

**Zum
Trag- und Verformungsverhalten
von Hohlkörperdecken
aus Feinkorn-Hochleistungsbeton**

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

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Tobias Stallmann

aus Ippenschied

Dekan:	Prof. Dr.-Ing. Hamid Sadegh-Azar
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. J. Schnell
2. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. C. Glock
Tag der mündlichen Prüfung:	07.09.2020

Kaiserslautern 2020

(D 386)

Tobias Stallmann

**Zum
Trag- und Verformungsverhalten
von Hohlkörperdecken
aus Feinkorn-Hochleistungsbeton**

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion an der Technischen Universität Kaiserslautern in den Jahren 2015 bis 2019.

Meine Forschungstätigkeit wurde maßgeblich im Rahmen des DFG Schwerpunktprogramms 1542 „Leicht Bauen mit Beton“ gefördert. Hier war ich insbesondere in dem Teilprojekt „Leichte verformungsoptimierte Schalenträgerwerke aus mikrobewehrtem UHPC am Beispiel von Parabolrinnen solarthermischer Kraftwerke“ sowie dem Erkenntnistransferprojekt „Auslegung von Parabolrinnen Typ EuroTrough für Solarkraftwerke im Originalmaßstab“ gemeinsam mit Kollegen von der Ruhr-Universität-Bochum eingebunden. Für die Finanzierung durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) und die sehr gute Zusammenarbeit mit den Kollegen aus Bochum danke ich ganz herzlich.

Weiterhin gilt mein Dank der Heinze Cobiax Deutschland GmbH für die Bereitstellung von Hohlkörpern, der Dyckerhoff GmbH für die umfangreiche Versorgung mit Nanodur®-Compound 5941 und Herrn Dr.-Ing. Bernhard Sagmeister von der durcrete GmbH für die fachliche Unterstützung bei der Verwendung von Nanodur®-Beton.

Besonders bedanken möchte ich mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell für das entgegengebrachte Vertrauen und seine Unterstützung, insbesondere bei der Durchführung meiner Forschungstätigkeiten und dem Anfertigen der Dissertation. Ich konnte in dieser Zeit wichtige Erfahrungen sammeln, aufschlussreiche Diskussionen führen sowie nachhaltige Kontakte knüpfen.

Ich danke dem Leiter des Fachgebiets Massivbau und Baukonstruktion Herrn Prof. Dr.-Ing. Christian Glock für die Übernahme des Korreferats und die Erstellung des zweiten Berichts. Weiterhin möchte ich mich für die Betreuung während der gemeinsamen Zeit an der Technischen Universität Kaiserslautern sowie die wegweisenden Kontakte zur Wirtschaft bedanken. Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz danke ich für die Übernahme der Leitung der Promotionskommission.

Allen Mitarbeitern des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern sei für die Unterstützung bei der Herstellung von Versuchskörpern und der Durchführung der experimentellen Untersuchungen gedankt. In diesem Zusammenhang bedanke ich mich besonders bei meinen studentischen Hilfskräften Herrn Marius Schellen, M.Sc. und Herrn Maximilian Maas, B.Sc. für die zahlreichen Stunden der geleisteten Arbeit.

Ich danke allen Kolleginnen und Kollegen für die tolle Zeit am Fachgebiet und darüber hinaus. Besonders bedanken möchte ich mich bei meinen ehemaligen Zimmerkollegen Herrn Dipl.-Ing. Sebastian Penkert und Herrn Fadi Awed für ihre Unterstützung, den fachlichen Austausch und den persönlichen Kontakt.

Abschließend möchte ich mich ganz herzlich bei meiner Frau Kathrin und meiner Familie für die fortwährende und uneingeschränkte Unterstützung bei der Erreichung meiner Ziele bedanken.

lppenschied, im September 2020

Tobias Stallmann

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	v
Abstract	vii
Formelzeichen, Variablen und Abkürzungen	ix
1 Einführung	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Zielsetzung	2
1.3 Vorgehensweise.....	2
2 Stand der Forschung	5
2.1 Hochleistungsbeton.....	5
2.1.1 Allgemeines	5
2.1.2 Eigenschaften, Zusammensetzung, Verarbeitung	6
2.2 Stahlbetonplatten mit integrierten Hohlkörpern	9
2.2.1 Geschichte	9
2.2.2 Anforderungen	12
2.2.3 Bemessungsansätze.....	14
2.3 Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung	28
2.3.1 Allgemeines	28
2.3.2 Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen aus normalfestem Stahlbeton	29
2.3.3 Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus normalfestem Beton	59
2.3.4 Querkrafttragfähigkeit von (ultra-) hochfesten Betonen	62
2.4 Zusammenfassung.....	64
3 Eigene experimentelle Untersuchungen	67
3.1 Allgemeines.....	67
3.2 Nanodur®-Beton	67
3.2.1 Allgemeines	67
3.2.2 Zusammensetzung und Eigenschaften des verwendeten Nanodur®- Betons.....	69
3.2.3 Praxisbeispiele zur Anwendung von Nanodur®-Beton	72
3.3 Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung	76
3.3.1 Allgemeines	76
3.3.2 Details zu den Versuchskörpern	77
3.3.3 Messtechnik.....	88
3.3.4 Versuchseinrichtung	89
3.3.5 Versuchsablauf	91

3.3.6	Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse	92
3.4	Lokales Durchstanzen	99
3.4.1	Allgemeines	99
3.4.2	Details zu den Versuchskörpern	100
3.4.3	Messtechnik	103
3.4.4	Versuchseinrichtung und Versuchsablauf	103
3.4.5	Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse	104
3.5	Zusammenfassung	107
4	Finite Elemente Simulation	109
4.1	Allgemeines	109
4.2	Nichtlineare Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen	109
4.2.1	Beton	110
4.2.2	Betonstahl	117
4.3	Simulation des Querkrafttragverhaltens der eigenen Untersuchungen	120
4.3.1	Materialmodelle	120
4.3.2	Geometrische Eingaben und Belastung	128
4.3.3	Nachrechnung von Untersuchungsergebnissen	130
4.3.4	Validierung des numerischen Berechnungsmodells	138
4.4	Zusammenfassung	140
5	Bemessung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton	143
5.1	Biegetrag- und Verformungsverhalten	143
5.1.1	Biegetragverhalten – Grundlagen	143
5.1.2	Bemessung der Biegetragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton	145
5.1.3	Verformungsberechnung – Grundlagen	156
5.1.4	Berechnung der Verformungen	164
5.2	Querkrafttragfähigkeit	173
5.2.1	Auswertung der Versuchsergebnisse nach DIN EN 1992-1-1	174
5.2.2	Validierung eines bestehenden Modells zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit	184
5.2.3	Querkraftbemessung – vereinfachter Ansatz	196
5.3	Lokale Durchstanztragfähigkeit	203
5.3.1	Auswertung der Versuchsergebnisse	203
5.3.2	Berechnung der lokalen Durchstanztragfähigkeit	205
5.3.3	Bemessung der lokalen Durchstanztragfähigkeit	211
5.4	Zusammenfassung	216
6	Verwendung von Hohlkörperdecken aus Hochleistungsbeton	219

6.1	Anwendungsgebiet.....	219
6.2	Anwendungsbeispiel	220
6.2.1	Aufgabenstellung	220
6.2.2	Biegebemessung	224
6.2.3	Verformungsnachweis	224
6.2.4	Querkraftbemessung	226
6.2.5	Lokale Durchstanstragfähigkeit.....	227
6.3	Zusammenfassung.....	228
7	Zusammenfassung und Ausblick.....	231
7.1	Zusammenfassung.....	231
7.2	Ausblick.....	233
8	Literatur	235
	Abbildungsverzeichnis	251
	Tabellenverzeichnis	261
Anlage A	Angaben zur Biegebemessung von Hohlkörperdecken	263
A.1	Geometrische Kenngrößen	263
A.2	Berechnung der Druckzonenfläche A_{c2} im Bereich der Hohlkörper.....	266
A.3	Innerer Hebelarm z_{vfs} für Hohlkörperdecken aus Feinkorn- Hochleistungsbeton.....	269
Anlage B	Übersicht Querkraftmodelle.....	273
Anlage C	Berechnung des Biegeschubrisses	277
C.1	Berechnung der Rotation der Rissufer um die Rissspitze	277
C.2	Berechnung der Rissbreite $w(x)$ und der Rissuferverschiebung $v(x)$	278
Anlage D	Versuchsdetails Querkrafttragfähigkeit.....	281
D.1	Montagepläne	282
D.2	Untersuchungsergebnisse in tabellarischer Form	301
D.3	Untersuchungsergebnisse im Detail.....	313
Anlage E	Versuchsdetails lokales Durchstanzen.....	439
E.1	Montagepläne	440
E.2	Untersuchungsergebnisse in tabellarischer Form	441
E.3	Untersuchungsergebnisse im Detail.....	442
Anlage F	Details Finite-Elemente-Berechnung	457
F.1	Abmessungen der geglätteten Hohlkörpergeometrie	457
F.2	Kalibrierte Modell- und Berechnungsdaten	457

Anlage G	Verformungsberechnung nach Abschn. 5.1.4.....	463
G.1	Nachrechnung der Probekörper ohne Hohlkörper.....	463
G.2	Nachrechnung der Probekörper mit Hohlkörpern.....	467
Lebenslauf	469

Kurzfassung

Durch die Kombination von Hohlkörpern mit einem Feinkorn-Hochleistungsbeton können sehr leistungsfähige und zugleich schlanke Tragstrukturen realisiert werden. Dies ermöglicht einen effizienten Materialeinsatz, wodurch Beton, Betonstahl und insbesondere der im Beton enthaltene Zement gegenüber herkömmlichen Strukturen verringert werden können. Die Herstellung dieser Materialien erfordert einen hohen Einsatz von Primärenergie, sodass sich in der Folge nicht nur der Verbrauch primärer Energieträger, sondern insbesondere die Emission von Treibhausgasen reduziert.

Zur Sicherstellung einer praxismgerechten Handhabung gilt es, einen Hochleistungsbeton auszuwählen, der hinsichtlich seiner mechanischen Kennwerte hohen Anforderungen entspricht und zugleich gut zu verarbeiten ist. Der in der vorliegenden Arbeit verwendete Nanodur®-Beton zeichnet sich sowohl durch seine Zug- und Druckfestigkeit als auch seinen hohen E-Modul gegenüber herkömmlichen Betonen aus. Er lässt sich einfach verarbeiten und kann ohne die Verwendung spezieller Mischanlagen hergestellt werden.

Bisher durchgeführte Untersuchungen haben gezeigt, dass die Verwendung von Hohlkörpern das Tragverhalten von Deckenplatten maßgeblich beeinflusst. Es wurde festgestellt, dass insbesondere die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung sowie die lokale Durchstantragfähigkeit deutlich verringert werden, sodass diese mittels experimenteller Untersuchungen für Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton neu zu bewerten sind. Das Biegetrag- und das Verformungsverhalten können anhand dieser Ergebnisse sowie weiterer theoretischer Betrachtungen bewertet werden, da diese durch die Verwendung von Hohlkörpern im Querschnitt nur untergeordnet verändert werden. Für weitergehende Untersuchungen wurden ein FE-Berechnungsmodell an den ermittelten Daten kalibriert und die Eingaben an Versuchen validiert.

Die Untersuchungsergebnisse haben gezeigt, dass bereits bestehende Berechnungs- bzw. Bemessungsansätze nur mit Einschränkungen auf Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton übertragen werden können. Die Bemessung der Biegetragfähigkeit und der lokalen Durchstantragfähigkeit wurde anhand von bereits vorliegenden Konzepten modifiziert und durch Parameter zur Berücksichtigung des feinkörnigen Nanodur®-Betons sowie der gegenüber von herkömmlichen Betonen reduzierten Betondeckung von Bewehrung und Hohlkörpern ergänzt. Die Berechnung der Verformungen wurde auf Grundlage etablierter Ansätze sowohl für Hohlkörperdecken als auch für massiv ausgeführte Querschnitte aus Nanodur®-Beton an den durchgeführten Versuchen kalibriert. Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung wurde ein Modell an den experimentellen Untersuchungen validiert, das auf der individuellen Ermittlung der drei Haupttraganteile der Querkrafttragfähigkeit (ungerissene Betondruckzone, Rissreibung sowie Dübelwirkung der Längsbewehrung) basiert. Aufgrund der Komplexität dieses Modells wurde weiterhin ein Konzept entwickelt, das die praxismgerechte Bemessung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton ermöglicht.

Abschließend wird die Anwendung der in dieser Dissertation erarbeiteten Berechnungs- und Bemessungsmodelle an einem Anwendungsbeispiel veranschaulicht.

Abstract

By combining hollow core slab systems with a fine-grained high-performance concrete, it is possible to realize efficient and at the same time slim load-bearing structures. This allows an efficient use of materials, which leads to a reduction of concrete, steel and especially the cement contained in the concrete compared to conventional load-bearing structures. The high energy requirement for the production of these materials not only saves primary energy sources but also reduces the emission of greenhouse gases.

To ensure a practice-oriented handling, it is necessary to select a high-performance concrete that not only meets high requirements with regard to its mechanical characteristics, but is also easy to process. The Nanodur® concrete used in this thesis is therefore characterized by its tensile and compressive strength as well as its high modulus of elasticity compared to conventional types of concrete. It is easy to process and can be produced without the use of special mixing facilities.

Investigations that have been carried out to this point have shown that the use of void formers significantly influences the load-bearing and deformation behaviour of flat slabs. It was determined that in particular the shear force bearing capacity without shear reinforcement as well as the local punching shear capacity are significantly reduced, so that these must be reassessed by experimental investigations for hollow core slabs made of fine-grain high-performance concrete. The bending and deformation behaviour can be derived from these results and further theoretical considerations. For future investigations a FE-calculation model was calibrated on the basis of the determined data and the inputs were validated by additional tests.

The results of the investigations have shown that existing calculation and design approaches can only be transferred to hollow core slabs made of fine-grained high-performance concrete with restrictions. The calculation of the bending and local punching capacity was modified on the basis of existing concepts and supplemented by parameters to take into account the fine-grained Nanodur® concrete and the reduced concrete cover of reinforcement and void formers compared to conventional concretes. The calculation of deformations was calibrated on the basis of established approaches both for hollow core slabs and for solid cross-sections of Nanodur® concrete using the tests carried out. To determine the shear force bearing capacity without shear reinforcement, a model was validated on the experimental investigations, which is based on the individual determination of the three main load-bearing components of the shear force bearing capacity - the non-cracked concrete compression zone, the crack friction or crack shore interlocking and the anchor effect of the longitudinal reinforcement. Due to the complexity of this model, a concept was also developed which allows the practical design of the shear force bearing capacity without shear reinforcement of hollow core slabs made of fine-grained high-performance concrete.

This dissertation concludes by illustrating the application of the calculation and design models developed in this dissertation with an application example.

Formelzeichen, Variablen und Abkürzungen

Lateinische Großbuchstaben

A_c	Querschnittsfläche Beton
$A_{l,d}$	Mantelfläche
A_s, A_{sl}	Querschnittsfläche Betonstahl
A_{vf}	Querschnittsfläche der Hohlkörper
$C_{Rd,c}$	Vorfaktor, empirisch ermittelt
D	Parameter zur Beschreibung der Duktilität des Betons nach Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit f_{cm} nach <i>Sargin 1971</i>
D_{max}, a_g	Größtkorndurchmesser
E_0	Elastizitätsmodul nach <i>Abaqus 2018</i>
E_{c0}, E_c	Elastizitätsmodul von Beton (Tangentensteifigkeit)
E_{cm}, E_{ci}	mittlerer Elastizitätsmodul von Beton (Sekantensteifigkeit)
E_{red}	reduzierter Elastizitätsmodul
E_s	Elastizitätsmodul von Stahl
F_c, F_{cd}	Betondruckkraft
$F_{Rd,l,comp}$	Widerstandswert gegen lokales Durchstanzen für einen Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper im Bereich der Druckzone
$F_{Rd,l,tension}$	Widerstandswert gegen lokales Durchstanzen für einen Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper im Bereich der Zugzone
F_s, F_{sd}	Stahlzugkraft
$F_{tensile}$	Zugstrebenkraft
G_f	Bruchenergie
G_{f0}	Koeffizient zur Berechnung der Bruchenergie nach <i>Hillerborg 1976</i>
I_y	Flächenträgheitsmoment, Flächenmoment 2. Grades
K	Korrekturbeiwert
K_c	Formfaktor nach <i>Lubliner et al. 1989</i>
M, m	Moment, Moment pro Längeneinheit
M_{cr}	Rissmoment
N, n	Normalkraft, Normalkraft pro Längeneinheit
R	Radius eines Durchstanzkegels
R_{vf}	Radius der seitlichen Abrundung der Hohlkörper
S_y	statisches Moment, Flächenmoment 1. Grades
U_s	Umfang eines Betonstahlstabs
V, v	Querkraft, Querkraft je Flächeneinheit
$V_{c,comp}$	Traganteil der ungerissenen Betondruckzone
$V_{c,do}$	Traganteil der Dübelwirkung der Längsbewehrung

Formelzeichen, Variablen und Abkürzungen

$V_{C,r}$	Traganteil der Rissreibung
V_{cal}	Rechenwert der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung
$V_{Rd,c}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung
$V_{Rd,c,vfs}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung von Hohlkörperdecken
$V_{Rm,c}$	Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung
V_{SLS}	Querkraft auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau
V_x	Variationskoeffizient

