grundsätzlich auf Basis der gleichen Modelle behandelt werden können wie konventionell bewehrte Stahlbetonbauteile. Bei Einsatz einer Mikrobewehrung ist dennoch zu beachten, dass

- die hohe Duktilität der Mikrobewehrung eine Anpassung der zulässigen Rotation der Druckstrebenneigung erfordert und
- die gegenüber Stahlbetonbauteilen erhöhten Verformungen im Schubfeld ein (sekundäres) Druckversagen des Stegbetons begünstigen.

Um diese Effekte zu berücksichtigen, wurde ein eigener Vorschlag für ein Berechnungsmodell erarbeitet, der diese Punkte aufgreift. Die Basis des vorgeschlagenen Modells stellen die Modelle nach EC2 bzw. SIA 262 und MC2010 dar. Gegenüber den genannten Modellen wurde die untere Begrenzung des Druckstrebenneigungswinkels angepasst, sodass gegenüber Stahlbetonbauteilen erhöhte Rotationen zugelassen werden. Zudem wurde der Abminderungsfaktor zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit der Betondruckstreben angepasst. Somit kann mit dem vorgeschlagenen Modell ein (sekundäres) Druckversagen des Stegbetons erfasst werden.

Die Anpassungen führen insgesamt zu einer reduzierten Streuung der Berechnungsergebnisse sowie einer sicheren Berechnung. Dies bestätigt die Zusammenstellung der statistischen Kennwerte in Tabelle 7-2.

Tabelle 7-2: Auswertung der Vergleichsberechnungen

Norm	Kennwert				
	m	v	$Q_{0,05}$	$n_{y<1}$	
EC2	1,28	0,33	0,76	36	28 %
EC2/NA	1,54	0,53	0,68	28	22 %
SIA 262	1,36	0,39	0,73	38	30 %
CSA A23.3	1,93	0,45	0,95	1	1 %
MC2010	1,33	0,38	0,73	38	30 %
eigener Vorschlag	1,38	0,23	0,95	5	4 %

8 Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Der Einsatz von mikrobewehrtem Beton ermöglicht die Herstellung profilierter Betonbauteile mit Stegbreiten von wenigen Zentimetern. Bei der Ermittlung der Tragfähigkeit dieser dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteile ist aufgrund der reduzierten Stegbreiten insbesondere der Querkraftnachweis zu beachten.

Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile mit profilierten Querschnitten aus normal- und hochfestem Beton liegen zurzeit nur in begrenztem Umfang vor. Aufbauend auf den vorliegenden experimentellen Untersuchungen wurden Querkraftbemessungsmodelle entwickelt, die jedoch nicht allgemein anwendbar und zum Teil nicht mechanisch konsistent sind. Normative Regelungen zur Anwendung mikrobewehrter Betonbauteile sind zurzeit vorhanden.

Ziel der vorliegenden Arbeit war es daher das Tragverhalten dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile mit profilierten Querschnitten aus hochfestem Beton experimentell, numerisch und theoretisch zu untersuchen und auf Basis der Untersuchungen ein Modell zur Bemessung der dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteile bei Querkraftbeanspruchung zu entwickeln.

Hierzu wurden, basierend auf einer Analyse des Querkrafttragverhaltens sowie der Querkraftbemessung von Stahlbetonbauteilen, die in der Literatur dokumentierten Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteilen analysiert. Es konnte gezeigt werden, dass die Erkenntnisse zum Tragverhalten konventionell bewehrter Stahlbetonbauteile unter Querkraftbeanspruchung auf Betonträger mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen übertragen werden können. Die vorliegenden experimentellen und theoretischen Untersuchungen ermöglichten jedoch keine vollständige Bewertung des Querkrafttragverhaltens dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile mit profiliertem Querschnitt.

Zur weiteren Analyse des Querkrafttragverhaltens dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile wurden daher eigene experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Aufbauend auf den experimentellen Untersuchungen wurde ein Finite Elemente Modell entwickelt und für eine Parameterstudie genutzt, sodass weitere numerische Untersuchungen zum Trag- und Versagensverhalten dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile aus hochfestem Beton durchgeführt werden konnten.

Die experimentellen und numerischen Untersuchungen bestätigen die Ähnlichkeiten im Querkrafttragverhalten von mikrobewehrten und konventionell bewehrten

Betonbauteilen. Es konnte weiterhin gezeigt werden, dass bei der Bewertung der Querkrafttragfähigkeit von dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteilen

- die gegenüber Betonstahl erhöhte Duktilität der Mikrobewehrung, die eine Anpassung der Rotation der Druckstrebenneigung erfordert,
- die gegenüber Stahlbetonbauteilen erhöhten Verformungen im Schubfeld, die ein sekundäres Betonversagen (nach Erreichen der Fließgrenze der Mikrobewehrung) begünstigen sowie
- der Einfluss der horizontalen Mikrobewehrungsdrähte im Steg der dünnwandigen Bauteile auf die Verformungen und die Rissbildung

zu berücksichtigen sind.

Um die Übertragbarkeit aktueller normativer Querkraftbemessungsmodelle für Stahlbetonbauteile auf den Querkraftnachweis dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile aus normal- und hochfestem Beton zu überprüfen, wurden Vergleichsberechnungen durchgeführt. Hierfür wurde eine Datenbasis, bestehend aus in der Literatur dokumentierten und eigenen Versuchsergebnissen sowie den Ergebnissen der Parameterstudie genutzt. Auf Basis statistischer Auswertungen konnte gezeigt werden, dass die vorhandenen Modelle grundsätzlich genutzt werden können, für eine sichere und genaue Bemessung jedoch Anpassungen erforderlich sind.

Abschließend wurde auf Basis der experimentellen und numerischen Untersuchungen sowie der Vergleichsberechnungen ein allgemeingültiges Querkraftbemessungsmodell für Betonträger mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen vorgeschlagen. Das Modell baut auf den vorhandenen normativen Modellen für Stahlbetonbauteile auf und erweitert diese, sodass die Eigenschaften mikrobewehrter Betonbauteile erfasst werden können. Somit steht erstmalig ein allgemein für Betonträger mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen aus normal- und hochfestem Beton anwendbares Querkraftbemessungsmodell zur Verfügung.

8.2 Ausblick

Aufbauend auf der vorliegenden Arbeit sollten sich weiterführende Untersuchungen mit der Erweiterung der vorliegenden Datenbasis beschäftigen. Dies kann beispielsweise Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten statisch unbestimmter Systeme bzw. mehrfeldriger Durchlaufsysteme oder zum Einfluss weiterer Laststellungen bzw. einer Gleichlastbeanspruchung beinhalten. Um den Anwendungsbereich der dünnwandigen, mikrobewehrten Betonbauteile zu erweitern sollte der Einsatz einer Vorspannung untersucht werden. Zudem ist die Entwicklung von Konstruktionsregeln, insbesondere eine Formulierung zur Ermittlung einer Mindestquerkraftbewehrung [Rah-2004], [Kle-2016], für eine allgemeine Anwendung von Interesse.

Die aktuelle, datenbankbezogene Formulierung zur Berücksichtigung des direkten Lastabtrags bei gedruckenen Bauteilen entspricht dem Vorgehen der normativen Regelungen für Stahlbetonbauteile. Sie sollte dennoch durch einen mechanischen Ansatz, der in das vorhandene Bemessungsmodell integriert wird, ersetzt werden. Die Berechnung mit einem Stabwerkmodell kann hierbei als Grundlage genutzt werden [Rei-2005], [Zha-2007], [Tod-2018].

Ferner sollte, neben dem Einsatz von normal- und hochfestem Beton, der Einsatz ultrahochfester Feinkornbetone [Sch-2011], [Hau-2016], [Bus-2018-1] untersucht werden, der in Kombination mit einer – im Rahmen der vorliegenden Arbeit bereits betrachteten – hochfesten Mikrobewehrung zu einer weiteren Steigerung der Querkrafttragfähigkeit der dünnwandigen Betonbauteile führen sollte. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass mit zunehmender Betondruckfestigkeit die Sprödigkeit zunimmt, sodass ggf. Anpassungen der zulässigen Rotation der Druckstrebenneigung sowie der Abminderung der Betonfestigkeit bei Querkraftrissbildung erforderlich sind.

Abschließend sind Untersuchungen zur Lebensdauer der dünnwandigen Betonbauteile von hohem Interesse [Emp-2009]. Aufgrund der erhöhten Packungsdichte und der hieraus resultierenden verringerten Porenbildung kann, in Kombination mit der durch die Mikrobewehrung erzeugten verringerten Rissbreiten, potentiell eine verbesserte Dauerhaftigkeit und somit eine erhöhte Lebensdauer realisiert werden. Aktuelle Untersuchungen zeigen für ultrahochfeste Betone bereits diese Möglichkeiten [Sch-2014b].

Literaturverzeichnis

- [ACI-1979] American Concrete Institute (ACI): Ferrocement - Materials and Applications. Special Publication SP-61, Detroit, 1979.
- [ACI-1993] ACI 549.1R-93: Guide for the Design, Construction and Repair of Ferrocement. 1993 (Reapproved 1999).
- [ACI-1997] ACI 549R-97: State-of-the-Art Report on Ferrocement. 1997.
- [ACI-2014] ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014.
- [Ahm-1995] Ahmad, S. F., Lodi, S. H., Qureshi, J.: Shear Behavior of Ferrocement Thin Webbed Sections. *Cement and Concrete Research* 25 (1995), Heft 5, S. 969-979.
- [Al-J-1989] Al-Jumaily, I. A. S.: Mechanisch-physikalische Kennwerte von Feinkornbeton. Dissertation, Technische Hochschule Wismar, Wismar, 1989.
- [Al-K-1999] Al-Kubaisy, M. A., Nedwell, P. J.: Behavior and Strength of Ferrocement Rectangular Beams in Shear. *Journal of Ferrocement* 29 (1999), Heft 1, S. 1-16.
- [Al-M-1978] Al-Mahaidi, R. S. H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Beams. Dissertation, Cornell University, Ithaca, NY, 1978.
- [Al-S-1991] Al-Sulaimani, G. J., Basunbul, I. A., Mousselly, E. A.: Shear Behavior of Ferrocement Box Beams. *Cement and Concrete Composites* 13 (1991), Heft 1, S. 29-36.
- [Bac-1967] Bachmann, H.: Zur plastizitätstheoretischen Berechnung statisch unbestimmter Stahlbetonbalken. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zürich, 1967.
- [Bal-1977] Balaguru, P. N., Naaman, A. E., Shah, S. P.: Analysis and Behavior of Ferrocement in Flexure. *ASCE Proceedings* V. 103 (1977), Heft ST10, S. 1973-1951.
- [Bau-1970] Baumann, T., Rüschi, H.: Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens. *DAfStb-Heft* 210, Berlin: Ernst & Sohn, 1970.
- [Baž-1980] Bažant, Z. P., Gambarova, P.: Rough Cracks in Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*, ASCE 106 (1980), Heft 4, S. 819-842.
- [Baž-1983] Bažant, Z. P., Oh, B. H.: Crack Band Theory for Fracture of Concrete. *Materials and Structures* 16 (1983), S. 155-177.
- [Baž-1984] Bažant, Z. P., Kim, J.-K.: Size-Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams. *ACI Journal* 81 (1984), Heft 5, S. 456-468.
- [Baž-1988] Bažant, Z. P., Lin, F.-B.: Nonlocal Smeared Cracking Model for Concrete Fracture. *Journal of Structural Engineering*, ASCE 114 (1988), Heft 11, S. 2493-2510.
- [Baž-2005-1] Bažant, Z. P., Yu, Q.: Designing Against Size Effect on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Without Stirrups. I. Formulation. *Journal of Structural Engineering*, ASCE 131 (2005), Heft 12, S. 1877-1885.
- [Baž-2005-2] Bažant, Z. P., Yu, Q.: Designing Against Size Effect on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Without Stirrups. II. Verification and Calibration. *Journal of Structural Engineering*, ASCE 131 (2005), Heft 12, S. 1886-1897.
- [Bel-2017-1] Belarbi, A., Kuchma, D. A., Sanders, D. H.: Proposals for New One-Way Shear Equations for the 318 Building Code. *Concrete International* 39 (2017), Heft 9, S. 29-32.

Literaturverzeichnis

- [Bel-2017-2] Belletti, B., Damoni, C., Hendriks, M. A. N., Boer, A. de: Validation of the Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures. Part: Reinforced beams. Rijkswaterstaat Centre for Infrastructure, Report RTD:1016-3A:2017, 2017.
- [Ben-2006-1] Bentz, E. C., Collins, M. P.: Development of the 2004 Canadian Standards Association (CSA) A23.3 Shear Provisions for Reinforced Concrete. Canadian Journal of Civil Engineering 33 (2006), Heft 5, S. 521-534.
- [Ben-2006-2] Bentz, E. C., Vecchio, F. J., Collins, M. P.: Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. ACI Journal 103 (2006), Heft 4, S. 614-624.
- [Ben-2017] Bentz, E. C., Collins, M. P.: Updating the ACI Shear Design Provisions. Concrete International 39 (2017), Heft 9, S. 33-38.
- [Ber-2014] Berlin, M.: Untersuchung zum Trag- und Verformungsverhalten von Ferrocement und seinen Ausgangsstoffen. Dissertation, Universität Rostock, Rostock, 2014.
- [Ber-2012] Bertram, G.: Zum Verbund- und Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern aus ultra-hochfestem Beton. Dissertation, RWTH Aachen, Aachen, 2012.
- [Bög-2006] Bögle, A.: Pier Luigi Nervi. Ingenieurporträt. db - Deutsche Bauzeitung 141 (2006), Heft 8, S. 76-81.
- [Bor-1985] Borst, R. d., Nauta, P.: Non-orthogonal Cracks in a Smearred Finite Element Model. Engineering Computations 2 (1985), Heft 1, S. 35-46.
- [Bor-2002] Borst, R. d.: Fracture in Quasi-brittle Materials. A Review of Continuum Damage-based Approaches. Engineering Fracture Mechanics 69 (2002), Heft 2, S. 95-112.
- [Bor-2004] Borst, R. d., Remmers, J. J. C., Needleman, A., Abellan, M.-A.: Discrete vs. Smearred Crack Models for Concrete Fracture. Bridging the Gap. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 28 (2004), Heft 78, S. 583-607.
- [Bro-2005] Brockmann, T.: Mechanical and Fracture Mechanical Properties of Fine Grained Concrete for Textile Reinforced Composites. Dissertation, RWTH Aachen, Aachen, 2005.
- [Bro-2007] Brockmann, T., Brameshuber, W., Hinzen, M.: Bemessungsrelevante Kennwerte von Feinbeton für einaxiale Druckbeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007), Heft 6, S. 371-379.
- [Bus-2013] Busse, D., Eckfeldt, L., Empelmann, M.: Assessing the Reliability of Existing Concrete Bridges in Terms of Shear Strength. In: Zingoni, A. (Hg.): Research and Applications in Structural Engineering, Mechanics and Computation. Proceedings of SEMC 2013, 02.-04.09.2013 in Kapstadt, Boca Raton, FL: CRC Press, 2013.
- [Bus-2015-1] Busse, D., Empelmann, M.: Ultra-light Concrete Members Inspired by Bamboo. Stang, H.; Braestrup, M. (Hrsg.): Proceedings of fib Symposium 2015. 18.-20.05.2015 in Kopenhagen, Kopenhagen: Danish Concrete Society, 2015, S. 199-200 (abstract; full paper on CD: 8 S.).
- [Bus-2015-2] Busse, D., Empelmann, M.: Ultra-lightweight, Tubular Concrete Members for Three-dimensional Truss Structures. In: KIVI (Hg.): Future Visions – Proceedings of IASS Symposium 2015, paper No. IASS2015-523542 (published on USB-Stick, 12 S.).
- [Bus-2016-1] Busse, D., Sawicki, P., Empelmann, M.: Dünnwandige Betonhohlbauteile aus hochfestem Feinkombeton. beton 66 (2016), Heft 1+2, S. 30-35.
- [Bus-2016-2] Busse, D., Empelmann, M.: Dünnwandige, mikrobewehrte Betonbauteile unter Querkraftbeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016), Heft 12, S. 840-850.
- [Bus-2017] Busse, D., Empelmann, M.: Shear Strength of Thin-walled, Micro-reinforced Concrete Members. In: Norwegian Concrete Association (Hg.): Proceedings of HPC/CIC 2017.

- 06.-08.03.2017 in Tromsø, Oslo: Norwegian Concrete Association, S. 14 (abstract, full paper on USB-Stick: 10 S.).
- [Bus-2018-1] Busse, D., Empelmann, M.: Bending behaviour of high-performance, micro-reinforced Concrete. *Structural Concrete* (2018), 10 S., <https://doi.org/10.1002/suco.201700246>.
- [Bus-2018-2] Busse, D., Empelmann, M.: Shear strength of thin-walled concrete members with micro-reinforcement. Kohoutková, A., et al. (Hrsg.): *Proceedings of The 12th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, 29.-31.08.2018 in Prag.
- [CEB-1993]: CEB-FIP Model Code 1990. London: Telford, 1993.
- [Cer-2010] Cervenka, J., Cervenka, V.: On the Uniqueness of Numerical Solutions of Shear Failure of Deep Concrete Beams. In: Bičanić, N., Borst, R. d., Mang, H., Meschke, G. (Hg.): *Computational Modelling of Concrete Structures*: CRC Press, 2010, S. 281-290.
- [Cer-1970] Cervenka, V.: *Inelastic Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Panels*. Dissertation, University of Colorado, Boulder, CO, 1970.
- [Cer-1985] Cervenka, V.: Constitutive Model for Reinforced Concrete. *ACI Journal* 82 (1985), Heft 6, S. 877-882.
- [Cer-1999] Cervenka, V., Bergmeister, K.: Nichtlineare Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen. *Beton- und Stahlbetonbau* 94 (1999), Heft 10, S. 413-419.
- [Cla-2016] Cladera, A., Mari Bernat, A. R., Bairan, J. M., Ribas, C., Oller, E., Duarte, N.: The Compression Chord Capacity Model for the Shear Design and Assessment of Reinforced and Prestressed Concrete Beams. *Structural Concrete* 17 (2016), Heft 6, S. 1017-1032.
- [Cla-2017] Cladera, A., Mari, A., Bairan, J. M., Oller, E., Ribas, C.: One-Way Shear Design Method Based on a Multi-Action Model. *Concrete International* 39 (2017), Heft 9, S. 40-46.
- [Col-1980] Collins, M. P., Mitchell, D.: Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-Prestressed Concrete Beams. *PCI Journal* 25 (1980), Heft 5, S. 32-100.
- [Col-1996] Collins, M. P., Mitchell, D., Adebar, P., Vecchio, F. J.: A General Shear Design Method. *ACI Structural Journal* 93 (1996), Heft 1, S. 36-44.
- [Col-1999] Collins, M. P., Kuchma, D. A.: How Safe Are Our Large, Lightly-Reinforced Concrete Beams, Slabs and Footings? *ACI Structural Journal* 96 (1999), Heft 4, S. 482-490.
- [Col-2008] Collins, M. P., Bentz, E. C., Sherwood, E. G.: Where is Shear Reinforcement Required? Review of Research Results and Design Procedures. *ACI Structural Journal* 105 (2008), Heft 5, S. 590-600.
- [Cri-1982] Crisfield, M. A.: Local Instabilities in the Non-Linear Analysis of Reinforced Concrete Beams and Slabs. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 73 (1982), Heft 3, S. 135-145.
- [Cri-1997] Crisfield, M. A.: *Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*. Volume 1: Essentials, Chichester: Wiley, 1997.
- [CSA-2004] CSA A23.3-04: Design of concrete structures. Canadian Standards Association, Mississauga, ON, 2004.
- [Czi-2014] Czichos, H., Skrotzki, B., Simon, F.-G.: *Das Ingenieurwissen*. Werkstoffe, Berlin, Heidelberg: Springer, 2014.
- [Dei-1987] Dei Poli, S., Gambarova, P. G., Karakoç, C.: Aggregate Interlock Role in R.C. Thin-Webbed Beams in Shear. *Journal of Structural Engineering* 113 (1987), Heft 1, S. 1-19.

Literaturverzeichnis

- [Des-1991] Desayi, P., El-Kholy, S. A.: Lightweight Fibre-Reinforced Ferrocement in Tension. *Cement and Concrete Composites* 13 (1991), S. 37-48.
- [Des-1992] Desayi, P., Nandakumar, N., El-Kholy, S. A.: Strength and Behaviour of Ferrocement in Shear. *Cement and Concrete Composites* 14 (1992), Heft 1, S. 33-45.
- [Des-1995-1] Desayi, P., Nandakumar, N.: A Quasi-Empirical Approach to Shear Strength of Ferrocement Trough Section Elements. *Journal of Ferrocement* 25 (1995), Heft 4, S. 361-376.
- [Des-1995-2] Desayi, P., Nandakumar, N.: A Semi-empirical Approach to Predict Shear Strength of Ferrocement. *Cement and Concrete Composites* 17 (1995), Heft 3, S. 207-218.
- [DAfStb-2010] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Erläuterungen zu DIN 1045-1, Berlin: Beuth, 2010.
- [DAfStb-2012] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2), Berlin: Beuth, 2012.
- [DIN-2001] DIN ISO 9044: Industriedrahtgewebe - Technische Anforderungen und Prüfung. Berlin: Beuth, 2001.
- [DIN-2005] DIN EN 196-1: Prüfverfahren für Zement - Teil 1: Bestimmung der Festigkeit; Deutsche Fassung EN 196-1:2005. Berlin: Beuth, 2005.
- [DIN-2009-1] DDIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2009. Berlin: Beuth, 2009.
- [DIN-2009-2] DIN EN 12390-5: Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-5:2009. Berlin: Beuth, 2009.
- [DIN-2009-3] DIN 488-1: Betonstahl - Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung. Berlin: Beuth, 2009.
- [DIN-2010-1] DIN EN 12390-6: Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-6:2009. Berlin: Beuth, 2010.
- [DIN-2010-2] DIN EN 206-9:2010: Beton - Teil 9: Ergänzende Regeln für selbstverdichtenden Beton (SVB). Berlin: Beuth, 2010.
- [DIN-2010-3] DIN EN 12350-8 - Prüfung von Frischbeton - Teil 8: Selbstverdichtender Beton - Setzfließversuch; Deutsche Fassung EN 12350-8:2010. Berlin: Beuth, 2010.
- [DIN-2011] DIN EN ISO 15630-1: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton - Prüfverfahren - Teil 1: Bewehrungsstäbe, -walzdraht und -draht. Berlin: Beuth, 2011.
- [DIN-2013] DIN EN 10028-7: Flacherzeugnisse aus Druckbehälterstählen - Teil 7: Nichtrostende Stähle, Deutsche Fassung EN 10028-7:2013. Berlin: Beuth, 2013.
- [DIN-2015-1] DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/A1 - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 und DIN EN 1992-1-1/A1:2014-2011 und 2015. Berlin: Beuth, 2015.
- [DIN-2015-2] DIN EN 1992-1-1/NA und DIN EN 1992-1-1/NA/A1 - Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; inkl. Änderung A1-2013 und 2015. Berlin: Beuth, 2015.
- [Dut-2006] Duthinh, D., Carino, N. J.: Shear Design of High-Strength Concrete Beams: A Review of the State-of-the-Art, NIST, 2006.
- [Emp-2009] Empelmann, M.; Juhl, K.: Optimierung von Fertigteilen – Möglichkeiten einer Lebensdauerbemessung. *Betonwerk + Fertigteil-Technik* 75 (2009), Heft 12, S. 14-23.

- [Emp-2010a] Empelmann, M.; Teutsch, M.; Schmidt, H.: Innovative Spannbetonträger. BWI – Betonwerk International (2010), Heft 1, S. 180-185.
- [Emp-2010b] Empelmann, M.; Teutsch, M.; Schmidt, H.: Alternative Bewehrungen + moderne Betone = Innovative Betonfertigteilträger. BFT International (2010), Heft 2, S. 90-91.
- [Emp-2010c] Empelmann, M.; Teutsch, M.; Schmidt, H.; Oettel, V.: Überblick zu Untersuchungsergebnissen: Innovative Fertigteilträger aus Faser- und Hochleistungsbetonen. Betonwerk + Fertigteil-Technik 76 (2010), Heft 9, S. 34-44.
- [Emp-2013] Empelmann, M.; Sender, C.: Spannbeton-Hybridträger für flexible Anforderungen der Haustechnik. BFT International (2013), Heft 2, S. 111-112.
- [Fee-1993] Feenstra, P. H.: Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete. PhD Thesis, Technische Universität Delft, Delft, 1993.
- [Fer-2007] Fernández Ruiz, M., Muttoni, A.: On Development of Suitable Stress Fields for Structural Concrete. ACI Structural Journal 104 (2007), Heft 4, S. 495–502.
- [Fer-2015] Fernández Ruiz, M., Muttoni, A., Sagaseta, J.: Shear Strength of Concrete Members without Transverse Reinforcement. A Mechanical Approach to Consistently Account for Size and Strain Effects. Engineering Structures 99 (2015), S. 360-372.
- [Fer-2018] Fernández Ruiz, M., Muttoni, A.: Size Effect in Shear and Punching Shear Failures of Concrete Members without Transverse Reinforcement. Differences Between Statically Determinate Members and Redundant Structures. Structural Concrete 19 (2018), Heft 1, S. 65-75.
- [Fer-1966] Ferry-Borges, J.: Cracking and Deformability of Reinforced Concrete Beams. IABSE Publications 26 (1966), S. 75-95.
- [fib-2013] *fib* (CEB-FIP): *fib* Model Code for Concrete Structures 2010. Berlin: Ernst & Sohn, 2013.
- [FIP-1996] FIP-Commission 3 "Practical Design": FIP Recommendations: Practical Design of Structural Concrete. London, September 1996.
- [Fis-2016] Fisker, J., Hagsten, L. G.: Mechanical Model for the Shear Capacity of R/C Beams without Stirrups: A Proposal Based on Limit Analysis. Engineering Structures 115 (2016), S. 220-231.
- [Fro-2017] Frosch, R. J., Yu, Q., Cusatis, G., Bažant, Z. P.: A Unified Approach to Shear Design. Concrete International 39 (2017), Heft 9, S. 47-52.
- [Ger-1968] Gergely, P., Lutz, L. A.: Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members. ACI Publication SP20, 1968, S. 87-117.
- [Gle-2016] Gleich, P., Kattenstedt, S., Maurer, R.: Erweitertes Druckbogenmodell für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016).
- [Göd-2012] Gödde, L.: Numerische Simulation und Bemessung von Flächentragwerken aus Stahlfaserbeton sowie stahlfaserverstärktem Stahl- und Spannbeton. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 2012.
- [Gör-2004] Görtz, S.: Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. Dissertation, RWTH Aachen, Aachen, 2004.
- [Gov-1995] Govindjee, S., Kay, G. J., Simo, J. C.: Anisotropic Modelling and Numerical Simulation of Brittle Damage in Concrete. International Journal for Numerical Methods in Engineering 38 (1995), Heft 21, S. 3611-3633.
- [Gru-2006] Grunert, J. P.: Zum Tragverhalten von Spannbetonfertigteilträgern aus Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, November 2006.

Literaturverzeichnis

- [Gut-1998] Gutsch, A.-W.: Stoffeigenschaften des jungen Betons - Versuche und Modelle. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, 1998.
- [Ham-1980] Hamadi, Y. D., Regan, P. E.: Behaviour in Shear of Beams with Flexural Cracks. Magazine of Concrete Research 32 (1980), Heft 111, S. 67-78.
- [Har-1987] Hardjasaputra, H.: Berücksichtigung des Dehnungszustandes bei der Querkraftbemessung von profilierten Stahlbeton- und Spannbetonträgern. Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 1987.
- [Har-2006] Hars, E.: Zum Querkraftwiderstand von Stahl- und Spannbetonträgern mit dünnen Stegen. Dissertation, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2006.
- [Hau-1999] Hauser, S.: Hochfester Fasermattenbeton SIMCON Neu, DUCON. Dissertation, Technische Universität Darmstadt, Darmstadt, 1999.
- [Hau-2016] Hauser, S.: DUCON - Mikrobewehrter Hochleistungsbeton. In: Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J.-D. (Hg.): Betonkalender 2017. Weinheim: Wiley, S. 493-517.
- [Haw-2007] Hawkins, N. M., Kuchma, D. A.: Application of LFRD Bridge Design Specifications to High-Strength Structural Concrete: Shear Provisions. NCHRP Report 579, University of Illinois, Urbana, IL, 2007.
- [Hee-2017] Heek, P., Look, K., Minelli, F., Mark, P., Plizzari, G.: Datenbank für querkraftbeanspruchte Stahlfaserbetonbauteile. Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017), Heft 3, S. 144-154.
- [Heg-1999] Hegger, J., Görtz, S., Beutel, R., König, G., Schenk, G., Kliver, J., Dehn, F., Zilch, K., Staller, M., Reineck, K.-H.: Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1. Abschlussbericht zum DIBt-Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98, RWTH Aachen, Universität Leipzig, TU München, Universität Stuttgart, Dezember 1999.
- [Heg-2006] Hegger, J., Görtz, S.: Querkraftmodell für Bauteile aus Normalbeton und Hochleistungsbeton. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 9, S. 695-705.
- [Hen-2017] Hendriks, M. A. N., Boer, A. de, Belletti, B.: Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures. Rijkswaterstaat Centre for Infrastructure, Report RTD:1016-1:2017, 2017.
- [Her-2016] Herbrand, M., Kueres, D., Claßen, M., Hegger, J.: Einheitliches Querkraftmodell zur Bemessung von Stahl- und Spannbetonbrücken im Bestand. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016), Heft 2, S. 58-67.
- [Her-2017] Herbrand, M., Hegger, J.: Querkraftmodell für Bauteile ohne Schubbewehrung unter Druck- und Zugbeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017), Heft 11, S. 704-713.
- [Hil-1976] Hillerborg, A., Modéer, M., Petersson, P. E.: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements. Cement and concrete Research 6 (1976), S. 773-782.
- [Hil-1983] Hillerborg, A.: Analysis of One Single Crack. In: Wittmann, F. H. (Hg.): Fracture mechanics of concrete. Amsterdam, New York: Elsevier, 1983.
- [Hoa-1998] Hoang, L. C., Nielsen, M. P.: Plasticity Approach to Shear Design. Cement and Concrete Composites 20 (1998), S. 437-453.
- [Hor-1991] Hordijk, D. A.: Local Approach to Fatigue of Concrete. Dissertation, Technische Universität Delft, Delft, 1991.
- [Hsu-1988] Hsu, T. T. C.: Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion. ACI Structural Journal (1988), Heft 6, S. 624-635.