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Abstand Lasteinleitung zu Auflagerachse
a_{load}	Lasteinleitungsbreite
a_s	erforderliche Bewehrungsmenge pro Meter Bauteilbreite
a_{vfs}	Achsabstand der verwendeten Hohlkörper
b	Breite
c_{vf}	Betondeckung oberhalb der Hohlkörper
d, d_1, d_2	statische Nutzhöhe
d_c	Schädigungsparameter bei Druckspannungen
d_{dg}	Koeffizient zur Berücksichtigung der Betoneigenschaften und Gesteinskörnung
d_s	Durchmesser Betonstahl
d_t	Schädigungsparameter bei Zugspannungen
d_{vfs}	statische Höhe der Hohlkörperdecke
dx, dy, dz	Differential
d_y, d_z	statische Nutzhöhe in y- und z-Richtung
$f_{5\%,c}, f_{5\%,l}$	statistischer Beiwert
f_{b0}, f_{c0}	biaxiale, uniaxiale Betondruckfestigkeit
f_c, f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
$f_{c,cube}$	Würfeldruckfestigkeit
$f_{cal,l}$	Quotient zur Bewertung der Durchstanztragfähigkeit
f_{ck}	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
$f_{cm}, f_{cm,dry}$	mittlere Betondruckfestigkeit, bei Trockenlagerung
f_{ct}	zentrische Betonzugfestigkeit nach <i>Remmel 1994</i>
$f_{ctd,pl}$	Bemessungswert der Betonzugfestigkeit des unbewehrten Betons
$f_{ctk;0,05}$	Quantilwert der Betonzugfestigkeit
f_{ctm}	mittlere zentrische Betonzugfestigkeit
f_{vf}	Abminderungsbeiwert zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung von Hohlkörperdecken

f_{yk}, f_{yd}	Streckgrenze des Betonstahls
h	Dicke, Höhe
h_m	geometrische Hilfsgröße
h_{vf}	Hohlkörperhöhe
k	Beiwert allgemein sowie zur Berücksichtigung eines Maßstabeffekts
k_{dg}	Beiwert zur Berücksichtigung der Gesteinskörnung
k_v	Beiwert zur Berücksichtigung der Längsbewehrung
k_x	Druckzonenhöhe, bezogen auf statische Höhe d
l_{ch}	charakteristische Länge nach <i>Hillerborg 1983</i>
m	Mantellinie eines Durchstanzkegels
n	Verhältniswert E-Moduln
r_m	geometrische Hilfsgröße
r_{vf}	Hohlkörperradius
u_i	Umfang des betrachteten Querschnitts
v_A	gegenseitige Rissuferverschiebung
v_{min}	Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung je Flächeneinheit
$v_{Rd,c}$	Durchstanzwiderstand einer Platte ohne Durchstanzbewehrung je Flächeneinheit
$v_{Rd,max}$	maximaler Durchstanzwiderstand einer Platte je Flächeneinheit
w, w', w''	Durchbiegung, Verdrehung, Krümmung
w_{cr}, Δ_{cr}	Rissöffnung, Rissgleitung
w_{max}	maximale Rissöffnung
x, x_c	Druckzonenhöhe bei Anwendung des Spannungsblocks
x, y, z	Koordinaten
x_{vfs}	Druckzonenhöhe der Hohlkörperdecke
x_{zs1}	Abstand zwischen dem Schwerpunkt der Betonfläche und dem oberen Plattenrand
z	innerer Hebelarm
$z_{s1,vfs}$	Abstand zwischen dem Schwerpunkt der Betonfläche und dem Schwerpunkt der Längsbewehrung
z_{vfs}	innerer Hebelarm der Hohlkörperdecke

Griechische Buchstaben

$\alpha_{A,l}$	Abminderungsfaktor der Mantelfläche zur Berechnung von F_{tensile}
α_{bending}	Faktor zur Berücksichtigung von zusätzlichen Spannungen im Bereich der Druckstreben
$\alpha_{\text{cs}}, \alpha_v$	Beiwerte
α_r	Neigung eines Durchstanzkegels zur Vertikalen, Völligkeitsbeiwert
$\alpha_{\text{tensile/strut}}$	Verhältnis Zugstrebenkraft zu Druckstrebenkraft
α_{vfs}	bezogener Achsabstand
β	Beiwert zur Berücksichtigung einer nichtrotationssymmetrischen Querkraftverteilung, Koeffizient zur Verformungsberechnung
β_r	Neigung der Mantelfläche
β_k	Koeffizient zur Verformungsberechnung
β_{vf}	Beiwert zur Verformungsberechnung von Hohlkörperdecken
γ	Teilsicherheitsbeiwert
γ_{mod}	Modellsicherheitsbeiwert
γ_{vfs}	bezogene Betonüberdeckung
ε	Exzentrizitätsparameter nach <i>Abaqus 2018</i> , Dehnung
ε_c	Betondruckdehnung
$\varepsilon_{c,\text{lim}}, \varepsilon_{c,u}$	rechnerische Bruchdehnung von Beton unter Druck
ε_{c1}	zur mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} äquivalente Betonstauchung
ε_{cR2}	Betonranddehnung im Bereich der Druckzone
ε_{s1}	Stahldehnung
ε_t	Betonzugdehnung
$\zeta, \zeta_{\text{vfs}}$	bezogener innerer Hebelarm bzw. Verteilungsbeiwert, bezogener innerer Hebelarm bei Hohlkörperdecken
$\zeta_{\text{HPC}}, \zeta_{\text{HPC,vf}}$	Modifikationsbeiwert zur Verformungsberechnung, Modifikationsbeiwert zur Verformungsberechnung bei Hohlkörperdecken
η	Beiwert
$\theta_{\text{HPC}}, \theta_{\text{HPC,vf}}$	Exponent zur Verformungsberechnung, Exponent zur Verformungsberechnung bei Hohlkörperdecken
θ_{vfs}	bezogene halbe Hohlkörperhöhe
κ	Krümmung
μ_c	Querdehnzahl von Beton
$\mu_{\text{Ed,vfs}}$	auf die Schwerachse der Längsbewehrung bezogenes Moment
ν	Viskositätsparameter nach <i>Abaqus 2018</i> , Querdehnzahl
ξ, ξ_{vfs}	bezogene Druckzonenhöhe, bezogene Druckzonenhöhe bei Hohlkörperdecken
ρ	Dichte
ρ	geometrischer Längsbewehrungsgrad

ρ_{vfs}	bezogener Hohlkörperradius
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hauptspannungen
σ_{b0}	zweiachiale Betondruckfestigkeit
σ_c	Betondruckspannung
σ_{c0}	einaxiale Betondruckfestigkeit
σ_s	Stahlspannung
σ_{sd}	Bemessungswert der Stahlzugfestigkeit
σ_t	Betonzugspannung
σ_{t0}	einaxiale Betonzugfestigkeit
σ_x, σ_z	Betonspannungen
τ	Schubspannung
τ_b	Stahl-Beton-Verbundspannung
ψ	Dilatanzwinkel nach <i>Abaqus 2018</i>
ω_{vfs}	bezogene Druckzonenfläche der Hohlkörperdecken

Abkürzungen

DMS	Dehnmessstreifen
FEM	Finite-Elemente-Methode
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
KMD	Kraftmessdose
WA	Wegaufnehmer

1 Einführung

1.1 Problemstellung

Beton ist ein massentauglicher Werkstoff, der heute in einer Vielzahl von Anwendungsbereichen eingesetzt werden kann. Durch den darin enthaltenen Zement trägt er jedoch maßgeblich zu dem weltweiten CO₂-Ausstoß bei. Nach *WWF 2019* wurden 2017 rund 193 Mio. Tonnen CO₂-Äquiv. ausgestoßen, wovon der Anteil der Zementindustrie rund 20,5 Mio. Tonnen CO₂-Äquiv. betrug. Für Deutschland liegt dieser Anteil bei ca. 2 % der gesamten Treibhausgas-Emissionen, weltweit ist der Anteil, der durch die Zementindustrie ausgestoßenen Treibhausgase sogar 8 % (vgl. *WWF 2019; Ruppert 2019*). Daher wurde bereits in den 1980er Jahren mit der Entwicklung von Hochleistungsbetonen daran gearbeitet, den Betonverbrauch und infolgedessen den Zementverbrauch durch filigrane Konstruktionen zu reduzieren.

Im Hochbau wird der Betonverbrauch im Wesentlichen durch Stahlbetondeckenplatten bestimmt. Doch auch die Stahlbetondeckenplatten sind kontinuierlich weiterentwickelt worden. Neben der Steigerung der Tragfähigkeit steht insbesondere eine hohe Produktivität, in Verbindung mit einem effektiven Materialeinsatz, im Fokus der Entwicklungen. Bereits früh wurde begonnen, Deckenquerschnitte zu gliedern und den Beton nur dort anzuordnen, wo er für den Lastabtrag im Querschnitt erforderlich ist. Eine Möglichkeit besteht darin, Hohlkörper in Bereichen mit geringer statischer Beanspruchung anzuordnen und so den Betonverbrauch im Vergleich zur Massivdecke gering zu halten. Die verringerte Eigenlast wirkt sich dabei positiv auf die Dimensionierung der lastabtragenden Bauteile aus, wodurch weitere Materialeinsparungen vorgenommen werden können. Zudem kann die Spannweite dieser Hohlkörperdecken gegenüber einer Decke mit Massivquerschnitt gesteigert werden.

In der Praxis werden bereits einige Hohlkörperdeckensysteme mit Hohlkörpern aus Kunststoff eingesetzt. Diese sind unter verschiedensten Namen auf dem Markt, jedoch sind nur die Produkte der Heinze Cobiax Deutschland GmbH (Cobiax) sowie der Häussler Innovation GmbH (BEEPLATE) im Besitz einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt). Zur Verwendung in Deckenplatten ohne zusätzliche Querkraftbewehrung sind dabei ausschließlich die Systeme von Cobiax zugelassen, wodurch diese die zurzeit größte baupraktische Relevanz aufweisen. Für die in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen werden somit abgeflachte rotationssymmetrische Hohlkörper vom Typ Cobiax Slim-Line mit 100 mm (SL-100) sowie 140 mm (SL-140) Höhe eingesetzt.

Durch die Kombination von Hohlkörpern mit einem Feinkorn-Hochleistungsbeton sollen die strukturellen und ökologischen Vorteile beider Komponenten in einer Hohlkörperdecke aus Hochleistungsbeton vereint werden. Die gegenüber normalfesten Betonen gesteigerte Festigkeit ermöglicht das Ausbilden filigraner Strukturen, deren Betonverbrauch durch die zusätzliche Anordnung von Hohlkörpern im Querschnitt noch weiter reduziert werden kann. Zudem weisen Hochleistungsbetone einen erhöhten Widerstand gegenüber beton- und bewehrungsschädigenden Einflüssen auf, sodass für normalfeste Betone geforderte Mindestbetondeckungen reduziert und die so verbleibenden Beton-Querschnittsflächen weiter optimiert werden können.

Die bisher von *Pfeffer 2002*, *Aldejohann 2009* und *Albrecht 2014* durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass insbesondere die Querkrafttragfähigkeit nachteilig durch die Anordnung von Hohlkörpern beeinflusst wird. Durch die Verwendung eines feinkörnigen Hochleistungsbetons werden zusätzliche Auswirkungen erwartet, die sich vornehmlich in den einzelnen Haupttraganteilen der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung – der ungerissenen Betondruckzone, der Rissreibung sowie der Dübelwirkung der Längsbewehrung – widerspiegeln. Weitere bemessungsrelevante Aspekte wie die Biegetragfähigkeit, die lokale Durchstantragfähigkeit im Bereich der Hohlkörper und das Verformungsverhalten der Hohlkörperdecken bedürfen ebenfalls einer Überprüfung hinsichtlich der Anwendbarkeit bisher üblicher Berechnungs- und Bemessungsmodelle.

1.2 Zielsetzung

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton. Es sollen Modelle zur Bemessung der einzelnen Tragmechanismen entwickelt werden, die eine zielsichere Bemessung auf dem bauaufsichtlich geforderten Zuverlässigkeitsniveau nach *DIN EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010* ermöglichen. Die Geometrie der Hohlkörperdecken sollte dabei so gewählt werden, dass eine möglichst filigrane Tragstruktur mit maximaler Materialeinsparung ermöglicht werden kann. Dabei soll sowohl die Betondeckung der verwendeten Bewehrung als auch die Betonüberdeckung im Bereich der Hohlkörper möglichst gering ausgebildet werden. Die Hohlkörper werden so im Querschnitt angeordnet, dass diese sowohl in Längs-, als auch in Querrichtung aneinanderstoßen, um die maximal mögliche Betonreduktion zu erzielen.

1.3 Vorgehensweise

Die Gliederung der Arbeit sowie die damit verbundene Vorgehensweise zur Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton ist in Abb. 1.1 schematisch dargestellt.

Zunächst werden im Rahmen einer Literaturrecherche alle erforderlichen theoretischen Grundlagen zusammengestellt. Darauf aufbauend wird in Kapitel 3 die Durchführung der eigenen experimentellen Untersuchungen beschrieben. Sowohl die in Kapitel 3 ermittelten Kennwerte des Betons als auch die Versuchsdaten aus den Querkraftversuchen werden in Kapitel 4 in ein kalibriertes FE-Berechnungsmodell überführt. In Kapitel 5 werden alle theoretisch und experimentell gewonnenen Informationen zu Berechnungs- und Bemessungsmodellen zusammengeführt. Neben der Berechnung der Verformung werden insbesondere die Bemessung der Biegetragfähigkeit, der Querkrafttragfähigkeit sowie der lokalen Durchstantragfähigkeit auf dem bauaufsichtlich geforderten Sicherheitsniveau ermöglicht. Abschließend wird in Kapitel 6 ein Anwendungsgebiet für Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton aufgezeigt und die Verwendung der in Kapitel 5 aufgestellten Berechnungs- und Bemessungsgleichungen an einem Anwendungsbeispiel demonstriert.

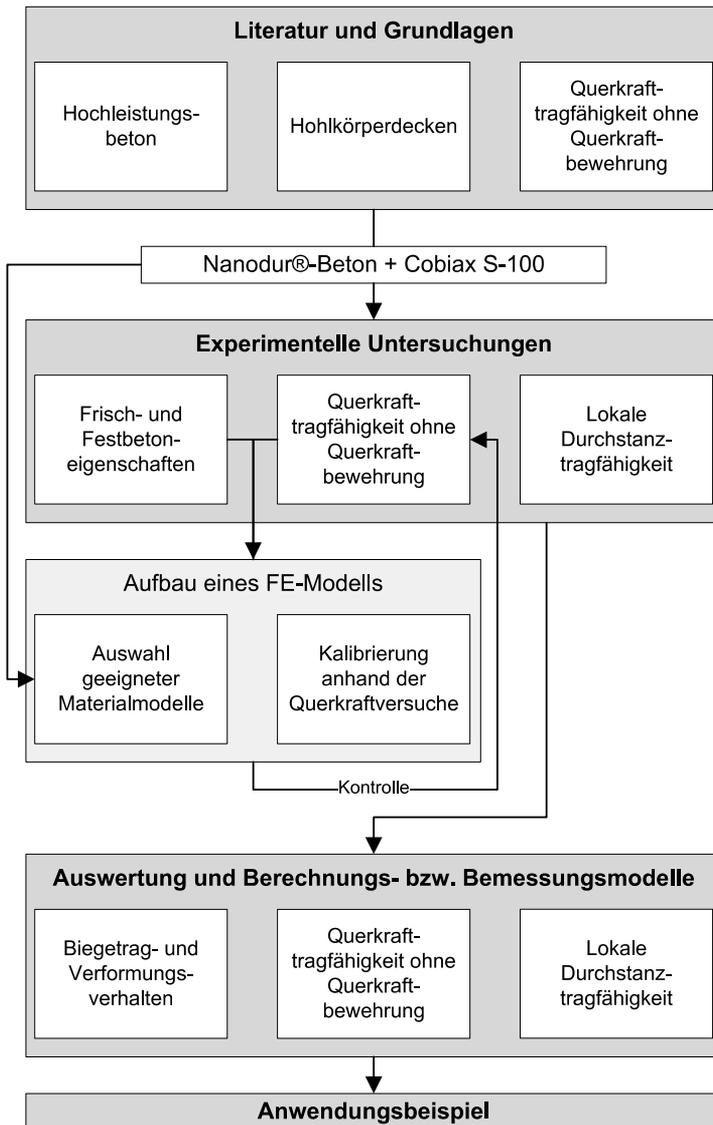


Abb. 1.1: Struktur der Arbeit – Vorgehensweise zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton

2 Stand der Forschung

In diesem Kapitel wird der aktuelle Stand der Forschung aufgearbeitet. Zunächst werden die grundlegenden Eigenschaften eines Hochleistungsbetons kurz vorgestellt. Auf eine detaillierte Beschreibung der betontechnologischen Grundlagen wird hierbei verzichtet, da nicht die Herstellung und Optimierung dieses Werkstoffs selbst, sondern das damit einhergehende Trag- und Verformungsverhalten von Hohlkörperdecken im Fokus der vorliegenden Dissertation steht. Im zweiten Schritt werden die Geschichte, Anforderungen sowie praxisrelevante Bemessungsansätze für Hohlkörperdecken aus normalfestem Beton aufgezeigt. Hierbei wird insbesondere auf die beiden in Deutschland zugelassenen Systeme der Häussler Innovation GmbH (vgl. *Beeplate 2017*) und der Heinze Cobiax Deutschland GmbH (vgl. *Cobiax Eco-Line 2015; Cobiax Slim-Line 2018*) eingegangen. Abschließend werden die komplexen Zusammenhänge der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung, getrennt für Bauteile aus normalfestem Beton mit sowie ohne Hohlkörper und für Hochleistungsbetone erläutert.

Ziel dieses Grundlagenkapitels ist die Identifizierung von erforderlichen Untersuchungen zur Erfassung des Trag- und Verformungsverhaltens von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton.

2.1 Hochleistungsbeton

Konventionell verwendeter Normalbeton, mit einer Zylinderdruckfestigkeit von bis zu 60 N/mm^2 , konnte bereits in den 70er Jahren einfach und zielsicher hergestellt werden (vgl. *Zink 1999*). Der Mehrkomponentenwerkstoff Beton besteht dabei im Wesentlichen aus definierten Anteilen von Wasser in Verbindung mit Zement und Gesteinskörnung. Er lässt sich sowohl an den Eigenschaften des Frischbetons, also der Verarbeitbarkeit und Konsistenz, als auch anhand der Festbetoneigenschaften, darunter die Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und der E-Modul, klassifizieren. Die weiter entwickelten Betone mit charakteristischen Zylinderdruckfestigkeiten ab 55 N/mm^2 werden allgemein als hochfeste Betone bezeichnet (vgl. *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04*). Die Verwendung von hochfesten Betonen ist in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* bis zur Betondruckfestigkeitsklasse C100/115 geregelt. Betone mit einer charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit von 130 N/mm^2 und mehr sind bereits dem nach *UHFB 2018* definierten Bereich der ultrahochfesten Betone (UHFB) zuzuordnen. Aufgrund der damit einhergehenden hohen Anforderungen hinsichtlich Zusammensetzung und Verarbeitbarkeit bis hin zu der Bemessung der Bauteile, wird im Folgenden ausschließlich der allgemeine Begriff des Hochleistungsbetons verwendet.

2.1.1 Allgemeines

Hochleistungsbeton wurde aufgrund seiner hohen Druckfestigkeit bereits in den frühen 80er Jahren, insbesondere im Hochhausbau in Nordamerika verwendet (vgl. *König 2001*). Neben der hohen Druckfestigkeit führten weitere Vorteile, wie eine vergleichsweise kostengünstige Herstellung und eine freie Formgebung, zu wirtschaftlichen Vorteilen gegenüber der zu dieser Zeit üblichen Stahl-Skelettbauweise (vgl. *Zink 1999*). Aufgrund der hohen Betondruckfestigkeiten konnten immer höhere Bauten verwirklicht werden. Gleichzeitig erforderte das Streben nach diesen großen

Höhen die Entwicklung von Betonen mit immer höheren Druckfestigkeiten. Herausragende Bauten wie das Water Tower Place Chicago – gebaut 1975 mit einer Betondruckfestigkeit von $f_{cm} = 62 \text{ N/mm}^2$, über das 311 South Wacker Drive in Chicago – gebaut 1990 mit einer Betondruckfestigkeit von ca. $f_{cm} = 83 \text{ N/mm}^2$, bis hin zu dem Two Union Square in Seattle – gebaut 1989 mit einer Betondruckfestigkeit von etwa $f_{cm} = 131 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Zink 1999), verdeutlichen die intensive Verknüpfung zwischen Baustoff und Bauweise.

Die Entwicklung des Hochleistungsbetons in Deutschland startete erst gegen Ende der 80er Jahre und etablierte sich insbesondere durch den Bau des Trianon-Hochhauses 1990 in Frankfurt am Main mit einer Betondruckfestigkeit von ca. $f_{cm} = 80 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Remmel 1994; Zink 1999). Das in den folgenden Jahren gesteigerte Interesse an diesem Werkstoff führte schließlich 1995 zu einer einheitlichen Regelung für die Anwendung von Hochleistungsbeton in Form der „DAfStb-Richtlinie für hochfesten Beton“ (vgl. DAfStb 1995), als Ergänzung der damals gültigen DIN 1045:1988-07 für die Betondruckfestigkeitsklassen B 65 bis B 115 (heute etwa C50/60 bis C100/115 gem. DIN EN 206:2017-01). Bereits 2001 wurde der Richtlinieninhalt in die neu aufgelegten Normen DIN EN 206-1:2001-07 und DIN 1045-1:2001-07 aufgenommen, sodass die DAfStb-Richtlinie zurückgezogen werden konnte.

Weitere Anwendungsgebiete, die die Verbreitung des Hochleistungsbetons vorantrieben, lagen vornehmlich weltweit im Brückenbau (vgl. Zink 1999), aber auch im Bau von Ölplattformen in Norwegen (vgl. Remmel 1994). Hier profitierte man nicht nur von der gesteigerten Druckfestigkeit des Materials, sondern insbesondere von der Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit, die durch das dichtere Gefüge des Hochleistungsbetons erzielt wurde. Weitere Vorteile wie ein geringeres zeitabhängiges Verformungsverhalten, verbesserte Verbundeigenschaften sowie eine größere Steifigkeit der Bauteile durch den ansteigenden E-Modul, konnten die Preissteigerung gegenüber einem normalfesten Beton fast vollständig kompensieren (vgl. Remmel 1994).

2.1.2 Eigenschaften, Zusammensetzung, Verarbeitung

Hochleistungsbeton entsteht durch die Kombination der Bestandteile Wasser, Zement, Gesteinskörnung, Zusatzstoffe und Zusatzmittel, insbesondere Fließmittel und wird daher auch als „5-Stoff-System“ umschrieben (vgl. König 2001).

Erst durch eine abgestimmte Kombination dieser Bestandteile lassen sich das Werkstoffverhalten sowie die angestrebten Festbetoneigenschaften zielsicher einstellen. Ansätze zur Mischungsberechnung sowie Rezepturen zur Herstellung von Hochleistungsbetonen unterschiedlicher Betondruckfestigkeitsklassen sind in König 2001 enthalten.

Die verbesserten Eigenschaften des Hochleistungsbetons ergeben sich insbesondere durch die Reduzierung des Verhältnisses zwischen Wasser und Zement, dem sog. Wasserzementwert w/z sowie der Zugabe von reaktiven Feinstanteilen, zumeist Silikastaub (vgl. Remmel 1994).

Alleinig durch die Reduzierung des Wasserzementwertes lassen sich Betondruckfestigkeiten von bis zu 80 N/mm^2 realisieren (vgl. Remmel 1994). Dabei wird insbeson-

dere die schwächste Komponente des Mehrkomponentenwerkstoffs Beton, die Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementmatrix, beeinflusst. Hier bilden sich vermehrt unvollständige Hydratationsprodukte, größere Poren und freies Wasser. Ein reduzierter Wassergehalt beeinflusst diese Faktoren positiv, da nur noch ein begrenzter Wasseranteil als Reaktionspartner zur vollständigen Hydratation zur Verfügung steht und das freie Wasser und damit die Bildung von Kapillarporen auf ein Minimum reduziert werden (vgl. König 2001). Des Weiteren bleibt nicht vollständig hydratisierter Zementklinker zurück, der als hochfester Zuschlag einen optimalen Verbund zu der umgebenden Zementmatrix ermöglicht. Der Reduzierung des Wassergehalts steht allerdings der Verlust der rheologischen Eigenschaften des Frischbetons entgegen (vgl. Abb. 2.1).

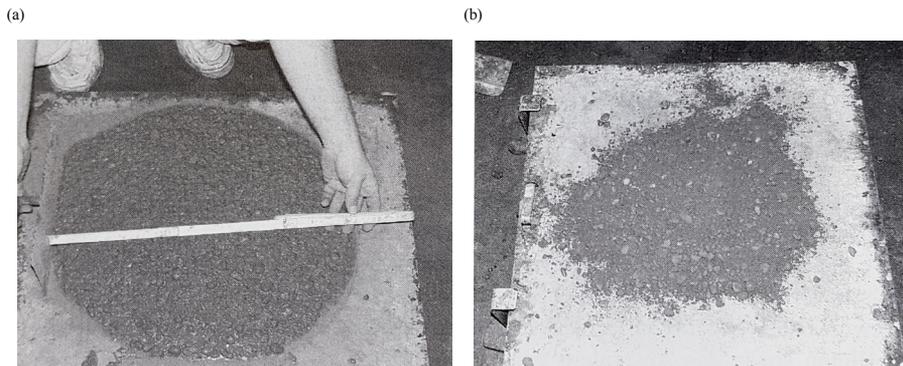


Abb. 2.1: Ausbreitmaß eines Normalbetons mit $w/z = 0,5$ (a) sowie $w/z = 0,3$ (b) ohne Zugabe von Fließmitteln (König 2001)

Der wesentliche Einfluss auf die Rheologie des Frischbetons wird sowohl durch physikalische als auch chemische Komponenten gesteuert und hängt somit von der Beschaffenheit des Zementleims ab. Während die Kornform, die Kornverteilung oder auch die Mischenergie des verwendeten Mixers zu den physikalischen Einflussfaktoren zählen, überwiegt auf chemischer Seite der Einfluss der Reaktivität der hydraulischen Bestandteile bei erstmaliger Wasserzugabe und damit verbunden die Zeit bis zum Erstarrungsbeginn (vgl. König 2001). Bei der Verwendung von Hochleistungsbetonen, deren w/z -Werte auf ein Maß von weniger als 0,4 reduziert werden, ist daher der Einsatz eines leistungsfähigen Fließmittels unumgänglich. Während bei Fließmitteln auf Melaminharz-Basis der verflüssigende Effekt durch die Bildung eines Schmierfilms auf den Zementkörnern erzielt wird, wirken solche auf Naphthalin-Basis als Dispergatoren. Dies bewirkt eine bessere Verteilung der einzelnen Partikel, indem die gegenseitigen Anziehungskräfte herabgesetzt werden (vgl. Remmel 1994). Heutige Hochleistungs-Fließmittel, die insbesondere in der Fertigteilherstellung eingesetzt werden, sind auf einer Polycarboxylatether-Basis aufgebaut. Hierdurch kann die benetzte Oberfläche der Zementpartikel für einen verbesserten Hydratationsprozess vergrößert werden. Weiterhin erfolgt eine beschleunigte Adsorption der Moleküle an den Zementpartikeln und ein gesteigerter Dispergierungseffekt (vgl. BASF 2019).

Die Reduktion des w/z -Wertes alleine ist jedoch nicht ausreichend, um die Druckfestigkeit des Betons zu steigern. Erst das Zufügen feinsten reaktiver Zusatzstoffe ermöglicht eine zusätzliche Steigerung der Druckfestigkeit. Dabei verbessern sich zum einen die Kontaktzone und die Zementmatrix durch die Füllerwirkung dieser Stoffe, zum anderen werden zusätzliche Hydratphasen durch weitere puzzolanische Reaktionen gebildet (vgl. *König 2001*). Übliche Zusatzstoffe zur Herstellung von Hochleistungsbetonen sind Silikastaub sowie Steinkohleflugasche. Die Komprimierung der Zementmatrix durch die Verwendung von Fließmitteln sowie die füllende und puzzolanische Wirkung des Silikastaubs heben die Festigkeit des Zementsteins auf die der Gesteinskörnung oder darüber hinaus. Hierdurch verbessert sich nicht nur die Druckfestigkeit insgesamt, sondern insbesondere der Verbund im Bereich der Kontaktzone von Gesteinskörnung und Zementstein. Daraus folgt, dass Risse in Hochleistungsbetonen nicht, wie bei normalfesten Betonen üblich, in dieser Kontaktzone verlaufen, sondern durch die Gesteinskörnung hindurch. Es entstehen vergleichsweise ebene Rissufer, wodurch sich die Kornverzahnung auf ein Minimum reduziert (vgl. *Remmel 1994*).

Hochleistungsbeton unterscheidet sich jedoch nicht nur durch die Zusammensetzung von normalfestem Beton. Insbesondere die Herstellung, Verarbeitung und Nachbehandlung dieses Betons bedürfen einer speziellen Vorgehensweise und gerätetechnischen Ausstattung. Die Zugabe unterschiedlichster Zusatzmittel und Zusatzstoffe erfordern speziell zu diesem Zweck erweiterte Mischanlagen. Des Weiteren ist durch die zähe und klebrige Konsistenz des Hochleistungsbetons der Einsatz von Hochleistungsmischern unerlässlich. Dabei ist nicht nur eine gesteigerte Mischenergie erforderlich, sondern auch eine entsprechend verlängerte Mischzeit, damit das zugegebene Fließmittel vollständig wirken kann. Zur Vermeidung von Agglomerationen des Bindemittels oder der Zusatzstoffe wie dem Silikastaub oder der Steinkohleflugasche, ist eine vorgeschriebene Reihenfolge für das Einfüllen der Bestandteile in den Mischer sowie die erweiterte Mischzeit zwingend einzuhalten (vgl. *König 2001*). Eine gesteigerte Mischenergie kann die erforderliche Mischdauer nicht verkürzen, was die Produktivität insbesondere in Transportbeton- und Fertigteilerwerken negativ beeinflusst. Während des Betonierens kann der Beton mittels Betonpumpen gefördert werden. Auch größere Fallhöhen sind aufgrund der zähen Konsistenz problemlos ohne die Entmischung der Bestandteile möglich. Bei der Verteilung und Verdichtung des Hochleistungsbetons führt diese Konsistenz jedoch zu gesteigerten Anforderungen. Nach *König 2001* muss die Verdichtungsenergie etwa 30 – 50 % höher gegenüber der eines herkömmlichen Betons sein. Ein enger gegliedertes Netz der Eintauchstellen für Innenrüttler und kleinere Schichtdicken der einzelnen Lagen bei mehrlagigem Einbau führen zu einem gesteigerten Verarbeitungsaufwand, der in der Bauablaufplanung entsprechend berücksichtigt werden muss (vgl. *König 2001*). Bei der Nachbehandlung von Hochleistungsbetonen ist der geringe Wassergehalt sowie der schneller verlaufende Hydratationsprozess, in Verbindung mit einer hohen Hydratationswärmeentwicklung, zu berücksichtigen. Während sich bei normalfestem Beton durch den Verdichtungsprozess ein Wasserfilm auf der Oberfläche bildet, die den Beton gegen sofortiges Austrocknen schützen kann, entsteht bei Hochleistungsbeton aufgrund der Feinanteile nur eine dünne und zähe Mörtelschicht. Diese erfordert nicht nur eine sofortige Nachbearbeitung während der Betonage, sondern eine gründlich geplante Nachbehandlung (vgl. *König 2001*). Die Vermeidung von Rissen oder Gefügeschäden kann hierbei durch eine kontinuierliche Wasserzufuhr erreicht werden. Möglich wird

dies durch eine kontinuierliche Bewässerung, der Verlängerung von Ausschallfristen, das Einpacken der Bauteile mit Folie oder die Verwendung spezieller Nachbehandlungsmittel (vgl. König 2001).

Mit der Entwicklung von Hochleistungsbeton wurde der normalfeste Beton um einen effizienten Werkstoff erweitert, der die Effektivität der verwendeten Ressourcen steigern kann und weitere Anwendungsgebiete für den Stahl- und Spannbetonbau eröffnet.

Aufgrund der o. g. Faktoren wurde sich für die in dieser Arbeit behandelten experimentellen Untersuchungen für die Verwendung eines praxismgerechten Hochleistungsbetons auf Basis einer Bindemittelvormischung entschieden. Die Herstellung, Verarbeitung sowie die Eigenschaften des durch die Dyckerhoff GmbH entwickelten Nanodur®-Betons werden in Abschn. 3.2 erläutert.

2.2 Stahlbetonplatten mit integrierten Hohlkörpern

In den heutigen Hoch- und Industriebauten dominieren Stahlbetondecken den Verbrauch von Beton und Bewehrungsstahl. Die über viele Jahrhunderte etablierten Gewölbedecken aus Ziegelmauerwerk und Naturstein sowie Holzbalkendecken sind heute weitestgehend durch Stahlbetondecken verdrängt worden. Diese haben sich über die Zeit infolge gestiegener Anforderungen z. B. an den Schall- und Brandschutz sowie der Verbesserung numerischer Berechnungsmöglichkeiten fortlaufend weiterentwickelt. Mit der Verbreitung der Stahlbetondecke wurden parallel Anstrengungen zur Minderung des Ressourcenverbrauchs unternommen. Insbesondere die Verwendung von Hohlkörpern in Bereichen mit geringer statischer Beanspruchung stellte sich als effiziente Möglichkeit zur Material- und Eigenlastreduzierung dar. Das Thema Stahlbetonplatten mit integrierten Hohlkörpern wurde bereits in *Albert 2017* recherchiert und aufbereitet. Die Ergebnisse aus dieser Veröffentlichung fließen teilweise in die nachfolgenden Abschnitte mit ein.

2.2.1 Geschichte

Bereits in der Antike wurden Hohlkörper zur Reduzierung des Eigengewichts in Form von Amphoren im Querschnitt angeordnet (vgl. Rasch 1985). Diese wurden z. B. in Kuppeln aus Beton (*opus caementium*) integriert und sind bis heute sichtbar (vgl. Abb. 2.2).



Abb. 2.2: Amphoren und Tontöpfe im Auflager der Kuppel im Helenamausoleum (Helena 2019)

Als erste Stahlbetonhohlplatte in Ortbetonbauweise wurde 1966 die RÖHBAU-Decke der Bau-Stahlgewebe GmbH aus Düsseldorf bauaufsichtlich zugelassen (vgl. RÖHBAU 1966). Zur Erzeugung der Hohlräume wurden wasserdichte und geschlossene Papprohre verwendet. Mit diesem System konnten Deckenstärken von 23 cm bis 53 cm mit einer Stützweite von 8,5 m bis zu 18 m wirtschaftlich realisiert werden (vgl. Halász et al. 1970). Die Rohre wurden parallel zur Längsbewehrung in Hauptspannungsrichtung eingebracht. Zur Sicherstellung einer ausreichenden Querverteilung der Lasten wurden bei Deckenbreiten von mehr als 15 m Massivstreifen orthogonal zu den stirnseitig verschlossenen Rohren angeordnet. Zusätzlich war die Anordnung von Bügelkörben sowohl innerhalb dieser Querrippen als auch zwischen den Papprohren für eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit erforderlich (vgl. Abb. 2.3, a). Im Bereich der Auflager wurden ebenfalls Massivstreifen mit einer Breite, die mindestens der Deckenstärke entspricht (vgl. Abb. 2.2, b), ausgebildet.

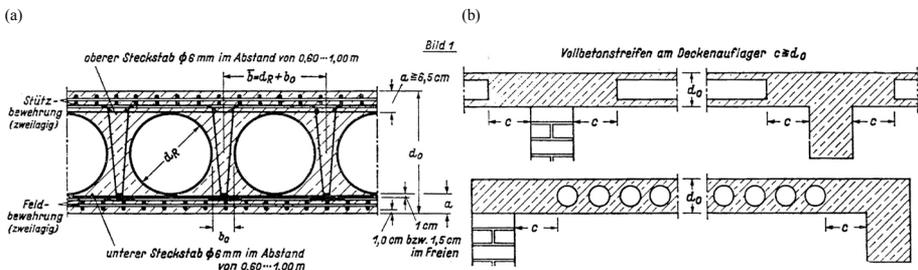


Abb. 2.3: Bewehrungsführung (a) und Anordnung der Hohlkörper (b) in einer RÖHBAU-Decke (RÖHBAU 1966)

Die Beton- und somit Gewichtseinsparung mit dem System der RÖHBAU-Decke betrug, je nach Belastung und Dickendicke, bis zu 44 % im Vergleich zu einer massiv ausgeführten Stahlbetondecke.

Das Prinzip der Hohlkörperdecke wurde nach der Einführung der RÖHBAU-Decke stetig weiterentwickelt. Ein wichtiger Schritt war die Adaption von einem einachsigen hin

zu einem zweiachsigen Lastabtrag, der durch eine geänderte Hohlkörperform realisiert werden sollte. Aus diesem Ansatz heraus entstanden kugelförmige Hohlkörper, die in einem gleichmäßigen Raster verlegt wurden (vgl. Abb. 2.4). Durch die symmetrische Anordnung konnte eine annähernd gleiche Biegesteifigkeit in jeder Spannrichtung erzielt werden (vgl. *Pfeffer 2002*). Zur Festlegung von Bemessungsregeln für dieses System waren umfangreiche experimentelle Untersuchungen erforderlich. Betrachtet wurden hierbei die zweiachsige Biegetragfähigkeit, das Querkrafttragverhalten sowie die Durchstanztragfähigkeit (vgl. *Schnellenbach-Held 2001, Abramski et al. 2010, Albrecht et al. 2012*).