- [IFS-2001] International Ferrocement Society (IFS): Ferrocement Model Code. 2001.
- [Jef-2002] Jefferson, A. D.: Constitutive Modelling of Aggregate Interlock in Concrete. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 26 (2002), Heft 5, S. 515-535.
- [Jir-1998] Jirásek, M., Zimmermann, T.: Analysis of Rotating Crack Model. Journal of Engineering Mechanics 124 (1998), Heft 8, S. 842-851.
- [Joh-1976] Johnston, C. D., Mattar, S. G.: Ferrocement-Behavior in Tension and Compression. ASCE Proceedings V. 102 (1976), Heft ST5, S. 875-889.
- [Kan-1966] Kani, G. N. J.: Basic Facts Concerning Shear Failure. ACI Journal 63 (1966), Heft 6, S. 672-692.
- [Kau-1998-1] Kaufmann, W.: Strength and Deformation of Structural Concrete Subjected to In-Plane Shear and Normal Forces. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zürich, 1998.
- [Kau-1998-2] Kaufmann, W., Marti, P.: Structural Concrete. Cracked Membrane Model. Journal of Structural Engineering 124 (1998), Heft 12, S. 1467-1475.
- [Kau-1988] Kaushik, S. K., Gupta, V. K. (Hg.): Ferrocement - Application and Progress. Proceedings of the Third International Symposium on Ferrocement, 08.-10.12.1988 in Roorkee, New Delhi: Tata McGraw Hill, 1988.
- [Kle-2016] Kley, C., Mark, P.: Zur Mindestquerkraftbewehrung von Stahlbetonbalken. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016), Heft 11, S. 728-737.
- [Kol-1990] Kollegger, J., Mehlhorn, G.: Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons bei einer Querkzugbeanspruchung. DAFStb-Heft 413, Berlin: Beuth, 1990.
- [Kön-1995] König, G., Fischer, J.: Model Uncertainties of Design Equations for the Shear Capacity of Concrete Members. In: CEB-Bulletin 224: Model Uncertainties. Reports from CEB Task Group 1.2. Lausanne: CEB, S. 49-100.
- [Kre-1966] Krefeld, W. J., Thurston, C. W.: Contribution of Longitudinal Steel to Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams. ACI Journal 63 (1966), Heft 3, S. 325-344.
- [Kup-1973] Kupfer, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. DAFStb-Heft 229, Berlin: Ernst & Sohn, 1973.
- [Kup-1979] Kupfer, H., Moosecker, W.: Beanspruchungen und Verformungen der Schubzone des schlanken profilierten Stahlbetonbalkens. In: Eibl, J. (Hg.): Forschungsbeiträge für die Baupraxis. Berlin: Ernst & Sohn, 1979, S. 225-236.
- [Kup-1983] Kupfer, H., Mang, R., Karavesyrogrou, M.: Bruchzustand der Schubzone von Stahlbeton- und Spannbetonträgern - Eine Analyse unter Berücksichtigung der Rissverzahnung. Bauingenieur 58 (1983), S. 143-149.
- [Läp-2011] Läßle, V.: Einführung in die Festigkeitslehre. Wiesbaden: Vieweg+Teubner, 2011.
- [Lau-1990] Laube, M.: Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, 1990.
- [Leo-1962] Leonhardt, F., Walther, R.: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. DAFStb-Heft 151, Berlin: Ernst & Sohn, 1962.
- [Leo-1963] Leonhardt, F., Walther, R.: Schubversuche an Plattenbalken mit unterschiedlicher Schubbewehrung. DAFStb-Heft 156, Berlin: Ernst & Sohn, 1963.

Literaturverzeichnis

- [Leo-1965] Leonhardt, F.: Die verminderte Schubdeckung bei Stahlbetontragwerken. Bauingenieur 40 (1965), Heft 1, S. 1-15.
- [Leo-1973] Leonhardt, F., Koch, R., Rostásy, F. S.: Schubversuche an Spannbetonträgern. DAFStb-Heft 227, Berlin: Ernst & Sohn, 1973.
- [Leo-1974] Leonhardt, F., Mönnig, E.: Vorlesungen über Massivbau. Erster Teil: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. Berlin: Springer, 1974.
- [Loc-2014] Loch, M.: Beitrag zur Bestimmung von charakteristischen Werkstofffestigkeiten in Bestandstragwerken aus Stahlbeton. Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, Kaiserslautern, 2014.
- [Lub-2004] Lubell, A. S., Sherwood, T., Bentz, E. C., Collins, M. P.: Safe Shear Design of Large, Wide Beams. Concrete International 26 (2004), Heft 1, S. 67-78.
- [Mae-2003] Maekawa, K., Pimanmas, A., Okamura, H.: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete. London: Spon Press, 2003.
- [Man-1987] Mansur, M. A., Ong, K.C.G.: Shear Strength of Ferrocement Beams. ACI Structural Journal 84 (1987), Heft 1, S. 10-17.
- [Man-1991] Mansur, M. A., Ong, K.C.G.: Shear Strength of Ferrocement I-Beams. ACI Structural Journal 88 (1991), Heft 4, S. 458-464.
- [Man-2001] Mansur, M. A., Kiritharan, T.: Shear Strength of Ferrocement Structural Sections. Journal of Ferrocement 31 (2001), Heft 3, S. 195-211.
- [Mar-2014] Marí, A., Bairán, J., Cladera, A., Oller, E., Ribas, C.: Shear-flexural Strength Mechanical Model for the Design and Assessment of Reinforced Concrete Beams. Structure and Infrastructure Engineering 11 (2014), Heft 11, S. 1399-1419.
- [Mar-1980] Marti, P.: Zur plastischen Berechnung von Stahlbeton. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zürich, 1980.
- [Mar-2016] Marti, P., Beck, A.: Querkraftwiderstand von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016), Heft 11, S. 716-727.
- [Mau-2013] Maurer, R., Kiziltan, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Querkraftwiderstand von Spannbetonbalken. Bauingenieur 88 (2013), Heft 4, S. 165-176.
- [Mit-1974] Mitchell, D., Collins, M. P.: Diagonal Compression Field Theory. A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion. ACI Journal 71 (1974), Heft 8, S. 396-408.
- [Mör-1908] Mörsch, E.: Der Eisenbetonbau: Seine Theorie und Anwendung, Stuttgart: Wittwer, 1908.
- [Mül-1978] Müller, P.: Plastische Berechnung von Stahlbetonscheiben und -balken. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zürich, 1978.
- [Mut-1990] Muttoni, A.: Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zürich, 1990.
- [Mut-1996] Muttoni, A., Schwartz, J., Thürlimann, B.: Bemessung von Betontragwerken mit Spannungsfeldern. Basel: Birkhäuser, 1996.
- [Mut-2003] Muttoni, A.: Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung. Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), Heft 2, S. 74-84.
- [Mut-2008] Muttoni, A., Fernández Ruiz, M.: Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width. ACI Structural Journal (2008), S. 163-172.
- [Naa-1971] Naaman, A. E., Shah, S. P.: Tensile Tests of Ferrocement. ACI Journal 68 (1971), Heft 9, S. 693-698.

- [Naa-1979] Naaman, A. E.: Design Predictions of Crack Widths in Ferrocement. In: ACI (Hg.): Ferrocement - Materials and Applications. Special Publication SP-61, Detroit, 1979, S. 25-42.
- [Naa-2002] Naaman, A. E.: Ferrocement: International Revival. ACI Special Publication 206 (2002), S. 323-340.
- [Naa-2012] Naaman, A. E.: Evolution in Ferrocement and Thin Reinforced Cementitious Composites. Arabian Journal for Science and Engineering 37 (2012), Heft 3, S. 421-441.
- [Nak-2001] Nakamura, H., Nigai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete. In: Shing, P.-S. B., Tanabe, T.-A. (Hg.): Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures Under Seismic Loads. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2001, S. 471-487.
- [Ner-1956] Nervi, P. L.: Structures, New York, NY: F. W. Dodge Corporation, 1956.
- [Ngo-1967] Ngo, D., Scordelis, A. C.: Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams. ACI Journal 64 (1967), Heft 3, S. 152-163.
- [Nie-1976] Nielsen, M. P., Braestrup, M. W.: Plastic Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. Rapport Nr. R 73, University of Denmark, 1976.
- [Pan-1996] Pang, X.-B., Hsu, T. T. C.: Fixed Angle Softened Truss Model for Reinforced Concrete. ACI Structural Journal 93 (1996), Heft 2, S. 197-207.
- [Rab-2013] Rabczuk, T.: Computational Methods for Fracture in Brittle and Quasi-Brittle Solids. State-of-the-Art Review and Future Perspectives. ISRN Applied Mathematics 2013 (2013), Heft 3, S. 1-38.
- [Rah-2004] Rahal, K. H.; Al-Saleh, K. S.: Minimum Transverse Reinforcement in 65 MPa Concrete Beams. ACI Structural Journal 101 (2004), Heft 6, S. 872-878.
- [Ras-1968] Rashid, Y. R.: Ultimate Strength Analysis of Prestressed Concrete Pressure Vessels. Nuclear Engineering and Design 7 (1968), Heft 4, S. 334-344.
- [Reg-2005] Regan, P. E., Kennedy-Reid, I. L., Pullen, A., Smith, D. A.: The Influence of Aggregate Type on the Shear Resistance of Reinforced Concrete. The Structural Engineer 83 (2005), Heft 23, S. 27-32.
- [Rei-1990-1] Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen. Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 1990.
- [Rei-1990-2] Reineck, K.-H., Hardjasaputra, H.: Zum Dehnungszustand bei der Querkraftbemessung profilierter Stahlbeton- und Spannbetontträger. Bauingenieur 65 (1990), Heft 2, S. 73-82.
- [Rei-2001] Reineck, K.-H.: Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung. Bauingenieur 76 (2001), Heft 4, S. 168-179.
- [Rei-2005] Reineck, K.-H.: Modellierung der D-Bereiche von Fertigteilen. In: Bergmeister, K., Wörner, J.-D. (Hg.): Betonkalender 2005. Berlin: Ernst & Sohn.
- [Rei-2012] Reineck, K.-H., Kuchma, D. A., Fitik, B.: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und ohne Bügel. DAfStb-Heft 597, Berlin: Beuth, 2012.
- [Rei-2017] Reineck, K.-H.: Proposal for ACI 318 Shear Design. Concrete International 39 (2017), Heft 9, S. 65-70.
- [Rei-1986] Reinhardt, H. W., Cornelissen, H. A.W., Hordijk, D. A.: Tensile Tests and Failure Analysis of Concrete. ASCE Journal of Structural Engineering 112 (1986), Heft 11, S. 2462-2477.

Literaturverzeichnis

- [Rit-1899] Ritter, K. W.: Die Bauweise Hennebique. Schweizerische Bauzeitung XXXIII (1899), Heft 5-7.
- [Roo-1995] Roos, W.: Zur Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons in scheibenförmigen Bauteilen bei gleichzeitig wirkender Querkzugbelastung. Dissertation, Technische Universität München, München, 1995.
- [Rot-1988] Rots, J. G.: Computational Modeling of Concrete Fracture. Dissertation, Technische Universität Delft, Delft, 1988.
- [Rot-1991] Rots, J. G.: Smearred and Discrete Representations of Localized Fracture. International Journal of Fracture 51 (1991), Heft 1, S. 45-59.
- [Sab-1979] Sabnis, G. M.: Ferrocement - Past and Present. In: ACI (Hg.): Ferrocement - Materials and Applications. Special Publication SP-61, Detroit, 1979, S. 1-8.
- [Sag-2010] Sagaseta, J., Vollum, R. L.: Shear Design of Short-span Beams. Magazine of Concrete Research 62 (2010), Heft 4, S. 267-282.
- [Sag-2013] Sagaseta, J.: The Influence of Aggregate Fracture on the Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. An Experimental and Analytical Research Project. Structural Concrete 14 (2013), Heft 4, S. 401-414.
- [Sch-2013] Schacht, G., Bolle, G., Marx, S.: Messen bei Querkraftversuchen. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 12, S. 875-887.
- [Sch-2014a] Schacht, G.: Experimentelle Bewertung der Schubtragsicherheit von Stahlbetonbauteilen. Dissertation, Technische Universität Dresden, Dresden, 2014.
- [Sch-2016] Schacht, G., Bolle, G., Curbach, M., Marx, S.: Experimentelle Bewertung der Schubtragsicherheit von Stahlbetonbauteilen. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016), Heft 6, S. 343-354.
- [Sch-2014b] Scheydt, J. C., Müller, H. S.: Modell zur rechnerischen Abschätzung des Korrosionswiderstands von Beton. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), S. 193-201.
- [Sch-2004] Schießl, A.: Die Druckfestigkeit zweiachsig beanspruchter Scheibenelemente unter Berücksichtigung des Betontyps. Dissertation, Technische Universität München, München, 2004.
- [Sch-1983] Schlaich, J., Schäfer, K.: Zur Druck-Querkzug-Festigkeit des Stahlbetons. Beton- und Stahlbetonbau 78 (1983), Heft 3, S. 73-78.
- [Sch-2011] Schnellenbach-Held, M., Prager, M.: Mikrobewehrter Ultrahochleistungsbeton. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 11, S. 770-778.
- [Sch-2012] Schnellenbach-Held, M., Prager, M.: Numerical Study on the Shear Behavior of Micor-Reinforced UHPC Beams. In: Fehling, E., Schmidt, M. (Hg.): Proceedings of HiPerMat 2012, 07.-09.03.2012 in Kassel, Kassel: Kassel Univ. Press, 2012, S. 469-476.
- [She-2007] Sherwood, E. G., Bentz, E. C., Collins, M. P.: Effect of Aggregate Size on Beam-Shear Strength of Thick Slabs. ACI Structural Journal 104 (2007), Heft 2, S. 180-191.
- [Shi-1989] Shioya, T., Iguro, M., Nojiri, Y., Akiyama, H., Okada, T.: Shear Strength of Large Reinforced Concrete Beams. In: Li, V. C., Bažant, Z. P. (Hg.): Fracture Mechanics: Application to Concrete. Farmington Hills, MI: ACI, 1989, S. 259-279.
- [SIA-2013] SIA 262: Betonbau. Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA), 2013.
- [Sig-1995] Sigrist, V.: Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zürich, 1995.

- [Sig-2005] Sigrist, V.: Zur Querkraftbemessung von Stahlbetonträgern. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft 5, S. 390-397.
- [Sig-2010-1] Sigrist, V., Hackbarth, B.: Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern. Bemessung, Überprüfung, Beurteilung. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010), Heft 11, S. 686-694.
- [Sig-2010-2] Sigrist, V., Hackbarth, B.: Stress Field Analysis of Structural Concrete Beams. In: PCI (Hg.): Proceedings of Third International fib Congress Incorporating the PCI Annual Convention and Bridge Conference 2010. 29.05.-02.06.2010 in Washington, D.C., Washington, D.C.: PCI, 2010.
- [Sig-2011] Sigrist, V.: Generalized Stress Field Approach for Analysis of Beams in Shear. ACI Journal 108 (2011), Heft 4, S. 479-487.
- [Sig-2013] Sigrist, V., Bentz, E. C., Fernández Ruiz, M., Foster, S., Muttoni, A.: Background to the fib Model Code 2010 Shear Provisions - Part I: Beams and Slabs. Structural Concrete 14 (2013), Heft 3, S. 195-203.
- [Sla-1926] Slater, W. A., Lord, A. R., Zipprodt, R. R.: Shear Tests of Reinforced Concrete Beams. Technologic Papers of the Bureau of Standards No. 314, Washington, D.C., 1926.
- [Slo-2015] Slobbe, A. T.: Propagation and Band Width of Smeared Cracks. Dissertation, Technische Universität Delft, Delft, 2015.
- [Ste-2014] Steven, G.: Trag- und Nachbruchverhalten von Stützen aus ultrahochfestem Beton mit hochfester Längsbewehrung. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, 2014.
- [Sui-1973] Suidan, M., Schnobrich, W. C.: Finite Element Analysis of Reinforced Concrete. Journal of the Structural Division 99 (1973), Heft 10, S. 2009-2022.
- [Tal-1909] Talbot, A. N.: Tests of Reinforced Concrete Beams: Resistance to Web Stresses. Series of 1907 and 1908. Engineering Experiment Station, Bulletin 29, University of Illinois, Urbana, IL, 1909.
- [Tho-1987] Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A., Jensen, J. J.: Mechanical Properties of High-strength Concrete and Applications in Design. In: Holand, I. (Hg.): Utilization of High-strength Concrete. Symposium, 15.-18.06.1987 in Stavanger, Trondheim: Tapir, 1987, S. 149-159.
- [Thü-1978] Thürlimann, B.: Shear Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams. In: CEB-Bulletin 126: Shear and Torsion - Explanatory and View-point Papers on Model Code 78. Lausanne:CEB, 1978, S. 16-38.
- [Tia-2012] Tian, S., Mandal, P., Nedwell, P. J.: Shear Behaviour of Ferrocement Beams: Experimental and FEM Study. In: Wainshtok Rivas, H., Balaguru, P. N. (Hg.): Proceedings of FERRO 10, 12.-17.10.2012 in Havanna, 2012, S. 261-268.
- [Tia-2013] Tian, S.: Shear Behaviour of Ferrocement Deep Beams. Dissertation, University of Manchester, Manchester, 2013.
- [TNO-2018] TNO DIANA BV: Qt Assistant. DIANA 10.2 User's Manual.
- [Tod-2018] Todisco, L., Bayrak, O., Reineck, K.-H.: ACI-DAFStb Database for Tests on Deep Beams and Comparisons with Code Provisions. Structural Concrete 19 (2018), Heft 1, S. 296-304.
- [Tom-2002] Tompos, E. J., Frosch, R. J.: Influence of Beam Size, Longitudinal Reinforcement, and Stirrup Effectiveness on Concrete Shear Strength. ACI Structural Journal 99 (2002), Heft 5, S. 559-567.
- [Tue-2014] Tue, N. V., Theiler, W., Tung, N. D.: Schubverhalten von Biegebauteilen ohne Querkraftbewehrung. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 10, S. 666-677.

Literaturverzeichnis

- [Vec-1982] Vecchio, F. J., Collins, M. P.: The Response of Reinforced Concrete to In-plane Shear and Normal Stresses. Publication no. 82-03, University of Toronto, Department of Civil Engineering, 1982.
- [Vec-1986] Vecchio, F. J., Collins, M. P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Journal* 83 (1986), Heft 22, S. 219-231.
- [Vec-1993] Vecchio, F. J., Collins, M. P.: Compression Response of Cracked Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE* 119 (1993), Heft 12, S. 3590-3610.
- [Vec-1994] Vecchio, F. J., Collins, M. P., Aspiotis, J.: High-Strength Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Structural Journal* 91 (1994), Heft 4, S. 423-433.
- [Vec-2000] Vecchio, F. J.: Analysis of Shear-Critical Reinforced Concrete Beams. *ACI Structural Journal* 97 (2000), Heft 1, S. 102-110.
- [Vec-2001] Vecchio, F. J.: Non-linear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete: At the Crossroads? *Structural Concrete* 2 (2001), Heft 4, S. 201-212.
- [Vec-2002] Vecchio, F. J., Palermo, A.: NLFEM: Look Both Ways Before Crossing. *ACI Special Publication* 205 (2002), S. 1-14.
- [Ven-1988] Venkata Krishna, H. V., Gouda, P. B.: Some Studies on the Behaviour of Ferrocement in Shear. In: Kaushik, S. K., Gupta, V. K. (Hg.): *Ferrocement - Application and Progress. Proceedings of the Third International Symposium on Ferrocement*, 08.-10.12.1988 in Roorkee, New Delhi: Tata McGraw Hill, 1988, S. 99-105.
- [Vin-1986] Vintzeleou, E. N., Tassios, T. P.: Mathematical Models for Dowel Action Under Monotonic and Cyclic Conditions. *Magazine of Concrete Research* 38 (1986), Heft 134, S. 13-22.
- [Völ-2017] Völgyi, I., Windisch, A.: Experimental Investigation of the Role of Aggregate Interlock in the Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams. *Structural Concrete* 18 (2017), Heft 5, S. 792-800.
- [Wal-1980] Walraven, J. C.: *Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis*. Dissertation, Technische Universität Delft, Delft, 1980.
- [Wal-1993] Walraven, J. C., Strobant, J.: Shear Friction in High Strength Concrete. *ACI Special Publication* 149 (1993), S. 311-330.
- [Wal-1995] Walraven, J. C., Al-Zubi, N.: Shear Capacity of Lightweight Concrete Beams with Shear Reinforcement. In: Holand, I. (Hg.): *Proceedings of International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete*. 20.-24.06.1995 in Sandefjord, Oslo: Norwegian Concrete Association, 1995, S. 91-104.
- [Wal-1999] Walraven, J. C., Strobant, J.: Shear capacity of high strength concrete beams with shear reinforcement. In: Holand, I., Sellevold, E. J. (Hg.): *Utilization of High Strength/High Performance Concrete*. Symposium, 20.-24.06.1999 in Sandefjord, Oslo: Norwegian Concrete Association, 1999, S. 693-700.
- [Wes-1993] Wesche, K.: *Beton, Mauerwerk (nichtmetallisch-anorganische Stoffe); Herstellung, Eigenschaften, Verwendung, Dauerhaftigkeit*. Wiesbaden: Bauverlag, 1993.
- [Wig-2012] Wight, J. K., MacGregor, J. G.: *Reinforced Concrete – Mechanics and Design*. Boston, MA: Pearson, 2012.
- [Wil-2012] Wille, K., Naaman, A. E.: Preliminary Investigation on Ultra-High Performance Ferrocement. In: Wainshok Rivas, H., Balaguru, P. N. (Hg.): *Proceedings of FERRO 10*, 12.-17.10.2012 in Havanna, 2012, S. 251-260.
- [Yu-2011] Yu, Q., Bazant, Z. P.: Can Stirrups Suppress Size Effect on Shear Strength of RC Beams? *Journal of Structural Engineering, ASCE* 137 (2011), Heft 5, S. 607-617.

- [Yu-2015] Yu, Q., Le, J.-L., Hubler, M. H., Wendner, R., Cusatis, G., Bažant, Z. P.: Comparison of Main Models for Size Effect on Shear Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams. Structural Engineering Report No. 15-03/936x, Prepared for ACI Committee 445, Shear and Torsion, Northwestern University, Evanston, IL, 2015.
- [Zed-2011] Zedler, T.: Zum Tragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter Torsion. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 2011.
- [Zha-2007] Zhang, N.; Tan, K.-H.: Size Effect in RC Deep Beams: Experimental Investigation and STM Verification. Engineering Structures 29 (2007), S. 3241-3254.
- [Zil-2010] Zilch, K., Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau. Berlin: Springer, 2010.
- [Zin-2000] Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Dissertation, Universität Leipzig, Leipzig, 2000.
- [Zsu-1968] Zsutty, T. C.: Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data. ACI Journal 65 (1968), Heft 11, S. 943–951.
- [Zwi-2002] Zwicky, D.: Zur Tragfähigkeit stark vorgespannter Betonbalken. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zürich, 2002.

Anhang A: Datenbank

A-1 Grundlagen zur Berechnung

Umrechnung der Betondruckfestigkeit

Gleichungen zur Ermittlung der einachsigen Betondruckfestigkeit f_{1c} in Abhängigkeit der Prüfkörperabmessungen können z. B. [Wes-1993], [Loc-2004], [Rei-2012] entnommen werden.

Für die in der Datenbank berücksichtigten Versuche wurden folgende Umrechnungsfaktoren angesetzt:

Prüfung von Zylindern Ø150/300 [mm]:

$$f_{1c} = 0,95 \cdot f_{c,cyl,150} \quad \text{Gl. A-1}$$

Prüfung von Zylindern Ø100/200 [mm]:

$$f_{1c} = 0,92 \cdot f_{c,cyl,100} \quad \text{Gl. A-2}$$

Prüfung von Würfel 100/100/100 [mm]:

$$f_{1c} = 0,68 \cdot f_{c,cube,100} \quad \text{Gl. A-3}$$

Prüfung von Würfel 50/50/50 [mm]:

$$f_{1c} = 0,56 \cdot f_{c,cube,50} \quad \text{Gl. A-4}$$

Überprüfung der Biegetragfähigkeit

Die Überprüfung der Biegetragfähigkeit erfolgt in Anlehnung an [Rei-2012] unter Berücksichtigung der Regelungen in [DIN-2015-1], [DIN-2015-2].

Die maximale Biegebeanspruchung ergibt sich aus der maximalen Momentenbeanspruchung im Versuch M_{\max} zu:

$$\mu_{\max} = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{1c}} \quad \text{Gl. A-5}$$

Für die Biegetragfähigkeit μ_{flex} gilt:

$$\mu_{\text{flex}} = \frac{F_c \cdot z}{b \cdot d^2 \cdot f_{1c}} \quad \text{Gl. A-6}$$

Zur Bestimmung der Betondruckkraft F_c kann folgende Gleichung genutzt werden:

$$F_c = \eta \cdot f_{1c} \cdot \xi \cdot b \cdot d \quad \text{Gl. A-7}$$

Für η gilt bei Ansatz eines Spannungsblocks (Bild A-1) für normalfesten Beton:

$$\eta = 1,0 \quad \text{Gl. A-8}$$

Für hochfesten Beton gilt:

$$\eta = 1,0 - \left(\frac{f_{1c} - 50}{200} \right) \leq 1,0 \quad \text{Gl. A-9}$$

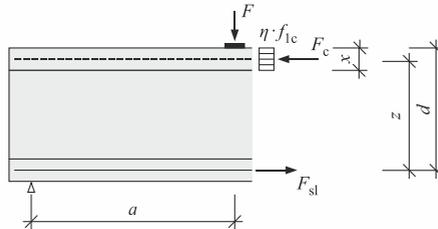


Bild A-1: Vereinfachter Ansatz zur Überprüfung der Biegetragfähigkeit

Die bezogene Druckzonenhöhe ξ ergibt sich in Abhängigkeit der Fläche der Längsbewehrung A_{sl} , die sich aus der Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung sowie der Mikrobewehrung im Untergurt des jeweiligen Versuchskörpers zusammensetzt, zu:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{A_{sl} \cdot f_y}{\eta \cdot b \cdot d \cdot f_{1c}} \quad \text{Gl. A-10}$$

Der innere Hebelarm z kann über die bezogene Druckzonenhöhe ξ bestimmt werden.

$$z = (1 - 0,5 \cdot \xi) \cdot d \quad \text{Gl. A-11}$$

Um ein Druckversagen des Betons auszuschließen, wurde der Grenzbewehrungsgrad ω_{lim} geprüft:

$$\omega_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \cdot \eta \geq \omega = \xi \cdot \eta \quad \text{Gl. A-12}$$

Um den Vereinfachungen (Ansatz eines Spannungsblocks, Steglängsbewehrung und Druckbewehrung nicht berücksichtigt) Rechnung zu tragen, wurde die Biegetragfähigkeit μ_{flex} um 10 % erhöht.

$$\mu_{max} \leq 1,1 \cdot \mu_{flex} \quad \text{Gl. A-13}$$

A-2 Datenbank

Nr.	Quelle	Versuch	Querschnitt								
			QS-Typ	b _n	h	t _s	t _w	h _s	A _c	c _c	d
			QS-Typ	b _{fl}	h	t _{fl}	t _w	h _s	A _c	c _c	d
-	-	-	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm	
1	[Ma n-1991]	A1.0	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
2	[Ma n-1991]	A1.5	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
3	[Ma n-1991]	A2.0	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
4	[Ma n-1991]	A2.5	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
5	[Ma n-1991]	B1.0	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
6	[Ma n-1991]	B1.5	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
7	[Ma n-1991]	B2.0	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
8	[Ma n-1991]	B2.5	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
9	[Ma n-1991]	C1.0	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
10	[Ma n-1991]	C1.5	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
11	[Ma n-1991]	C2.0	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
12	[Ma n-1991]	C2.5	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
13	[Ma n-1991]	D1.0	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
14	[Ma n-1991]	D1.5	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
15	[Ma n-1991]	D2.0	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
16	[Ma n-1991]	D2.5	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
17	[Ma n-1991]	E1.0	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
18	[Ma n-1991]	E1.5	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
19	[Ma n-1991]	E2.0	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
20	[Ma n-1991]	E2.5	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
21	[Ma n-1991]	F1.0	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
22	[Ma n-1991]	F1.5	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
23	[Ma n-1991]	F2.0	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
24	[Ma n-1991]	F2.5	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
25	[Ma n-1991]	G1.0	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
26	[Ma n-1991]	G1.5	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
27	[Ma n-1991]	G2.0	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
28	[Ma n-1991]	G2.5	I	150	200	25	25	5	11875	12.5	187.5
1	[Al-S-1991]	I-1	HK	150	200	40	20	20	16800	27	173
2	[Al-S-1991]	I-2	HK	150	200	40	20	20	16800	27	173
3	[Al-S-1991]	I-3	HK	150	200	40	20	20	16800	27	173
4	[Al-S-1991]	II-1	HK	150	200	40	20	20	16800	27	173
5	[Al-S-1991]	II-2	HK	150	200	40	20	20	16800	27	173
6	[Al-S-1991]	II-3	HK	150	200	40	20	20	16800	27	173
7	[Al-S-1991]	III-1	HK	150	200	40	20	20	16800	27	173
8	[Al-S-1991]	III-2	HK	150	200	40	20	20	16800	27	173
9	[Al-S-1991]	III-3	HK	150	200	40	20	20	16800	27	173
10	[Al-S-1991]	IV-1	HK	150	200	40	20	20	16800	27	173
11	[Al-S-1991]	IV-2	HK	150	200	40	20	20	16800	27	173
12	[Al-S-1991]	IV-3	HK	150	200	40	20	20	16800	27	173
13	[Al-S-1991]	V-1	HK	150	200	40	20	20	16800	27	173
14	[Al-S-1991]	V-2	HK	150	200	40	20	20	16800	27	173
15	[Al-S-1991]	V-3	HK	150	200	40	20	20	16800	27	173
1	[Ahm-1995]	AI1	U	100	200	25	25	25	11250	15	185
2	[Ahm-1995]	AI2	U	100	200	25	25	25	11250	15	185
3	[Ahm-1995]	AI3	U	100	200	25	25	25	11250	15	185
4	[Ahm-1995]	BI1	U	100	200	25	25	25	11250	15	185
5	[Ahm-1995]	BI2	U	100	200	25	25	25	11250	15	185
6	[Ahm-1995]	BI3	U	100	200	25	25	25	11250	15	185
7	[Ahm-1995]	BII1	U	100	200	25	25	25	11250	15	185
8	[Ahm-1995]	BII2	U	100	200	25	25	25	11250	15	185
9	[Ahm-1995]	BII3	U	100	200	25	25	25	11250	15	185
10	[Ahm-1995]	CI1	U	100	200	25	25	25	11250	15	185
11	[Ahm-1995]	CI2	U	100	200	25	25	25	11250	15	185
12	[Ahm-1995]	CI3	U	100	200	25	25	25	11250	15	185
13	[Ahm-1995]	CII1	U	100	200	25	25	25	11250	15	185
14	[Ahm-1995]	CII2	U	100	200	25	25	25	11250	15	185
15	[Ahm-1995]	CII3	U	100	200	25	25	25	11250	15	185