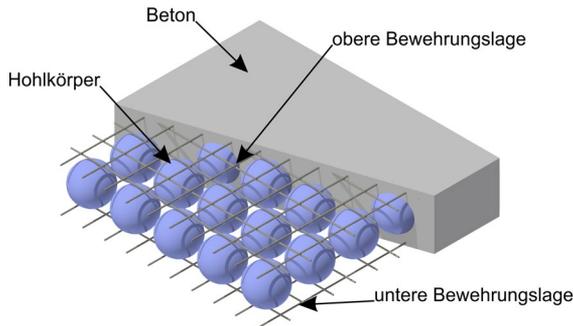


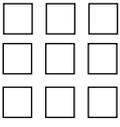
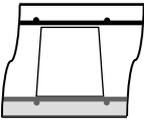
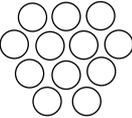
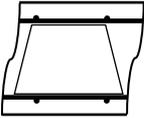
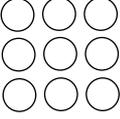
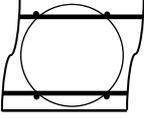
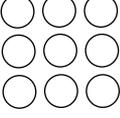
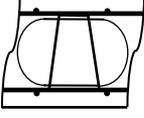
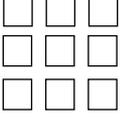
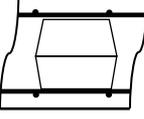
Abb. 2.4: Darstellung einer zweiachsigen Hohlkörperdecke (eigene Darstellung nach *Schnellenbach-Held 2001*)

In der Baupraxis stehen heute viele z. T. unterschiedliche Konzepte für Hohlkörperdecken, sowohl in Ortbeton- als auch Fertigteil- oder Halbfertigteilbauweise, zur Verfügung. Es sind unter anderem Systeme von Airdeck, BEEPLATE, BubbleDeck, Cobiax, Uboot, Nautilus oder UNIDOME verfügbar, die sich durch individuelle Merkmale voneinander unterscheiden:

- Hohlkörperform und -größe
- Anordnung im Grundriss
- Art der Bemessung und erforderliche Bewehrung
- Baupraktische Eigenschaften wie Transport, Montage und Lagesicherung

Die Charakterisierung einiger Varianten ist in Tab. 2.1 gegeben.

Tab. 2.1: Überblick mehraxialer Hohlkörperdecken-Systeme auf dem Markt (Albert 2017)

Systembeschreibung	Grundrissdarstellung	Schnittdarstellung	3D Darstellung
<ul style="list-style-type: none"> • Rechteckige Hohlkörper zur Anwendung im Halbfertigteil • Öffnung an der Unterseite • Einbau in Halbfertigteile • Achsraster 30 cm x 30 cm • Hohlkörperhöhe zwischen 18 cm und 35 cm • Deckendicken zwischen 28 cm und 45 cm 			
<ul style="list-style-type: none"> • Runde, nach unten offene Hohlkörper, zum Einbau auf der unteren Bewehrungslage. • Bienenwabenartige Anordnung • Hohlkörperdurchmesser ca. 70 cm • Hohlkörperhöhe zwischen 20 cm und 52 cm • Deckendicken zwischen 34 cm und 66 cm 			
<ul style="list-style-type: none"> • Kugelförmige Hohlkörper fixiert durch zwei Bewehrungsmatten • Orthogonales Raster • Hohlkörperdurchmesser zwischen 18 cm und 50 cm • Deckendicke zwischen 23 cm und 60 cm • Geringe Betondeckung zum Hohlkörper, da die Hohlkörper durch die tragende Bewehrung in den Maschen fixiert sind 			
<ul style="list-style-type: none"> • Kugelförmige bzw. rotationssymmetrische Hohlkörper • fixiert in einem Fixierungskorb oder Gatter • Einbau zwischen der oberen und der unteren Bewehrungslage • Hohlkörperhöhen zwischen 10 cm und 45 cm • Deckendicken zwischen 20 cm und 70 cm 			
<ul style="list-style-type: none"> • Kastenförmige Hohlkörper • Einbau zwischen den Bewehrungslagen. • Hohlkörperhöhen von 10 cm bis 56 cm • Deckendicken zwischen 20 cm und 70 cm • Hohlkörperbreite ca. 50 cm 			

2.2.2 Anforderungen

Die Anforderungen an Stahlbetondecken erstrecken sich weit über die reine Tragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und das Verformungsverhalten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) hinaus. Insbesondere bauphysikalische Anforderungen wie Schall- und Brandschutz, aber auch die Wärmespeicherung und -leitung bei thermischer Aktivierung rücken in den Fokus der Planung.

Die Ermittlung der Einwirkungen bei Hohlkörperdecken erfolgt analog zu konventionellen Deckenkonstruktionen im Massivbau nach *DIN EN 1991-1-1:2002 + AC:2009*, wobei sich die Anwendung größtenteils auf vorwiegend ruhende Lasten beschränkt. Die

Einschränkung ist jedoch für jeden Anwendungsfall und jedes Deckensystem einzeln zu betrachten, sodass hier nicht von einer allgemeingültigen Aussage gesprochen werden kann. Im Gegensatz hierzu ist bei der Schnittgrößenermittlung infolge direkter und indirekter Einwirkungen die Anordnung von Hohlkörpern und ein dadurch aufgelöster Betonquerschnitt zwingend zu berücksichtigen. Die infolge der Hohlkörper reduzierte Eigenlast wirkt sich dabei nicht nur auf die Schnittgrößen der Deckenkonstruktion selbst, sondern auch auf lastableitende Bauteile wie Wände und Stützen bis hin zu den Fundamenten aus. Der Wert dieser Gewichtseinsparung ist von den verwendeten Hohlkörpern sowie den spezifischen Randbedingungen einer jeden Decke abhängig und beträgt bei aktuell zugelassenen Systemen im Durchschnitt etwa 30 % im Vergleich zu einer massiv ausgeführten Stahlbetondecke (vgl. *Albert 2017*).

Erdbeben

Eine Erdbebenbemessung erfolgt unabhängig von dem verwendeten System auf Grundlage der in *DIN EN 1998-1:2004 + AC:2009* gestellten Anforderungen. Für die Erdbebenmessungen gilt es jedoch zu untersuchen, ob die Hohlkörperdecke die erforderliche Scheibenwirkung sowie die Entstehung von Schnittgrößen und Verformungen, die während eines Erdbebens auftreten, entsprechend schadlos aufnehmen kann. Aufgrund des bisher sehr geringen Informations- und Untersuchungsumfangs ist für die Erdbebenbemessung von Hohlkörperdecken eine Bemessung mit einer möglichst niedrigen Duktilitätsklasse nach *DIN EN 1998-1:2004 + AC:2009* empfehlenswert (vgl. *Albert 2017*).

Brandfall

Die Festlegung der Angaben hinsichtlich der Einwirkungen für den Brandfall erfolgt nach *DIN EN 1991-1-1:2002 + AC:2009*. Hierbei sind unterschiedliche Anforderungen je nach Nutzung, Gebäudeart oder Gebäudebeschaffenheit zu berücksichtigen. Die tatsächliche Bemessung für den Brandfall erfolgt dann nach den Vorgaben in *DIN EN 1992-1-2:2004 + AC:2008*. Für Stahlbetonhohlplatten gilt neben *DIN EN 1991-1-1:2002 + AC:2009* und *DIN EN 1992-1-2:2004 + AC:2008* auch *DIN 4102-4:2016-05*, die das Brandverhalten von klassifizierten Baustoffen, Bauteilen und Sonderbauteilen, darunter auch die hier betrachteten Hohlkörperdecken, regelt. Danach ist für Stahlbeton- und Spannbetonhohlplatten mit brennbaren Bestandteilen, je nach statischem System und Feuerwiderstandsklasse, eine untere Mindestüberdeckung des Hohlraums zwischen 7 cm und 15 cm festzulegen (vgl. Tabelle 5.4. in *DIN 4102-4:2016-05*). Nach *Albert 2017* empfiehlt sich die Anwendung eines genaueren Nachweisverfahrens zur Beurteilung der Feuerbeständigkeit nach *DIN EN 1992-1-2:2004 + AC:2008*.

Schallschutz

Die schallschutztechnische Bemessung fällt in der Planung und Berechnung von Hochbaukonstruktionen eine wichtige Rolle zu. Bei der Bewertung von Deckenplatten aus Beton sind insbesondere drei Parameter von besonderer Bedeutung: das Luftschalldämmmaß einschaliger Bauteile, die flächenbezogene Masse und der bewertete Norm-Trittschallpegel nach *DIN 4109-32:2016-07*. Wesentliche Parameter für die Bewertung sind dabei von der flächenbezogenen Masse abhängig, was sich hinsichtlich

Hohlkörperdecken als nachteilig herausstellen kann. Neben dem geringeren Flächengewicht können, je nach Hohlkörperform und Einbausituation, Interferenzen durch Resonanzerscheinungen innerhalb der Hohlräume auftreten, die eine weitere Verschlechterung der Schalldämmung verursachen können. Zur Bemessung von Hohlkörperdecken sind individuelle Untersuchungen erforderlich, mit der die jeweilige Schalldämmung bewertet werden kann. Am Beispiel des Systems Cobiax (vgl. *Cobiax Slim-Line 2018*; *Cobiax Eco-Line 2015*) konnte durch zahlreiche Untersuchungen gezeigt werden, dass die Berechnung unter Berücksichtigung der tatsächlich vorhandenen flächenbezogenen Masse verlässliche Ergebnisse liefert. Eine Schallschutzbemessung kann somit am Ersatzsystem mit äquivalentem massivem Deckenquerschnitt durchgeführt werden (vgl. *Albert 2017*).

Leitungsführung

Der integrierten Leitungsführung bei Stahlbeton-Hohlkörperdecken kommt eine besondere Bedeutung zu, da diese zusätzlich zu den vorhandenen Hohlkörpern im Querschnitt der Decke angeordnet werden müssen. In solchen Decken werden neben wasserführenden Leitungen für die thermische Bauteilaktivierung auch vermehrt Leitungen, Öffnungen und Kanäle für die Elektrotechnik, Sanitärtechnik, Gebäudeautomation sowie brandschutztechnische Anlagen in der Deckenebene integriert. Bei der Anwendung in Hohlkörperdecken sind die produktspezifischen Regelungen und Anforderungen der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung des jeweiligen Systems zu entnehmen. Dabei wird in der Regel die Leitungsführung bis zu einem bestimmten Grenzdurchmesser im Bereich der Hohlkörper akzeptiert. Für den Fall, dass mehrere oder größere Leitungen verlegt werden, muss auf eine oder mehrere Hohlkörperreihen zur Ausbildung eines Massivstreifens verzichtet werden (vgl. *Beeplate 2017*; *Cobiax Slim-Line 2018*; *Cobiax Eco-Line 2015*).

2.2.3 Bemessungsansätze

Die Bemessung von Hohlkörperdecken aus normalfestem Beton im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann aufgrund der Vielzahl unterschiedlicher Systeme nicht allgemeingültig beschrieben werden. Systemindividuelle Regelungen werden daher zumeist in den jeweiligen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen angegeben. Abweichend zur Bemessung einer konventionellen Massivdecke beeinflussen die Hohlkörper dabei insbesondere die Durchstanstragfähigkeit sowie die Biege- und Querkrafttragfähigkeit. In Deutschland sind nach aktuellem Stand insgesamt drei Hohlkörpersysteme allgemein bauaufsichtlich zugelassen. Hierbei handelt es sich um das System BEEPLATE der Häussler Innovation GmbH (vgl. *Beeplate 2017*) sowie um die Systeme „Eco-Line“ und „Slim-Line“ der Heinze Cobiax Deutschland GmbH (vgl. *Cobiax Eco-Line 2015*; *Cobiax Slim-Line 2018*). Nachfolgend werden die darin enthaltenen Bemessungsansätze zur Biegetragfähigkeit, der lokalen Durchstanstragfähigkeit sowie der praxisgerechten Bemessung der Querkrafttragfähigkeit näher erläutert. Diese meist für die Praxisanwendung sehr vereinfachten Verfahren basieren in der Regel auf umfangreichen Untersuchungen, die im Rahmen der Erlangung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung durchgeführt wurden.

2.2.3.1 Biegetragfähigkeit

Zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit sind für die genannten Systeme die Regelungen nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04*, Abschnitt 6.1 anzuwenden. Dabei ist der Betonquerschnitt im maßgebenden Schnitt um den größten Hohlkörperquerschnitt zu vermindern. Generell gilt, dass die Bemessung analog zu einer massiven Platte unter Berücksichtigung des reduzierten Eigengewichts erfolgen kann, sofern die Druckzone nicht durch den Hohlkörper beeinflusst wird (vgl. *Schnellenbach-Held 2001*). Zur Bemessung einer zweiachsigen Hohlkörperdecke mit kugelförmigen Hohlkörpern sind in *Pfeffer 2002* Bemessungsdiagramme für den Fall einer durch den Hohlraum beeinflussten Druckzone angegeben. Diese wurden auf Basis des Spannungsblocks für Normalbeton erstellt. Die Bemessung zweiachsiger Hohlkörperdecken mit abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern, wie sie auch in der vorliegenden Arbeit verwendet wurden, erfolgt nach einem Bemessungsansatz mit dimensionslosen Bemessungsgleichungen, der in *Albrecht 2014* entwickelt worden ist. Dieser Ansatz basiert ebenfalls auf der vereinfachten Annahme eines Spannungsblocks für normalfesten Beton nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* und wird nachfolgend näher erläutert.

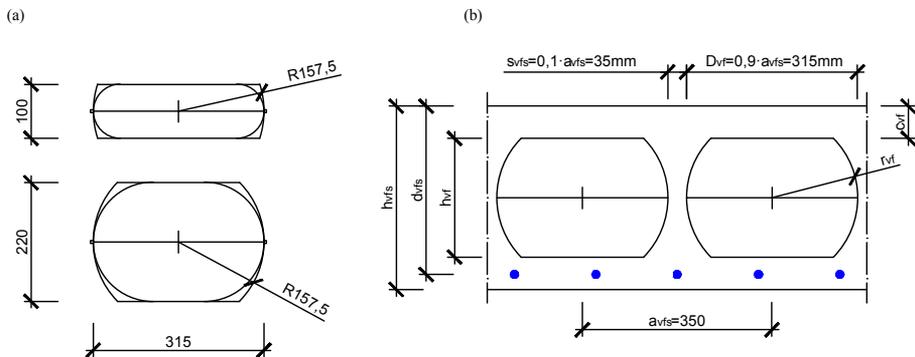


Abb. 2.5: Vereinfachter Querschnitt der Hohlkörper (a) und Querschnitt der Hohlkörperdecke mit Darstellung der verwendeten Parameter (b) nach *Albrecht 2014*

Als Grundlage der analytischen Betrachtungen werden die Hohlkörperformen vereinfacht. Dabei werden die Hohlkörper als Kugel dargestellt, die entsprechend der Hohlkörperhöhe auf der Ober- und Unterseite beschnitten wird. Dies führt durch einen geringfügig größeren Querschnitt zu einem höheren Sicherheitsniveau für die Biegebemessung (vgl. Abb. 2.5, a). Die Hohlkörper betreffenden geometrischen Größen wie der Durchmesser D_{vfs} sowie der lichte Abstand s_{vfs} , werden für die Bemessung auf den Achsabstand der Hohlkörper a_{vfs} bezogen (vgl. Abb. 2.5, b).

Die Herleitung der analytischen Lösung erfolgt anhand eines Deckenausschnitts mit der Breite eines Achsabstandes der Hohlkörper a_{vfs} , der in Abb. 2.6 dargestellt ist. Dieser Abbildung sind alle weiteren erforderlichen Parameter wie die Verzerrungsebene und Spannungsverteilung, die Hohlkörperlage sowie die geometrischen Randbedingungen der inneren Kräfte zu entnehmen. Zur Ermittlung der Bemessungsgleichung

$$0,8 \cdot \xi_{vfs} \leq \gamma_{vfs} \quad (2.6)$$

In Situation II wird die Betonüberdeckung durch die Höhe des Spannungsblocks überschritten (vgl. Abb. 2.7). Dies führt bei der Biegebemessung zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit, weshalb die Reduktion der Betondruckzone zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit berücksichtigt werden muss. Situation II kann unter Berücksichtigung der bezogenen Größen nach Gl. (2.7) definiert werden.

$$\gamma_{vfs} \leq 0,8 \cdot \xi_{vfs} \leq 0,8 \quad [-] \quad (2.7)$$

Da in Situation I die Biegebemessung durch die Hohlkörper nicht beeinflusst wird, wird im Folgenden ausschließlich die Vorgehensweise für Situation II erläutert. Berechnungsdetails für Situation I können *Albrecht 2014* entnommen werden.

Die durch die Hohlkörper reduzierte Fläche der Betondruckzone A_c wird im Folgenden hergeleitet. Sie berechnet sich nach Gl. (2.8) aus der Betondruckzonenfläche A_{c1} oberhalb des Hohlkörpers sowie der verbleibenden Betondruckzonenfläche A_{c2} im Bereich der Hohlkörper (vgl. Abb. 2.7).

$$A_c = A_{c1} + A_{c2} \quad (2.8)$$

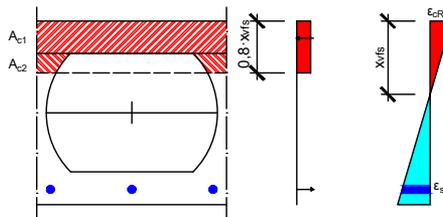


Abb. 2.7: Beeinflussung des Spannungsblocks durch den Hohlkörper nach *Albrecht 2014*

Neben dem Betonanteil oberhalb der Hohlkörper muss die im Bereich der Hohlkörper verbleibende Betonfläche rechnerisch bestimmt werden. Dabei ist nach *Albrecht 2014* die Grenze des dort eingeführten Bemessungskonzepts aufgrund geometrischer Randbedingungen erreicht, sobald sich der Spannungsblock bis zur Unterseite der Hohlkörper erstreckt. Dies ist jedoch nur von untergeordneter Bedeutung, da der beschriebene Zustand bei der Betrachtung einer reinen Biegebeanspruchung nicht erreicht werden kann. Die zur Berechnung der Betonfläche erforderlichen Parameter sind in Abb. 2.8 dargestellt. Dabei wird zwischen den Variablen zur Berechnung des Spannungsblocks „allgemein“ (a) sowie den Fällen „Spannungsblock reicht bis maximal zur Hohlkörperachse“ (b) und „Spannungsblock reicht über die Hohlkörperachse hinaus“ (c), differenziert.