Anhang A: Datenbank

Laststellung und Geometrie												
System	Last	Lager	l	a	c	b	a/h	a/d	d _{MB}	a _{1MB}	a _{2MB}	n _{MB}
-	-	-	l	a	c	b	a/h	a/d	d_MB	a_1MB	a_2MB	n_MB,I
			mm	mm	mm	mm			mm	mm	mm	-
BB	4PB	g-g	1000	200	600		1.0	1.1	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1200	300	600		1.5	1.6	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1400	400	600		2.0	2.1	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1600	500	600		2.5	2.7	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1000	200	600		1.0	1.1	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1200	300	600		1.5	1.6	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1400	400	600		2.0	2.1	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1600	500	600		2.5	2.7	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1000	200	600		1.0	1.1	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1200	300	600		1.5	1.6	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1400	400	600		2.0	2.1	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1600	500	600		2.5	2.7	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1000	200	600		1.0	1.1	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1200	300	600		1.5	1.6	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1400	400	600		2.0	2.1	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1600	500	600		2.5	2.7	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1000	200	600		1.0	1.1	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1200	300	600		1.5	1.6	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1400	400	600		2.0	2.1	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	1600	500	600		2.5	2.7	1.2	12.5	12.5	4
BB	4PB	g-g	750	240	270		1.2	1.4				
BB	4PB	g-g	750	300	150		1.5	1.7				
BB	4PB	g-g	1500	600	300		3.0	3.5				
BB	4PB	g-g	750	240	270		1.2	1.4				
BB	4PB	g-g	750	300	150		1.5	1.7				
BB	4PB	g-g	1500	600	300		3.0	3.5				
BB	4PB	g-g	750	240	270		1.2	1.4				
BB	4PB	g-g	750	300	150		1.5	1.7				
BB	4PB	g-g	1500	600	300		3.0	3.5	0.9	8.4	8.4	1
BB	4PB	g-g	750	300	150		1.5	1.7	0.9	8.4	8.4	1
BB	4PB	g-g	1500	600	300		3.0	3.5	0.9	8.4	8.4	1
BB	4PB	g-g	750	240	270		1.2	1.4	0.9	8.4	8.4	3
BB	4PB	g-g	750	300	150		1.5	1.7	0.9	8.4	8.4	3
BB	4PB	g-g	1500	600	300		3.0	3.5	0.9	8.4	8.4	3
BB	4PB	g-g	1000	300	400		1.5	1.6	0.95	6.25	6.25	1
BB	4PB	g-g	1000	300	400		1.5	1.6	0.95	6.25	6.25	2
BB	4PB	g-g	1000	300	400		1.5	1.6	0.95	6.25	6.25	3
BB	4PB	g-g		400			2.0	2.2	0.95	6.25	6.25	1
BB	4PB	g-g		400			2.0	2.2	0.95	6.25	6.25	2
BB	4PB	g-g		400			2.0	2.2	0.95	6.25	6.25	3
BB	4PB	g-g		400			2.0	2.2	0.95	6.25	6.25	1
BB	4PB	g-g		400			2.0	2.2	0.95	6.25	6.25	2
BB	4PB	g-g		400			2.0	2.2	0.95	6.25	6.25	3
BB	4PB	g-g	1500	500	500		2.5	2.7	0.95	6.25	6.25	1
BB	4PB	g-g	1500	500	500		2.5	2.7	0.95	6.25	6.25	2
BB	4PB	g-g	1500	500	500		2.5	2.7	0.95	6.25	6.25	3

Anhang A: Datenbank

Querkraftbewehrung												
a _{2MB} a _{2MB}	n _{MB,w} n _{MB,w}	Anordnung	Material	Mikrobewehrung								
				a _{MB,w,1} a _{MB,w,1}	ρ _{MB,w} rho _{MB,w}	ρ _{MB} rho _{MB}	f _{t,MB} f _{t,MB}	f _{yk,MB} f _{yk,MB}	E _{MB} E _{MB}	ε _{y,MB} eps _{MB,y}	f _{t,MB} f _{t,MB}	α alpha
mm	-	-	-	cm ² /m	Vol-%	%	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	%	N/mm ²	*
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	2	gleichmäÙig	welded	1.81	1.4	0.7	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	2	gleichmäÙig	welded	1.81	1.4	0.7	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	2	gleichmäÙig	welded	1.81	1.4	0.7	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	2	gleichmäÙig	welded	1.81	1.4	0.7	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	4	gleichmäÙig	welded	3.62	2.9	1.4	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	4	gleichmäÙig	welded	3.62	2.9	1.4	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	4	gleichmäÙig	welded	3.62	2.9	1.4	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
12.5	3	gleichmäÙig	welded	2.71	2.2	1.1	394	358	178000	2.21	436	90
8.4	1	gleichmäÙig	woven	0.76	0.8	0.4	340	309	180000	1.89	90	
8.4	1	gleichmäÙig	woven	0.76	0.8	0.4	340	309	180000	1.89	90	
8.4	1	gleichmäÙig	woven	0.76	0.8	0.4	340	309	180000	1.89	90	
8.4	3	gleichmäÙig	woven	2.27	2.3	1.1	340	309	180000	1.89	90	
8.4	3	gleichmäÙig	woven	2.27	2.3	1.1	340	309	180000	1.89	90	
8.4	3	gleichmäÙig	woven	2.27	2.3	1.1	340	309	180000	1.89	90	
8.4	1	gleichmäÙig	woven	0.76	0.8	0.4	340	309	180000	1.89	90	
8.4	1	gleichmäÙig	woven	0.76	0.8	0.4	340	309	180000	1.89	90	
8.4	3	gleichmäÙig	woven	2.27	2.3	1.1	340	309	180000	1.89	90	
8.4	3	gleichmäÙig	woven	2.27	2.3	1.1	340	309	180000	1.89	90	
8.4	3	gleichmäÙig	woven	2.27	2.3	1.1	340	309	180000	1.89	90	
6.25	1	gleichmäÙig	woven	1.13	0.9	0.5	340	309	180000	1.89	90	
6.25	2	gleichmäÙig	woven	2.27	1.8	0.9	340	309	180000	1.89	90	
6.25	3	gleichmäÙig	woven	3.40	2.7	1.4	340	309	180000	1.89	90	
6.25	1	gleichmäÙig	woven	1.13	0.9	0.5	340	309	180000	1.89	90	
6.25	2	gleichmäÙig	woven	2.27	1.8	0.9	340	309	180000	1.89	90	
6.25	3	gleichmäÙig	woven	3.40	2.7	1.4	340	309	180000	1.89	90	
6.25	1	gleichmäÙig	woven	1.13	0.9	0.5	340	309	180000	1.89	90	
6.25	2	gleichmäÙig	woven	2.27	1.8	0.9	340	309	180000	1.89	90	
6.25	3	gleichmäÙig	woven	3.40	2.7	1.4	340	309	180000	1.89	90	
6.25	1	gleichmäÙig	woven	1.13	0.9	0.5	340	309	180000	1.89	90	
6.25	2	gleichmäÙig	woven	2.27	1.8	0.9	340	309	180000	1.89	90	
6.25	3	gleichmäÙig	woven	3.40	2.7	1.4	340	309	180000	1.89	90	
6.25	1	gleichmäÙig	woven	1.13	0.9	0.5	340	309	180000	1.89	90	
6.25	2	gleichmäÙig	woven	2.27	1.8	0.9	340	309	180000	1.89	90	
6.25	3	gleichmäÙig	woven	3.40	2.7	1.4	340	309	180000	1.89	90	

Anhang A: Datenbank

Ausrichtung zur Last	Betoneigenschaften									F _{max} F _{max}	V _{max} V _{max}
	f _{c,Quelle} f _{c,Quelle}	f _{c,Cube} f _{c,Cube}	VK a	f _{c,Cyl} f _{c,Cyl}	VK Ø / h	f _{1c} f _{1c}	f _{ck} f _{ck}	f _t f _t	d _{pk} d _{GK}		
-	N/mm ²	N/mm ²	mm	N/mm ²	mm / mm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	mm	kN	kN
parallel	39.7	100	100	31.8		26.8	23.0	25.8	4.75	100.3	50.2
parallel	39.7	100	100	31.8		21.5	17.7	20.2	4.75	74.5	37.3
parallel	39.7	100	100	31.8		21.5	17.7	20.2	4.75	60.5	30.3
parallel	39.7	100	100	31.8		21.5	17.7	20.2	4.75	48.4	24.2
parallel	49.3	100	100	39.4		26.6	22.8	25.6	4.75	100.5	50.3
parallel	49.3	100	100	39.4		26.6	22.8	25.6	4.75	76.6	38.3
parallel	49.3	100	100	39.4		26.6	22.8	25.6	4.75	58.4	29.2
parallel	49.3	100	100	39.4		26.6	22.8	25.6	4.75	46.4	23.2
parallel	46.3	100	100	37.0		25.0	21.2	23.9	4.75	94.2	47.1
parallel	46.3	100	100	37.0		25.0	21.2	23.9	4.75	69.8	34.9
parallel	46.3	100	100	37.0		25.0	21.2	23.9	4.75	52.1	26.1
parallel	46.3	100	100	37.0		25.0	21.2	23.9	4.75	39.4	19.7
parallel	45.6	100	100	36.5		24.6	20.8	23.5	4.75	108.3	54.2
parallel	45.6	100	100	36.5		24.6	20.8	23.5	4.75	84.7	42.4
parallel	45.6	100	100	36.5		24.6	20.8	23.5	4.75	64.0	32.0
parallel	45.6	100	100	36.5		24.6	20.8	23.5	4.75	50.4	25.2
parallel	50.4	100	100	40.3		27.2	23.4	26.2	4.75	118.0	59.0
parallel	50.4	100	100	40.3		27.2	23.4	26.2	4.75	99.0	49.5
parallel	50.4	100	100	40.3		27.2	23.4	26.2	4.75	80.3	40.2
parallel	50.4	100	100	40.3		27.2	23.4	26.2	4.75	64.8	32.4
parallel	48.9	100	100	39.1		26.4	22.6	25.4	4.75	126.6	63.3
parallel	48.9	100	100	39.1		26.4	22.6	25.4	4.75	91.5	45.8
parallel	48.9	100	100	39.1		26.4	22.6	25.4	4.75	72.8	36.4
parallel	48.9	100	100	39.1		26.4	22.6	25.4	4.75	53.0	26.5
parallel	62.3	100	100	49.8		33.6	29.8	33.0	4.75	126.1	63.1
parallel	62.3	100	100	49.8		33.6	29.8	33.0	4.75	98.0	49.0
parallel	62.3	100	100	49.8		33.6	29.8	33.0	4.75		
parallel	62.3	100	100	49.8		33.6	29.8	33.0	4.75	57.5	28.8
	29.8	50				16.8	13.0	15.2	2.5	49.0	24.5
	29.8	50				16.8	13.0	15.2	2.5	31.6	15.8
	29.8	50				16.8	13.0	15.2	2.5	24.4	12.2
parallel	36.6	50				20.6	16.8	19.3	2.5	65.0	32.5
parallel	36.6	50				20.6	16.8	19.3	2.5	54.4	27.2
parallel	36.6	50				20.6	16.8	19.3	2.5	41.6	20.8
parallel	32.5	50				18.3	14.5	16.8	2.5	108.0	54.0
parallel	32.5	50				18.3	14.5	16.8	2.5	94.0	47.0
parallel	32.5	50				18.3	14.5	16.8	2.5	62.2	31.1
parallel	33.8	50				19.0	15.2	17.6	2.5	85.0	42.5
parallel	33.8	50				19.0	15.2	17.6	2.5	67.0	33.5
parallel	33.8	50				19.0	15.2	17.6	2.5	57.0	28.5
parallel	33.0	50				18.6	14.8	17.1	2.5	112.0	56.0
parallel	33.0	50				18.6	14.8	17.1	2.5	107.0	53.5
parallel		33.0	50			18.6	14.8	17.1	2.5	102.0	51.0
parallel	41.7					39.6	35.8	39.3	2.5		
parallel	41.7					39.6	35.8	39.3	2.5	58.2	29.1
parallel	41.7					39.6	35.8	39.3	2.5		
parallel	36.9					35.0	31.2	34.5	2.5		
parallel	36.9					35.0	31.2	34.5	2.5		
parallel	36.9					35.0	31.2	34.5	2.5		
parallel	44.3					42.1	38.3	41.9	2.5	57.6	28.8
parallel	44.3					42.1	38.3	41.9	2.5	65.4	32.7
parallel	44.3					42.1	38.3	41.9	2.5	90.6	45.3
parallel	44.9					42.6	38.8	42.5	2.5		
parallel	44.9					42.6	38.8	42.5	2.5		
parallel	44.9					42.6	38.8	42.5	2.5		
parallel	40.6					38.6	34.8	38.2	2.5		
parallel	40.6					38.6	34.8	38.2	2.5	52.0	26.0
parallel	40.6					38.6	34.8	38.2	2.5		

Anhang A: Datenbank

Bruchlasten & Versagensmodi				Lasten & Versagen								Auswertung	
V_{max} v max	M_{max} M max	Versagen	Kommentar	μ_u	ω_1	Überprüfung der Biegetragfähigkeit			β_{flex}	Check of flexure	Vergleich mit failure	Auswertung ja / nein	
N/mm ²	kNm	-	-	μ_u	ω_1	μ_{flex}	ω_{lim}	check of ω_{lim}	β_{flex}	-	-	-	
10.7	10.0	S		0.071	0.09	0.089	0.648	nein	0.796	nein	richtig	ja	
7.9	11.2	S		0.099	0.12	0.110	0.648	nein	0.898	nein	richtig	ja	
6.5	12.1	F		0.107	0.12	0.110	0.648	nein	0.972	nein	richtig	nein	
5.2	12.1	F		0.107	0.12	0.110	0.648	nein	0.972	nein	richtig	nein	
10.7	10.1	S		0.072	0.09	0.085	0.648	nein	0.838	nein	richtig	ja	
8.2	11.5	S		0.082	0.09	0.085	0.648	nein	0.958	nein	richtig	ja	
6.2	11.7	F		0.083	0.09	0.085	0.648	nein	0.974	nein	richtig	nein	
4.9	11.6	F		0.083	0.09	0.085	0.648	nein	0.968	nein	richtig	nein	
10.0	9.4	S		0.072	0.07	0.069	0.648	nein	1.034	nein	richtig	ja	
7.4	10.5	F		0.079	0.07	0.069	0.648	nein	1.149	ja	richtig	nein	
5.6	10.4	F		0.079	0.07	0.069	0.648	nein	1.143	ja	richtig	nein	
4.2	9.9	F		0.075	0.07	0.069	0.648	nein	1.081	nein	richtig	nein	
11.6	10.8	S		0.083	0.10	0.097	0.648	nein	0.863	nein	richtig	ja	
9.0	12.7	S		0.098	0.10	0.097	0.648	nein	1.013	nein	richtig	ja	
6.8	12.8	F		0.099	0.10	0.097	0.648	nein	1.020	nein	richtig	nein	
5.4	12.6	F		0.097	0.10	0.097	0.648	nein	1.004	nein	richtig	nein	
12.6	11.8	S		0.082	0.12	0.111	0.648	nein	0.739	nein	richtig	ja	
10.6	14.9	S		0.104	0.12	0.111	0.648	nein	0.929	nein	richtig	ja	
8.6	16.1	F		0.112	0.12	0.111	0.648	nein	1.005	nein	richtig	nein	
6.9	16.2	F		0.113	0.12	0.111	0.648	nein	1.014	nein	richtig	nein	
13.5	12.7	S		0.091	0.10	0.095	0.648	nein	0.960	nein	richtig	ja	
9.8	13.7	F		0.099	0.10	0.095	0.648	nein	1.040	nein	richtig	nein	
7.8	14.6	F		0.105	0.10	0.095	0.648	nein	1.104	ja	richtig	nein	
5.7	13.3	F		0.095	0.10	0.095	0.648	nein	1.004	nein	richtig	nein	
13.5	12.6	S		0.071	0.07	0.072	0.648	nein	0.991	nein	richtig	ja	
10.5	14.7	S	(F)	0.083	0.07	0.072	0.648	nein	1.155	ja	fehler	nein	
			Fehler	0.000	0.07	0.072	0.648	nein	0.000	nein	richtig	nein	
6.1	14.4	F		0.081	0.07	0.072	0.648	nein	1.130	ja	richtig	nein	
7.1	5.9	S		0.078	0.44	0.341	0.769	nein	0.228	nein	richtig	nein	
4.6	4.7	S		0.063	0.44	0.341	0.769	nein	0.184	nein	richtig	nein	
3.5	7.3	S		0.097	0.44	0.341	0.769	nein	0.284	nein	richtig	nein	
9.4	7.8	S		0.084	0.36	0.295	0.769	nein	0.285	nein	richtig	nein	
7.8	8.2	S		0.088	0.36	0.295	0.769	nein	0.298	nein	richtig	nein	
6.0	12.5	S		0.135	0.36	0.295	0.769	nein	0.456	nein	richtig	nein	
15.6	13.0	S		0.157	0.42	0.329	0.769	nein	0.477	nein	richtig	nein	
13.6	14.1	S		0.171	0.42	0.329	0.769	nein	0.519	nein	richtig	nein	
9.0	18.7	S	(F)	0.226	0.42	0.329	0.769	nein	0.687	nein	richtig	nein	
12.3	10.2	S		0.119	0.40	0.318	0.637	nein	0.374	nein	richtig	nein	
9.7	10.1	S		0.117	0.40	0.318	0.637	nein	0.368	nein	richtig	nein	
8.2	17.1	S	(F)	0.200	0.40	0.318	0.637	nein	0.627	nein	richtig	nein	
16.2	13.4	S		0.161	0.43	0.340	0.637	nein	0.473	nein	richtig	nein	
15.4	16.1	S	(F)	0.192	0.43	0.340	0.637	nein	0.565	nein	richtig	nein	
14.7	30.6	F		0.366	0.43	0.340	0.637	nein	1.077	nein	richtig	nein	
		S	(F)	0.000	0.30	0.253	0.637	nein	0.000	nein	richtig	nein	
6.3	8.7	S	(F)	0.064	0.30	0.257	0.637	nein	0.250	nein	richtig	nein	
		S	(F)	0.000	0.31	0.262	0.637	nein	0.000	nein	richtig	nein	
		S	(F)	0.000	0.34	0.279	0.637	nein	0.000	nein	richtig	nein	
		S	(F)	0.000	0.34	0.284	0.637	nein	0.000	nein	richtig	nein	
		S	(F)	0.000	0.35	0.289	0.637	nein	0.000	nein	richtig	nein	
6.2	11.5	S	(F)	0.080	0.28	0.240	0.637	nein	0.333	nein	richtig	nein	
7.1	13.1	S	(F)	0.091	0.29	0.245	0.637	nein	0.371	nein	richtig	nein	
9.8	18.1	S	(F)	0.126	0.29	0.249	0.637	nein	0.505	nein	richtig	nein	
		S	(F)	0.000	0.28	0.238	0.637	nein	0.000	nein	richtig	nein	
		S	(F)	0.000	0.28	0.242	0.637	nein	0.000	nein	richtig	nein	
		S	(F)	0.000	0.29	0.247	0.637	nein	0.000	nein	richtig	nein	
		S	(F)	0.000	0.30	0.258	0.637	nein	0.000	nein	richtig	nein	
5.6	13.0	S	(F)	0.098	0.31	0.263	0.637	nein	0.374	nein	richtig	nein	
		S	(F)	0.000	0.32	0.268	0.637	nein	0.000	nein	richtig	nein	

Anhang A: Datenbank

Nr.	Quelle	Versuch	Querschnitt									
			QS-Typ	b ₁	h	t ₀	t _w	h _s	A _c	c _c	d	
			QS-Typ	b _{fl}	h	t _{fl}	t _w	h _s	A _c	c _c	d	
-	-	-	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm		
1	[Man-2001]	TA 1.0	T	250	150	20	40		10200	15	135	
2	[Man-2001]	TA 1.5	T	250	150	20	40		10200	15	135	
3	[Man-2001]	TA 2.0	T	250	150	20	40		10200	15	135	
4	[Man-2001]	TA 2.5	T	250	150	20	40		10200	15	135	
5	[Man-2001]	TB 1.0	T	250	150	20	40		10200	15	135	
6	[Man-2001]	TB 1.5	T	250	150	20	40		10200	15	135	
7	[Man-2001]	TB 2.0	T	250	150	20	40		10200	15	135	
8	[Man-2001]	TB 2.5	T	250	150	20	40		10200	15	135	
9	[Man-2001]	TC 1.0	T	250	150	20	40		10200	15	135	
10	[Man-2001]	TC 1.5	T	250	150	20	40		10200	15	135	
11	[Man-2001]	TC 2.0	T	250	150	20	40		10200	15	135	
12	[Man-2001]	TC 2.5	T	250	150	20	40		10200	15	135	
13	[Man-2001]	TD 1.0	T	250	150	20	40		10200	15	135	
14	[Man-2001]	TD 1.5	T	250	150	20	40		10200	15	135	
15	[Man-2001]	TD 2.0	T	250	150	20	40		10200	15	135	
16	[Man-2001]	TD 2.5	T	250	150	20	40		10200	15	135	
17	[Man-2001]	TE 1.0	T	250	150	20	40		10200	15	135	
18	[Man-2001]	TE 1.5	T	250	150	20	40		10200	15	135	
19	[Man-2001]	TE 2.0	T	250	150	20	40		10200	15	135	
20	[Man-2001]	TE 2.5	T	250	150	20	40		10200	15	135	
21	[Man-2001]	TF 1.0	T	250	150	20	40		10200	15	135	
22	[Man-2001]	TF 1.5	T	250	150	20	40		10200	15	135	
23	[Man-2001]	TF 2.0	T	250	150	20	40		10200	15	135	
24	[Man-2001]	TF 2.5	T	250	150	20	40		10200	15	135	
25	[Man-2001]	CA 1.0	U	400	150	15	20		11400	15	135	
26	[Man-2001]	CA 1.5	U	400	150	15	20		11400	15	135	
27	[Man-2001]	CA 2.0	U	400	150	15	20		11400	15	135	
28	[Man-2001]	CA 2.5	U	400	150	15	20		11400	15	135	
29	[Man-2001]	CB 1.0	U	400	150	15	20		11400	15	135	
30	[Man-2001]	CB 1.5	U	400	150	15	20		11400	15	135	
31	[Man-2001]	CC 1.0	U	400	150	15	20		11400	15	135	
32	[Man-2001]	CC 1.5	U	400	150	15	20		11400	15	135	
33	[Man-2001]	CD 1.0	U	400	150	15	20		11400	15	135	
34	[Man-2001]	CD 1.5	U	400	150	15	20		11400	15	135	
1	[Tia-2012], [Tia-2013]	U1	U	400	100	12.4	12.4		7132	3	97	
2	[Tia-2012], [Tia-2013]	U2	U	400	100	12.4	12.4		7132	3	97	
3	[Tia-2012], [Tia-2013]	U3	U	400	100	12.4	12.4		7132	3	97	
4	[Tia-2012], [Tia-2013]	U4	U	400	100	12.4	12.4		7132	3	97	
5	[Tia-2012], [Tia-2013]	I1	I	154	315	55	32	23.5	26367	3	312	
6	[Tia-2012], [Tia-2013]	I2	I	154	315	55	32	23.5	26367	3	312	
7	[Tia-2012], [Tia-2013]	I3	I	154	315	55	32	23.5	26367	3	312	
1	[Bus-2018-2]	Q0	I	200	600	75	40	25	52000	35	565	
2	[Bus-2018-2]	Q1	I	200	600	75	40	25	52000	35	565	
3	[Bus-2018-2]	Q2	I	200	600	75	40	25	52000	35	565	
4	[Bus-2018-2]	Q3	I	200	600	75	40	25	52000	39	561	
5	[Bus-2018-2]	Q4	I	200	400	75	40	25	44000	35	365	
6	[Bus-2018-2]	Q5	I	200	400	75	40	25	44000	35	365	
7	[Bus-2018-2]	Q6	I	200	800	75	40	25	60000	35	765	
8	[Bus-2018-2]	Q7	I	200	600	75	40	25	52000	35	565	
9	[Bus-2018-2]	Q8	I	200	600	75	40	25	52000	35	565	

Laststellung und Geometrie									d _{MB}	θ _{1MB}	θ _{2MB}	ρ _{MB,l}
System	Last	Lager	l	a	c	b	a/h	a/d	d _{MB}	θ _{1MB}	θ _{2MB}	ρ _{MB,l}
-	-	-	mm	mm	mm	mm	-	-	mm	mm	mm	-
BB	3PB	g,g	300	150		150	1.0	1.1	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	450	225		225	1.5	1.7	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	600	300		300	2.0	2.2	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	750	375		375	2.5	2.8	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	300	150		150	1.0	1.1	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	450	225		225	1.5	1.7	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	600	300		300	2.0	2.2	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	750	375		375	2.5	2.8	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	300	150		150	1.0	1.1	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	450	225		225	1.5	1.7	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	600	300		300	2.0	2.2	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	750	375		375	2.5	2.8	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	300	150		150	1.0	1.1	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	450	225		225	1.5	1.7	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	600	300		300	2.0	2.2	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	750	375		375	2.5	2.8	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	300	150		150	1.0	1.1	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	450	225		225	1.5	1.7	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	600	300		300	2.0	2.2	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	750	375		375	2.5	2.8	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	300	150		150	1.0	1.1	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	450	225		225	1.5	1.7	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	600	300		300	2.0	2.2	1.47	12.5	12.5	2
BB	3PB	g,g	750	375		375	2.5	2.8	1.47	12.5	12.5	2
BB	4PB	g,g	1350	150	1050		1.0	1.1	1.47	12.5	12.5	2
BB	4PB	g,g	1350	225	900		1.5	1.7	1.47	12.5	12.5	2
BB	4PB	g,g	1350	300	750		2.0	2.2	1.47	12.5	12.5	2
BB	4PB	g,g	1350	375	600		2.5	2.8	1.47	12.5	12.5	2
BB	4PB	g,g	1350	150	1050		1.0	1.1	1.47	12.5	12.5	2
BB	4PB	g,g	1350	225	900		1.5	1.7	1.47	12.5	12.5	2
BB	4PB	g,g	1350	150	1050		1.0	1.1	1.47	12.5	12.5	2
BB	4PB	g,g	1350	225	900		1.5	1.7	1.47	12.5	12.5	2
BB	4PB	g,g	750	150	450		1.0	1.1	1.47	12.5	12.5	2
BB	4PB	g,g	750	225	300		1.5	1.7	1.47	12.5	12.5	2
BB	4PB	g,g	1300	100	1100		1.0	1.0	1.6	12.5	12.5	2
BB	4PB	g,g	1300	100	1100		1.0	1.0	1.6	12.5	12.5	3
BB	4PB	g,g	1300	100	1100		1.0	1.0	1.6	12.5	12.5	2
BB	4PB	g,g	1300	200	900		2.0	2.1	1.6	12.5	12.5	2
BB	4PB	g,g	1200	315	570		1.0	1.0	1.6	12.5	12.5	2
BB	4PB	g,g	1200	422	356		1.3	1.4	1.6	12.5	12.5	2
BB	4PB	g,g	1200	315	570		1.0	1.0	1.6	12.5	12.5	2
BB	4PB	g,g	3500	1400	700		2.3	2.5				
BB	4PB	g,g	3500	1400	700		2.3	2.5				
BB	3PB	g,g	4200	1400		2800	2.3	2.5				
BB	3PB	g,g	4200	1400		2800	2.3	2.5				
BB	3PB	g,g	2700	900		1800	2.3	2.5				
BB	3PB	g,g	2700	900		1800	2.3	2.5				
BB	3PB	g,g	4700	1900		2800	2.4	2.5				
BB	3PB	g,g	3360	1120		2240	1.9	2.0				
BB	3PB	g,g	2520	840		1680	1.4	1.5				

Anhang A: Datenbank

Querkraftbewehrung												
Mikrobewehrung												
θ_{MB}	$\rho_{MB,w}$	Anordnung	Material	$\theta_{MB,w,1}$	$\rho_{MB,w}$	ρ_{MB}	$f_{y,MB}$	$f_{y,MB}$	E_{MB}	$\epsilon_{w,MB}$	$f_{t,MB}$	α
a_2/MB	n_MB,w	-	-	a_MB,w,1	rho_MB,w	rho_MB	f_y,MB	f_y,MB	E_MB	eps_MB,y	f_t,MB	alpha
mm	-	-	-	cm ² /m	Vol-%	%	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	%	N/mm ²	-
12.5	4	gleichmäßig	welded	5.43	2.7	1.4	350	318	185000	1.89		90
12.5	4	gleichmäßig	welded	5.43	2.7	1.4	350	318	185000	1.89		90
12.5	4	gleichmäßig	welded	5.43	2.7	1.4	350	318	185000	1.89		90
12.5	4	gleichmäßig	welded	5.43	2.7	1.4	350	318	185000	1.89		90
12.5	4	gleichmäßig	welded	5.43	2.7	1.4	350	318	185000	1.89		90
12.5	4	gleichmäßig	welded	5.43	2.7	1.4	350	318	185000	1.89		90
12.5	4	gleichmäßig	welded	5.43	2.7	1.4	350	318	185000	1.89		90
12.5	4	gleichmäßig	welded	5.43	2.7	1.4	350	318	185000	1.89		90
12.5	4	gleichmäßig	welded	5.43	2.7	1.4	350	318	185000	1.89		90
12.5	4	gleichmäßig	welded	5.43	2.7	1.4	350	318	185000	1.89		90
12.5	4	gleichmäßig	welded	5.43	2.7	1.4	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	2.72	1.4	0.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	2.72	1.4	0.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	2.72	1.4	0.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	2.72	1.4	0.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	8	gleichmäßig	welded	10.86	5.4	2.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	8	gleichmäßig	welded	10.86	5.4	2.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	8	gleichmäßig	welded	10.86	5.4	2.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	8	gleichmäßig	welded	10.86	5.4	2.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	2.72	1.4	0.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	2.72	1.4	0.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	2.72	1.4	0.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	2.72	1.4	0.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	2.72	1.4	0.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	2.72	1.4	0.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	2.72	1.4	0.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	2.72	1.4	0.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	2.72	1.4	0.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	2.72	1.4	0.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	2.72	1.4	0.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	2.72	1.4	0.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	2.72	1.4	0.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	2.72	1.4	0.7	350	318	185000	1.89		90
12.5	2	gleichmäßig	welded	3.22	5.2	2.6	330	300	150000	2.20	410	90
12.5	3	gleichmäßig	welded	4.83	7.8	3.9	330	300	150000	2.20	410	90
12.5	2	gleichmäßig	welded	3.22	5.2	2.6	330	300	150000	2.20	410	90
12.5	2	gleichmäßig	welded	3.22	5.2	2.6	330	300	150000	2.20	410	90
12.5	2	gleichmäßig	welded	3.22	2.0	1.0	330	300	150000	2.20	410	90
12.5	2	gleichmäßig	welded	3.22	2.0	1.0	330	300	150000	2.20	410	90
12.5	2	gleichmäßig	welded	3.22	2.0	1.0	330	300	150000	2.20	410	90
20	5	gleichmäßig	welded	1.96	1.0	0.5	420	382	180000	2.33	715	90
20	10	gleichmäßig	welded	3.93	2.0	1.0	420	382	180000	2.33	715	90
20	15	gleichmäßig	welded	5.89	2.9	1.5	420	382	180000	2.33	715	90
20	5	gleichmäßig	welded	1.96	1.0	0.5	420	382	180000	2.33	715	90
20	15	gleichmäßig	welded	5.89	2.9	1.5	420	382	180000	2.33	715	90
20	5	gleichmäßig	welded	1.96	1.0	0.5	420	382	180000	2.33	715	90
20	5	gleichmäßig	welded	1.96	1.0	0.5	420	382	180000	2.33	715	90
20	5	gleichmäßig	welded	1.96	1.0	0.5	420	382	180000	2.33	715	90

Ausrichtung zur Last	Beton Eigenschaften										F _{max} F _{max}	V _{max} V _{max}
	f _{c,Quelle} f _{c,Quelle}	f _{c,cube} f _{c,cube}	VK a	f _{cy1} f _{c,cyl}	VK Ø / h	f _{1c} f _{1c}	f _{1ck} f _{1ck}	f _t f _t	d _{0K} d _{GK}			
	N/mm ²	N/mm ²	mm	N/mm ²	mm / mm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	mm			
-												
parallel				63.8	100 / 200	58.7	54.9	59.4	1.2	146.0	73.0	
parallel				63.8	100 / 200	58.7	54.9	59.4	1.2	110.7	55.4	
parallel				63.8	100 / 200	58.7	54.9	59.4	1.2	94.2	47.1	
parallel				63.8	100 / 200	58.7	54.9	59.4	1.2	77.0	38.5	
parallel				69.2	100 / 200	63.7	59.9	64.6	1.2	156.2	78.1	
parallel				69.2	100 / 200	63.7	59.9	64.6	1.2	121.4	60.7	
parallel				69.2	100 / 200	63.7	59.9	64.6	1.2	100.5	50.3	
parallel				69.2	100 / 200	63.7	59.9	64.6	1.2	83.5	41.8	
parallel				83.5	100 / 200	76.8	73.0	78.5	1.2	175.0	87.5	
parallel				83.5	100 / 200	76.8	73.0	78.5	1.2	128.0	64.0	
parallel				83.5	100 / 200	76.8	73.0	78.5	1.2	104.6	52.3	
parallel				83.5	100 / 200	76.8	73.0	78.5	1.2	74.6	37.3	
parallel				57.4	100 / 200	52.8	49.0	53.2	1.2	131.0	65.5	
parallel				57.4	100 / 200	52.8	49.0	53.2	1.2	93.0	46.5	
parallel				57.4	100 / 200	52.8	49.0	53.2	1.2	73.5	36.8	
parallel				57.4	100 / 200	52.8	49.0	53.2	1.2	66.0	33.0	
parallel				56.5	100 / 200	52.0	48.2	52.3	1.2	137.5	68.8	
parallel				56.5	100 / 200	52.0	48.2	52.3	1.2	123.5	61.8	
parallel				56.5	100 / 200	52.0	48.2	52.3	1.2	112.1	56.1	
parallel				56.5	100 / 200	52.0	48.2	52.3	1.2	76.2	38.1	
parallel				56.0	100 / 200	51.5	47.7	51.8	1.2	92.6	46.3	
parallel				56.0	100 / 200	51.5	47.7	51.8	1.2	62.1	31.1	
parallel				56.0	100 / 200	51.5	47.7	51.8	1.2	43.4	21.7	
parallel				56.0	100 / 200	51.5	47.7	51.8	1.2	33.6	16.8	
parallel				53.8	100 / 200	49.5	45.7	49.7	1.2	119.3	59.7	
parallel				53.8	100 / 200	49.5	45.7	49.7	1.2	98.1	49.1	
parallel				53.8	100 / 200	49.5	45.7	49.7	1.2	84.5	42.3	
parallel				53.8	100 / 200	49.5	45.7	49.7	1.2	78.0	39.0	
parallel				44.8	100 / 200	41.2	37.4	41.0	1.2	114.8	57.4	
parallel				44.8	100 / 200	41.2	37.4	41.0	1.2	85.4	42.7	
parallel				68.3	100 / 200	62.8	59.0	63.7	1.2	123.5	61.8	
parallel				68.3	100 / 200	62.8	59.0	63.7	1.2	103.3	51.7	
parallel				66.8	100 / 200	61.5	57.7	62.3	1.2	88.3	44.2	
parallel				66.8	100 / 200	61.5	57.7	62.3	1.2	61.7	30.9	
parallel				62.5	100 / 200	57.5	53.7	58.2	2.8	23.1	23.1	
parallel				27.5	100 / 200	25.3	21.5	24.2	2.8	27.0	27.0	
parallel				27.5	100 / 200	25.3	21.5	24.2	2.8	26.6	26.6	
parallel				27.5	100 / 200	25.3	21.5	24.2	2.8	21.3	21.3	
parallel				27.5	100 / 200	25.3	21.5	24.2	2.8	143.0	143.0	
parallel				27.5	100 / 200	25.3	21.5	24.2	2.8	106.1	106.1	
parallel				27.5	100 / 200	25.3	21.5	24.2	2.8	136.0	136.0	
parallel				97.5	150 / 300	92.6	88.8	95.1	2.0	177.0	177.0	
parallel				84.8	150 / 300	80.6	76.8	82.4	2.0	205.5	205.5	
parallel				95.7	150 / 300	90.9	87.1	93.3	2.0	307.3	204.9	
parallel				94.0	150 / 300	89.3	85.5	91.6	2.0	383.0	255.3	
parallel				90.0	150 / 300	85.5	81.7	87.6	2.0	214.8	143.2	
parallel				92.7	150 / 300	88.1	84.3	90.3	2.0	292.4	194.9	
parallel				90.0	150 / 300	85.5	81.7	87.6	2.0	284.9	169.7	
parallel				90.0	150 / 300	85.5	81.7	87.6	2.0	271.0	180.7	
parallel				94.9	150 / 300	90.2	86.4	92.5	2.0	360.3	240.2	

Anhang A: Datenbank

Bruchlasten & Versagensmodi				Lasten & Versagen									Auswertung	
v_{max}	M_{max}	Versagen	Kommentar	μ_u	ω_1	Überprüfung der Biegetragfähigkeit				β_{flex}	Check	Vergleich	Auswertung	
v_max	M_max			μ_u	ω_1	μ_{flex}	ω_{lm}	check	check	β_{flex}	of flexure	mit failure	ja / nein	
N/mm ²	kNm	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
13.5	11.0	S	R	0.041	0.06	0.055	0.575	nein	0.749	nein	richtig	ja		
10.3	12.5	S	R	0.047	0.06	0.055	0.575	nein	0.852	nein	richtig	ja		
8.7	14.1	S	R	0.053	0.06	0.055	0.575	nein	0.967	nein	richtig	ja		
7.1	14.4	F		0.054	0.06	0.055	0.575	nein	0.988	nein	richtig	nein		
14.5	11.7	S	R	0.040	0.05	0.050	0.560	nein	0.800	nein	richtig	ja		
11.2	13.7	S	R	0.047	0.05	0.050	0.560	nein	0.933	nein	richtig	ja		
9.3	15.1	S	R	0.052	0.05	0.050	0.560	nein	1.030	nein	richtig	ja		
7.7	15.7	F		0.054	0.05	0.050	0.560	nein	1.070	nein	richtig	nein		
16.2	13.1	S	R	0.037	0.04	0.042	0.520	nein	0.894	nein	richtig	ja		
11.9	14.4	S	R	0.041	0.04	0.042	0.520	nein	0.981	nein	richtig	ja		
9.7	15.7	S	R	0.045	0.04	0.042	0.520	nein	1.069	nein	richtig	ja		
6.9	14.0	F		0.040	0.04	0.042	0.520	nein	0.953	nein	richtig	nein		
12.1	9.8	S	R	0.041	0.06	0.057	0.593	nein	0.718	nein	richtig	ja		
8.6	10.5	S	R	0.043	0.06	0.057	0.593	nein	0.765	nein	richtig	ja		
6.8	11.0	S	R	0.046	0.06	0.057	0.593	nein	0.806	nein	richtig	ja		
6.1	12.4	S	R, C	0.051	0.06	0.057	0.593	nein	0.905	nein	richtig	ja		
12.7	10.3	S	R	0.044	0.07	0.069	0.595	nein	0.630	nein	richtig	ja		
11.4	13.9	S	R	0.059	0.07	0.069	0.595	nein	0.849	nein	richtig	ja		
10.4	16.8	S	R	0.071	0.07	0.069	0.595	nein	1.027	nein	richtig	ja		
7.1	14.3	F	C	0.060	0.07	0.069	0.595	nein	0.873	nein	richtig	nein		
8.6	6.9	F		0.030	0.02	0.018	0.781	nein	1.681	ja	richtig	nein		
5.8	7.0	F		0.030	0.02	0.018	0.781	nein	1.691	ja	richtig	nein		
4.0	6.5	F		0.028	0.02	0.018	0.781	nein	1.575	ja	richtig	nein		
3.1	6.3	F		0.027	0.02	0.018	0.781	nein	1.524	ja	richtig	nein		
22.1	8.9	S	C	0.025	0.04	0.038	0.601	nein	0.659	nein	richtig	ja		
18.2	11.0	S	C	0.031	0.04	0.038	0.601	nein	0.813	nein	richtig	ja		
15.6	12.7	F		0.035	0.04	0.038	0.601	nein	0.934	nein	richtig	nein		
14.4	14.6	F		0.041	0.04	0.038	0.601	nein	1.078	nein	richtig	nein		
21.3	8.6	S	C	0.029	0.05	0.045	0.601	nein	0.637	nein	richtig	ja		
15.8	9.6	S	C	0.032	0.05	0.045	0.601	nein	0.711	nein	richtig	ja		
22.9	9.3	S	C	0.020	0.03	0.030	0.562	nein	0.680	nein	richtig	ja		
19.1	11.6	S	C	0.025	0.03	0.030	0.562	nein	0.854	nein	richtig	ja		
16.4	6.6	S	C	0.015	0.01	0.012	0.567	nein	1.229	ja	fehler	nein		
11.4	6.9	S	C	0.015	0.01	0.012	0.567	nein	1.288	ja	fehler	nein		
19.2	1.2	S		0.005	0.00	0.003	0.732	nein	1.800	ja	fehler	nein		
22.4	1.4	F		0.014	0.01	0.010	0.761	nein	1.408	ja	richtig	nein		
22.1	1.3	S		0.014	0.01	0.007	0.761	nein	2.077	ja	fehler	nein		
17.7	2.1	F		0.022	0.01	0.007	0.761	nein	3.326	ja	richtig	nein		
14.3	22.5	S	C	0.059	0.11	0.100	0.602	nein	0.597	nein	richtig	ja		
10.6	22.4	S	C	0.059	0.11	0.100	0.602	nein	0.594	nein	richtig	ja		
13.6	21.4	S	C	0.057	0.11	0.100	0.602	nein	0.568	nein	richtig	ja		
7.8	123.9	S	R	0.021	0.07	0.065	0.559	nein	0.320	nein	richtig	nein		
9.1	143.9	S	R	0.028	0.08	0.077	0.602	nein	0.361	nein	richtig	ja		
9.1	286.8	S	R	0.049	0.07	0.071	0.565	nein	0.696	nein	richtig	ja		
11.4	357.5	S	C	0.064	0.15	0.134	0.571	nein	0.475	nein	richtig	ja		
9.8	128.9	S	R	0.057	0.12	0.109	0.585	nein	0.519	nein	richtig	ja		
13.4	175.4	S	C	0.075	0.12	0.110	0.575	nein	0.678	nein	richtig	ja		
5.5	322.5	S	C	0.032	0.06	0.055	0.585	nein	0.583	nein	richtig	ja		
8.0	202.3	S	R	0.037	0.08	0.073	0.585	nein	0.507	nein	richtig	ja		
10.6	201.8	S	R	0.035	0.07	0.069	0.568	nein	0.505	nein	richtig	ja		

Anhang B: Eigene Querkraftversuche

B-1 Bewehrungspläne

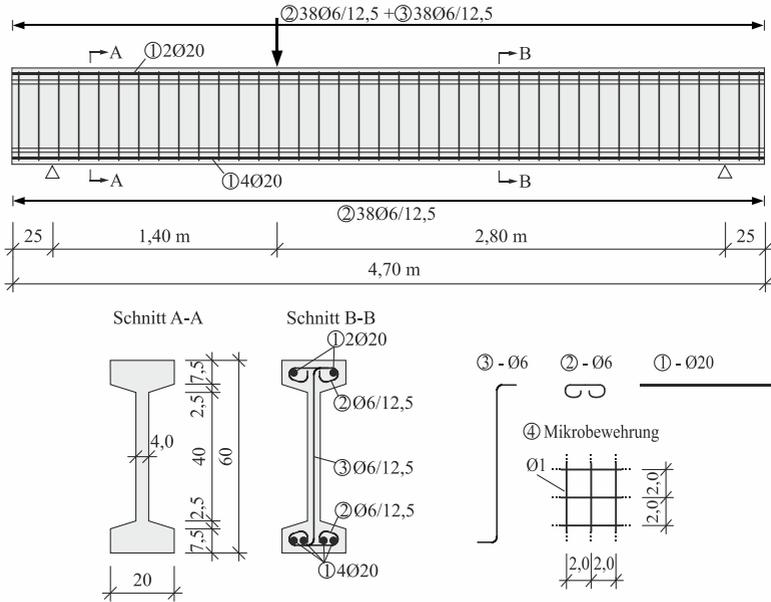


Bild B-1: Bewehrungsplan zu Versuch Q0

Anhang B: Eigene Querkraftversuche

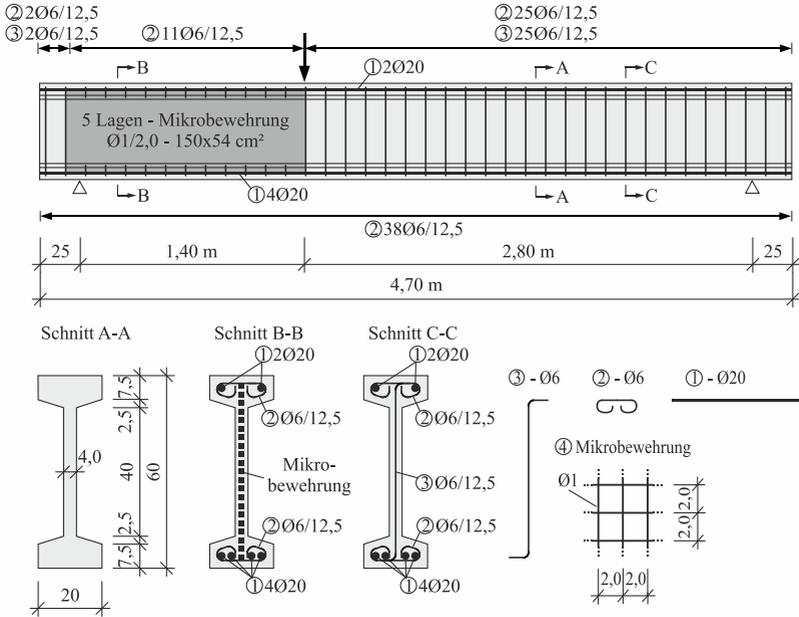


Bild B-2: Bewehrungsplan zu Versuch Q1

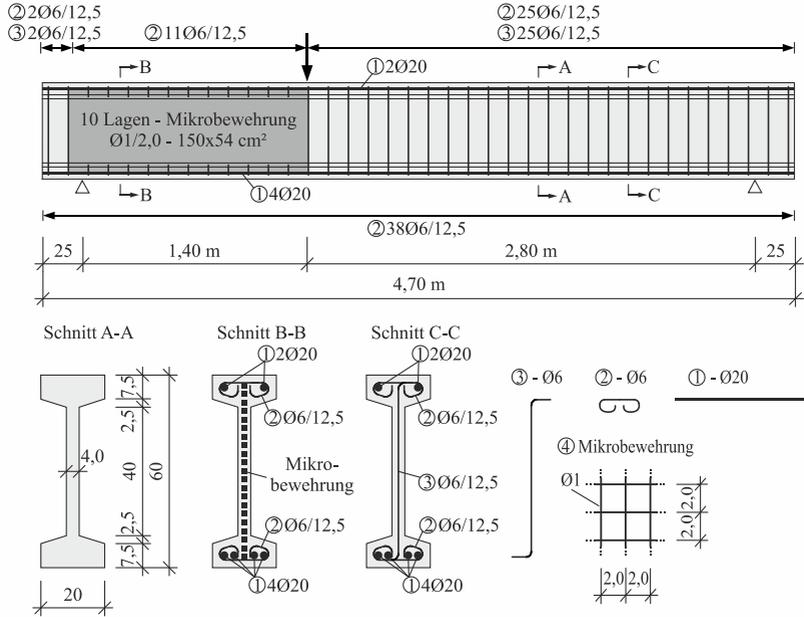


Bild B-3: Bewehrungsplan zu Versuch Q2

Anhang B: Eigene Querkraftversuche

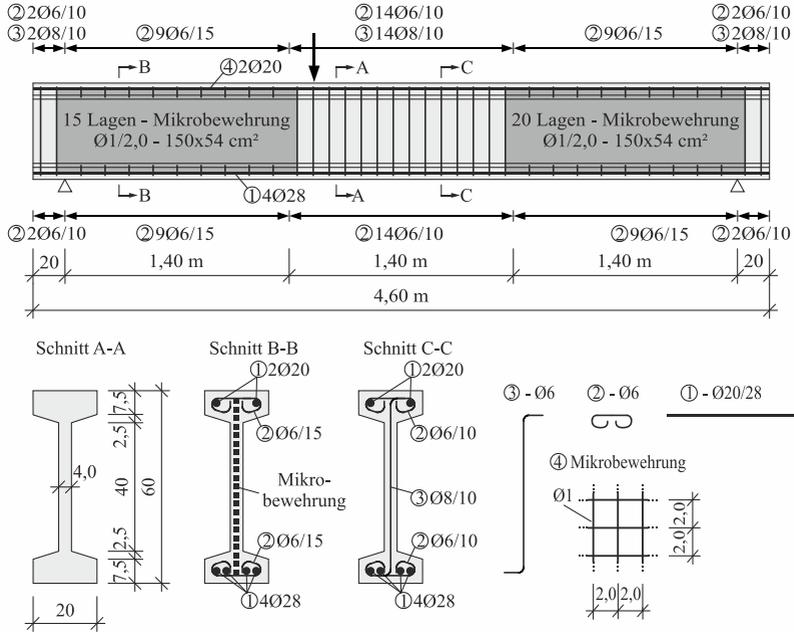


Bild B-4: Bewehrungsplan zu Versuch Q3

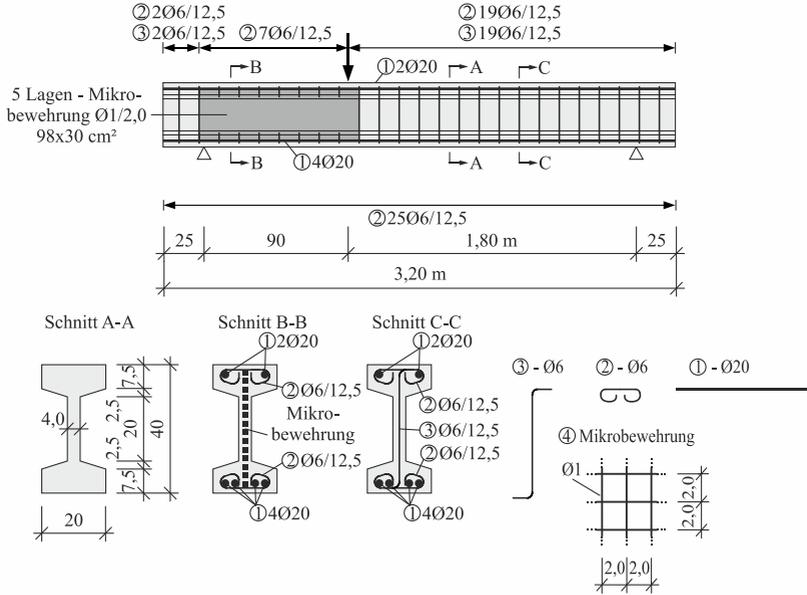


Bild B-5: Bewehrungsplan zu Versuch Q4

Anhang B: Eigene Querkraftversuche

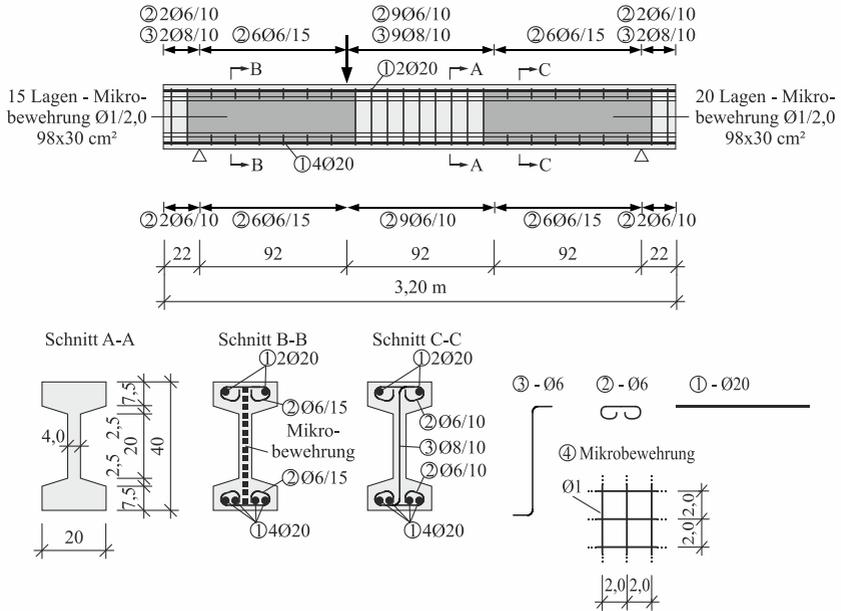


Bild B-6: Bewehrungsplan zu Versuch Q5

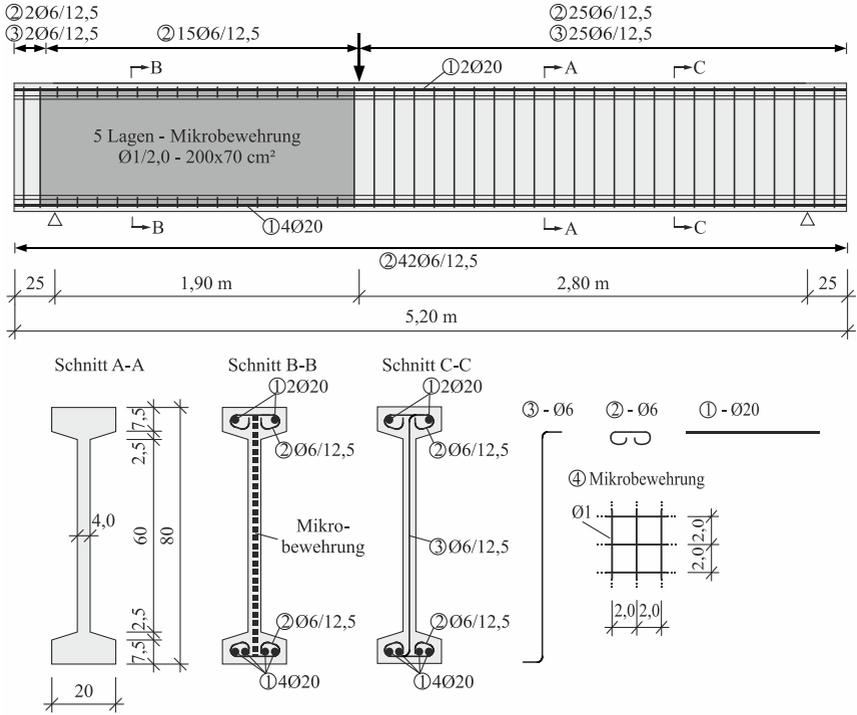


Bild B-7: Bewehrungsplan zu Versuch Q6

Anhang B: Eigene Querkraftversuche

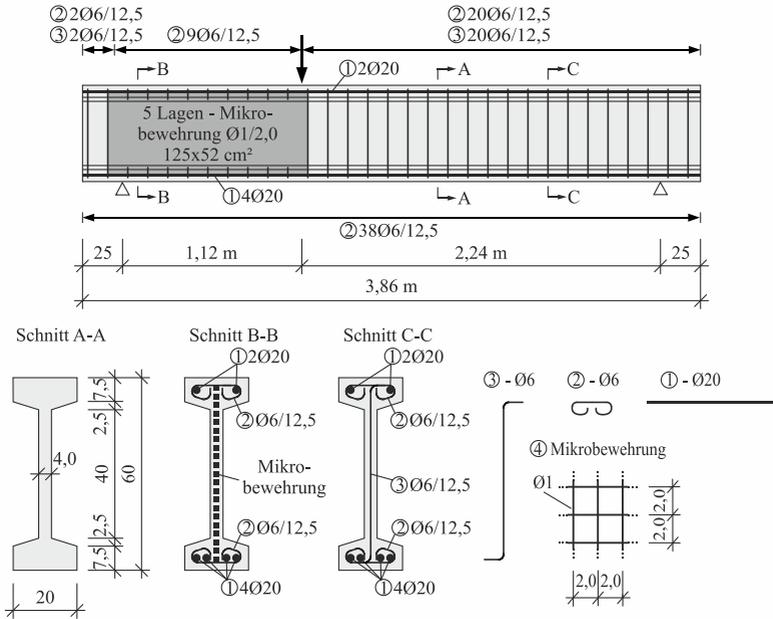


Bild B-8: Bewehrungsplan zu Versuch Q7

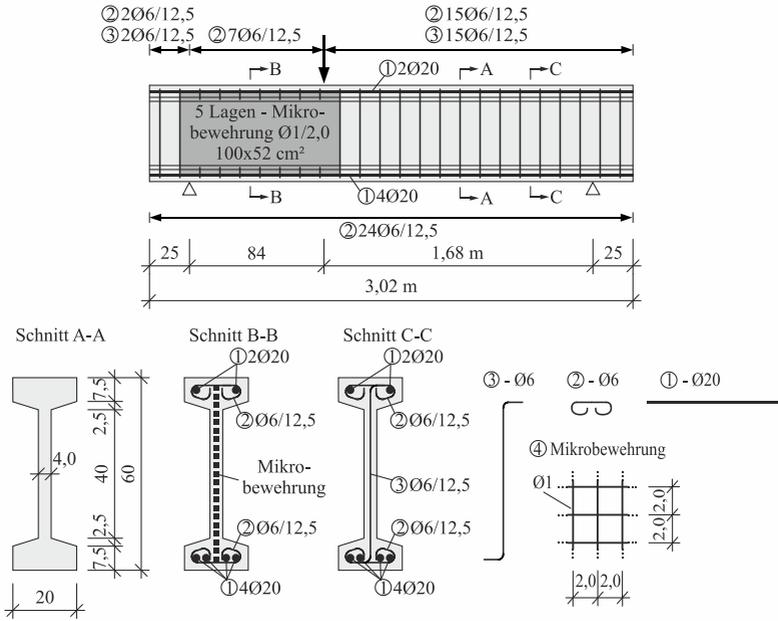


Bild B-9: Bewehrungsplan zu Versuch Q8

B-2 Materialeigenschaften

Tabelle B-1: Ergebnisse der versuchsbegleitenden Festbetonprüfungen

Kennwert	BK	Q0	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8	MW
$f_{cm,cyl,kraft}$ [N/mm ²]	Ø150/300	93,1	93,1	95,8	94,9	91,2	94,4	91,7	93,6	94,9	93,3
		95,3	93,2	94,3	95,0	89,9	91,4	90,8	95,9	95,6	
		87,3	95,5	97,0	92,0	92,0	92,3	91,7	95,5	93,6	
$f_{cm,cyl,weg}$ [N/mm ²]	Ø150/300	91,6	90,4	95,1	94,5	89,6	89,4	87,5	92,5	94,8	92,0
		88,3	92,1	95,0	94,3	90,0	91,1	90,9	93,1	94,1	
		90,9	90,4	93,9	91,7	88,6	93,3	88,9	95,0	96,9	
$E_{cm} \cdot 10^{-3}$ [N/mm ²]		41,0	40,7	44,7	46,9	48,0	41,9	43,0	42,9	42,8	43,5
ν [-]		0,21	0,20	0,18	0,19	0,20	0,21	0,20	0,19	0,20	0,20
$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	40/40/160	98,4	100,6	104,8	84,6	103,6	105,8	94,6	103,4	105,8	97,6
		100,8	101,6	104,0	76,0	99,5	105,7	98,7	102,9	97,8	
		99,9	91,5	100,3	85,0	98,1	103,9	93,5	94,7	106,0	
		97,8	95,9	102,2	83,1	100,6	99,6	92,2	94,8	99,6	
		100,3	104,2	101,4	89,2	97,1	98,6	92,8	98,3	90,8	
		99,6	101,4	103,0	81,2	95,8	104,0	92,1	98,1	99,6	
$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]	Ø80/160	8,2	7,1	7,5	7,4	6,8	7,7	7,8	8,1	6,5	7,5
		8,1	8,1	8,3	6,5	7,7	8,2	7,7	7,2	6,5	
		7,5	6,8	8,1	7,6	7,9	8,4	6,9	7,0	6,9	
	Ø150/300	6,2	6,6	7,5	5,2	6,6	6,5	-	6,7	7,3	6,6
		7,5	6,5	7,6	5,3	6,2	5,9		6,9	6,9	
		7,4	7,0	7,4	4,9	6,5	6,1		6,3	7,0	
$f_{ctm,fl}$ [N/mm ²]	40/40/160	13,6	13,0	14,2	12,0	13,6	13,9	13,2	13,8	15,4	13,4
		12,8	12,3	13,7	13,4	13,4	13,1	12,6	12,9	14,2	
		13,9	14,0	13,1	12,8	13,3	13,7	13,0	12,8	15,4	
	150/150/700	10,1	12,2	10,8	9,7	9,4	11,1	-	12,2	12,6	11,2
		11,0	11,6	10,2	11,6	9,6	11,2		12,2	12,8	
		10,2	11,9	12,5	10,4	9,8	10,6		12,1	12,6	
f_{ctm} [N/mm ²]	Ø80/300	-	8,3	8,2	6,8	7,6	6,9	7,6	7,6	7,4	7,5
			8,0	8,0	6,5	7,5	6,5	7,4	7,5	7,3	
			8,2	8,0	7,5	8,0	6,4	7,3	7,6	7,0	

BK: Abmessungen der Begleitkörper; MW: Mittelwert über alle Chargen
 -: Prüfung nicht durchgeführt