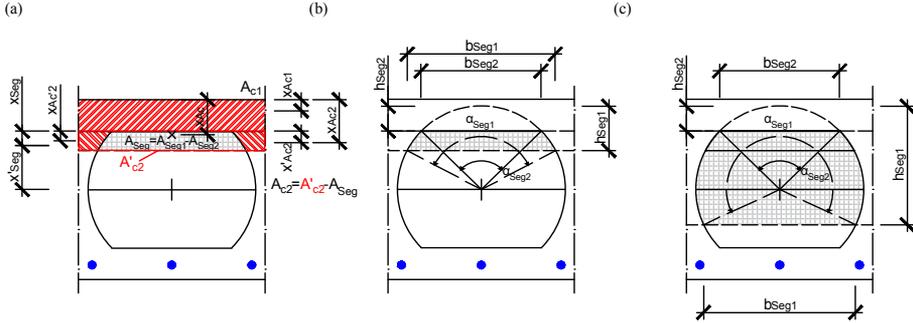


Abb. 2.8: Variablen zur Berechnung des Spannungsblocks nach *Albrecht 2014* (Vergrößerte Darstellung in Anlage A.1)

Zur Berechnung der Abzugsfläche A_{Seg} wird der Querschnitt nach Abb. 2.8 in unterschiedliche Bereiche unterteilt. Die Berechnung der Druckzonenfläche oberhalb der Hohlkörper erfolgt dabei unter Berücksichtigung der Betondeckung nach Gl. (2.9). Die Betonfläche im Bereich der Hohlkörper A'_{c2} muss um den Anteil der Hohlkörperfläche A_{Seg} reduziert werden. Hierzu wird zunächst die Fläche des Kreissegments $A_{\text{Seg}1}$ bestimmt. Diese wird dann durch denjenigen Anteil des Kreissegments $A_{\text{Seg}2}$ reduziert, der aufgrund der abgeflachten Hohlkörpergeometrie nicht vorhanden ist. Die Höhe dieses Segments ist dabei von der verwendeten Hohlkörperhöhe abhängig und lässt sich mit $h_{\text{Seg}2} = r_{\text{vfs}} - h_{\text{vf}} / 2$ berechnen. Aufgrund der komplexen mathematischen Beziehung wird die Herleitung der Funktion nicht näher erläutert, sondern kann Anhang B.1 in *Albrecht 2014* entnommen werden. Das Ergebnis ist in Gl. (2.10) dargestellt.

$$A_{c1} = a_{\text{vfs}} \cdot c_{\text{vf}} = \alpha_{\text{vfs}} \cdot \gamma_{\text{vfs}} \cdot d_{\text{vfs}}^2 \quad (2.9)$$

$$\begin{aligned} A_{c2} = & (0,8 \cdot \xi_{\text{vfs}} - \gamma_{\text{vfs}}) \cdot a_{\text{vfs}} \cdot d_{\text{vfs}}^2 \\ & + \frac{\rho_{\text{vfs}}^2 \cdot d_{\text{vfs}}^2}{2} \cdot \left\{ - \left[2 \cdot \arccos \left(\frac{\theta_{\text{vfs}} - 0,8 \cdot \xi_{\text{vfs}} + \gamma_{\text{vfs}}}{\rho_{\text{vfs}}} \right) \right] \right. \\ & + \sin \left[2 \cdot \arccos \left(\frac{\theta_{\text{vfs}} - 0,8 \cdot \xi_{\text{vfs}} + \gamma_{\text{vfs}}}{\rho_{\text{vfs}}} \right) \right] \\ & \left. + \left[2 \cdot \arccos \left(\frac{\theta_{\text{vfs}}}{\rho_{\text{vfs}}} \right) \right] - \sin \left[2 \cdot \arccos \left(\frac{\theta_{\text{vfs}}}{\rho_{\text{vfs}}} \right) \right] \right\} \end{aligned} \quad (2.10)$$

Im nächsten Schritt wird der bezogene innere Hebelarm ζ_{vfs} nach Gl. (2.11) definiert.

$$\zeta_{\text{vfs}} = \frac{z_{\text{vfs}}}{d_{\text{vfs}}} \quad (2.11)$$

Der hierfür erforderliche innere Hebelarm z_{vfs} wird durch die Subtraktion des Schwerpunktabstands der gesamten Druckzonenfläche vom oberen Bauteilrand x_{Ac} von der statischen Höhe d_{vfs} ermittelt (vgl. Abb. 2.8). Da die Druckzone aus einem zusammengesetzten Querschnitt der Flächen A_{c1} und A_{c2} besteht, muss der hieraus gemeinsam

resultierende Schwerpunkt zunächst bestimmt werden. Die Ermittlung von x_{Ac} kann Anhang B.2 in *Albrecht 2014* entnommen werden.

$$z_{vfs} = d_{vfs} - x_{Ac} \quad (2.12)$$

$$\zeta_{vfs} = \frac{z_{vfs}}{d_{vfs}} = \frac{d_{vfs} - x_{Ac}}{d_{vfs}} \quad (2.13)$$

Nachdem alle geometrischen Parameter hergeleitet worden sind, wird im nächsten Schritt die Bestimmung der erforderlichen Bewehrungsmenge anhand dimensionsloser Bemessungsgleichungen aufgezeigt. Hierzu wird zunächst das Gleichgewicht des horizontalen Kräftepaars der Stahlzug- und Betondruckkraft aufgestellt.

$$F_{sd} = F_{cd} \quad (2.14)$$

$$A_s \cdot \sigma_{sd} = A_c \cdot f_{cd} \quad (2.15)$$

Das aus dem Kräftepaar maximal aufnehmbare Moment M_{vfs} der Hohlkörperdecke berechnet sich aus dem Produkt der Betondruckkraft mit dem zuvor hergeleiteten inneren Hebelarm z_{vfs} .

$$M_{vfs} = F_c \cdot z_{vfs} = A_c \cdot f_{cd} \cdot z_{vfs} \quad (2.16)$$

Die dimensionslose Bemessung erfordert die Einführung der bezogenen Druckzonenfläche ω_{vfs} , die sich aus dem Quotienten der Druckzonenfläche A_c und der statischen Höhe im Quadrat d_{vfs}^2 zusammensetzt.

$$\omega_{vfs} = \frac{A_c}{d_{vfs}^2} \quad (2.17)$$

Im nächsten Schritt wird das bezogene Moment μ_{vfs} eingeführt. Durch Einsetzen der Gl. (2.16) für das maximal aufnehmbare Moment sowie Gl. (2.13) für den bezogenen inneren Hebelarm, kann die Betondruckfestigkeit eliminiert und das bezogene Moment durch dimensionslose Parameter dargestellt werden.

$$\mu_{vfs} = \frac{M_{vfs}}{d_{vfs}^3 \cdot f_{cd}} = \frac{A_c \cdot f_{cd} \cdot z_{vfs}}{d_{vfs}^3 \cdot f_{cd}} = \frac{A_c \cdot z_{vfs}}{d_{vfs}^3} = \frac{A_c \cdot \zeta_{vfs}}{d_{vfs}^2} = \omega_{vfs} \cdot \zeta_{vfs} \quad (2.18)$$

Die bezogene Druckzonenfläche nach Gl. (2.17) lässt sich durch Umstellen von Gl. (2.18) somit auch nach Gl. (2.19) ausdrücken.

$$\omega_{vfs} = \frac{\mu_{vfs}}{\zeta_{vfs}} \quad (2.19)$$

Abschließend kann die erforderliche Bewehrungsmenge A_s durch die Kombination der Gleichungen Gl. (2.15) und Gl. (2.17) nach Gl. (2.20) berechnet werden.

$$A_s = \frac{\omega_{vfs} \cdot d_{vfs}^2 \cdot f_{cd}}{\sigma_{sd}} \quad (2.20)$$

Dabei ist:

σ_{sd} Stahlspannung in Abhängigkeit der Stahldehnung ε_{s1} , nach dem jeweils verwendeten Materialgesetz

Auf Grundlage der hergeleiteten Parameter kann die Biegebemessung von Hohlkörperdecken anhand dimensionsloser Bemessungsgleichungen erfolgen. Eine vereinfachte tabellarische oder grafische Darstellung, z. B. in Form eines Bemessungsdiagramms, ist hierbei durch verschiedene, voneinander unabhängig auftretende Parameter nicht möglich. Insbesondere die Betondeckung oberhalb sowie unterhalb der Hohlkörper, die statische Höhe, die Hohlkörperhöhe und der Hohlkörperabstand sind frei wählbar und bedingen somit eine Vielzahl unterschiedlichster Kombinationsmöglichkeiten, die nicht allgemeingültig abgebildet werden können (vgl. *Albrecht 2014*). Dennoch ist eine vergleichsweise einfache Berechnung mit Hilfe elektronischer Datenverarbeitungstools möglich. Ausgehend von Gl. (2.18) sollte hierbei die Schnittgrößenberechnung auf den Achsabstand der verwendeten Hohlkörper bezogen werden. Für eine Platte mit der Einheitsbreite von 1,0 m und einem Hohlkörperachsabstand a_{vfs} ergibt sich das auf die Schwerachse der Längsbewehrung bezogene Moment $\mu_{Ed,vfs}$ nach Gl. (2.21).

$$\mu_{Ed,vfs} = \frac{m_{Ed,s} \cdot a_{vfs}}{d_{vfs}^3 \cdot f_c} \quad (2.21)$$

Das einwirkende Moment $m_{Ed,s}$ nach Gl. (2.21) setzt sich dabei aus der Momentenschnittgröße m_{Ed} sowie der auf die Stahllage bezogenen Normalkraft n_{Ed} , jeweils für eine Bauteilbreite von 1,0 m, zusammen.

$$m_{Ed,s} = m_{Ed} - n_{Ed} \cdot z_{s1,vfs} \quad (2.22)$$

Dabei ist:

$z_{s1,vfs}$ Abstand zwischen dem Schwerpunkt der Betonfläche und dem Schwerpunkt der Längsbewehrung gem. Gl. (2.23)

Die Höhenlage des Deckenschwerpunkts wird durch die Verwendung von Hohlkörpern im Querschnitt beeinflusst, sodass dies bei der Berechnung des bezogenen Moments berücksichtigt werden muss.

$$z_{s1,vfs} = d_{vfs} - x_{zs1} \quad (2.23)$$

Dabei ist:

x_{zs1} Abstand zwischen dem Schwerpunkt der Betonfläche und dem oberen Plattenrand gem. Gl. (2.24) bzw. Gl. (2.25)

$$x_{zs1} = \frac{A_{c,b} \cdot z_{c,b} - A_{vf} \cdot z_{vf}}{A_{c,b} - A_{vf}} \quad (2.24)$$

Daraus folgt:

$$x_{zs1} = \frac{a_{vfs} \cdot h_{vfs} \cdot \frac{h_{vfs}}{2} - \left(A_{vf} \cdot \left(c_{vf} + \frac{h_{vf}}{2} \right) \right)}{a_{vfs} \cdot h_{vfs} - A_{vf}} \quad (2.25)$$

Die erforderliche Bewehrungsmenge pro Meter Bauteilbreite berechnet sich schließlich nach Gl. (2.26).

$$a_s = \left(\frac{\omega_{vfs} \cdot d_{vfs}^2 \cdot f_{cd}}{a_{vfs}} + n_{sd} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sd}} \quad (2.26)$$

Dabei ist:

ω_{vfs}	bezogene Druckzonenfläche der Hohlkörperdecken gem. Gl. (2.17) und (2.19)
d_{vfs}	statische Höhe der Hohlkörperdecke
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
a_{vfs}	Achsabstand der verwendeten Hohlkörper
n_{sd}	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft pro Meter Bauteilbreite
σ_{sd}	Bemessungswert der Stahlzugfestigkeit

Ein Bemessungsbeispiel zur Anwendung der Biegebemessung für Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton nach Abschn. 5.1.2 wird in Kapitel 6 vorgestellt.

In der praxisrelevanten Bemessung von Hohlkörperdecken spielt der aufgezeigte Ansatz bisher nur eine untergeordnete Rolle. Die in Deutschland mit einer allgemein bauaufsichtlich zugelassenen Hohlkörperdeckensysteme *Beeplate 2017* sowie *Cobix Slim-Line 2018* und *Cobix Eco-Line 2015* enthalten in der jeweiligen Zulassung lediglich den Hinweis, dass die Biegebemessung nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04* unter der Voraussetzung, dass der Betonquerschnitt um den im maßgebenden Schnitt größten Hohlkörperquerschnitt reduziert wird, durchzuführen ist. Um den erhöhten Berechnungsaufwand zu umgehen wird daher zumeist ein Grenzbiegemoment festgelegt, sodass die Druckzonenhöhe auf den Bereich der Betonüberdeckung oberhalb der Hohlkörper begrenzt ist. Bei der Bemessung ist jedoch zu beachten, dass die Biegesteifigkeit einer Hohlkörperdecke gegenüber einer vergleichbaren Massivdecke geringer ist. Bei der Berechnung wird dies z. B. nach *Beeplate 2017* durch einen nach Gl. (2.27) reduzierten E-Modul berücksichtigt.

$$E_{\text{red}} = \frac{1}{1,4} \cdot E_{\text{cm}} \quad (2.27)$$

2.2.3.2 Globales und lokales Durchstanzen

Bei der Ermittlung des Durchstanzwiderstandes muss zwischen einem globalen und einem lokalen, durch einzelne Punktlasten hervorgerufenen Durchstanzen differenziert werden. Durch die Anordnung von Hohlkörpern im Deckenquerschnitt wird dieser gegenüber des Durchstanzwiderstandes eines massiven Querschnittes erheblich geschwächt.

Globales Durchstanzen

Zum Nachweis gegen globales Durchstanzen wird üblicherweise im Bereich großer zentriert eingeleiteter Lasten ein massiver Durchstanzbereich ohne Hohlkörper ausgebildet, der konventionell nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04*, Abschnitt 6.4, bemessen werden kann. Die Größe der massiven Durchstanzbereiche ist in den Regelungen von *Beeplate 2017*, *Cobiax Eco-Line 2015* sowie *Cobiax Slim-Line 2018* an verschiedene Bedingungen geknüpft. Als Grenzwertkriterium wird hierbei der Nachweis der verminderten Querkrafttragfähigkeit mit Hohlkörpern $V_{\text{Rd,c,vfs}}$ (allgemeine Bezeichnung) festgelegt, d. h. die Massivbereiche sind in einer Größe auszubilden, bis mindestens die Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecke wieder nachgewiesen werden kann (vgl. *Cobiax Eco-Line 2015*; *Cobiax Slim-Line 2018*; *Beeplate 2017*). Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass für den Fall einer Decke ohne erforderliche Querkraftbewehrung sowohl die Lasteinleitungsfläche A_{load} sowie der Bereich, der über ein Mindestmaß von der zweifachen statischen Höhe d über den kritischen Rundschnitt hinausreicht, massiv auszubilden sind. Sollte eine zusätzliche Durchstanzbewehrung erforderlich sein, muss ebenfalls nachgewiesen werden, dass der Massivbereich um das Maß von $2d$ über die äußere Bewehrungsreihe hinausreicht. Für die Bemessung gilt, dass in jedem Nachweisschnitt die einwirkende Querkraft $\beta \cdot V_{\text{Ed}}$ angesetzt werden muss.

Es gilt nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04*, Abschnitt 6.4.3:

$$v_{\text{Ed}} \leq v_{\text{Rd,max}} \quad (2.28)$$

$$v_{\text{Ed}} \leq v_{\text{Rd,c}} \quad (2.29)$$

mit:

$$v_{\text{Ed}} = \frac{\beta \cdot V_{\text{Ed}}}{u_i \cdot d} \quad (2.30)$$

Dabei ist:

$v_{\text{Rd,max}}$ maximaler Durchstanzwiderstand einer Platte je Flächeneinheit

$V_{Rd,c}$	Durchstandwiderstand je Flächeneinheit einer Platte ohne Durchstanzbewehrung
V_{Ed}	maximale einwirkende Querkraft je Flächeneinheit
d	mittlere statische Nutzhöhe der Platte, die mit $(d_y + d_z)/2$ angenommen werden darf
d_y, d_z	statische Nutzhöhe der Platte im betrachteten Schnitt in y-, bzw. z-Richtung
u_i	Umfang des betrachteten Rundschnitts
β	Beiwert zur Berücksichtigung einer nichtrotationssymmetrischen Querkraftverteilung

Für den Fall $V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$ ist in der Regel eine Durchstanzbewehrung anzuordnen und der Nachweis unter Berücksichtigung des Durchstanzwiderstandes mit Durchstanzbewehrung $V_{Rd,cs}$ zu führen.

Lokales Durchstanzen

Als lokales Durchstanzen von Hohlkörperdecken wird ein Durchstanzen einer Einzelast durch die Betondeckung im Bereich eines einzelnen Hohlkörpers bezeichnet. Maßgebend hierfür sind insbesondere Einzellasten mit kleinen Lasteinleitungsflächen, die sowohl im Bauzustand, als auch während der Nutzungszeit sowohl von unten als auch von oben auf die Deckenfläche einwirken können. In der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung der jeweiligen Hohlkörperdecken (vgl. *Cobiax Slim-Line 2018*; *Cobiax Eco-Line 2015*; *Beeplate 2017*) wird zur Vermeidung des lokalen Durchstanzens pauschal festgelegt, dass der charakteristische Wert einer Einzellast bei einer Mindestaufstandsfläche von $100 \times 100 \text{ mm}^2$ einen Wert von 10 kN nicht überschreiten darf. Zusätzlich muss der betroffene Bereich der Zugzone der Decke bewehrt sein. Diese in die Zulassung übernommene Regelung geht dabei auf experimentelle Untersuchungen von *Albrecht 2014* zurück. Untersucht wurde sowohl das Durchstanzverhalten im Bereich der Druckzone, als auch in der Zugzone, d. h. unter Einwirkung eines negativen einachsigen Biegemoments. Variiert wurde die Betondruckfestigkeitsklasse (C20/25 und C45/55), die Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper (45 mm und 75 mm), die Größe der Lasteinleitungsfläche ($5 \times 5 \text{ cm}^2$ und $10 \times 10 \text{ cm}^2$) sowie die Hohlkörperhöhe (100 mm und 180 mm). Als ungünstigste Laststellung wurde hierbei eine zentrische Belastung angenommen, da für diesen Fall die Ränder der Lasteinleitungsplatte maximal von den, die Hohlkörper umgebenden, massiven Betonstegen entfernt sind. Zur Bestätigung dieser Annahme erfolgte jeweils zusätzlich ein Versuch mit exzentrischer Lasteinleitung (vgl. Abb. 2.10, a). Im Bruchzustand konnte die Ausbildung eines Durchstanzkegels beobachtet werden, dessen Mantellinie ausgehend von den Rändern der Lasteinleitungsplatte tangential zum Hohlkörper hin verläuft (vgl. Abb. 2.9).