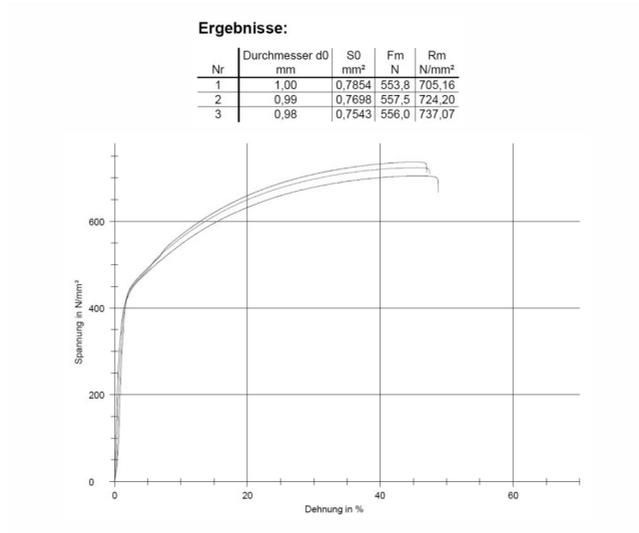


Bild B-10: Auszug des Prüfprotokolls der normalfesten Mikrobewehrung

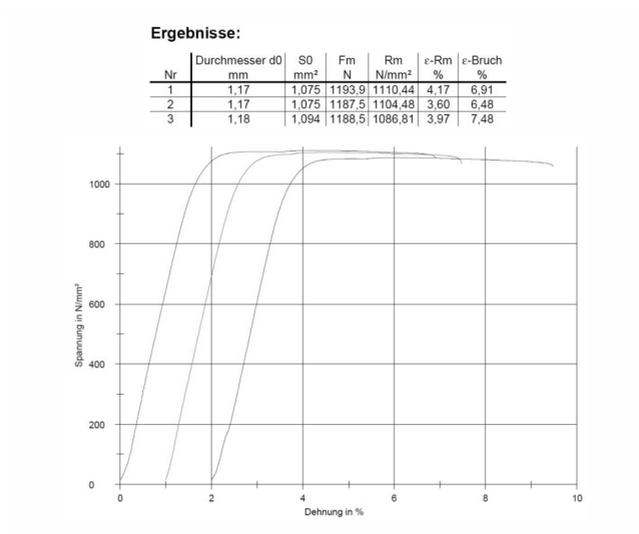


Bild B-11: Auszug des Prüfprotokolls der hochfesten Mikrobewehrung

Anhang B: Eigene Querkraftversuche

Ergebnisse:

Probe	WZ	Charge	d _{ist} mm	Δ A _{ist} %	A _{nom} mm ²	F _{p0,2} kN	R _{p0,2} MPa	F _m kN	R _m MPa	R _m /R _{p0,2}	A _{gt} %
1	1/26		5,91	-3,05	28,27	15,8	558	17,3	612	1,10	6,0
2	1/26		5,91	-3,12	28,27	15,9	564	17,1	605	1,07	5,1
3	1/26		5,91	-3,12	28,27	15,7	554	16,9	599	1,08	5,1
4	1/26		5,92	-2,75	28,27	15,7	556	17,0	602	1,08	4,9

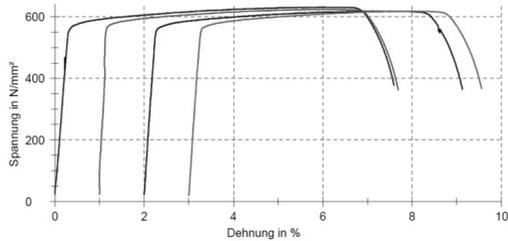


Bild B-12: Auszug des Prüfprotokolls des Betonstahls Ø6

Ergebnisse:

Probe	WZ	d _{ist} mm	Δ A _{ist} %	A _{nom} mm ²	F _{p0,2} kN	R _{p0,2} MPa	R _{p0,2,ist} MPa	F _m kN	R _m MPa	R _{m,ist} MPa	R _m /R _{p0,2}	R _{p0,2,ist} /R _{p0,2,nom}	A _{gt} %
1	1/26	7,95	-1,13	50,27	27,1	538	544	30,5	607	614	1,13	1,09	6,7
2	1/26	7,95	-1,16	50,27	27,0	537	544	30,6	609	617	1,13	1,09	6,8
3	1/26	7,95	-1,34	50,27	26,9	536	543	30,0	598	606	1,11	1,09	4,2

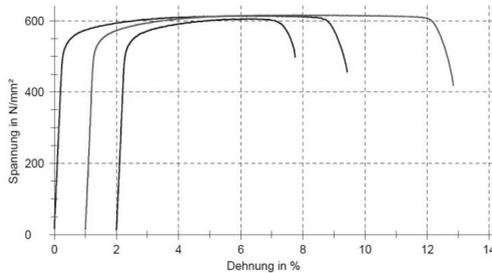


Bild B-13: Auszug des Prüfprotokolls des Betonstahls Ø6

Ergebnisse:

Probe	WZ	d _{ist} mm	Δ A _{ist} %	A _{nenn} mm ²	F _{p0,2} kN	R _{p0,2} MPa	R _{p0,2 ist} MPa	F _m kN	R _m MPa	R _{m ist} MPa	R _m /R _{p0,2}	R _{p0,2 ist} /R _{p0,2 nenn}	A _{gt} %
1	1/26	19,99	-0,12	314,16	166,8	531	531	203,0	646	647	1,22	1,06	16,0
2	1/26	19,98	-0,18	314,16	167,9	534	535	203,9	649	650	1,21	1,07	16,8
3	1/26	20,00	0,04	314,16	179,5	571	571	213,0	678	678	1,19	1,14	13,8
4	1/26	19,99	-0,13	314,16	168,3	536	536	202,4	644	645	1,20	1,07	15,7

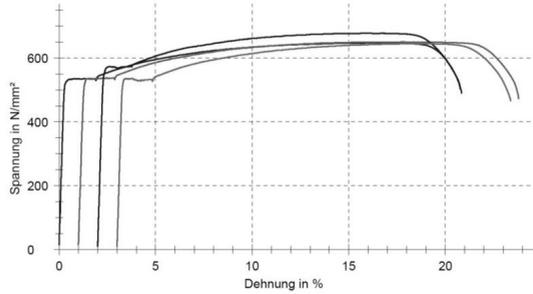


Bild B-14: Auszug des Prüfprotokolls des Betonstahls Ø20

Ergebnisse:

Probe	WZ	d _{ist} mm	Δ A _{ist} %	A _{nenn} mm ²	F _{p0,2} kN	R _{p0,2} MPa	R _{p0,2 ist} MPa	F _m kN	R _m MPa	R _{m ist} MPa	R _m /R _{p0,2}	R _{p0,2 ist} /R _{p0,2 nenn}	A _{gt} %
1	1/17	27,84	-1,10	615,75	354,2	575	582	417,4	678	686	1,18	1,16	12,2
2	1/17	27,85	-1,07	615,75	351,5	571	577	419,5	681	689	1,19	1,15	11,2
3	1/17	27,86	-0,99	615,75	351,7	571	577	419,4	681	686	1,19	1,15	12,0

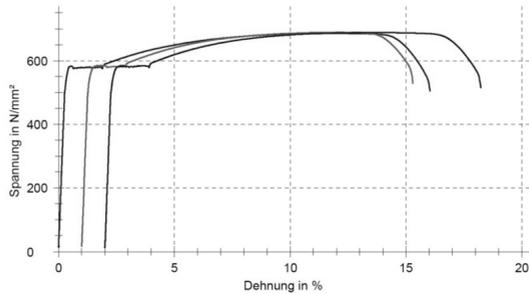


Bild B-15: Auszug des Prüfprotokolls des Betonstahls Ø28

B-3 Photogrammetrische Messungen

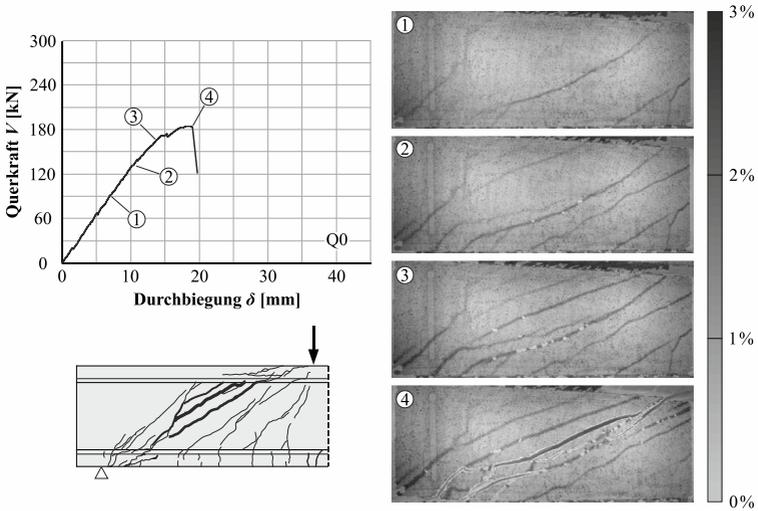


Bild B-16: Entwicklung der Rissbildung im Versuch Q0 – Last-Verformungs-Kurve und Rissbild bei Versuchsende (links) sowie Hauptformänderung $\epsilon_{1/2}$ aufgezeichnet mit GOM ARAMIS (rechts)

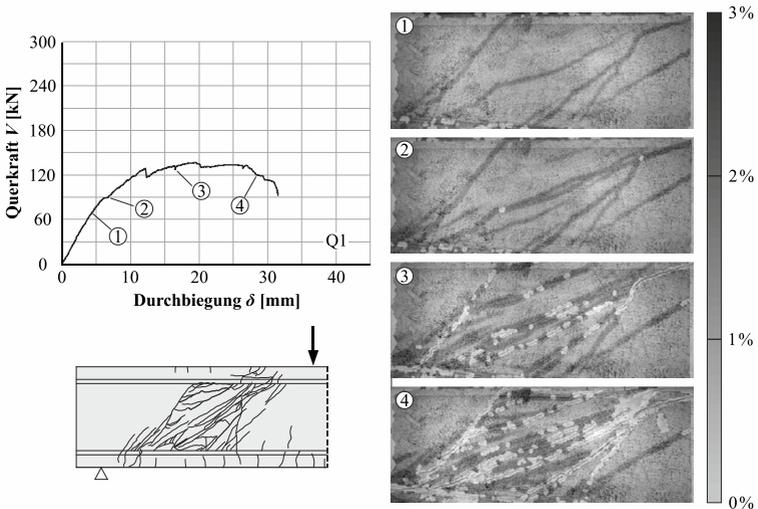


Bild B-17: Entwicklung der Rissbildung im Versuch Q1 – Last-Verformungs-Kurve und Rissbild bei Versuchsende (links) sowie Hauptformänderung $\epsilon_{1/2}$ aufgezeichnet mit GOM ARAMIS (rechts)

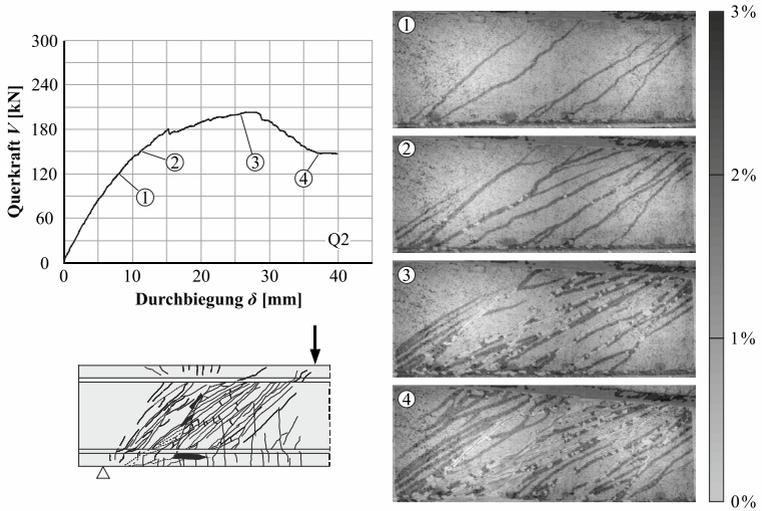


Bild B-18: Entwicklung der Rissbildung im Versuch Q2 – Last-Verformungs-Kurve und Rissbild bei Versuchsende (links) sowie Hauptformänderung $\epsilon_{1/2}$ aufgezeichnet mit GOM ARAMIS (rechts)

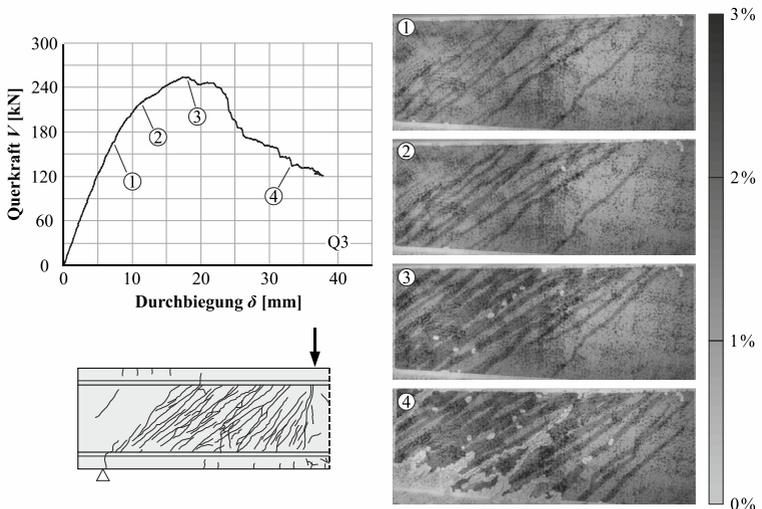


Bild B-19: Entwicklung der Rissbildung im Versuch Q3 – Last-Verformungs-Kurve und Rissbild bei Versuchsende (links) sowie Hauptformänderung $\epsilon_{1/2}$ aufgezeichnet mit GOM ARAMIS (rechts)

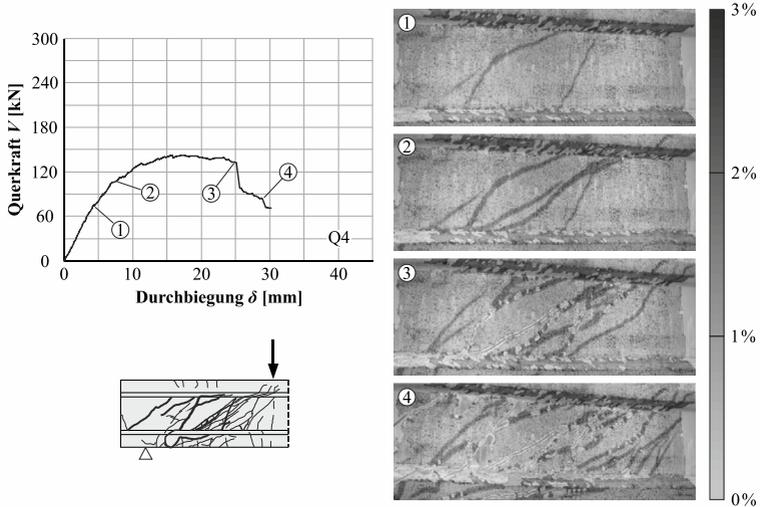


Bild B-20: Entwicklung der Rissbildung im Versuch Q4 – Last-Verformungs-Kurve und Rissbild bei Versuchsende (links) sowie Hauptformänderung $\epsilon_{1/2}$ aufgezeichnet mit GOM ARAMIS (rechts)

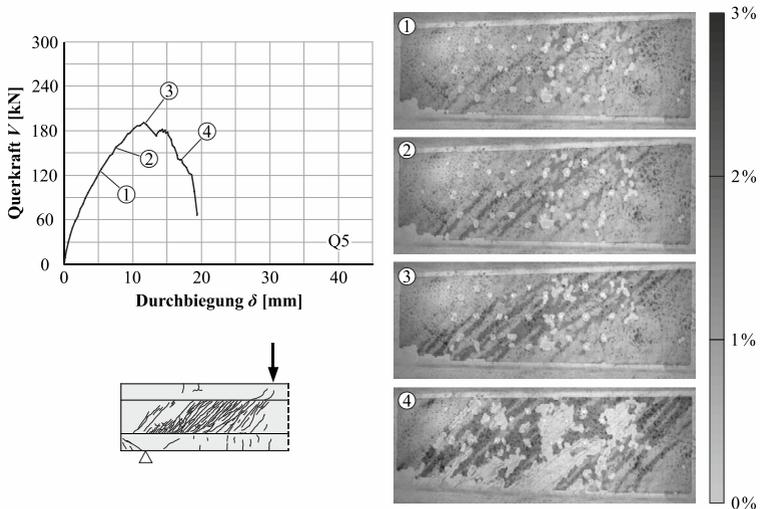


Bild B-21: Entwicklung der Rissbildung im Versuch Q5 – Last-Verformungs-Kurve und Rissbild bei Versuchsende (links) sowie Hauptformänderung $\epsilon_{1/2}$ aufgezeichnet mit GOM ARAMIS (rechts)

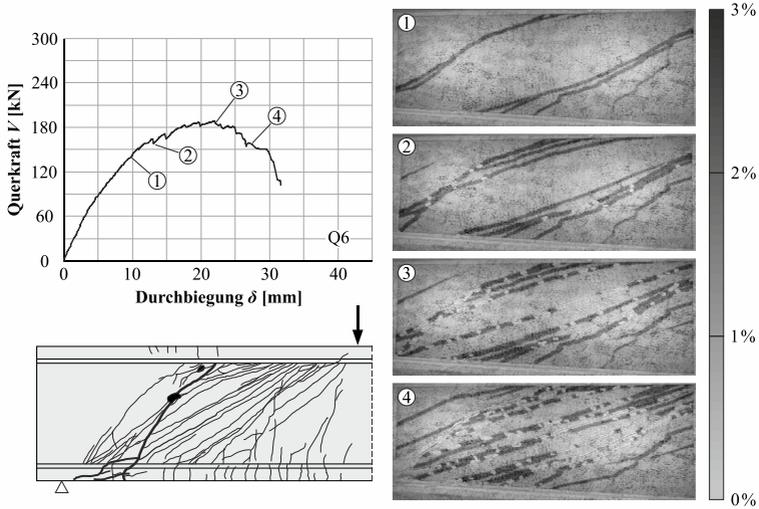


Bild B-22: Entwicklung der Rissbildung im Versuch Q6 – Last-Verformungs-Kurve und Rissbild bei Versuchsende (links) sowie Hauptformänderung $\epsilon_{1/2}$ aufzeichnet mit GOM ARAMIS (rechts)

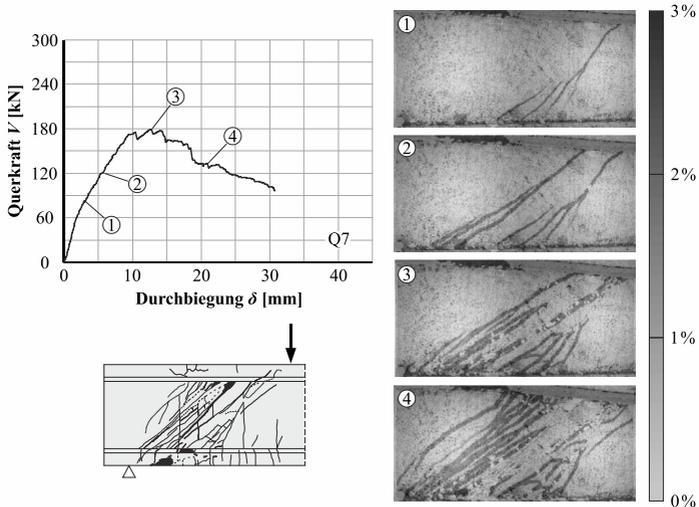


Bild B-23: Entwicklung der Rissbildung im Versuch Q7 – Last-Verformungs-Kurve und Rissbild bei Versuchsende (links) sowie Hauptformänderung $\epsilon_{1/2}$ aufzeichnet mit GOM ARAMIS (rechts)

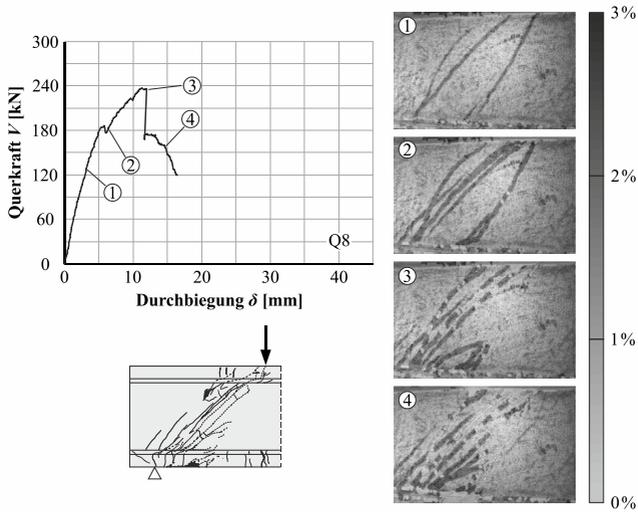


Bild B-24: Entwicklung der Rissbildung im Versuch Q8 – Last-Verformungs-Kurve und Rissbild bei Versuchsende (links) sowie Hauptformänderung $\epsilon_{1/2}$ aufgezeichnet mit GOM ARAMIS (rechts)

B-4 Hauptdehnungen und Hauptdehnungsneigungen

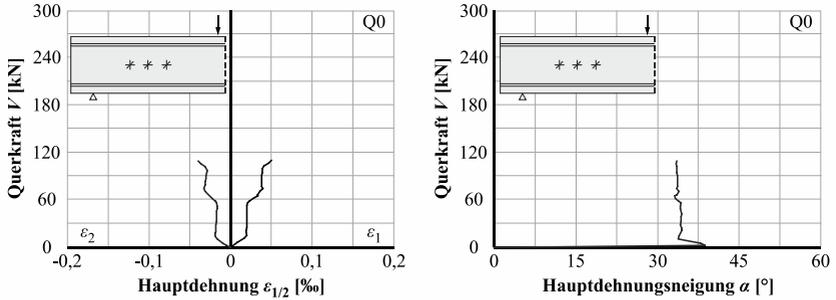


Bild B-25: Hauptdehnungen $\varepsilon_{1/2}$ (links) und Hauptdehnungsneigung α (rechts) für den Versuch Q0 – Mittelwerte der DMS-R2 bis R4

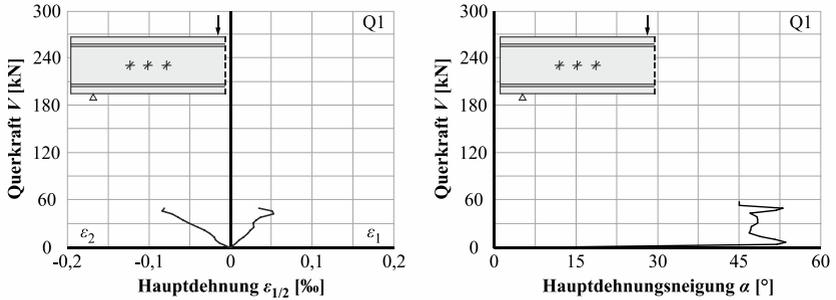


Bild B-26: Hauptdehnungen $\varepsilon_{1/2}$ (links) und Hauptdehnungsneigung α (rechts) für den Versuch Q1 – Mittelwerte der DMS-R2 bis R4

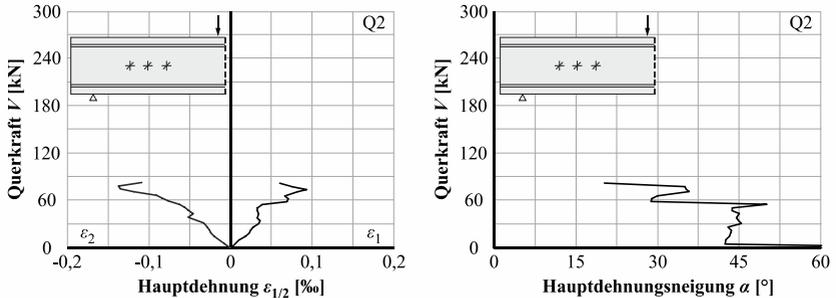


Bild B-27: Hauptdehnungen $\varepsilon_{1/2}$ (links) und Hauptdehnungsneigung α (rechts) für den Versuch Q2 – Mittelwerte der DMS-R2 bis R4

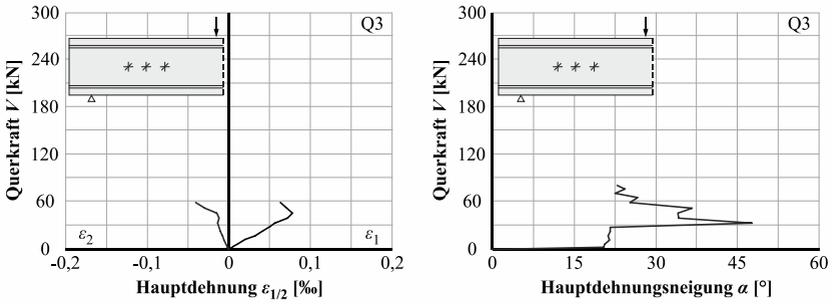


Bild B-28: Hauptdehnungen $\varepsilon_{1/2}$ (links) und Hauptdehnungsneigung α (rechts) für den Versuch Q3 – Mittelwerte der DMS-R2 bis R4

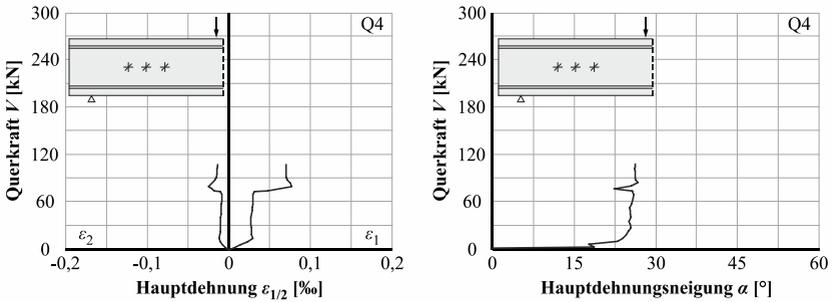


Bild B-29: Hauptdehnungen $\varepsilon_{1/2}$ (links) und Hauptdehnungsneigung α (rechts) für den Versuch Q4 – Mittelwerte der DMS-R2 bis R4

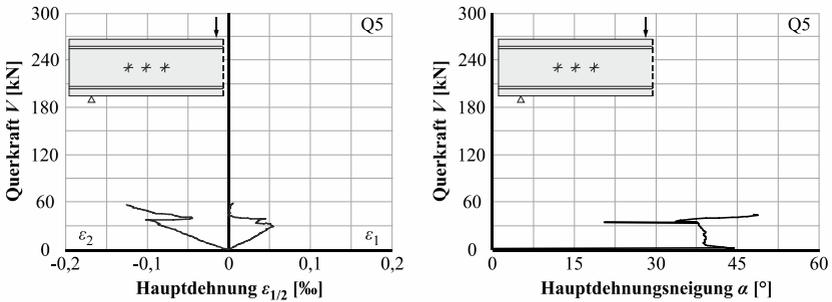


Bild B-30: Hauptdehnungen $\varepsilon_{1/2}$ (links) und Hauptdehnungsneigung α (rechts) für den Versuch Q5 – Mittelwerte der DMS-R2 bis R4

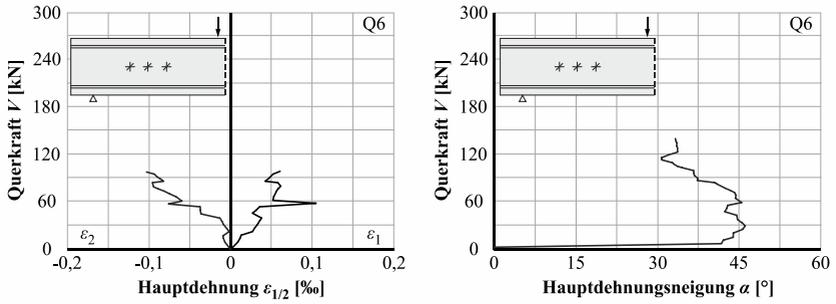


Bild B-31: Hauptdehnungen $\varepsilon_{1/2}$ (links) und Hauptdehnungsneigung α (rechts) für den Versuch Q6 – Mittelwerte der DMS-R2 bis R4

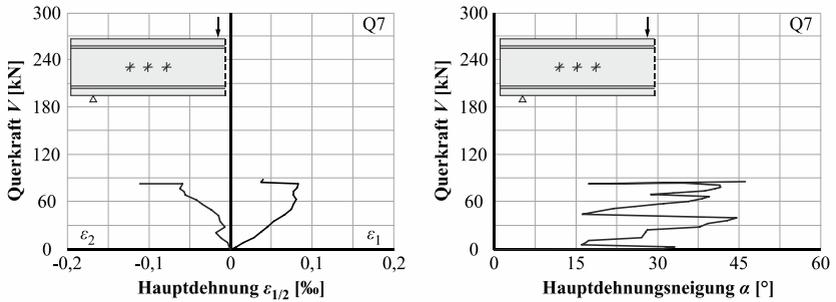


Bild B-32: Hauptdehnungen $\varepsilon_{1/2}$ (links) und Hauptdehnungsneigung α (rechts) für den Versuch Q7 – Mittelwerte der DMS-R2 bis R4

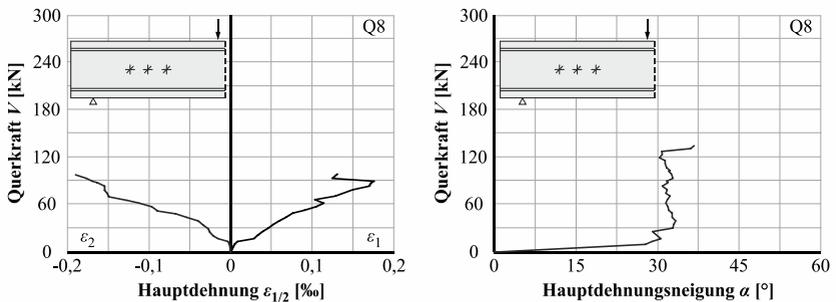


Bild B-33: Hauptdehnungen $\varepsilon_{1/2}$ (links) und Hauptdehnungsneigung α (rechts) für den Versuch Q8 – Mittelwerte der DMS-R2 bis R4

B-5 Vertikale und horizontale Wegaufnehmer

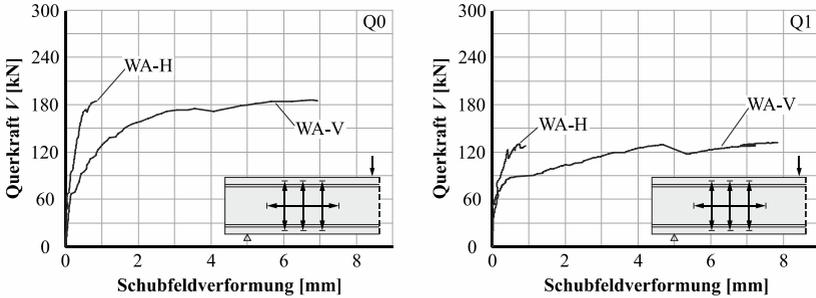


Bild B-34: Vertikale und horizontale Verformungen in den Schubfeldern für die Versuche Q0 (links) und Q1 (rechts) – Mittelwerte der WA-V2 bis V4 sowie Messwerte der WA-H24