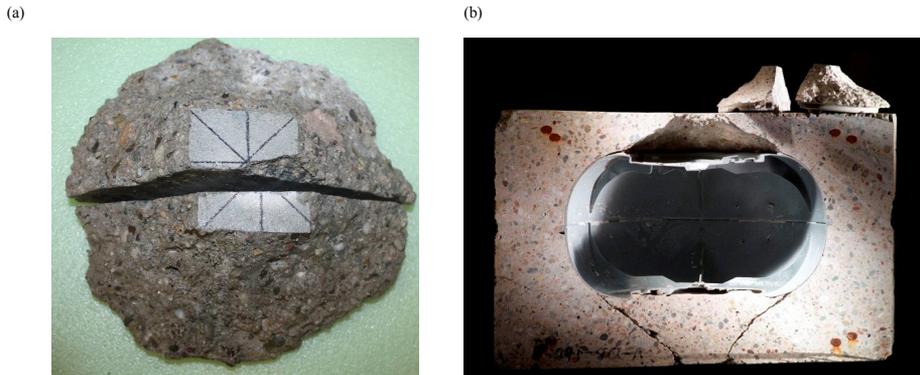


Abb. 2.9: Lokales Durchstanzen im Bereich eines Hohlkörpers: Durchstanzkegel (a) und Darstellung im Schnitt (b) (Albrecht 2014)

Für die Versuche mit einachsigem Biegemoment wurde eine zangenartige Konstruktion (vgl. Abb. 2.10, b) entwickelt. Zum Aufbringen des Biegemoments wurde dabei das untere Ende dieser Konstruktion entsprechend der angestrebten Zugspannungen in der Biegebewehrung mit einer Kraft F_H mittels hydraulischer Pressen zusammenge-drückt.

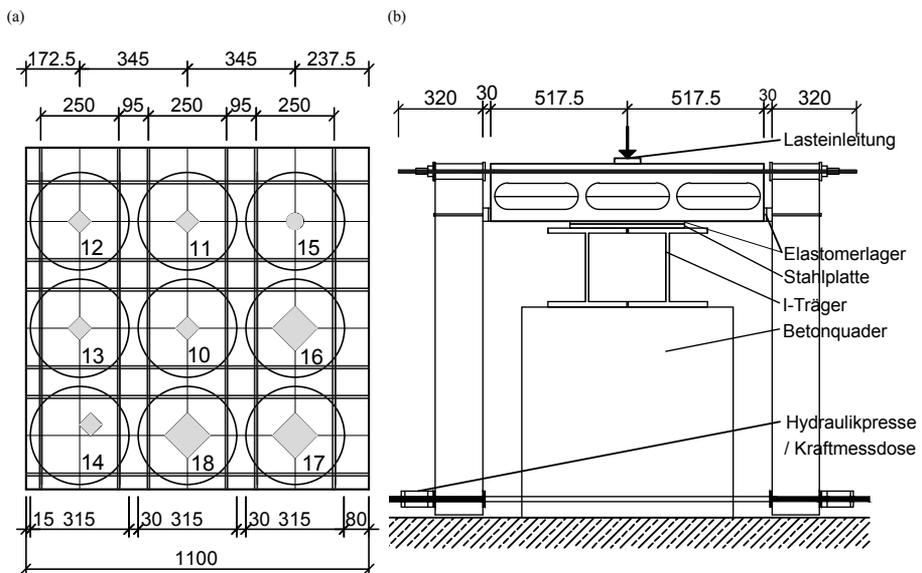


Abb. 2.10: Anordnung der Hohlkörper und Kraffteinleitung (a) und zangenartige Konstruktion zum Aufbringen von Biegemomenten (b) (Albrecht 2014)

Auf diese Versuche aufbauend wurde in Albrecht 2014 ein Bemessungsmodell entwickelt, das im Wesentlichen auf der mittleren Betonzugfestigkeit f_{ctm} , der Mantelfläche

A_l sowie auf dem Neigungswinkel der Mantelfläche gegenüber der Horizontalen β_r beruht (vgl. Abb. 2.11, a). Dem Bemessungsmodell liegt ein Stabwerk im Bereich der Mantelfläche gemäß Abb. 2.11 (b) zugrunde.

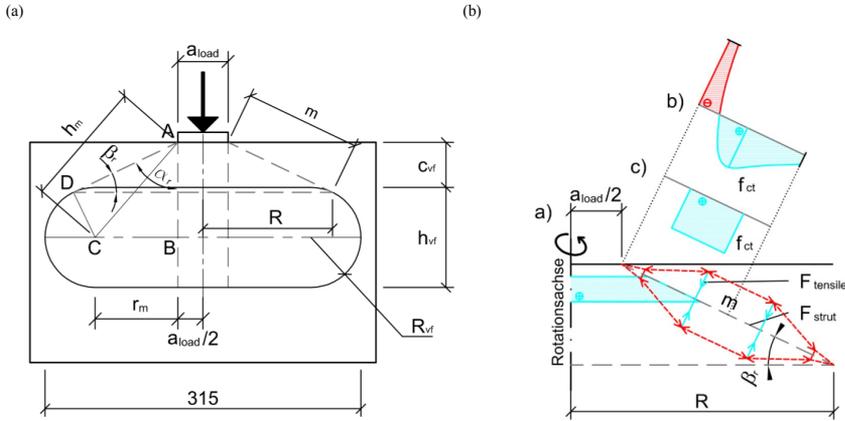


Abb. 2.11: Parameter zur Berechnung der lokalen Durchstantragfähigkeit (a) und zugrundeliegendes Stabwerkmodell in der Achse der Mantelfläche (b) (Albrecht 2014)

Die Berechnung der Widerstandswerte erfolgt dabei zum einen für einen Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper im Bereich der Druckzone auf der sicheren Seite liegend ohne Ansatz von Drucknormalspannungen $F_{Rd,l,comp}$ und zum anderen für einen Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper im Bereich der Zugzone $F_{Rd,l,ten}$:

$$F_{Rd,l,comp} = f_{5\%,l} \cdot \frac{\alpha_{A,l}}{\alpha_{tensile/strut}} \cdot A_{l,d} \cdot f_{ctd,pl} \cdot \sin(\beta_r) \cdot \alpha_{bending} \quad (2.31)$$

$$F_{Rd,l,ten} = 0,7 \cdot F_{Rd,l,comp} \quad (2.32)$$

Dabei ist:

$$f_{5\%,l} = 0,77$$

Vorfaktor aus der statistischen Auswertung in Albrecht 2014

$$\alpha_{A,l} = 0,25$$

$$\alpha_{tensile/strut} = 0,216$$

$$f_{ctd,pl} = f_{ctd,pl} = \alpha_{ctd,pl} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}$$

$$\text{mit } \alpha_{ctd,pl} = 0,7$$

$$f_{ctk;0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\beta_r \text{ Neigung der Mantelfläche}$$

2 Stand der Forschung

$$\alpha_{\text{bending}} \quad \alpha_{\text{bending}} = 0,764 \cdot \beta \text{ [rad]} + 0,4$$

Der Bemessungswert der Mantelfläche $A_{l,d}$ berechnet sich nach Gl. (2.33) mit $c_{vf} = c_{vf,soll} - \Delta c_{vf}$, wobei $\Delta c_{vf} = 5 \text{ mm}$ ist.

$$A_{l,d} = \left(R + \frac{a_{\text{load}}}{2} \right) \cdot \pi \cdot m \quad (2.33)$$

Dabei ist:

- R unterer Radius des Durchstanzkegels nach Gl. (2.35)
- a_{load} Lasteinleitungsbreite
- m Länge der Mantellinie des Durchstanzkegels nach Gl. (2.36)

Für runde Lasteinleitungsflächen wird in *Albrecht 2014* empfohlen, für die Lasteinleitungsfläche das größtmögliche Quadrat innerhalb des Durchmessers d der Lasteinleitungsfläche anzusetzen. Die Kantenlänge a_{load} für runde Lasteinleitungsflächen berechnet sich nach Gl. (2.34).

$$a_{\text{load}} = \sqrt{\frac{d^2}{2}} \quad (2.34)$$

$$R = \frac{a_{\text{load}}}{2} + m \cdot \cos \beta_r \quad (2.35)$$

$$m = \sqrt{h_m^2 - R_{vf}^2} \quad (2.36)$$

Dabei ist:

- β_r Neigung des Durchstanzkegels zur Horizontalen nach Gl. (2.39)
- h_m Hilfsgröße zwischen den Punkten A und C aus Abb. 2.11, nach Gl. (2.37)
- R_{vf} Radius der seitlichen Abrundung der Hohlkörper

$$h_m = \sqrt{r_m^2 + (R_{vf} + c_{vf})^2} \quad (2.37)$$

Dabei ist:

- r_m Hilfsgröße zwischen den Punkten B und C aus Abb. 2.11, nach Gl. (2.38)
- c_{vf} Betondeckung der Hohlkörper bzw. Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper, mit $c_{vf} = c_{vf, \text{soll}} - \Delta c_{vf}$, wobei $\Delta c_{vf} = 5 \text{ mm}$ ist

$$r_m = \frac{315}{2} - R_{vf} - \frac{a_{\text{load}}}{2} \quad (2.38)$$

$$\beta_r = \frac{\pi}{2} - \alpha_r \quad (2.39)$$

Dabei ist:

- α_r Neigung des Durchstanzkegels zur Vertikalen nach Gl. (2.40)

$$\alpha_r = \arctan\left(\frac{R_{vf}}{m}\right) + \arctan\left(\frac{r_m}{c_{vf} + R_{vf}}\right) \quad (2.40)$$

Für die Praxis wird in *Albrecht 2014* eine maximale Einzellast in der Druckzone von $F_{Rd, I, \text{comp}} \leq 50 \text{ kN}$ empfohlen, was in den Zulassungen noch einmal auf 10 kN reduziert wurde (vgl. *Cobiax Slim-Line 2018*; *Cobiax Eco-Line 2015*; *Beeplate 2017*).

2.2.3.3 Querkrafttragfähigkeit

Durch die Verwendung von Hohlkörpern wird die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken entscheidend beeinflusst. Die praxisgerechte Berechnung in Anlehnung an *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*, Abschnitt 6.2 erfolgt durch Einführung eines hohlkörperspezifischen Abminderungsfaktors f_{vf} . Dieser wurde durch umfangreiche Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten der Hohlkörperdeckensysteme für unterschiedliche Hohlkörperhöhen experimentell ermittelt und ist in der jeweiligen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung festgeschrieben (vgl. *Cobiax Eco-Line 2015*; *Cobiax Slim-Line 2018*). Die Bemessung der Querkrafttragfähigkeit erfolgt nach der um den Faktor f_{vf} ergänzten Gleichung 6.2a aus *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*.

$$V_{Rd, c, vfs} = f_{vf} \cdot C_{Rd, c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad (2.41)$$

Entgegen der vorgenannten praxisgerechten Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken wurden auf wissenschaftlicher Grundlage weitere Berechnungsansätze erarbeitet, die insbesondere auf mechanisch begründeten Traganteilen

füßen. Aufgrund der komplexen Zusammenhänge zur Abbildung des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbauteilen, die für jeden Anwendungsfall (Art des Betons, Verwendung von Hohlkörpern, etc.) individuell betrachtet werden müssen, wird das Thema der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung in dem nachfolgenden Abschn. 2.3 gesondert behandelt.

2.3 Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung

2.3.1 Allgemeines

Der Bemessung der Querkrafttragfähigkeit im Stahl- und Spannbetonbau obliegt eine besondere Bedeutung, da das Bauteilversagen im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei maßgebender Querkraft als spröde und ohne Vorankündigung eingestuft werden kann. Die auftretenden Momente und Querkräfte beeinflussen sich gegenseitig, sodass eine Verknüpfung der Schubtragfähigkeit mit der Biegetragfähigkeit zu einem komplexen Tragverhalten führt. Dieser von mehreren Faktoren abhängige Zusammenhang wurde in der Literatur insbesondere durch *Kani 1966* aufbereitet und dargestellt. Das sog. Schubtal nach Kani veranschaulicht das über die Ebene zwischen Längsbehebungsgrad ρ und Schubschlankheit a/d aufgespannte Bruchmoment gegenüber dem berechneten Bruchmoment $M_{u,exp} / \text{cal } M_{u,fl}$ die Biegetragfähigkeit bzw. das vorzeitige Versagen auf Schub innerhalb dieses Schubtals (vgl. Abb. 2.12). Als Schubschlankheit wird dabei das Verhältnis von dem Abstand zwischen Lasteinleitung und Auflager a sowie der statischen Höhe d definiert (vgl. Abb. 2.13). Ziel der Bemessung muss daher sein, die Querkrafttragfähigkeit auf ein Maß zu erhöhen, sodass ein vorzeitiges Schubversagen vor Erreichen der rechnerischen Biegetragfähigkeit $\text{cal } M_{u,fl}$ ausgeschlossen wird (vgl. *Kani 1966*).

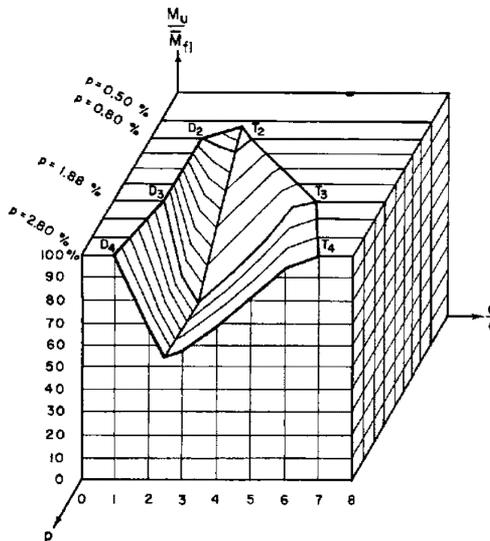


Abb. 2.12: Schubtal nach *Kani* (*Kani 1966*)

Trotz umfassender Untersuchungen über viele Jahre hinweg war es bisher nicht möglich, ein geeignetes mechanisches Modell zur realistischen Abbildung des Querkrafttragverhaltens von Bauteilen aus Stahl- und Spannbeton ohne Querkraftbewehrung zu etablieren. In den nachfolgenden Abschnitten wird daher ein Überblick über unterschiedliche Ansätze für unterschiedliche Konstellationen von Material und Querschnitt aufgezeigt.

2.3.2 Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen aus normalfestem Stahlbeton

2.3.2.1 Allgemeines

Der technischen Biegelehre liegt die sog. *Bernoulli*-Hypothese zugrunde. Diese besagt, dass bei einer Belastung und somit Verformung eines Balkens die Querschnitte eben bleiben und weiterhin senkrecht zu der gekrümmten Balkenachse stehen. Die Voraussetzung ist ein linear-elastisches Materialverhalten. Darauf aufbauend kann der Spannungsverlauf im Bauteil mittels Hauptspannungen beschrieben werden. Da diese Hauptspannungen gegenüber der Bauteilachse geneigt sind, können sie in ein geeignetes lokales Koordinatensystem parallel zur Längsachse (x-Richtung) und senkrecht zur Bauteillängsachse (y-Richtung) transformiert werden. Dies erfordert die Einführung einer Hilfsgröße – der Schubspannung $\tau_{xz} = \tau_{zx}$.

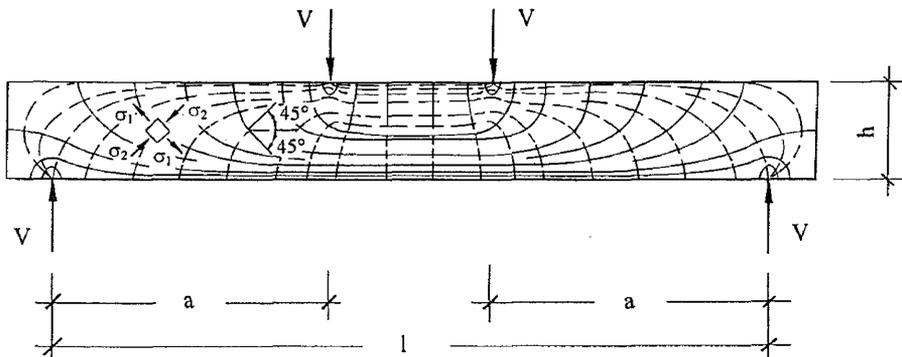


Abb. 2.13: Verlauf der Hauptzugspannungen, dargestellt an einem Balken (Zink 1999)

Über den Ansatz der Momentenänderung $V_z = dM_y / dx$ gilt für einen Balken nach Abb. 2.14 der nachfolgend dargestellte Zusammenhang:

$$\sigma_x = \frac{M_y}{I_y} \cdot z \quad (2.42)$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_x(x + dx) &= \frac{M_y + dM_y}{I_y} \cdot z \\
 &= \frac{M_y}{I_y} \cdot z + \frac{dM_y}{I_y} \cdot z \\
 &= \frac{M_y}{I_y} \cdot z + \frac{V_z \cdot dx}{I_y} \cdot z
 \end{aligned}
 \tag{2.43}$$

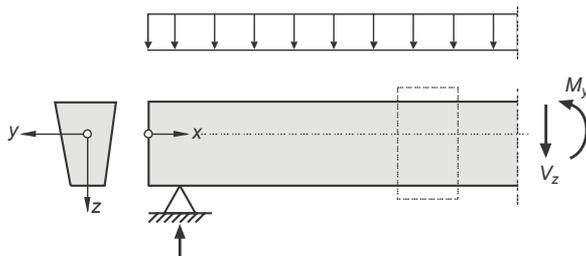


Abb. 2.14: Balken mit ungerissem Querschnitt (Zilch 2010)

Wird nun die Spannungsänderung nach Gl. (2.43), beginnend von der Randfaser, an der für die Schubspannung aufgrund des freien Randes gilt $\tau_{xz} = 0$ integriert, erhält man die sog. Dübelformel nach Gl. (2.44).

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = \frac{V_z \cdot S_y}{I_y \cdot b}
 \tag{2.44}$$

mit:

S_y	statisches Moment
I_y	Flächenträgheitsmoment
b	Breite des betrachteten Querschnitts

Die berechneten Schubspannungen sind dabei direkt von der Orientierung des lokalen Koordinatensystems im Querschnitt abhängig. Die tatsächlich im Bauteil auftretenden Spannungen unterliegen dagegen einem vorgegebenen, durch Einwirkungen und Lagerungsbedingungen gesteuertem, Verlauf. Es treten ausschließlich Druck- und Zugspannungen, die sogenannten Hauptspannungen σ_1 und σ_2 (es gilt $\sigma_1 \geq \sigma_2$), auf (vgl. Zilch 2010). Die allgemeine Berechnung für den ebenen Spannungszustand erfolgt gem. Gl. (2.45). Der Winkel α' gibt den Winkel zwischen den Hauptspannungsrichtungen und dem lokalen x-z-Koordinatensystem an (vgl. Zilch 2010).

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad (2.45)$$

$$\alpha' = \frac{1}{2} \arctan\left(\frac{2\tau_{xz}}{\sigma_x - \sigma_z}\right) \quad (2.46)$$

Vereinfacht kann außerhalb von Diskontinuitäts-Bereichen die Spannung σ_z zu Null angenommen werden, sodass sich Gl. (2.45) weiter vereinfachen lässt.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_{xz}^2} \quad (2.47)$$

Zur Veranschaulichung der Spannungszustände bei ungerissenen (Zustand I) und gerissenen (Zustand II) Rechteckquerschnitten, sind die Ansätze von *Zink 1999* in Abb. 2.15 dargestellt. Die maximale Schubspannung im ungerissenen Querschnitt nach Gl. (2.48) tritt dabei in der Schwerachse des Querschnitts auf und reduziert sich zu dem oberen und unteren Rand hin auf den Wert Null (vgl. Abb. 2.15, oben).

$$\max \tau_{xz} = \frac{1}{4} \cdot \frac{d\sigma_c \cdot b \cdot h}{b \cdot dx} = \frac{6}{4} \cdot \frac{dM}{dx} \cdot \frac{1}{b \cdot h} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_z}{b \cdot h} \quad (2.48)$$

Wird im Zustand II ebenfalls zugrunde gelegt, dass trotz auftretender Biegerisse bei einwirkender Querkraft der Querschnitt eben bleibt, so erhält man eine Schubspannungsverteilung, die im Bereich der Druckzone von Null zu $\max \tau_{xz}$ nach Gl. (2.49) ansteigt und über den Bereich der Zugzone konstant verläuft (vgl. Abb. 2.15, unten).

$$\max \tau_{xz} = \frac{dF_{s,x}}{b \cdot dx} = \frac{dM}{bz \cdot dx} = \frac{V_z}{b \cdot z} \quad (2.49)$$

Hier konzentriert sich die Dehnsteifigkeit der gesamten Zugzone auf den Bereich der Bewehrung (vgl. *Zink 1999*).

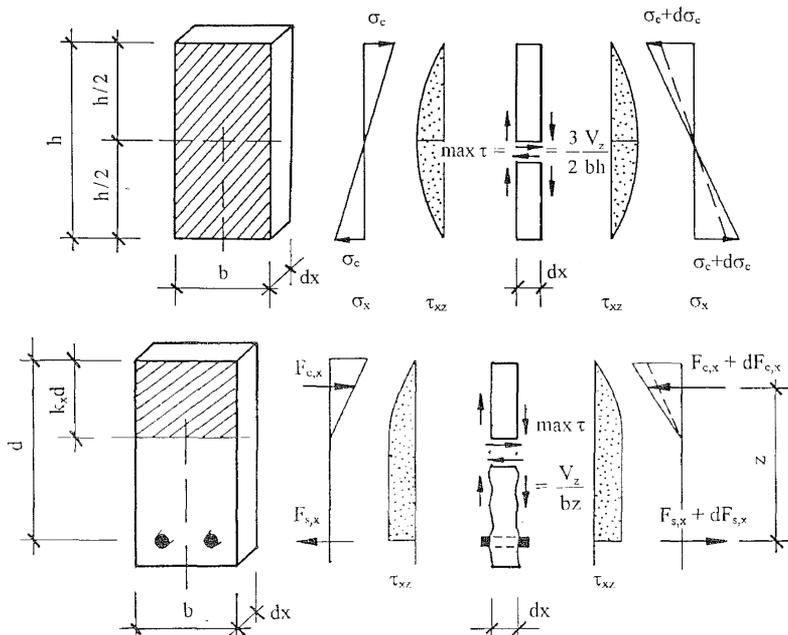


Abb. 2.15: Spannungsverteilung im ungerissenen (Zustand I, oben) und im gerissenen Rechteckquerschnitt (Zustand II, unten) (Zink 1999)

Durch das Aufreißen des Querschnitts entsteht ein Spannungszustand, der nicht mehr durch einfache Spannungsbetrachtungen erfasst werden kann. Die noch anfangs den Druckspannungstrajektorien im ungerissenen Zustand folgenden Rissverläufe ändern sich mit steigender Belastung, abhängig von dem statischen System, der Belastung sowie der Bauteilgeometrie. Je nach Versagensart werden drei wesentliche Querkrafttraganteile (vgl. Abschn. 2.3.2.2) aktiviert. Dies führt zu Unterschieden für den Lastabtrag, weshalb die verschiedenen Querkraftversagensarten, abgegrenzt durch die zum Versagen führende Kinematik und die charakteristische Rissbildung, im Folgenden kurz dargestellt werden (vgl. Zink 1999).

Biegeschubbruch

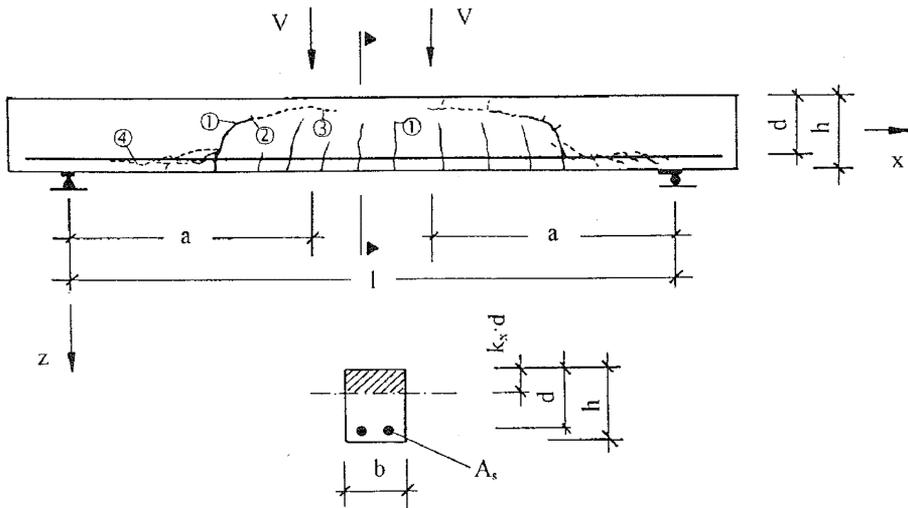


Abb. 2.16: Biegeschubbruch (Zink 1999)

Die Bezeichnung des Biegeschubbruchs charakterisiert sich durch die Entstehung des Bruchzustands aus dem zum Versagen führenden Riss. Der sog. Biegeschubriss entwickelt sich dabei aus einem Biegeriss. Voraussetzung für das Eintreten des Biegeschubversagens sind schlanke Balken mit einer Schubslankheit $a/d \geq 3$ und einem rechteckigen Querschnitt oder einem Querschnitt mit einer schwach profilierten Zugzone (vgl. Zink 1999). Die Kinematik eines Biegeschubversagens beginnt mit der Überschreitung der Betonzugfestigkeit im Bereich der Zugzone und dem Auftreten von Biegerissen ①. Diese weiten sich bei steigender Belastung in Richtung der Lasteinleitung aus, wobei sie dem Verlauf der Druckspannungstrajektorien im Zustand I folgen. Die Rissneigung gegenüber der Stablängsachse bestimmt sich durch das Verhältnis von Querkraft zu Rissmoment V/M_{cr} , nimmt in der Regel jedoch einen Wert von etwa 70° an (vgl. Abb. 2.16 in Verbindung mit Abb. 2.13). Wird die Belastung weiter gesteigert, ist bei den äußeren Rissen eine Rotation der Risspitze in Richtung der Lasteinleitung zu beobachten ②. Hierbei stellt sich kurz vor dem Versagen eine Neigung gegenüber der Stabachse um ca. 45° ein. Zusätzlich werden durch die gegenseitige Verschiebung der Rissflanken zueinander vertikale Kräfte im Bereich der Längsbewehrung aktiviert. Wird auch hier die Betonzugspannung überschritten, bildet sich ein sog. Dübelriss ④ auf Höhe der Längsbewehrung, der sich in Richtung des Auflagers ausweitet. Das Fortschreiten des Biegeschubrisses ③ als auch des Dübelrisses ④ ist ab diesem Zeitpunkt durch ein instabiles Risswachstum gekennzeichnet (vgl. Zink 1999). Die Querkrafttragfähigkeit des Trägers ist damit vollständig ausgeschöpft.

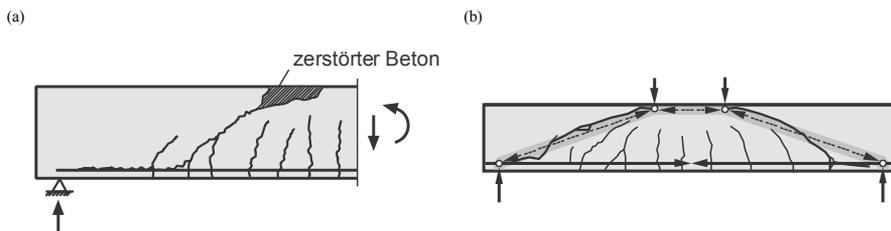


Abb. 2.17: Plötzliches Versagen mit Biegeschubrissbildung und Durchtrennung / Zerstörung der Betondruckzone (a) und Ausbildung eines Sprengwerks mit Zugband (b) (Zilch 2010)

Bei einer weiteren Laststeigerung ist das Verhalten des Balkens abhängig von dem geometrischen Längsbewehrungsgrad ρ . Bei geringen Längsbewehrungsgraden führt das instabile Risswachstum zu einem sofortigen Versagen, da der maßgebende Biegeschubriss zumeist die gesamte Betondruckzone im Anschnitt der Lasteinleitung durchtrennt oder der isolierte obere Bereich der Betondruckzone nach oben hin ausknickt (vgl. Abb. 2.17, a). Ein hoher Längsbewehrungsgrad in Verbindung mit einer gedrungeneren Bauteilgeometrie führt dagegen zu einer Systemumlagerung in ein Sprengwerk (vgl. Zilch 2010). Hierbei wird die Betondruckzone nicht durch den Biegeschubriss durchtrennt. Die Rissbildung verläuft aufgrund der größeren Betondruckzone, die etwa 30 - 50 % der Druckzonenhöhe im Zustand I beträgt, langsamer ab (vgl. Zink 1999). Unterhalb der Lasteinleitungspunkte bilden sich Betongelenke aus, sodass das Sprengwerk nur bei annähernd symmetrischer Belastung stabil bleiben kann. Die beidseitig verlaufenden Biegeschubriss verbinden sich zudem miteinander, sodass die Betondruckzone vollständig abgetrennt wird (vgl. Abb. 2.17, b). Erhebliche Laststeigerungen gegenüber der maßgebenden Biegeschubrisslast sind zwar möglich, können allerdings nicht als Bemessungsgrundlage dienen. Nach Zink 1999 ist die durch das Sprengwerk erzielte Tragfähigkeit nicht als Querschnitttragfähigkeit, sondern eher als globale Systemtragfähigkeit zu verstehen.

Unter dem Begriff des Biegeschubruchs sind somit zwei unterschiedliche Versagensarten, die je nach Längsbewehrungsgrad spröde und ohne Vorankündigung (geringer Längsbewehrungsgrad) oder einhergehend mit einer Laststeigerung und Umlagerung in ein Sprengwerk bei ebenfalls sprödem Versagen (hoher Längsbewehrungsgrad) verlaufen, zusammengefasst.

Schubzugbruch

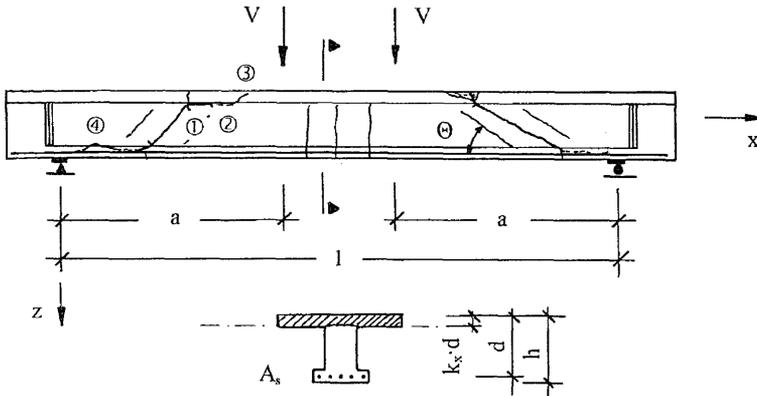


Abb. 2.18: Schubzugbruch bzw. Stegzugversagen (Zink 1999)

Das Versagensbild des Schubzugbruchs (vgl. Zink 1999) oder auch Stegzugbruchs (vgl. Zilch 2010) kann hauptsächlich bei profilierten Balken mit einem schlank ausgeführten Steg und vergleichsweise stark ausgeprägten Zug- und Druckgurten ohne Querkraftbewehrung auftreten. Hierbei überschreiten die Hauptzugspannungen im Steg bereits die Betonzugfestigkeit, während im Zuggurt noch kein Riss entstanden ist (vgl. Abb. 2.18). Diese auftretenden Schubzugrisse ① entstehen somit nicht aus Biegerissen, führen aber zu einem ähnlich spröden Versagen wie bei einem Biegeschubbruch durch Aufspaltung von Zug- und Druckgurt und anschließender Durchtrennung der Betondruckzone ③ (vgl. Zilch 2010). Für nicht vorgespannte Biegeträger beträgt die Rissneigung gegenüber der Stablängsachse etwa 40° bis 45° . Bei Trägern mit breiten Flanschen wird der Druckgurt nicht durchtrennt, sondern zunächst parallel zum Steg abgetrennt. Es folgt eine plattenartige Umlagerung ähnlich eines Durchstanzproblems, bis der Druckgurt schließlich durch eine lokale Biegebeanspruchung versagt. Gegenüber dem Biegeschubbruch lässt sich die maßgebende Risslast relativ einfach durch die Hauptzugspannungen im Steg im Zustand I bestimmen. Diese ist erreicht, wenn die schiefe Hauptzugspannung σ_1 die Betonzugfestigkeit überschreitet (vgl. Zink 1999).

Scherbruch

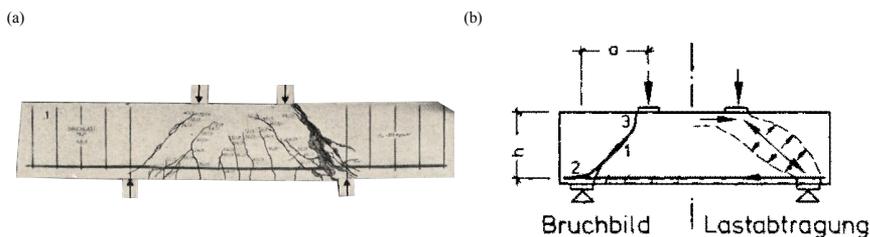


Abb. 2.19: Scherbruch an gedrunenem Balken (a) (Leonhardt u. Walther 1962) sowie Darstellung des Bruchbilds und der Lastabtragung (b) (Kordina u. Blume 1985)

Der Scherbruch tritt bei Bauteilen mit sehr geringer Schubslankheit $a/d \leq 1,5$ auf, da sich hier die Betondruckstrebe direkt in das Auflager abstützen kann. Es entstehen hohe Zugspannungen entlang dieser Verbindungslinie, die letztendlich zu einem Schubriss führen (vgl. Abb. 2.19). Hierdurch werden deutlich höhere Bruchlasten erreicht (vgl. Leonhardt u. Walther 1962), die durch ein Verankerungsversagen der Längsbewehrung oder durch das Abscheren der Betondruckzone im Bereich der Lasteinleitung explosionsartig zum Bruch führen (vgl. Kordina u. Blume 1985).

Verankerungsbruch

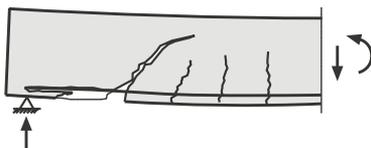


Abb. 2.20: Verankerungsbruch (Zilch 2010)

Das Verankerungsversagen tritt bei nicht ausreichender oder fehlerhafter Verankerung der Biegezugbewehrung auf. Ein fortschreitender Biegeschubriss mit Dübelriss entlang der Biegezugbewehrung führt zu einem vorzeitigen Versagen durch Herausziehen der Längsbewehrung aus dem Verankerungsbereich oder das Absprengen der unteren Betondeckung und damit dem vollständigen Verlust des Betonverbunds. Die eigentlich vorhandene Querkrafttragfähigkeit des Balkens kann nicht erreicht werden (vgl. Zilch 2010).

2.3.2.2 Traganteile

Für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbalkens ohne Querkraftbewehrung existiert eine Vielzahl an mechanisch und empirisch begründeten Modellen (vgl. Abschn. 2.3.2.3), die sich im Wesentlichen auf drei Haupttraganteile stützen (vgl. Abb. 2.21, a).