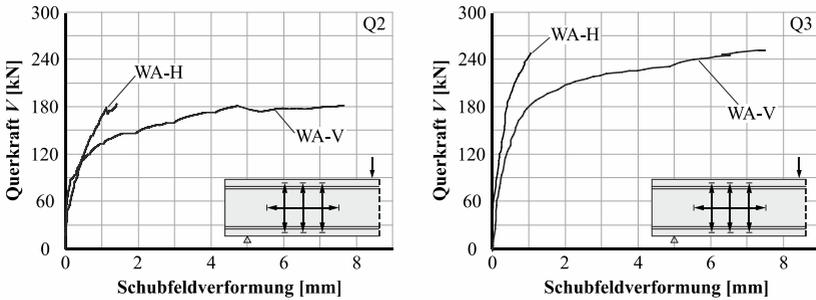


Bild B-35: Vertikale und horizontale Verformungen in den Schubfeldern für die Versuche Q2 (links) und Q3 (rechts) – Mittelwerte der WA-V2 bis V4 sowie Messwerte der WA-H24

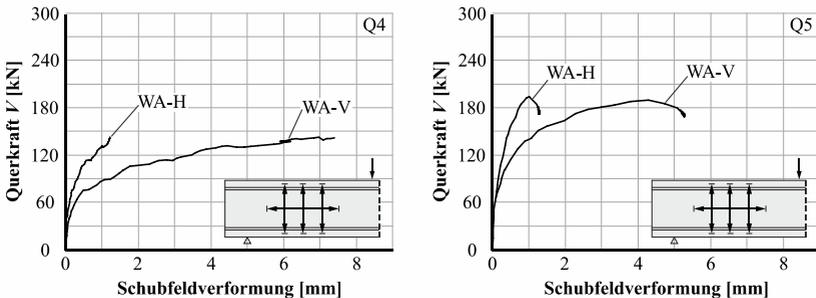


Bild B-36: Vertikale und horizontale Verformungen in den Schubfeldern für die Versuche Q4 (links) und Q5 (rechts) – Mittelwerte der WA-V2 bis V4 sowie Messwerte der WA-H24

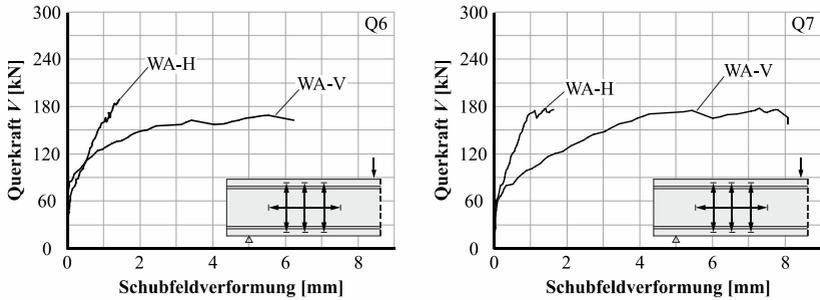


Bild B-37: Vertikale und horizontale Verformungen in den Schubfeldern für die Versuche Q6 (links) und Q7 (rechts) – Mittelwerte der WA-V2 bis V4 sowie Messwerte der WA-H24

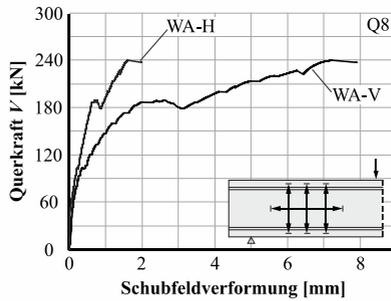


Bild B-38: Vertikale und horizontale Verformungen in den Schubfeldern für den Versuch Q8 – Mittelwerte der WA-V2 bis V4 sowie Messwerte des WA-H24

B-6 Beton-DMS

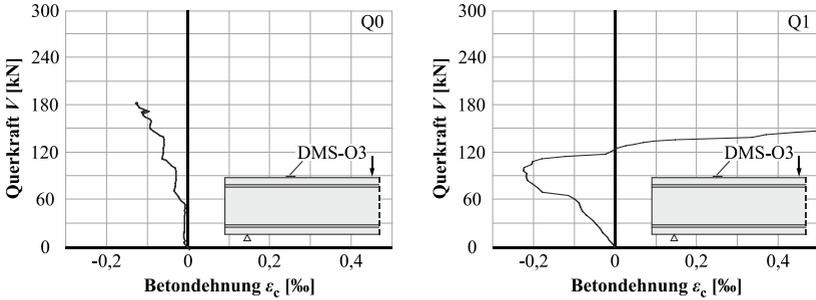


Bild B-39: Betondehnungen an der Oberkante (DMS-O3) für die Versuche Q0 (links) und Q1 (rechts)

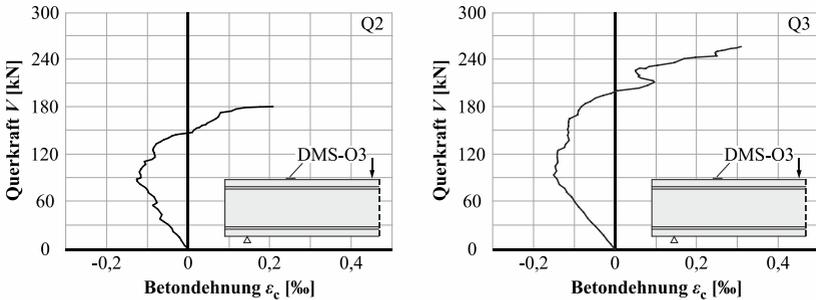


Bild B-40: Betondehnungen an der Oberkante (DMS-O3) für die Versuche Q2 (links) und Q3 (rechts)

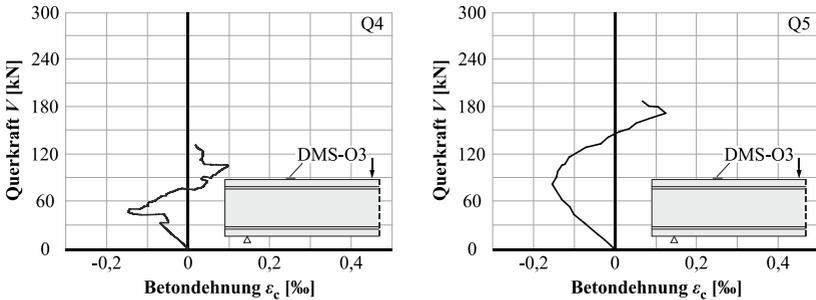


Bild B-41: Betondehnungen an der Oberkante (DMS-O3) für die Versuche Q4 (links) und Q5 (rechts)

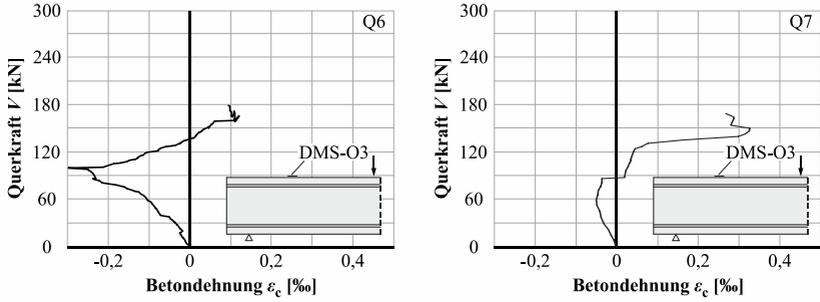


Bild B-42: Betondehnungen an der Oberkante (DMS-O3) für die Versuche Q6 (links) und Q7 (rechts)

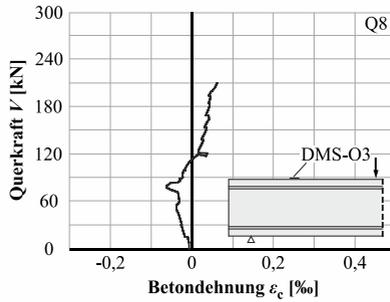


Bild B-43: Betondehnungen an der Oberkante (DMS-O3) für den Versuch Q8

Anhang C: FE-Vergleichsberechnungen und Parameterstudie

C-1 FE-Vergleichsberechnungen

Die folgenden Seiten zeigen die Ergebnisse der Vergleichsberechnungen, die im Zuge der Entwicklung des eigenen FE-Modells zur Nachrechnung der Querkraftversuche durchgeführt wurden.

Für die Vergleichsberechnungen wurde gegenüber dem im Abschnitt 6 beschriebenen Modell jeweils nur ein Parameter angepasst.

Folgende Vergleichsberechnungen werden im Folgenden gezeigt:

- Berechnung mit einer Rotating Crack Orientation im Vergleich zur gewählten Fixed Crack Orientation
- Berechnung mit dem Shear Retention Factor nach MAEKAWA [Mae-2003] im Vergleich zum gewählten Shear Retention Factor nach AL-MAHAIDI [Al-M-1978]
- Berechnung mit einer diskret modellierten Mikrobewehrung im Vergleich zur gewählten verschmierten Modellierung der Mikrobewehrung
- Berechnungen zum Einfluss der Reduktion der Elementgröße auf quadratische Elemente mit einer Kantenlänge von 12,5 mm im Vergleich zur gewählten Elementgröße von 25 mm
- Berechnung mit den individuellen Betonfestigkeiten im Vergleich zur gewählten Berechnung mit dem Mittelwert für alle Chargen

Berechnung mit Rotating Crack Model

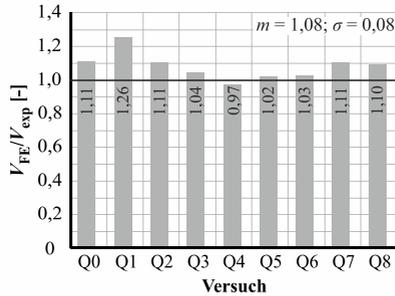


Bild C-1: Vergleich der numerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten (Berechnung mit Rotating Crack Model)

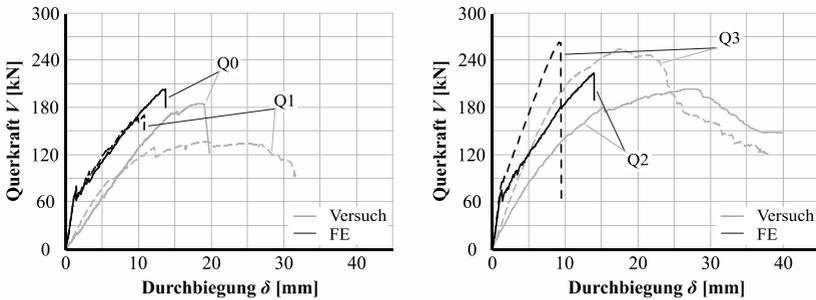


Bild C-2: Vergleich der numerischen und experimentellen Last-Verformungs-Kurven für die Versuche Q0 bis Q3 (Berechnung mit Rotating Crack Model)

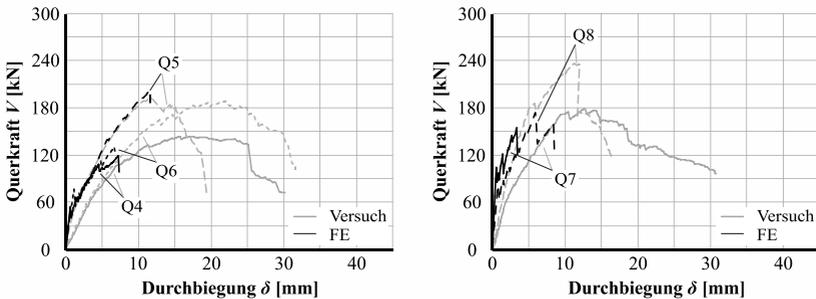


Bild C-3: Vergleich der numerischen und experimentellen Last-Verformungs-Kurven für die Versuche Q4 bis Q8 (Berechnung mit Rotating Crack Model)

Berechnung mit MAEKAWA Contact Density

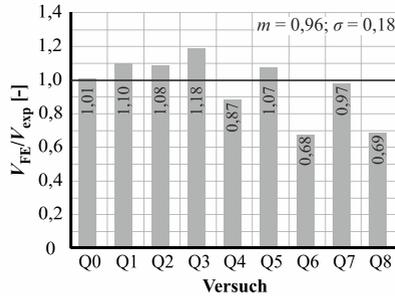


Bild C-4: Vergleich der numerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten (Berechnung mit MAEKAWA Contact Density)

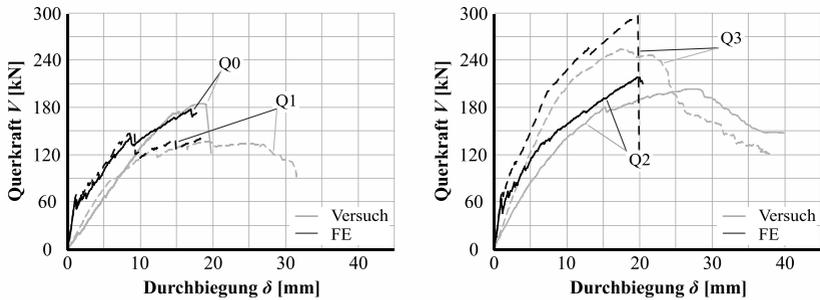


Bild C-5: Vergleich der numerischen und experimentellen Last-Verformungs-Kurven für die Versuche Q0 bis Q3 (Berechnung mit MAEKAWA Contact Density)

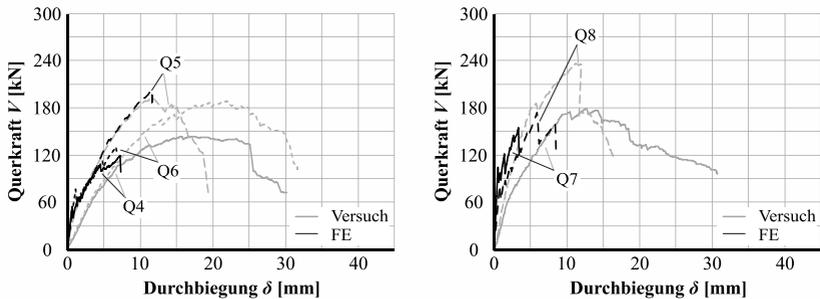


Bild C-6: Vergleich der numerischen und experimentellen Last-Verformungs-Kurven für die Versuche Q4 bis Q8 (Berechnung mit MAEKAWA Contact Density)

Berechnung mit diskret modellierter Mikrobewehrung

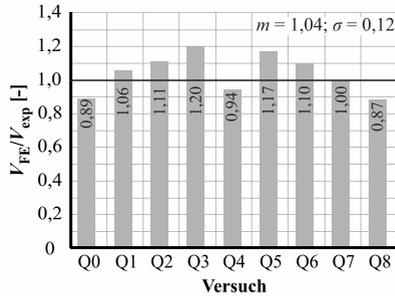


Bild C-7: Vergleich der numerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten (Berechnung mit diskret modellierter Mikrobewehrung)

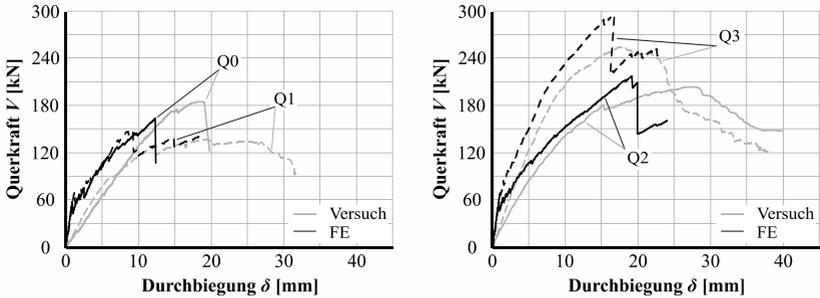


Bild C-8: Vergleich der numerischen und experimentellen Last-Verformungs-Kurven für die Versuche Q0 bis Q3 (Berechnung mit diskret modellierter Mikrobewehrung)

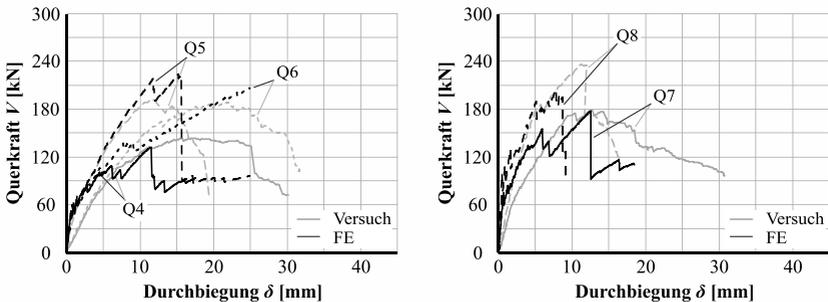


Bild C-9: Vergleich der numerischen und experimentellen Last-Verformungs-Kurven für die Versuche Q4 bis Q8 (Berechnung mit diskret modellierter Mikrobewehrung)

Berechnung mit reduzierter Elementgröße

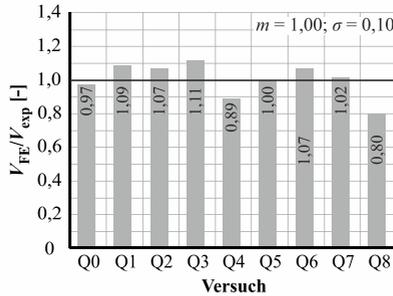


Bild C-10: Vergleich der numerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten (Berechnung mit reduzierter Elementgröße)

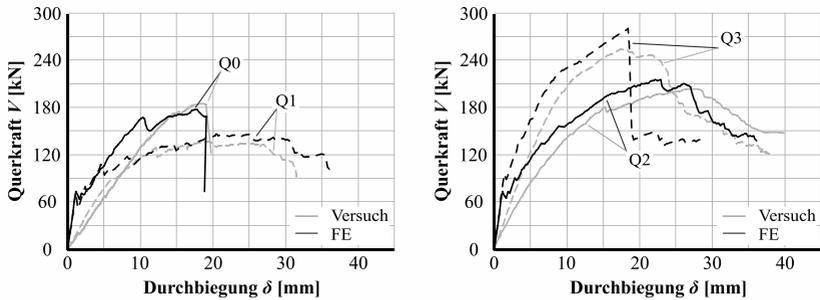


Bild C-11: Vergleich der numerischen und experimentellen Last-Verformungs-Kurven für die Versuche Q0 bis Q3 (Berechnung mit reduzierter Elementgröße)

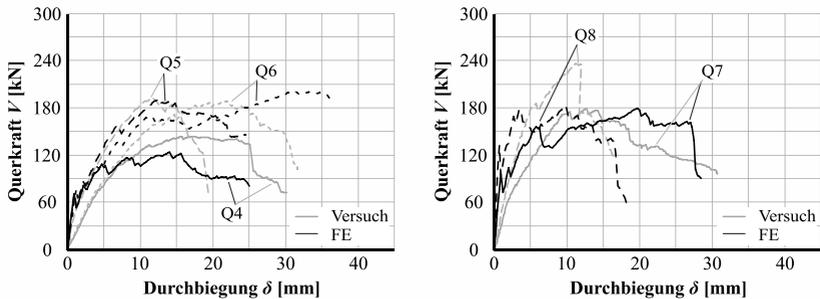


Bild C-12: Vergleich der numerischen und experimentellen Last-Verformungs-Kurven für die Versuche Q4 bis Q8 (Berechnung mit reduzierter Elementgröße)

Berechnung mit Materialkennwerten der jeweiligen Chargen

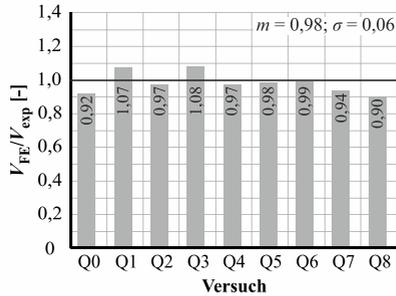


Bild C-13: Vergleich der numerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten (Berechnung mit Materialkennwerten der jeweiligen Chargen)

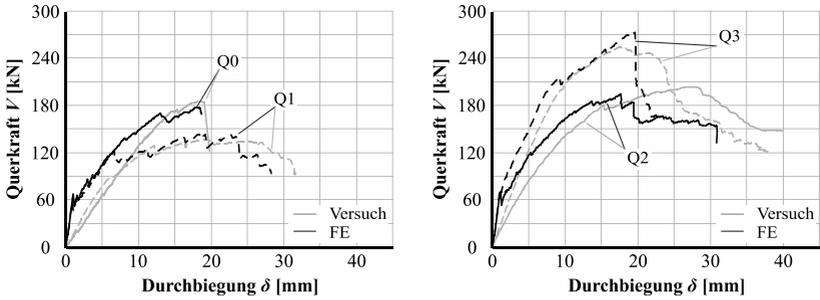


Bild C-14: Vergleich der numerischen und experimentellen Last-Verformungs-Kurven für die Versuche Q0 bis Q3 (Berechnung mit Materialkennwerten der jeweiligen Chargen)

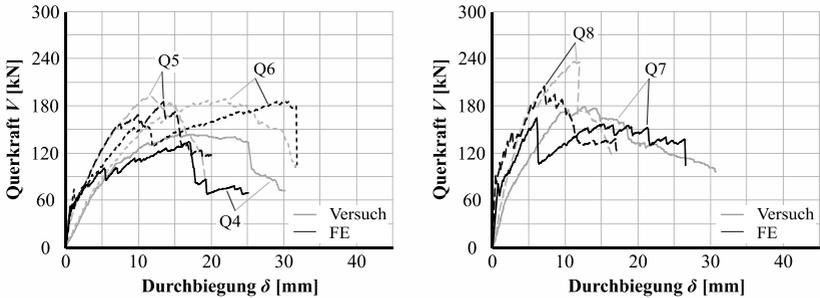


Bild C-15: Vergleich der numerischen und experimentellen Last-Verformungs-Kurven für die Versuche Q4 bis Q8 (Berechnung mit Materialkennwerten der jeweiligen Chargen)

C-2 Parameterstudie

Für die Benennung der Berechnungen der Parameterstudie wurden folgende Bezeichnungen verwendet:

A-BBB-CC-DD

A: Bewehrungstyp

Q: normalfeste Mikrobewehrung

D: hochfeste Mikrobewehrung

BBB: Bauteilhöhe h in [mm]

CC: Schuschlankheit a_v/d in [-], ohne Komma

DD: Querkraftbewehrungsgrad ρ_{sw} in [%], ohne Komma

Anhang C: FE-Vergleichsberechnungen und Parameterstudie

Nr.	Quelle	Versuch	Querschnitt								
			QS-Typ	b_H	h	t_H	t_w	h_s	A_c	c_c	d
			QS-Typ	b_{fl}	h	t_{fl}	t_w	h_s	A_c	c_c	d
-	-	-	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm	
1	Parameterstudie	Q400-05-05	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
2	Parameterstudie	Q400-05-15	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
3	Parameterstudie	Q400-10-05	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
4	Parameterstudie	Q400-10-15	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
5	Parameterstudie	Q400-15-05	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
6	Parameterstudie	Q400-15-10	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
7	Parameterstudie	Q400-15-15	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
8	Parameterstudie	Q400-15-20	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
9	Parameterstudie	Q400-15-25	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
10	Parameterstudie	Q400-15-30	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
11	Parameterstudie	Q400-15-35	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
12	Parameterstudie	Q400-15-40	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
13	Parameterstudie	Q400-15-45	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
14	Parameterstudie	Q400-15-50	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
15	Parameterstudie	Q400-20-05	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
16	Parameterstudie	Q400-20-15	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
17	Parameterstudie	Q400-25-10	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
18	Parameterstudie	Q400-25-20	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
19	Parameterstudie	Q400-25-25	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
20	Parameterstudie	Q400-25-30	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
21	Parameterstudie	Q400-25-35	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
22	Parameterstudie	Q400-25-40	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
23	Parameterstudie	Q400-25-45	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
24	Parameterstudie	Q400-25-50	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
25	Parameterstudie	Q400-30-05	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
26	Parameterstudie	Q400-30-15	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
27	Parameterstudie	Q400-35-05	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
28	Parameterstudie	Q400-35-15	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
29	Parameterstudie	Q400-40-05	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
30	Parameterstudie	Q400-40-15	I	200	400	75	40	25	44000	35	365
31	Parameterstudie	Q600-05-05	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
32	Parameterstudie	Q600-05-15	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
33	Parameterstudie	Q600-10-05	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
34	Parameterstudie	Q600-10-15	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
35	Parameterstudie	Q600-15-10	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
36	Parameterstudie	Q600-15-15	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
37	Parameterstudie	Q600-15-20	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
38	Parameterstudie	Q600-15-25	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
39	Parameterstudie	Q600-15-30	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
40	Parameterstudie	Q600-15-35	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
41	Parameterstudie	Q600-15-40	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
42	Parameterstudie	Q600-15-45	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
43	Parameterstudie	Q600-15-50	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
44	Parameterstudie	D600-15-05	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
45	Parameterstudie	D600-20-05	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
46	Parameterstudie	Q600-20-15	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
47	Parameterstudie	Q600-25-05	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
48	Parameterstudie	Q600-25-10	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
49	Parameterstudie	Q600-25-15	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
50	Parameterstudie	Q600-25-20	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
51	Parameterstudie	Q600-25-25	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
52	Parameterstudie	Q600-25-30	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
53	Parameterstudie	Q600-25-35	I	200	600	75	40	25	52000	35	565

Anhang C: FE-Vergleichsberechnungen und Parameterstudie

Laststellung und Geometrie													
System	Last	Lager	l	a	c	b	a/h	a/d		c _{sl,1}	n _{sl,1}	d _{sl,1}	A _{sl,1}
-	-	-	mm	mm	mm	mm	a/h	a/d		c _{sl,1}	n _{sl,1}	d _{sl,1}	A _{sl,1}
BB	3PB	g:g	548	183		365	0.5	0.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	548	183		365	0.5	0.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	1095	365		730	0.9	1.0		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	1095	365		730	0.9	1.0		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	1643	548		1095	1.4	1.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	1643	548		1095	1.4	1.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	1643	548		1095	1.4	1.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	1643	548		1095	1.4	1.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	1643	548		1095	1.4	1.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	1643	548		1095	1.4	1.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	1643	548		1095	1.4	1.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	1643	548		1095	1.4	1.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	1643	548		1095	1.4	1.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	2190	730		1460	1.8	2.0		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	2190	730		1460	1.8	2.0		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	2738	913		1825	2.3	2.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	2738	913		1825	2.3	2.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	2738	913		1825	2.3	2.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	2738	913		1825	2.3	2.5		35	4	28	24.63
BB	3PB	g:g	2738	913		1825	2.3	2.5		35	4	28	24.63
BB	3PB	g:g	2738	913		1825	2.3	2.5		35	4	28	24.63
BB	3PB	g:g	2738	913		1825	2.3	2.5		35	4	28	24.63
BB	3PB	g:g	2738	913		1825	2.3	2.5		35	4	28	24.63
BB	3PB	g:g	3285	1095		2190	2.7	3.0		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	3285	1095		2190	2.7	3.0		35	4	28	24.63
BB	3PB	g:g	3833	1278		2555	3.2	3.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	3833	1278		2555	3.2	3.5		35	4	28	24.63
BB	3PB	g:g	4380	1460		2920	3.7	4.0		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	4380	1460		2920	3.7	4.0		35	4	28	24.63
BB	3PB	g:g	848	283		565	0.5	0.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	848	283		565	0.5	0.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	1695	565		1130	0.9	1.0		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	1695	565		1130	0.9	1.0		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	2543	848		1695	1.4	1.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	2543	848		1695	1.4	1.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	2543	848		1695	1.4	1.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	2543	848		1695	1.4	1.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	2543	848		1695	1.4	1.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	2543	848		1695	1.4	1.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	2543	848		1695	1.4	1.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	2543	848		1695	1.4	1.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	2543	848		1695	1.4	1.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	3390	1130		2260	1.9	2.0		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	3390	1130		2260	1.9	2.0		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	4238	1413		2825	2.4	2.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	4238	1413		2825	2.4	2.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	4238	1413		2825	2.4	2.5		35	4	20	12.57
BB	3PB	g:g	4238	1413		2825	2.4	2.5		35	4	28	24.63
BB	3PB	g:g	4238	1413		2825	2.4	2.5		35	4	28	24.63
BB	3PB	g:g	4238	1413		2825	2.4	2.5		35	4	28	24.63

Anhang C: FE-Vergleichsberechnungen und Parameterstudie

Biegezugbewehrung													Anordnung
Betonstahlbewehrung									d _{MB}	a _{1MB}	a _{2MB}	n _{MB,w}	
Pat1	f _{yk,1}	f _{yk}	E _s	ε _{yk,1}	f _{t,1}	ρ _{st}	ρ _{st,ges}		d _{MB}	a _{1MB}	a _{2MB}	n _{MB,w}	Anordnung
ρ _{st,1}	f _{sy,1}	f _{syk}	E _s	ε _{sy,1}	f _{t,1}	ρ _{st}	ρ _{st,ges}		d _{MB}	a _{1MB}	a _{2MB}	n _{MB,w}	-
%	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	‰	N/mm ²	%	%		mm	mm	mm	-	-
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	5	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	15	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	5	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	15	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	5	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	10	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	15	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	20	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	25	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	30	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	35	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	40	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	45	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	50	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	5	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	15	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	10	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	20	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	25	gleichmäßig
16.9	570	518	200000	2.9	625	5.6	5.6		1.0	20	20	30	gleichmäßig
16.9	570	518	200000	2.9	625	5.6	5.6		1.0	20	20	35	gleichmäßig
16.9	570	518	200000	2.9	625	5.6	5.6		1.0	20	20	40	gleichmäßig
16.9	570	518	200000	2.9	625	5.6	5.6		1.0	20	20	45	gleichmäßig
16.9	570	518	200000	2.9	625	5.6	5.6		1.0	20	20	50	gleichmäßig
8.6	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	5	gleichmäßig
16.9	570	518	200000	2.9	625	5.6	5.6		1.0	20	20	15	gleichmäßig
16.9	570	518	200000	2.9	625	2.9	2.9		1.0	20	20	5	gleichmäßig
16.9	570	518	200000	2.9	625	5.6	5.6		1.0	20	20	15	gleichmäßig
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	5	gleichmäßig
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	15	gleichmäßig
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	5	gleichmäßig
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	15	gleichmäßig
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	10	gleichmäßig
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	15	gleichmäßig
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	20	gleichmäßig
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	25	gleichmäßig
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	30	gleichmäßig
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	35	gleichmäßig
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	40	gleichmäßig
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	45	gleichmäßig
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	50	gleichmäßig
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	5	gleichmäßig
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	5	gleichmäßig
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	15	gleichmäßig
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	5	vertikal
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	10	vertikal
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4		1.0	20	20	15	vertikal
10.9	570	518	200000	2.9	625	4.7	4.7		1.0	20	20	20	gleichmäßig
10.9	570	518	200000	2.9	625	4.7	4.7		1.0	20	20	25	gleichmäßig
10.9	570	518	200000	2.9	625	4.7	4.7		1.0	20	20	30	gleichmäßig
10.9	570	518	200000	2.9	625	4.7	4.7		1.0	20	20	35	gleichmäßig

Anhang C: FE-Vergleichsberechnungen und Parameterstudie

Material	Querkraftbewehrung										Ausrichtung zur Last
	Mikrobewehrung										
	$a_{MB,w,1}$ a_MB,w,1	$\rho_{MB,w}$ rho_MB,w	ρ_{MB} rhoMB	$f_{yk,MB}$ f_yk,MB	$f_{yk,MB}$ f_yk,MB	E_{MB} E_MB	$\epsilon_{ps,MB,y}$ eps_MB,y	$f_{t,MB}$ f_t,MB	α alpha		
-	cm ² /m	Vol.-%	%	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	%	N/mm ²	*	-	
welded	1.96	1.0	0.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	5.89	2.9	1.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	1.96	1.0	0.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	5.89	2.9	1.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	1.96	1.0	0.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	3.93	2.0	1.0	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	5.89	2.9	1.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	7.85	3.9	2.0	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	9.82	4.9	2.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	11.78	5.9	2.9	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	13.74	6.9	3.4	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	15.71	7.9	3.9	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	17.67	8.8	4.4	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	19.63	9.8	4.9	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	1.96	1.0	0.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	5.89	2.9	1.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	3.93	2.0	1.0	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	7.85	3.9	2.0	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	9.82	4.9	2.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	11.78	5.9	2.9	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	13.74	6.9	3.4	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	15.71	7.9	3.9	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	17.67	8.8	4.4	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	19.63	9.8	4.9	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	1.96	1.0	0.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	5.89	2.9	1.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	1.96	1.0	0.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	5.89	2.9	1.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	1.96	1.0	0.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	5.89	2.9	1.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	1.96	1.0	0.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	5.89	2.9	1.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	1.96	1.0	0.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	5.89	2.9	1.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	1.96	1.0	0.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	5.89	2.9	1.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	1.96	1.0	0.5	1050	955	180000	5.83	1100	90	parallel	
welded	1.96	1.0	0.5	1050	955	180000	5.83	1100	90	parallel	
welded	5.89	2.9	1.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	1.96	1.0	0.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	3.93	2.0	1.0	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	5.89	2.9	1.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	7.85	3.9	2.0	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	9.82	4.9	2.5	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	11.78	5.9	2.9	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	
welded	13.74	6.9	3.4	420	382	180000	2.33	715	90	parallel	

Anhang C: FE-Vergleichsberechnungen und Parameterstudie

Beton-eigenschaften			Bruchlasten & Versagen					Auswertung	
$f_{t,c}$	$f_{t,ck}$	$f_{t,c'}$	F_{max}	V_{max}	V_{max}	M_{max}	Versagen	Auswertung	
$f_{t,c}$	$f_{t,ck}$	$f_{t,c'}$	F_{max}	V_{max}	v_{max}	M_{max}	-	ja / nein	
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kN	kN	N/mm ²	kNm	-	-	
87.6	83.8	89.8	817.5	545.0	37.3	99.5	S	nein	
87.6	83.8	89.8	962.3	641.5	43.9	117.1	S	nein	
87.6	83.8	89.8	489.6	326.4	22.4	119.1	S	ja	
87.6	83.8	89.8	509.6	339.7	23.3	124.0	S	ja	
87.6	83.8	89.8	319.7	213.1	14.6	116.7	S	ja	
87.6	83.8	89.8	385.5	257.0	17.6	140.7	S	ja	
87.6	83.8	89.8	396.6	264.4	18.1	144.8	S	ja	
87.6	83.8	89.8	440.7	293.8	20.1	160.9	S	ja	
87.6	83.8	89.8	440.7	293.8	20.1	160.9	S	ja	
87.6	83.8	89.8	443.1	295.4	20.2	161.7	S	ja	
87.6	83.8	89.8	464.1	309.4	21.2	169.4	S	ja	
87.6	83.8	89.8	487.1	324.7	22.2	177.8	S	ja	
87.6	83.8	89.8	496.4	330.9	22.7	181.2	S	nein	
87.6	83.8	89.8	506.1	337.4	23.1	184.7	S	nein	
87.6	83.8	89.8	286.8	191.2	13.1	139.6	S	ja	
87.6	83.8	89.8	330.3	220.2	15.1	160.7	S	ja	
87.6	83.8	89.8	254.1	169.4	11.6	154.6	S	ja	
87.6	83.8	89.8	349.7	233.1	16.0	212.7	S	ja	
87.6	83.8	89.8	353.1	235.4	16.1	214.8	S	ja	
87.6	83.8	89.8	368.4	245.6	16.8	224.1	S	ja	
87.6	83.8	89.8	383.9	255.9	17.5	233.5	S	ja	
87.6	83.8	89.8	421.2	280.8	19.2	256.2	S	ja	
87.6	83.8	89.8	437.9	291.9	20.0	266.4	S	nein	
87.6	83.8	89.8	443.3	295.5	20.2	269.6	S	nein	
87.6	83.8	89.8	196.4	130.9	9.0	143.3	S	ja	
87.6	83.8	89.8	306.6	204.4	14.0	223.8	S	ja	
87.6	83.8	89.8	199.8	133.2	9.1	170.2	S	ja	
87.6	83.8	89.8	305.1	203.4	13.9	259.8	S	ja	
87.6	83.8	89.8	182.4	121.6	8.3	177.5	S	ja	
87.6	83.8	89.8	290.4	193.6	13.3	282.7	S	ja	
87.6	83.8	89.8	675.8	450.5	19.9	127.3	S	nein	
87.6	83.8	89.8	796.7	531.1	23.5	150.0	S	nein	
87.6	83.8	89.8	438.9	292.6	12.9	165.3	S	ja	
87.6	83.8	89.8	522.3	348.2	15.4	196.7	S	ja	
87.6	83.8	89.8	364.1	242.7	10.7	205.7	S	ja	
87.6	83.8	89.8	465.3	310.2	13.7	262.9	S	ja	
87.6	83.8	89.8	450.6	300.4	13.3	254.6	S	ja	
87.6	83.8	89.8	515.9	343.9	15.2	291.5	S	ja	
87.6	83.8	89.8	508.8	339.2	15.0	287.5	S	ja	
87.6	83.8	89.8	541.7	361.1	16.0	306.0	S	ja	
87.6	83.8	89.8	584.4	389.6	17.2	330.2	S	ja	
87.6	83.8	89.8	578.3	385.5	17.1	326.7	S	nein	
87.6	83.8	89.8	594.3	396.2	17.5	335.8	S	nein	
87.6	83.8	89.8	392.1	261.4	11.6	221.5	S	ja	
87.6	83.8	89.8	348.0	232	10.3	262.2	S	ja	
87.6	83.8	89.8	434.6	289.7	12.8	327.4	S	ja	
87.6	83.8	89.8	230.3	153.5	6.8	216.8	S	ja	
87.6	83.8	89.8	309.0	206	9.1	291.0	S	ja	
87.6	83.8	89.8	349.2	232.8	10.3	328.8	S	ja	
87.6	83.8	89.8	428.1	285.4	12.6	403.1	S	ja	
87.6	83.8	89.8	451.7	301.1	13.3	425.3	S	ja	
87.6	83.8	89.8	494.9	329.9	14.6	466.0	S	ja	
87.6	83.8	89.8	521.0	347.3	15.4	490.6	S	ja	

Anhang C: FE-Vergleichsberechnungen und Parameterstudie

Nr.	Quelle	Versuch	Querschnitt								
			QS-Typ	b_n	h	t_n	t_w	h_s	A_c	c_c	d
			QS-Typ	b, fl	h	t, fl	t, w	h, s	A, c	c, c	d
-	-	-	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm	
54	Parameterstudie	Q600-25-40	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
55	Parameterstudie	Q600-25-45	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
56	Parameterstudie	Q600-25-50	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
57	Parameterstudie	D600-25-05	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
58	Parameterstudie	D600-25-10	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
59	Parameterstudie	D600-25-15	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
60	Parameterstudie	D600-25-20	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
61	Parameterstudie	D600-25-25	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
62	Parameterstudie	D600-25-30	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
63	Parameterstudie	D600-25-35	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
64	Parameterstudie	D600-25-40	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
65	Parameterstudie	D600-25-45	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
66	Parameterstudie	D600-25-50	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
67	Parameterstudie	Q600-30-05	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
68	Parameterstudie	Q600-30-15	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
69	Parameterstudie	Q600-35-05	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
70	Parameterstudie	Q600-35-15	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
71	Parameterstudie	Q600-40-05	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
72	Parameterstudie	Q600-40-15	I	200	600	75	40	25	52000	35	565
73	Parameterstudie	Q800-05-05	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
74	Parameterstudie	Q800-05-15	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
75	Parameterstudie	Q800-10-05	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
76	Parameterstudie	Q800-10-15	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
77	Parameterstudie	Q800-15-05	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
78	Parameterstudie	Q800-15-10	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
79	Parameterstudie	Q800-15-15	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
80	Parameterstudie	Q800-15-20	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
81	Parameterstudie	Q800-15-25	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
82	Parameterstudie	Q800-15-30	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
83	Parameterstudie	Q800-15-35	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
84	Parameterstudie	Q800-15-40	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
85	Parameterstudie	Q800-15-45	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
86	Parameterstudie	Q800-15-50	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
87	Parameterstudie	Q800-20-05	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
88	Parameterstudie	Q800-20-15	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
89	Parameterstudie	Q800-25-10	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
90	Parameterstudie	Q800-25-15	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
91	Parameterstudie	Q800-25-20	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
92	Parameterstudie	Q800-25-25	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
93	Parameterstudie	Q800-25-30	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
94	Parameterstudie	Q800-25-35	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
95	Parameterstudie	Q800-25-40	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
96	Parameterstudie	Q800-25-45	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
97	Parameterstudie	Q800-25-50	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
98	Parameterstudie	Q800-30-05	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
99	Parameterstudie	Q800-30-15	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
100	Parameterstudie	Q800-35-05	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
101	Parameterstudie	Q800-35-15	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
102	Parameterstudie	Q800-40-05	I	200	800	75	40	25	60000	35	765
103	Parameterstudie	Q800-40-15	I	200	800	75	40	25	60000	35	765

Anhang C: FE-Vergleichsberechnungen und Parameterstudie

Laststellung und Geometrie												
System	Last	Lager	l	a	c	b	a/h	a/d	$c_{a,1}$	$n_{a,1}$	$d_{a,1}$	$A_{a,1}$
-	-	-	l	a	c	b	a/h	a/d	c_sl,1	n_sl,1	d_sl,1	A_sl,1
-	-	-	mm	mm	mm	mm	-	-	mm	-	mm	cm ²
BB	3PB	g.g	4238	1413		2825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	4238	1413		2825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	4238	1413		2825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	4238	1413		2825	2.4	2.5	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	4238	1413		2825	2.4	2.5	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	4238	1413		2825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	4238	1413		2825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	4238	1413		2825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	4238	1413		2825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	4238	1413		2825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	4238	1413		2825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	4238	1413		2825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	4238	1413		2825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	5085	1695		3390	2.8	3.0	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	5085	1695		3390	2.8	3.0	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	5933	1978		3955	3.3	3.5	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	5933	1978		3955	3.3	3.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	6780	2260		4520	3.8	4.0	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	6780	2260		4520	3.8	4.0	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	1148	383		765	0.5	0.5	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	1148	383		765	0.5	0.5	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	2295	765		1530	1.0	1.0	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	2295	765		1530	1.0	1.0	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	3443	1148		2295	1.4	1.5	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	3443	1148		2295	1.4	1.5	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	3443	1148		2295	1.4	1.5	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	3443	1148		2295	1.4	1.5	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	3443	1148		2295	1.4	1.5	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	3443	1148		2295	1.4	1.5	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	3443	1148		2295	1.4	1.5	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	3443	1148		2295	1.4	1.5	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	3443	1148		2295	1.4	1.5	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	4590	1530		3060	1.9	2.0	35	4	20	12.57
BB	3PB	g.g	4590	1530		3060	1.9	2.0	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	5738	1913		3825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	5738	1913		3825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	5738	1913		3825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	5738	1913		3825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	5738	1913		3825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	5738	1913		3825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	5738	1913		3825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	5738	1913		3825	2.4	2.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	6885	2295		4590	2.9	3.0	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	6885	2295		4590	2.9	3.0	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	8033	2678		5355	3.3	3.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	8033	2678		5355	3.3	3.5	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	9180	3060		6120	3.8	4.0	35	4	28	24.63
BB	3PB	g.g	9180	3060		6120	3.8	4.0	35	4	28	24.63

Anhang C: FE-Vergleichsberechnungen und Parameterstudie

Biegezugbewehrung													Anordnung
Betonstahlbewehrung													
ρ_{s1}	f_{yk1}	f_{yk}	E_s	ϵ_{yk1}	f_{t1}	ρ_s	$\rho_{s,ges}$	d_{MB}	a_{1MB}	a_{2MB}	$n_{MB,w}$	Anordnung	
rho_sl,1	f_sy,1	f_syk	E_s	ε_sy,1	f_t,1	rho_sl	rho_sl,ges	d_MB	a_1MB	a_2MB	n_MB,w	-	
%	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	‰	N/mm ²	%	%	mm	mm	mm	-	-	
10.9	570	518	200000	2.9	625	4.7	4.7	1.0	20	20	40	gleichmäßig	
10.9	570	518	200000	2.9	625	4.7	4.7	1.0	20	20	45	gleichmäßig	
10.9	570	518	200000	2.9	625	4.7	4.7	1.0	20	20	50	gleichmäßig	
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4	1.0	20	20	5	gleichmäßig	
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4	1.0	20	20	10	gleichmäßig	
10.9	570	518	200000	2.9	625	4.7	4.7	1.0	20	20	15	gleichmäßig	
10.9	570	518	200000	2.9	625	4.7	4.7	1.0	20	20	20	gleichmäßig	
10.9	570	518	200000	2.9	625	4.7	4.7	1.0	20	20	25	gleichmäßig	
10.9	570	518	200000	2.9	625	4.7	4.7	1.0	20	20	30	gleichmäßig	
10.9	570	518	200000	2.9	625	4.7	4.7	1.0	20	20	35	gleichmäßig	
10.9	570	518	200000	2.9	625	4.7	4.7	1.0	20	20	40	gleichmäßig	
10.9	570	518	200000	2.9	625	4.7	4.7	1.0	20	20	45	gleichmäßig	
10.9	570	518	200000	2.9	625	4.7	4.7	1.0	20	20	50	gleichmäßig	
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4	1.0	20	20	5	gleichmäßig	
10.9	570	518	200000	2.9	625	4.7	4.7	1.0	20	20	15	gleichmäßig	
5.6	570	518	200000	2.9	625	2.4	2.4	1.0	20	20	5	gleichmäßig	
10.9	570	518	200000	2.9	625	4.7	4.7	1.0	20	20	15	gleichmäßig	
10.9	570	518	200000	2.9	625	4.7	4.7	1.0	20	20	15	gleichmäßig	
4.1	570	518	200000	2.9	625	2.1	2.1	1.0	20	20	5	gleichmäßig	
4.1	570	518	200000	2.9	625	2.1	2.1	1.0	20	20	15	gleichmäßig	
4.1	570	518	200000	2.9	625	2.1	2.1	1.0	20	20	5	gleichmäßig	
4.1	570	518	200000	2.9	625	2.1	2.1	1.0	20	20	15	gleichmäßig	
4.1	570	518	200000	2.9	625	2.1	2.1	1.0	20	20	5	gleichmäßig	
4.1	570	518	200000	2.9	625	2.1	2.1	1.0	20	20	10	gleichmäßig	
4.1	570	518	200000	2.9	625	2.1	2.1	1.0	20	20	15	gleichmäßig	
4.1	570	518	200000	2.9	625	2.1	2.1	1.0	20	20	20	gleichmäßig	
4.1	570	518	200000	2.9	625	2.1	2.1	1.0	20	20	25	gleichmäßig	
4.1	570	518	200000	2.9	625	2.1	2.1	1.0	20	20	30	gleichmäßig	
4.1	570	518	200000	2.9	625	2.1	2.1	1.0	20	20	35	gleichmäßig	
4.1	570	518	200000	2.9	625	2.1	2.1	1.0	20	20	40	gleichmäßig	
4.1	570	518	200000	2.9	625	2.1	2.1	1.0	20	20	45	gleichmäßig	
4.1	570	518	200000	2.9	625	2.1	2.1	1.0	20	20	50	gleichmäßig	
4.1	570	518	200000	2.9	625	2.1	2.1	1.0	20	20	5	gleichmäßig	
8.0	570	518	200000	2.9	625	4.1	4.1	1.0	20	20	15	gleichmäßig	
8.0	570	518	200000	2.9	625	4.1	4.1	1.0	20	20	10	gleichmäßig	
8.0	570	518	200000	2.9	625	4.1	4.1	1.0	20	20	15	gleichmäßig	
8.0	570	518	200000	2.9	625	4.1	4.1	1.0	20	20	20	gleichmäßig	
8.0	570	518	200000	2.9	625	4.1	4.1	1.0	20	20	30	gleichmäßig	
8.0	570	518	200000	2.9	625	4.1	4.1	1.0	20	20	35	gleichmäßig	
8.0	570	518	200000	2.9	625	4.1	4.1	1.0	20	20	40	gleichmäßig	
8.0	570	518	200000	2.9	625	4.1	4.1	1.0	20	20	45	gleichmäßig	
8.0	570	518	200000	2.9	625	4.1	4.1	1.0	20	20	50	gleichmäßig	
8.0	570	518	200000	2.9	625	4.1	4.1	1.0	20	20	5	gleichmäßig	
8.0	570	518	200000	2.9	625	4.1	4.1	1.0	20	20	15	gleichmäßig	
8.0	570	518	200000	2.9	625	4.1	4.1	1.0	20	20	5	gleichmäßig	
8.0	570	518	200000	2.9	625	4.1	4.1	1.0	20	20	15	gleichmäßig	
8.0	570	518	200000	2.9	625	4.1	4.1	1.0	20	20	5	gleichmäßig	
8.0	570	518	200000	2.9	625	4.1	4.1	1.0	20	20	15	gleichmäßig	

Anhang C: FE-Vergleichsberechnungen und Parameterstudie

Beteigenschaften			Bruchlasten & Versagen					Auswertung
f_{sc}	f_{α}	f_c'	F_{max}	V_{max}	$V_{v,max}$	M_{max}	Versagen	Auswertung
f_{1c}	f_{ck}	$f_{c'}$	F_{max}	V_{max}	v_{max}	M_{max}	-	ja / nein
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kN	kN	N/mm ²	kNm	-	-
87.6	83.8	89.8	538.2	358.8	15.9	506.8	S	ja
87.6	83.8	89.8	572.7	381.8	16.9	539.3	S	nein
87.6	83.8	89.8	590.0	393.3	17.4	555.5	S	nein
87.6	83.8	89.8	329.4	219.6	9.7	310.2	S	ja
87.6	83.8	89.8	380.4	253.6	11.2	358.2	S	ja
87.6	83.8	89.8	425.1	283.4	12.5	400.3	S	ja
87.6	83.8	89.8	465.5	310.3	13.7	438.3	S	ja
87.6	83.8	89.8	454.7	303.1	13.4	428.1	S	ja
87.6	83.8	89.8	519.5	346.3	15.3	489.1	S	ja
87.6	83.8	89.8	555.8	370.5	16.4	523.3	S	ja
87.6	83.8	89.8	559.7	373.1	16.5	527.0	S	ja
87.6	83.8	89.8	582.5	388.3	17.2	548.5	S	nein
87.6	83.8	89.8	590.6	393.7	17.4	556.1	S	nein
87.6	83.8	89.8	243.8	162.5	7.2	275.4	S	ja
87.6	83.8	89.8	398.6	265.7	11.8	450.4	S	ja
87.6	83.8	89.8	229.2	152.8	6.8	302.2	S	ja
87.6	83.8	89.8	378.5	252.3	11.2	498.9	S	ja
87.6	83.8	89.8	221.7	147.8	6.5	334.0	S	ja
87.6	83.8	89.8	358.5	239.0	10.6	540.1	S	ja
87.6	83.8	89.8	776.1	517.4	16.9	197.9	S	nein
87.6	83.8	89.8	882.0	588.0	19.2	224.9	S	nein
87.6	83.8	89.8	520.4	346.9	11.3	265.4	S	ja
87.6	83.8	89.8	644.7	429.8	14.0	328.8	S	ja
87.6	83.8	89.8	382.7	255.1	8.3	292.7	S	ja
87.6	83.8	89.8	463.4	308.9	10.1	354.5	S	ja
87.6	83.8	89.8	545.0	363.3	11.9	416.9	S	ja
87.6	83.8	89.8	535.4	356.9	11.7	409.5	S	ja
87.6	83.8	89.8	620.0	413.3	13.5	474.3	S	ja
87.6	83.8	89.8	626.3	417.5	13.6	479.1	S	ja
87.6	83.8	89.8	687.0	458.0	15.0	525.6	S	ja
87.6	83.8	89.8	709.8	473.2	15.5	543.0	S	ja
87.6	83.8	89.8	732.2	488.1	16.0	560.1	S	nein
87.6	83.8	89.8	743.1	495.4	16.2	568.5	S	nein
87.6	83.8	89.8	339.2	226.1	7.4	345.9	S	ja
87.6	83.8	89.8	493.8	329.2	10.8	503.7	S	ja
87.6	83.8	89.8	401.4	267.6	8.7	511.8	S	ja
87.6	83.8	89.8	467.0	311.3	10.2	595.4	S	ja
87.6	83.8	89.8	510.2	340.1	11.1	650.4	S	ja
87.6	83.8	89.8	548.0	365.3	11.9	698.6	S	ja
87.6	83.8	89.8	575.4	383.6	12.5	733.6	S	ja
87.6	83.8	89.8	612.8	408.5	13.3	781.3	S	ja
87.6	83.8	89.8	631.7	421.1	13.8	805.4	S	ja
87.6	83.8	89.8	634.8	423.2	13.8	809.4	S	nein
87.6	83.8	89.8	647.0	431.3	14.1	824.9	S	nein
87.6	83.8	89.8	289.1	192.7	6.3	442.2	S	ja
87.6	83.8	89.8	489.0	326.0	10.7	748.2	S	ja
87.6	83.8	89.8	282.0	188.0	6.1	503.4	S	ja
87.6	83.8	89.8	442.8	295.2	9.6	790.4	S	ja
87.6	83.8	89.8	271.8	181.2	5.9	554.5	S	ja
87.6	83.8	89.8	398.7	265.8	8.7	813.3	S	ja

Anhang D: Vergleichsberechnungen

D-1 Zusammenstellung normativer Querkraftbemessungsmodelle

In den folgenden Abschnitten werden ausschließlich die grundlegenden, zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit gemäß den jeweiligen Normen erforderlichen Gleichungen zusammengestellt, die für die Vergleichsberechnungen im Abschnitt 7.2 verwendet wurden.

Für detailliertere Informationen (z. B. Grenzwerte der Festigkeiten), weitere Anwendungsfälle (Spannbeton etc.) sowie gegebenenfalls geltende Sonderregelungen wird auf die entsprechenden Normentexte sowie deren Erläuterungen verwiesen.

D-2 Eurocode 2

Die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils mit Querkraftbewehrung ergibt sich nach Eurocode 2 (EC2, DIN EN 1992-1-1, [DIN-2015-1]) zu:

$$V_R = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{R,s} \\ V_{R,max} \end{array} \right. \quad \text{Gl. D-1}$$

Hierin ist:

$$V_{R,s} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta \quad \text{Gl. D-2}$$

$$V_{R,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_c}{\cot \theta + \tan \theta} \quad \text{Gl. D-3}$$

Der Druckstrebenneigungswinkel θ kann hierbei frei gewählt werden, es wird jedoch ein Grenzwert von $\cot \theta = 2,5$ ($\theta = 21,8^\circ$) angesetzt. Dieser basiert auf Versuchsauswertungen, die zeigen, dass die Rotation der Druckstreben für geringe Querkraftbewehrungsgrade zu begrenzen ist [Wal-1999].

$$1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad \text{Gl. D-4}$$

Für den Abminderungsfaktor v_1 für die Druckfestigkeit im gerissenen Trägersteg gilt:

$$v_1 = 0,6 \cdot (1 - f_c/250) \quad \text{Gl. D-5}$$

Bei einer auflagernahen Einzellast ($0,5 \cdot d \leq a_v < 2,0 \cdot d$) kann die einwirkende Querkraft V_E mit dem Faktor β abgemindert werden:

$$\beta = \frac{a_v}{2 \cdot d} \quad \text{Gl. D-6}$$

D-3 Nationaler Anhang für Deutschland

Im Nationalen Anhang für Deutschland (EC2/NA, [DIN-2015-2]) werden gegenüber dem Eurocode 2 zwei Änderungen vorgenommen.

Der Druckstrebenneigungswinkel θ kann weiterhin frei gewählt werden, erhält jedoch eine zusätzliche Begrenzung:

$$1,0 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2}{1 - V_{R,cc}/V_E} \leq 3,0 \quad \text{Gl. D-7}$$

Hierin wird der Querkrafttraganteil infolge Rissreibung $V_{R,cc}$ berücksichtigt:

$$V_{R,cc} = 0,24 \cdot f_c^{1/3} \cdot b_w \cdot z \quad \text{Gl. D-8}$$

Zur Bestimmung der Druckfestigkeit im gerissenen Trägersteg wird der Abminderungsfaktor v_1 zu:

$$v_1 = 0,75 \cdot (1,1 - f_c/500) \leq 0,75 \quad \text{Gl. D-9}$$

D-4 SIA 262

In der schweizerischen Norm SIA 262 [SIA-2013] wird die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung ebenfalls als Minimum der Druck- und Zugstreben tragfähigkeit bestimmt:

$$V_R = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{R,s} \\ V_{R,max} \end{array} \right. \quad \text{Gl. D-10}$$

Hierin ist:

$$V_{R,s} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta \quad \text{Gl. D-11}$$

$$V_{R,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_c}{\cot \theta + \tan \theta} \quad \text{Gl. D-12}$$

Die untere Grenze des Druckstrebenneigungswinkels θ wird in Abhängigkeit der Dehnung in der Schwerachse des Bauteils ε_x bestimmt:

$$20^\circ + 10.000 \cdot \varepsilon_x \leq \theta \leq 45^\circ \quad \text{Gl. D-13}$$

Für den Abminderungsfaktor v_1 gilt folgende Beziehung:

$$v_1 = k_\varepsilon \cdot \eta_{fc} \quad \text{Gl. D-14}$$

Die Beiwerte k_ε und η_{fc} ergeben sich zu:

$$k_\varepsilon = \frac{1}{1,2 + 55 \cdot \varepsilon_1} \leq 0,65 \quad \text{Gl. D-15}$$

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_c}\right)^{1/3} \leq 1,0 \quad \text{Gl. D-16}$$

Hierin ist die Hauptdehnung ε_1 abhängig von der Längsdehnung in der Schwerachse ε_x sowie dem Druckstrebenneigungswinkel θ :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0,002) \cdot \cot^2 \theta \quad \text{Gl. D-17}$$

$$\varepsilon_x = \frac{M_E/z + V_E}{2 \cdot E_s \cdot A_{sl}} \quad \text{Gl. D-18}$$

Vereinfacht kann der Abminderungsfaktor ν_1 nach Bild D-1 angesetzt werden.

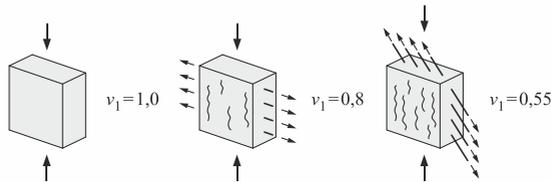


Bild D-1: Abminderungsfaktor ν_1 nach SIA 262 [SIA-2013]

Bei einer auflagernahen Einzellast ($a_v \leq 2,0 \cdot d$) kann die Beanspruchung V_E mit dem Faktor β abgemindert werden:

$$\beta = \frac{a_v}{2 \cdot d} \quad \text{Gl. D-19}$$

D-5 CSAA23.3

Im Canadian Standard A23.3 [CSA-2004] wird ein additiver Ansatz zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung verwendet:

$$V_R = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{R,s} + V_{R,c} \\ V_{R,max} \end{array} \right. \quad \text{Gl. D-20}$$

Hierin ist:

$$V_{R,s} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta \quad \text{Gl. D-21}$$

$$V_{R,c} = k_v \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot z \quad \text{Gl. D-22}$$

$$V_{R,max} = b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_c \quad \text{Gl. D-23}$$

Zur Ermittlung der Druckstrebenneigung θ sowie des Faktors k_v stehen eine vereinfachte und eine allgemeine Methode zur Verfügung. Im Folgenden werden die Gleichungen der allgemeinen Methode aufgeführt.

Der Druckstrebenneigungswinkel θ wird anhand der Längsdehnung in der Bauteilschwerachse ε_x bestimmt:

Anhang D: Vergleichsberechnungen

$$\theta = 29^\circ + 7.000 \cdot \varepsilon_x \quad \text{Gl. D-24}$$

Der Faktor k_v wird mit folgender Gleichung bestimmt:

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1.500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1.300}{1.500 + s_{ze}} \quad \text{Gl. D-25}$$

Hierin gilt für den effektiven Rissabstand s_{ze} :

$$s_{ze} = \frac{35 \cdot s_z}{15 + d_g} \geq 0,85 \cdot s_z \quad \text{Gl. D-26}$$

Für den vertikalen Rissabstand s_z kann vereinfacht der innere Hebelarm z angesetzt werden; 300 mm sollten jedoch nicht überschritten werden. Ferner ist ab einer Betondruckfestigkeit von 70 N/mm² ein Größtkorndurchmesser $d_g = 0$ anzusetzen [Ben-2006-1].

Für den Abminderungsfaktor ν_1 wird ein fester Wert von 0,25 angegeben.

Bei einer auflagennahen Einzellast ist die Tragfähigkeit der direkten Druckstrebe, die im Winkel

$$\tan \theta_s = d/a_v \quad \text{Gl. D-27}$$

gegen die Bauteilachse geneigt ist, nachzuweisen (Bild 3-34, links). Hierfür kann eine effektive Betondruckfestigkeit $f_{c,\text{eff}}$ von

$$f_{c,\text{eff}} = \frac{f_c}{0,8 + 170 \cdot \varepsilon_1} \leq 0,85 \cdot f_c \quad \text{Gl. D-28}$$

angesetzt werden [Vec-1982].

D-6 *fib* Model Code 2010

Der *fib* Model Code 2010 (MC2010, [fib-2013]) bietet die Möglichkeit, über sog. Levels of Approximation (LoA) die Genauigkeit der Berechnung anzupassen. Insgesamt stehen vier Level zur Verfügung. Die Basis des Modells zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit stellt Level III dar. Die Level I und II stellen jeweils Vereinfachungen des Level III dar [Sig-2013]. Level IV ermöglicht die Anwendung numerischer Methoden. Im Folgenden werden daher die Gleichungen des Level III zusammengestellt.

Der MC2010 greift den additiven Ansatz und den Betontraganteil des CSA A23.3 auf und ergänzt die Bemessungsgleichungen der SIA 262 für den Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung:

$$V_R = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{R,s} + V_{R,c} \\ V_{R,\text{max}} \end{array} \right. \quad \text{Gl. D-29}$$

Hierin ist:

$$V_{R,s} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta \quad \text{Gl. D-30}$$

$$V_{R,c} = k_v \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot z \quad \text{Gl. D-31}$$

$$V_{R,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_c}{\cot \theta + \tan \theta} \quad \text{Gl. D-32}$$

Der Druckstrebenneigungswinkel θ kann in folgenden Grenzen frei gewählt werden:

$$20^\circ + 10.000 \cdot \varepsilon_x \leq \theta \leq 45^\circ \quad \text{Gl. D-33}$$

Für die Längsdehnung in der Schwerachse gilt Gl. D-18. Zur Bestimmung des Faktors k_v wird Gl. D-25 modifiziert, um einen Übergang zwischen der Formulierung nach SMCFT sowie der Bemessung mit Spannungsfeldern herzustellen [Sig-2013]:

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1.500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \left(1 - \frac{V_E}{V_{R,max}(\theta_{min})} \right) \quad \text{Gl. D-34}$$

Für den Abminderungsfaktor v_1 gilt folgende Formulierung:

$$v_1 = k_\varepsilon \cdot \eta_{fc} \quad \text{Gl. D-35}$$

Die Beiwerte k_ε und η_{fc} ergeben sich zu:

$$k_\varepsilon = \frac{1}{1,2 + 55 \cdot \varepsilon_1} \leq 0,65 \quad \text{Gl. D-36}$$

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_c} \right)^{1/3} \leq 1,0 \quad \text{Gl. D-37}$$

Bei einer auflagernahen Einzellast ($0,5 \cdot d < a_v \leq 2,0 \cdot d$) kann die einwirkende Querkraft V_E mit dem Faktor β abgemindert werden:

$$\beta = \frac{a_v}{2 \cdot d} \quad \text{Gl. D-38}$$

VERZEICHNIS DER BISHER IN DER SCHRIFTENREIHE DES IBMB ERSCHIENENEN HEFTE (ISSN 1439-3875)

In der Schriftenreihe "Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig - ISSN 0178-5796 (Heft 1 bis 16 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig", Heft 17 bis 39 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig") sind bisher die nachfolgend aufgeführten Hefte erschienen.

Sie können bezogen werden von:

Institut für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Bibliothek
Beethovenstraße 52
38106 Braunschweig

Tel. (05 31) 3 91-54 54
Fax (05 31) 3 91-5900
E-Mail o.dienelt@tu-bs.de

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:
Je nach Umfang zwischen € 7 und € 30
(zuzüglich Versandkosten)

Das aktuelle Verzeichnis unter:
www.ibmb.tu-bs.de (→ Bibliothek)

Vergriffene Hefte können als Kopien gegen Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler Holzschutzmittel. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1962; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1962

Heft 2:

Kordina, K.: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feueranriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Sonderdruck aus: Beton 13(1962), S. 11-18, 81-84

Heft 3:

Eibl, J.: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1963

Heft 4:

Kordina, K.; Eibl, J.: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1964; Sonderdruck aus: Beton- und Stahlbetonbau 58(1963), S. 265-268; 59(1964), S. 1-11

Heft 5:

Ertingshausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1965; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1965

Heft 6:

Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1966; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 7:

Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 8:

Steinert, J.: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 9:

Lämmke, A.: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuerschutzmitteln. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 10:

Rafla, K.: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Träger. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 11:

Ivanyi, G.: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten: Brazier-Effekt. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 12:

Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B. Institut für Baustoffkunde und

Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 13:

Fuchs, G.: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 14:

Meyer-Ottens, C.: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Sonderdruck aus: Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, H.56(1969)

Heft 15:

Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongütekörpern und -bohrproben. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1970

Heft 16:

Neubauer, F.-J.: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton: aufgestellt für den Fachverband Gasbetonindustrie. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. Erw. Neuaufl. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 18:

Bödeker, W.: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung: Grundlagen und Bemessungsvorschläge. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1971, ISBN 3-89288-057-3

Heft 19:

Meyer-Ottens, C.: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften: Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971

Heft 20:

Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-056-5

Heft 22:

Nürnberg, U.: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-054-9

Heft 23:

Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972

Heft 24:

El-Arousy, T.H.: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-053-0

Heft 25:

Rieche, G.: Mechanismen der Spannungs-korrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-052-2

Heft 26:

Tennstedt, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-051-4

Heft 27:

Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973

Heft 28:

Neisecke, J.: Ein dreiparametrisches, komple-

xes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-050-6

Heft 29:

Kordina, K.; Maack, P.; Hjorth, O.: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. Schlußbericht (AIF-Nr. 956). Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-048-4

Heft 30:

Eibl, J.; Ivanyi, G.: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. Schlußbericht, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 31:

Kordina, K.; Janko, B.: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. Schlußbericht (AIF-Nr. 1388), Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-049-2

Heft 32:

Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975

Heft 33:

Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1976

Heft 34:

Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 35:

Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 36:

Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-045-X

Heft 37:

Bechtold, R.: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-046-8

Heft 38:

Steinert, J.: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Unveränderter Nachdruck der Erstveröffentlichung Bad Honnef, Osang, 1977 (Zivilschutzforschung, Bd. 7)

Heft 39:

Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-047-6

Heft 40:

Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-035-2

Heft 41:

Teutsch, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-036-0

Heft 42:

Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979

Heft 43:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1979. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-037-9

Heft 44:

Kordina, K.; Fröning, H.: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-038-7

Heft 45:

Henke, V.: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1980

Heft 46:

Schneider, U.; Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil 1). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980

Heft 47:

Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken: Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-039-5

Heft 48:

Svensvik, B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluss der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-040-9

Heft 49:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1981. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-041-7

Heft 50:

Ojha, S.K.: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-042-5

Heft 51:

Henke, V.: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. Projekt D1 des SFB 148. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-043-3

Heft 52:

Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Habil.-Schr., Technische Universität Istanbul, 1982, ISBN 3-89288-044-1

Heft 53:

Weber, V.: Untersuchung des Reiß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile. Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-017-4

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Unveränderter Nachdruck der Ausgabe 1982. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-010-7

Heft 55:

Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 56:

Timm, R.: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-018-2

Heft 57:

Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-019-0

Heft 58:

Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brand-räumen (Teil 2). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-020-4

Heft 59:

Dobbernack, R.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil 3). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-021-2

Heft 60:

Hillger, W.: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-014-X

Heft 61:

Blume, F.: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-013-1

Heft 62:

Nöltling, D.: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton : Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-012-3

Heft 63:

Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-009-3

Heft 64:

Droese, S.: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungsbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-000-X

Heft 65:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1978 - 1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-001-8

Heft 66:

Hegger, J.: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-002-6

Heft 67:

Kepp, B.: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-003-4

Heft 68:

Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-004-2

Heft 69:

Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-005-0

Heft 70:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, März 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-006-9

Heft 71:

Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachsender Beanspruchung und hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-007-7

Heft 72:

Hartwich, K.: Zum Reiß- und Verformungsverhalten von Stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-008-5

Heft 73:

Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Ribbildung von Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-011-5

Heft 74:

Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-015-8

Heft 75:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN 1045, DIN 4227, Juni 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-022-0

Heft 76:

Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-016-6

Heft 77:

Großmann, F.: Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normbeton unter Zugbeanspruchung. Institut für Baustoffe,

Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-023-9

Heft 78:

Rohling, A.: Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-024-7

Heft 79:

Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-025-5

Heft 80:

Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spann-betonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-026-3

Heft 81:

Kiel, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Einfluß von Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-027-1

Heft 82:

Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-028-X

Heft 83:

Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter besonderer Berücksichtigung der schiefen Biegung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-030-1

Heft 84:

Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-031-X

Heft 85:

Rudolph, K.: Traglastberechnung zwei-achsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-032-8

Heft 86:

Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.; Noack, I.: Einfluß der Eigenbrandlast auf das Brandverhalten von Bauteilen aus brennbaren Baustoffen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, in Vorbereitung, ISBN 3-89288-058-1

Heft 87:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1984 - 1989. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-034-4

Heft 88:

Grossert, E.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zweizelligem Kastenquerschnitt. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-059-X

Heft 89:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Weiterbildungsseminar "Bauen in Europa", 15.-16. November 1990 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-063-8

Heft 90:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.; Voß, K.-U.: Vorspannung im Hochbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-064-6

Heft 91:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachtagung Spannbeton im Hoch- und Industriebau, Kurzreferate, 1991, ISBN 3-89288-065-4

Heft 92:

Heins, T.: Simulationsmodell zur sicherheitstechnischen Beurteilung der Rauchausbreitung in ausgedehnten Räumen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, ISBN 3-89288-066-2

Heft 93:

Hagen, E.: Zur Prognose des Gefährdungspotentials von Raumbränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1992; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-072-7

Heft 94:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Instandsetzung und Ertüchtigung von Massivbauten", 14.-15. November 1991 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-068-9

Heft 95:

Qualitätssicherung im Bauwesen, VMPTagung 1992, 25.-26.06.1992, Tagungsbericht, ISBN 3-89288-071-9

Heft 96:

Weiterbildungsseminar "Brandschutz im Industriebau", 30.09.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-070-0

Heft 97:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Neue Technologien im Bauwesen", 12.-13.11.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-073-5

Heft 98:

Gunkler, E.: Verstärkung biegebeanspruchter Mauerwerkswände durch bewehrte Ergänzungsschichten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-074-3

Heft 99:

Dorn, T.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-075-1

Heft 100:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Stahlfaserbeton", 04.03.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-076-X

Heft 101:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Vergleichende Untersuchungen an unbewehrten und stahlfaserbewehrten Industriefußböden. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-077-8

Heft 102:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Comparative studies of plain and steel fiber reinforced concrete industrial ground slabs. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-078-6

Heft 103:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1993: Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis. 06.-07.10.1993, Kurzreferate, ISBN 3-89288-079-4

Heft 104:

Thienel, K.-C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-080-8

Heft 105:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Braunschweiger Bauseminar 1993 "Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton", 11.-12.11.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-081-6

Heft 106:

Neuentwicklungen im baulichen Brandschutz. Dr. Meyer-Ottens 60 Jahre; Fachseminar 18.03.1994 in Braunschweig, ISBN 3-89288-085-9

Heft 107:

Bunte, D.: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-086-7

Heft 108:

Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodell des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-087-5

Heft 109:

Forschungsarbeiten 1990 - 1994. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-088-3

Heft 110:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Rohde, S.: Untersuchung der Schubtragfähigkeit und der Wasserundurchlässigkeit von Arbeitsfugen unter Verwendung von Stremaform-Abschalelementen.
Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.: Schubtragfähigkeit des Vergußbetons zwischen Köcher-, Block oder Hülsenfundamenten und Stützenfuß bei unterschiedlich profilierten Betonoberflächen.
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-089-1

Heft 111:

Voß, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten bei Schwellbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-090-5

Heft 112:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 05./06.10.1994 in Braunschweig; Kurzreferate, 1994, ISBN 3-89288-092-1

Heft 113:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Aus der Forschung in die Praxis: 10./11.11.1994; Braunschweiger Bauseminar 1994, ISBN 3-89288-091-3

Heft 114:

Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk, 1995
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-094-8

Heft 115:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1995: 6. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 04.-05.10.1995, Kurzreferate, ISBN 3-89288-093-X

Heft 116:

Huang, Z.: Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten, 1995
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-095-6

Heft 117:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Huang, Z.: Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-096-4

Heft 118:

Kubat, B.: Durchstanzverhalten von vorge-spannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton, 1995
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-097-2

Heft 119:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Dichte Bauwerke: 09./10.11.1995; Braunschweiger Bauseminar 1995, ISBN 3-89288-091-3

Heft 120:

Steinert, C.: Bestimmung der Wärmeübergangsbedingungen auf Bauteile im Brandfall, Abschlußbericht, 1995, ISBN 3-89288-099-9

Heft 121:

Schütte, J.; Teutsch, M.; Falkner, H.: Fugenlose Betonbodenplatten, Forschungsbericht, 1996, ISBN 3-89288-100-6

Heft 122:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 24./25.09.1996 in Braunschweig, Kurzreferate, 1996, ISBN 3-89288-101-4

Heft 123:

Droese, S.; Riese, A.: Belastungsversuche an zwei Durchlauf-Plattenstreifen aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton, 1996, ISBN 3-89288-102-4

Heft 124:

Hankers, C.: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, 1996
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-103-0

Heft 125:

Schmidt-Döhl, F.: Ein Modell zur Berechnung von kombinierten chemischen Reaktions- und Transportprozessen und seine Anwendung auf die Korrosion mineralischer Baustoffe, 1996
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-104-9

Heft 126:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Ingenieurbauwerke mit neuen Konzepten:

14./15.11.1996, Braunschweiger Bauseminar 1996, ISBN 3-89288-105-7

Heft 127:
Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1990 - 1993, 1996, ISBN 3-89288-106-5

Heft 128:
Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy: Baustoffe in Praxis, Lehre und Forschung, 1997, ISBN 3-89288-107-3

Heft 129:
Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1994, 1997, ISBN 3-89288-108-1

Heft 130:
Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1995, 1997, ISBN 3-89288-109-X

Heft 131:
Falkner, H.; Teutsch, M.; Klinkert H.: Trag- und Verformungsverhalten dynamisch beanspruchter Fahrbahnen aus Beton- und Stahlfaserbeton, Forschungsbericht, 1997, ISBN 3-89288-110-3

Heft 132:
Schütte, J.: Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten, 1997
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-111-1

Heft 133:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 1997: 7. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 01.-02.10.1997, Kurzreferate, ISBN 3-89288-112-X

Heft 134:
Ameler, J.: Betonverhalten bei hohen Temperaturen und triaxialer Beanspruchung - FE-Modell auf der Basis der Betonstruktur, 1997
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-113-8

Heft 135:
Tagung Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk: 06./07.11.1997 in Braunschweig, ISBN 3-89288-114-6

Heft 136:
Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Innovative Bauen: 13./14.11.1997, Braunschweiger Bauseminar 1997, ISBN 3-89288-115-4

Heft 137:
Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1996 - 1997. 1998. ISBN 3-89288-116-2

Heft 138:
Scheibe, M.: Vorhersage des Zeitstandverhaltens unidirektionaler Aramidfaserverbundstäbe in alkalischer Umgebung. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1998. ISBN 3-89288-117-0

Heft 139:
Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29./30.9.1998 in Braunschweig ; Kurzreferate. 1998. ISBN 3-89288-118-9

Heft 140:
Gutsch, A.: Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. ISBN 3-89288-119-7

Heft 141:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Beton auf neuen Wegen : 12.-13.11.1998 ; Braunschweiger Bauseminar 1998. ISBN 3-89288-120-0

Heft 142:
Betonbau - Forschung, Entwicklung und Anwendung : Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing Horst Falkner am 20.4.1999. 1999.
ISBN 3-89288-121-9

Heft 143:
Teutsch, M ; Klinkert, H.
Leistungsklassen von Stahlfaserbeton. 1999.
ISBN 3-89288-122-7

Heft 144:
Forschungsarbeiten 1995 - 1999. 1999.
ISBN 3-89288-123-5

Heft 145:
Braunschweiger Brandschutztage 1999: 8. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis ; 4.-5. Oktober 1999 in Braunschweig., Kurzreferate. 1999.
ISBN 3-89288-124-3

Heft 146:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauen im nächsten Jahrtausend : 11.11.-12.11.1999 ; Braunschweiger Bauseminar 1999.
ISBN 3-89288-125-1

Heft 147:
Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 28./29.3.2000 in Braunschweig; Kurzreferate, 2000.
ISBN 3-89288-126-X

Heft 148:
Hariri, K.: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons - Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rißprozeßzone. 2000.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000. ISBN 3-89288-127-8

Heft 149:

Wigger, H.: Rissbildung in historischem Natursteinmauerwerk : Beobachtung, Versuche und Berechnungsmodelle. 2000.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-128-6

Heft 150:
Neubauer, U.: Verbundtragverhalten geklebter Lamellen aus Kohlenstoffaser – Verbundwerkstoff zur Verstärkung von Betonbauteilen. 2000
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-129-4.

Heft 151:
Brandschutz in Chemikalienlagern. 2000.
ISBN 3-89288-130-8

Heft 152:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Trends und Entwicklungen im Bauwesen : 9.-10.11.2000 ; Braunschweiger Bauseminar 2000.
ISBN 3-89288-131-6

Heft 153:
Rostásy, F.S. ; Budelmann, H. [Hrsg.]
Rissbeherrschung massiger Betonbauteile : Bauwerk, Werkstoff, Simulation ; Braunschweig, 20.3.2001.
ISBN 3-89288-132-4

Heft 154:
Krauß, M. ; Hariri, K. ; Rostásy, F.S.
Hydratationsgrad, Ultraschall-Technik zur Beschreibung der Erhärtung, bruchmechanisches Verhalten jungen Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-135-9.

Heft 155:
Gutsch, A. ; Rostásy, F.S.
Spannungs-Dehnungslinie, viskoelastisches Verhalten und autogenes Schwinden jungen Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-136-7

Heft 156:
Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.

Spannungsberechnung und Risskriterien für jungen Beton – Methoden des iBMB : Bericht ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-137-5

Heft 157:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.
Früher Zwang in massigen Sohlplatten : Bericht ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 4-89288-138-3

Heft 158:

Braunschweiger Brandschutztag 2001: 9. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis ; 1.-2. Oktober 2001 in Braunschweig., Kurzreferate. 2001.
ISBN 3-89288-139-1

Heft 159:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauen im Wandel der Zeit : 8.-9.11.2001 ; Braunschweiger Bauseminar 2001. 2001.
ISBN 3-89288-140-5.

Heft 160:

Beiträge zum 40. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton : 11.-12.10.2001 in Braunschweig. 2001.
ISBN 3-89288-141-3

Heft 161:

Dora, B.: Hydraulisch erhärtende Baustoffe aus Betonbrechsand – Phasenveränderungen durch Temperaturbehandlung und Einsatzmöglichkeiten.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2001.
ISBN 3-89288-142-1.

Heft 162:

RO 70 : 50 Jahre Forschung und 25 Dissertationen ; Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Rostásy, zum 70 Geburtstag gewidmet. 2002.
ISBN 3-89288-143-X.

Heft 163:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 1. und 2. Oktober 2002 in Braunschweig ; Kurzreferate.

2002.

ISBN 3-89288-144-8

Heft 164:

Stahlfaserbeton : Ein unberechenbares Material? ; 14.-15. November - Braunschweiger Bauseminar 2002.
ISBN 3-89288-145-6

Heft 165:

Niemann, P.
Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus Beton unter Einwirkungen infolge Last und Zwang. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2002.
ISBN 3-89288-146-4

Heft 166:

Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : 25. März 2003.
ISBN 3-89288-147-2

H. 167:

Blume, G.W.: Ingenieurmodell zur brand-schutztechnischen Bemessung von Bauteilen auf der Basis von experimentell ermittelten Verbrennungseffektivitäten. 2003.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2002.
ISBN 3-89288-148-0

H. 168:

Braunschweiger Brandschutztag 2003: 10. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis ; 30.9. - 1.10.2003 in Braunschweig., Kurzreferate. 2003.
ISBN 3-89288-149-9

H. 169:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauforschung und –praxis in schwierigen Zeiten : 13. und 14. November ; Braunschweiger Bauseminar 2003.
ISBN 3-89288-150-2

H 170:

Hemmy, O.: Zum Gebrauchs- und Tragverhalten von Tunnelschalen aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003. ISBN 3-89288-151-0

H. 171:

Dehne, M.: Probabilistisches Sicherheitskonzept für die brandschutztechnische Bemessung. 2003. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003. ISBN 3-89288-153-7

H. 172:

Paliga, K.: Entstehung und Vermeidung von Betonabplatzungen bei Tunnelbränden. 2003. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003. ISBN 3-89288-154-5

Heft 173:

Festschrift zum 60 Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser : Brandschutz und mehr... 2003. ISBN 3-89288-152-9

Heft 174:

Timm, M.: Verbundwirkung des Betons im Bereich von STREMAFORM - Abschalelementen : Untersuchungsbericht ; Okt. 2000. 2004. ISBN 3-89288-156-1

Heft 175:

Zehfuß, J.: Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für realistische Brandbeanspruchung. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-155-3

Heft 176:

Nause, P.: Berechnungsgrundlagen für das Brandverhalten von Druckgliedern aus hochfestem Beton. 2004. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-157-X
Nicht in der Schriftenreihe erschienen.

Heft 177:

Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : 23. März 2004.
ISBN 3-89288-158-8

H. 178:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29. – 30.9.2004 in Braunschweig ; Kurzreferate. 2004. ISBN 3-89288-159-6

H. 179:

Krauß, M.: Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Betonbauteilen. 2004. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-160-X.

H. 180:

Weiske, R.
Durchleitung hoher Stützlasten bei Stahlbetonflachdecken. 2004. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-161-8.

H. 181:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Qualität im Bauwesen : 11. und 12. Nov. ; Braunschweiger Bauseminar 2004. ISBN 3-89288-162-6

H. 182:

Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Klaus Peter Großkurth : Struktur und Anwendung der Baustoffe. 2005. ISBN 3-89288-163-4

H. 183:

Budelmann, H. ; Laube, M. ; Hinrichs, W. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : 23. Februar 2005. ISBN 3-89288-164-2

- H. 184:
Hinrichs, W.
Charakterisierung einer einheitlichen Messmethodik und Validierung ausgewählter Verfahren für die Bestimmung der Maschenweiten von Stahldrahtgeweben : Das Forschungsvorhaben wurde von der Stiftung Stahlanwendungsforschung im Stifterverband für die Deutsche Wissenschaft e.V. gefördert (Az: A 182/S24/10036/02. 2005). ISBN 3-89288-166-9.
- H. 185:
Braunschweiger Brandschutz-Tage '05 : 11. Fachseminar Brandschutz – Forschung und Praxis, 28. und 29. Sept. 2005 in Braunschweig, Tagungsbericht. ISBN 3-89288-167-7.
- H. 186:
Will, J.: Entwicklung eines sauerstoffkalorimetrischen Verfahrens zur Bestimmung von Brandparametern bei unterschiedlich ventilierten Bränden. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-168-5.
- H. 187:
Rigo, E.M.: Ein probabilistisches Konzept zur Beurteilung der Korrosion zementgebundener Baustoffe durch lösenden und treibenden Angriff. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-169-3.
- H. 188:
Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : Beton in der Abwassertechnik ; 6. Sept. 2005. ISBN 3-89288-170-7.
- H. 189:
Gerritzen, D.P.
Zur Frage der Nachnutzbarkeit verbundlos vorgespannter Stahlbetondecken nach Brandeinwirkung. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-171-5.
- H. 190:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bewe(ä)rteter Betonbau : 10. und 11. November ; Braunschweiger Bauseminar 2005. ISBN 3-89288-172-3
- H. 191:
Kurzberichte aus der Forschung 2005. 2006. ISBN 3-89288-173-1
- H. 192:
Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 26.-27. Sept. 2006 ; Kurzreferate. ISBN-10: 3-89288-174-X
ISBN-13: 978-3-89288-174-2.
- H. 193:
Sperling, D.
Eine Methode zur automatisierten Überwachung von Spannbetonfahrwegträgern. 2006. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2006. ISBN-10: 3-89288-175-8
ISBN-13: 978-3-89288-175-9.
- H. 194:
Grunert, J.P.
Zum Tragverhalten von Spannbetonfertigteilbalken aus Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung. 2006. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2006. ISBN-10: 3-89288-176-6
ISBN-13: 978-3-89288-176-6.
- H. 195:
Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.]
Bau Symposium Braunschweig (BSB 2007) : Stand und Entwicklung des Trockenbaus ; 8. März. 2007. ISBN 978-3-89288-177-3.
- H. 196:
Bruder, S.
Adaptive Modellierung der Dauerhaftigkeit im Zuge der Überwachung von Betonbauwerken. 2007. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1996. ISBN 978-3-89288-178-0.
- H. 197:
Holst, A.

Korrosionsmonitoring und Bruchortung vorgespannter Zugglieder in Bauwerken. 2007.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-179-7.

H. 198:

Forell, B.

A Methodology to assess Species Yields of Compartment Fires by means of an extended Global Equivalence Ratio Concept. 2007.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-180-3.

H. 199:

Braunschweiger Brandschutz-Tage '07 : 21. Fachseminar Brandschutz – Forschung und Praxis, 26. und 27. Sept. 2007 in Braunschweig, Tagungsband.

ISBN 978-3-89288-181-0.

H. 200:

Nothnagel, R.

Hydratations- und Strukturmodell für Zementstein. 2007.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-182-7

H. 201:

Riese, O.

Ein Brandausbreitungsmodell für Kabel. 2007.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-183-4

H. 202:

Braunschweiger Brandschutz-Tage '08 : 22. Fachtagung ; Brandschutz bei Sonderbauten , 30.9. – 1.10.2008 – Tagungsband.

ISBN 978-3-89288-185-8

H. 203:

Klinzmann, C.

Methodik zur computergestützten, probabilistischen Bauwerksbewertung unter Einbeziehung von Bauwerksmonitoring. 2008.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-186-5.

H. 204:

Schnetgöke, R.

Zuverlässigkeitsorientierte Systembewertung von Massivbauwerken als Grundlage für die Bauwerksüberwachung. 2008.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-187-2.

H. 205:

Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.]

Bau Symposium Braunschweig (BSB 2008): Konstruktiver Holzbau ; 4. November 2008.

ISBN 978-3-89288-188-9.

H. 206:

Kampmeier, B.

Risikogerechte Brandschutzlösungen für den mehrgeschossigen Holzbau. 2008.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2008.
ISBN 978-3-89288-189-6.

H. 207:

Husemann, U.

Erhöhung der Verbundtragfähigkeit von nachträglich aufgeklebten Lamellen durch Bügelumschließungen.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2009.
ISBN 978-3-89288-190-2

H. 208:

Braunschweiger Brandschutz-Tage '09 : 23. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis, 29.9.2008 – 30.9.2009 ; Tagungsband.

ISBN 978-3-89288-191-9

H. 209:

Sperbeck, S.T.

Seismic Risk Assessment of Masonry Walls and Risk Reduction by Means of Prestressing. 2009.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2009.
ISBN 978-3-89288-192-6

H. 210:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2010 : :
24. Fachtagung ; Brandschutz bei Sonderbau-
bauten , 21. und 22.9.2010 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-194-0

H. 211:
Hohm, V.
Wärmetransportmodell für gekoppelte Pro-
zesse in der Brandsimulation. 2010.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-195-7.

H. 212:
Kruse, D.
Entwicklung von Hochleistungsbrand-
schutzbeschichtungen zum Entzündungs-
schutz von Holz unter Vollbrandbedingun-
gen. 2011.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2010.
ISBN 978-3-89288-196-4.

H. 213:
Twelmeier, H.
Dauerhaftigkeitsprognose der Verfügun-
g von gipshaltigem historischem Mauerwerk.
2011.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2010.
ISBN 978-3-89288-197-1.

H. 214:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2011 : :
25. Fachtagung Brandschutz – Forschung
und Praxis, 27. und 28.9.2011 – Tagungs-
band.
ISBN 978-3-89288-198-8

H. 215:
Hollmann, D.W.
Grundlagen und Ingenieurmodell für den
Nachweis von Holzbauteilen mit Hochleis-
tungsbrandschutzbeschichtungen. 2011.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2011.
ISBN 978-3-89288-199-5

H. 216:
Rostásy, F.S.
Assessment of Mechanical Properties of
Structural Materials for Cryogenic Applica-
tion (June 1988). 2011.
ISBN 978-3-89288-200-8

H. 217:
Albrecht, C.

A risk-informed and performance-based life
safety concept in case of fire. 2012.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2012.
ISBN 978-3-89288-202-2.

H. 218:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2012 : :
26. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbau-
bauten, 19. und 20.9.2012 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-203-9.

H. 219:
Wichers, M.
Bemessung von bewehrten Betonbauteilen
bei Teilflächenbelastung unter Berücksich-
tigung der Rissbildung. 2013.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. 2013.
ISBN 978-3-89288-204-6.

H. 220:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2013 : :
27. Fachtagung Brandschutz – Forschung
und Praxis ; 25. und 26.9.2013 – Tagungs-
band.
ISBN 978-3-89288-205-3

H. 221:
Krakowski, W..
Rissverhalten von Flächenragwerken aus
Stahlbeton mit schiefwinkliger Bewehrung.
2013.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. 2013.
ISBN 978-3-89288-206-0

H. 222:
Krauss, H.-W.
Zur Auswirkung hochfeiner inerter Zusatz-
stoffe auf die Hydrationskinetik und die
Mikrostruktur von Zementstein. 2013.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. 2013.
ISBN 978-3-89288-207-7

H. 223:
Steven, G.
Trag- und Nachbruchverhalten von Stützen
aus ultrahochfestem Beton mit hochfester
Längsbewehrung. 2014.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2014.
ISBN 978-3-89288-208-4

H. 224:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2014 : :
28. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbau-
bauten ; 16. und 17.9.2014 – Tagungsband.

ISBN 978-3-89288-209-1.

H. 225:

Heumann; G.
Zuverlässigkeitsorientierte Bewertung bestehender Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. 2014.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2014.
ISBN 978-3-89288-210-7

H. 226:

Leusmann, T.
Das Verbundtragverhalten geklebter Kohlefaserkunststoffe auf Beton unter schwingender Beanspruchung. 2015.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2015.
ISBN 978-3-89288-211-4

H. 227:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2015 : : 29. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis ; 15. und 16.9.2015 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-212-1

H. 228:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2016 : 30. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbauten ; 21. und 22.9.2016 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-213-8

H. 229:

Oettel, V.V.
Torsionstragverhalten von stahlfaserbewehrten Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbalken. 2016.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2016.
ISBN 978-3-89288-214-5

H. 230:

Hermerschmidt, W.
Modelle zur Beschreibung der thermomechanischen Materialeigenschaften jungen Betons. 2016.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2016.
ISBN 978-3-89288-215-2

H. 231:

Siemon, M.
Ein Pyrolysemodell zur Prognose der Brandausbreitung. 2016.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2016.
ISBN 978-3-89288-216-9.

H. 232:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2017 : 31. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis ; 13. und 14. September 2017 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-217-6

H. 233:

Lehmberg, S.
Herstellung und Eigenschaften von dünnwandigen, trocken gefügten Bauteilen aus ultrahochfestem faserverstärkten Feinkornbeton. 2018. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2017.
ISBN 978-3-89288-218-3

H. 234:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2018 : 32. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbauten ; 19. und 20. September 2018 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-219-0

H. 235:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2019 : 33. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis ; 25. und 26. September 2019 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-220-6

Heft 236:

Busse, D.
Querkrafttragverhalten von Betonträgern mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen. 2019.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2019.
ISBN 978-3-89288-221-3