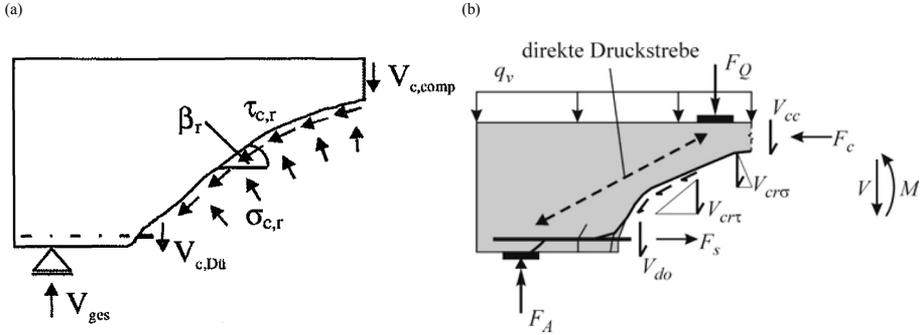


Abb. 2.21: Traganteile der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach Görtz 2004 (a) sowie nach Latte 2010 (b)

$V_{cc} = V_{c,comp}$	Traganteil der ungerissenen Betondruckzone
$V_{c,r}$	Traganteil der Rissuferverzahnung
$V_{c,do} = V_d$	Traganteil aus der Dübelwirkung der Längsbewehrung

Diese Traganteile überlagern und beeinflussen sich gegenseitig, weshalb bisher noch kein rein mechanisch begründetes Berechnungsmodell etabliert ist. In einem erweiterten Modell nach Görtz 2004 werden die drei genannten Traganteile um weitere Einflussfaktoren wie die Zugtragfähigkeit im Bereich der Risspitze, der sog. Bruchprozesszone, sowie um im Querschnitt auftretende Normalkräfte erweitert (vgl. Abb. 2.21, b). Basierend auf Görtz 2004 setzt sich die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung V_c gemäß Gl. (2.50) zusammen.

$$V_c = V_{c,comp} + V_{c,r} + V_{c,do} \quad (2.50)$$

Der Traganteil der Rissuferverzahnung berechnet sich gem. Walraven 1980 nach Gl. (2.51) aus der maximal im Riss übertragbaren Schubspannung $\tau_{c,r}$. Auf diese wird im weiteren Verlauf gesondert eingegangen.

$$V_{c,r} = \int_r (\tau_{c,r} \cdot \sin \beta_r - \sigma_{c,r} \cdot \cos \beta_r) dr \quad (2.51)$$

Im Nachfolgenden werden die einzelnen Traganteile sowie deren Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit zusammenfassend vorgestellt. Umfassendere Informationen

können z. B. *Albrecht 2014* sowie *Zink 1999*, *Görtz 2004*, *Latte 2010*, *Baumann u. Rüsck 1970* und *Keller 2007* entnommen werden.

Traganteil der ungerissenen Biegedruckzone

Die Schubtragfähigkeit der ungerissenen Biegedruckzone stellt in vielen Modellen zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung den wesentlichen Anteil an der Gesamtquerkrafttragfähigkeit dar (z. B. *Zink 1999*; *Görtz 2004*; *Latte 2010*). Die in diesem Bereich auftretenden Hauptzugspannungen werden von den Hauptdruckspannungen überdrückt, sodass die Betonzugtragfähigkeit selbst im Zustand II nicht erreicht werden kann. *Zink 1999* stellte weiterhin fest, dass aufgrund dieser Tatsache die Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Druckzone durch Drucknormalkräfte infolge der Vergrößerung der Betondruckzone weiter gesteigert werden kann. Der wesentliche Anteil der Querkraft V berechnet sich dabei aus der lokalen Änderung des Biegemoments dM / dx und basiert auf dem Gleichgewicht zwischen Betondruckkraft F_c und der durch den Bewehrungsstahl aufnehmbaren Zugkraft F_s .

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{d(F_z \cdot z)}{dx} = \frac{d(F_c \cdot z)}{dx} = \frac{dF_c}{dx} \cdot z(x) + F_c(x) \cdot \frac{dz}{dx} \tag{2.52}$$

Nach Gl. (2.52) setzt sich die Querkraft dabei aus zwei Komponenten zusammen. Die erste Querkraftkomponente entsteht aus der Änderung der Gurtkräfte F_c über das Inkrement dx , was eine Schubspannung im Steg zwischen den betrachteten Gurten zur Folge hat. Die zweite Komponente beschreibt die Neigung der Gurtkräfte zueinander, die durch eine Änderung des inneren Hebelarms z hervorgerufen wird. Diese Komponente entfällt nach *Latte 2010* allerdings, wenn – wie bei den meisten Modellen zur Beschreibung des Tragverhaltens von Stahlbetonbauteilen vorausgesetzt – der innere Hebelarm z entlang der Bauteilachse als konstant angenommen wird.

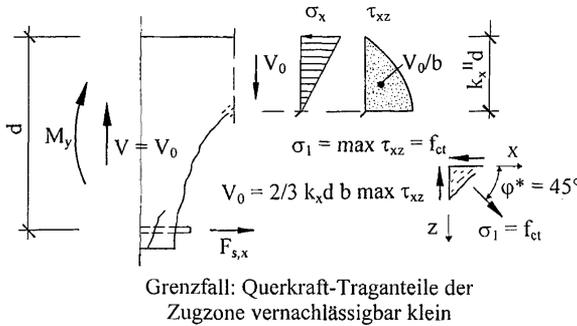


Abb. 2.22: Spannungsverteilung in der Biegedruckzone (*Zink 1999*)

Zink 1999 berechnet in seinem Modell für unverbügelte Querschnitte den Traganteil der ungerissenen Betondruckzone durch die Integration der Schubspannungen in der Biegedruckzone (vgl. Abb. 2.22). Die Schubtragfähigkeit V_0 stellt dabei einen Grundwert dar und kann nach Gl. (2.53) berechnet werden. Die tatsächlich durch *Zink 1999* definierte Schubbrisslast V_{sr} kann durch Einflüsse der Dübeltragfähigkeit der Längsbewehrung sowie der Traganteile durch Rissuferverzahnung höher liegen.

$$V_0 = \int_0^{k_x d} \int_0^{b_w} \tau_{xz}(z) dy dz = \frac{2}{3} b_w \cdot k_x \cdot d \cdot f_{ct} \quad (2.53)$$

Dabei ist:

- k_x Druckzonenhöhe zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit, bezogen auf die statische Höhe d , nach Gl. (2.54)
- f_{ct} Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit gem. Gl. (2.55) nach *Remmel 1994*
 $f_{ct} = f_{ctm}$

$$k_x = \frac{2}{1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho n}}} = \sqrt{\rho^2 n^2 + 2\rho n} - \rho n \quad (2.54)$$

Dabei ist:

- ρ geometrischer Längsbewehrungsgrad
 $\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$
- n Verhältnis der E-Moduln
 $n = \frac{E_s}{E_c}$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \quad (2.55)$$

Dabei ist:

- f_{cm} mittlere Zylinderdruckfestigkeit in [N/mm²]

Wird der Grundwert der Schubtragfähigkeit V_0 auf die Stegfläche $b_w \cdot d$ bezogen, so erhält man die nominelle Schubspannung τ_0 nach Gl. (2.56).

$$\tau_0 = \frac{V_0}{b_w \cdot d} = \frac{3}{2} \cdot k_x \cdot f_{ctm} \quad (2.56)$$

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Tragfähigkeit der Betondruckzone von der Neigung und der Höhe der mittleren Druckspannung abhängig ist. Dieser Umstand wird in einigen Modellen mit dem Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Gesamttragfähigkeit verknüpft (vgl. *Latte 2010*). Weiterhin wurde bereits in Untersuchungen von *Baumann u. Rüsck 1970* festgestellt, dass die Dübelwirkung der Längsbewehrung einen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Betondruckzone ausübt. Der Einfluss des Dübels kommt hierbei dem Effekt eines Querkraftbügels gleich.

Bei ansteigender Dübelwirkung können die Risse zwischen den geneigten Druckstreben weiter in die Betondruckzone wachsen und diese zunehmend einschnüren. Gleichzeitig ist die Fläche der Biegezugbewehrung nach Gl. (2.54) die maßgebende Einflussgröße zur Steuerung der Druckzonenhöhe.

Schubtragfähigkeit durch Rissuferverzahnung und -verschiebung

Voraussetzung für das Inkrafttreten der Rissuferverzahnung ist das Überschreiten der Zugfestigkeit des Zementsteins oder der Zuschlagsstoffe in Verbindung mit einer gegenseitigen Parallelverschiebung der benachbarten Rissufer. Einflussgrößen für die Tragfähigkeit der Rissuferverzahnung sind insbesondere die Rissöffnung, ggf. den Riss kreuzende Bewehrung sowie die maßgeblich von der Betondruckfestigkeit abhängige Beschaffenheit der Rissoberfläche (vgl. Keller 2007). Ausschlaggebend für die Beschaffenheit der Rissoberfläche ist, ob der Riss in der Kontaktzone zwischen Zementsteinmatrix und Zuschlagskorn oder durch die Zuschläge hindurch verläuft (vgl. Abb. 2.23, a). Das entscheidende Kriterium hierfür ist der mit steigender Betondruckfestigkeit größer werdende Haftzugverbund zwischen Zementmatrix und Gesteinskörnung, der ab einer Betondruckfestigkeit von ca. 50 N/mm² den Wert der Zugfestigkeit der Gesteinskörnung übersteigt, sodass der Riss durch die Zuschläge hindurch verläuft (vgl. Keller 2007).

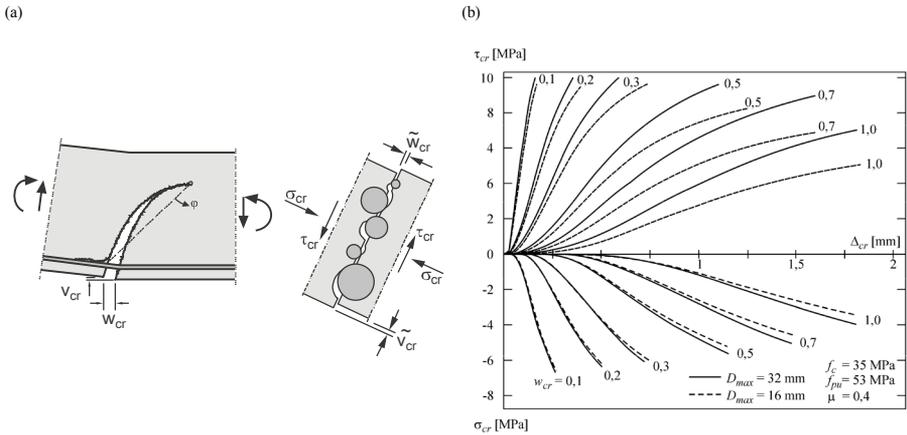


Abb. 2.23: Kinematik des Biegeschubrisses mit Rissuferverzahnung (a) (Zilch 2010) und Spannungsbeziehungen im Riss nach Walraven 1980 (b) (aus Latte 2010)

Zur Berechnung des Risswiderstands entwickelte Walraven 1980 ein Modell, welches auf den Einflüssen der Rissöffnung w (w_{cr}), der Rissgleitung v (Δ_{cr}), der Riss Schubspannung τ_{cr} sowie der Rissnormalspannung σ_{cr} beruht. Ausschlaggebend ist die diskrete Ausbildung der Rissufer und eine direkte Verzahnung der unterschiedlich großen Zuschlagskörner (*aggregate interlock*). Da jedoch auch eine Kraftübertragung bei Leichtbetonen und (ultra-) hochfesten Betonen feststellbar ist, stellt der Begriff der Rissreibung den lastabtragenden Prozess besser dar und wird daher im weiteren Verlauf dieser Arbeit verwendet. (vgl. König 2000).

Die von *Walraven 1980* postulierten Zusammenhänge (vgl. Abb. 2.23) lassen sich nach den Gleichungen Gl. (2.57) sowie Gl. (2.58) wiedergeben.

$$\sigma_{cr} = \sigma_{cr}(w_{cr}, \Delta_{cr}) = f_{pu}(\mu \cdot A_n - A_t) \quad (2.57)$$

$$\tau_{cr} = \tau_{cr}(w_{cr}, \Delta_{cr}) = f_{pu}(A_n - \mu \cdot A_t) \quad (2.58)$$

Dabei ist:

w_{cr}, Δ_{cr}	Rissöffnung, Rissgleitung in [mm]
A_n, A_t	Summen der im Querschnitt projizierten Kontaktflächen a_n und a_t der Zuschlagskörner
$\mu = 0,4$	Reibungsbeiwert der Zementmatrix
$f_{pu} = 6,39 f_{c,cube}^{0,56}$	Fließgrenze der Zementmatrix in [MPa]
$f_{c,cube}$	Würfeldruckfestigkeit

Die Werte μ und f_{pu} wurden so kalibriert, dass sich eine gute Übereinstimmung mit Schwerversuchen an Probekörpern aus normalfestem Beton ergab. Die in Abb. 2.23 (b) dargestellten Beziehungen wurden von *Walraven 1980* mittels Regressionsanalysen in vereinfachte Ausdrücke zur Angabe der Riss Schub- und Normalspannung nach den Gleichungen Gl. (2.59) und Gl. (2.60) umformuliert. Die Verwendung des Umrechnungsfaktors $f_c \approx 0,8 \cdot f_{c,cube}$ erlaubt das Einsetzen der heute gebräuchlichen Betondruckfestigkeitsklassen. Der in Abb. 2.23 (b) enthaltene Bezug zu dem Größtkorn entfällt, da der Einfluss für den praxisrelevanten Bereich von $16 \text{ mm} \leq D_{max} \leq 32 \text{ mm}$ vernachlässigbar ist (vgl. *Latte 2010*).

$$0 \leq \tau_{cr} = -\frac{f_{c,cube}}{30} + [1,8 \cdot w_{cr}^{-0,8} + (0,234 \cdot w_{cr}^{-0,707} - 0,2)f_{c,cube}] \Delta_{cr} \quad (2.59)$$

$$0 \geq \sigma_{cr} = \frac{f_{c,cube}}{20} - [1,35 \cdot w_{cr}^{-0,63} + (0,191 \cdot w_{cr}^{-0,552} - 0,15)f_{c,cube}] \Delta_{cr} \quad (2.60)$$

Die angegebenen Beziehungen können entsprechend umformuliert werden, sodass die übertragbaren Riss Schubspannungen τ_{cr} (Gl. (2.61)) sowie die erforderliche Rissgleitung Δ_{cr} (Gl. (2.62)) jeweils in Abhängigkeit der Rissöffnung w_{cr} ermittelt werden.

$$\tau_{cr} = -\frac{f_{c,cube}}{30} + \left(\frac{f_{c,cube}}{20} - \sigma_{cr} \right) \frac{1,8 \cdot w_{cr}^{-0,8} + (0,234 \cdot w_{cr}^{-0,707} - 0,2) \cdot f_{c,cube}}{1,35 \cdot w_{cr}^{-0,63} + (0,191 \cdot w_{cr}^{-0,552} - 0,15) \cdot f_{c,cube}} \quad (2.61)$$

$$\Delta_{cr} = - \frac{f_{c,cube} - 20 \cdot \sigma_{cr}}{20} \cdot \frac{1}{1,35 \cdot w_{cr}^{-0,63} + (0,191 \cdot w_{cr}^{-0,552} - 0,15) \cdot f_{c,cube}} \quad (2.62)$$

Somit konnte *Walraven 1980* durch seine theoretischen und experimentellen Untersuchungen nachweisen, dass ein Kraftübertrag im Riss auch ohne Normalspannung erfolgen kann. Auf diesen Untersuchungen aufbauend wurde von *Vecchio u. Collins 1986* im Rahmen der Modified Compression Field Theory (MCFT) ein Ansatz unter Berücksichtigung des Größtkorndurchmessers D_{max} , der Betondruckfestigkeit f_c sowie der Rissöffnung w_{cr} entwickelt (Gl. (2.63)).

$$\tau_{cr} = \frac{0,18 \cdot \sqrt{f_c}}{0,3 + 24 \cdot \frac{w_{cr}}{D_{max} + 16}} \quad w_{cr} \text{ und } D_{max} \text{ in [mm]} \quad (2.63)$$

Im Gegensatz zu *Walraven 1980*, nach dessen Ansatz keine Schubspannungen mehr ab einer Rissöffnung von ca. 1,3 mm übertragen werden können, lässt der Ansatz von *Vecchio u. Collins 1986* auch bei größeren Rissöffnungen eine Berechnung zu.

Generell ist der Querkrafttraganteil der Rissreibung jedoch nicht eindeutig erfasst. Während er in einigen Modellen den wesentlichen Anteil an der Querkrafttragfähigkeit darstellt, spielt er in anderen Modellen nur eine untergeordnete Rolle. Nach *Zink 1999* stellt sich durch den Dehnungszustand bei einem kombinierten Versagen aus Querkraft- und Momentenbelastung eine Rotation der Rissspitze ein, die im weiteren Verlauf zu einer Kombination aus Rissgleitung und Rissöffnung führt. Am Bauteilrand auftretende Rissöffnungen sind dabei wesentlich größer, während im Bereich der Rissspitze geringe Rissweiten und durch die intakte Druckzone behinderte Rissgleitungen ebenfalls nur zur einem geringen Schubspannungsübertrag führen (vgl. *Zink 1999*). Die Wahl eines allgemeinen Ansatzes zur Berechnung der Riss Schubspannungen eignet sich somit nicht, da eine diskrete Betrachtung des einzelnen Risses und der dort übertragbaren Schubspannungen erfolgen müsste. *Latte 2010* merkt ebenfalls an, dass eine Steuerung der Rissgeometrie im Wesentlichen nur über den Durchmesser und den Stababstand der Längsbewehrung erfolgen kann. Hierdurch wird jedoch auch die Dübelwirkung der Längsbewehrung und die Betondruckzone beeinflusst, sodass Modelle, die sich rein auf den Zusammenhang zwischen Längsbewehrungsgehalt und Querkraftwiderstand stützen, keine realistischen Tragfähigkeiten erwarten lassen können.

Dübelwirkung der Längsbewehrung

Die im Vorangegangenen mehrfach genannte Dübelwirkung der Längsbewehrung entsteht durch die Ausbildung von Biege- und Längsrissen, die die Bewehrungsstäbe kreuzen, bzw. parallel zu diesen verlaufen. Durch das Öffnen des Biegeschubrisses führt die damit verbundene Verschiebung der Rissufer zu einer Belastung der Betondeckung der Längsbewehrung, die auf der anderen Seite des Risses wiederum als Zugkraft nach oben gehängt werden muss. Dies führt innerhalb dieses Bereiches zu Bettungs- und Zugspannungen (vgl. Abb. 2.24, a, b) im Beton. Die hierdurch aktivierte Kraft V_d wird auch als Dübelkraft bezeichnet. Bei steigender Dübelkraft bildet sich ein

sog. Dübelriss, der in der Ebene der Längsbewehrung verläuft und letztendlich ein Absprengen der Betondeckung zur Folge haben kann (vgl. Abb. 2.24, c). Gleichzeitig verringert sich der über die Dübelwirkung aufnehmbare Querkraftanteil, sodass dieser an anderer Stelle im Querschnitt aufgenommen werden muss (vgl. *Zilch 2010*).

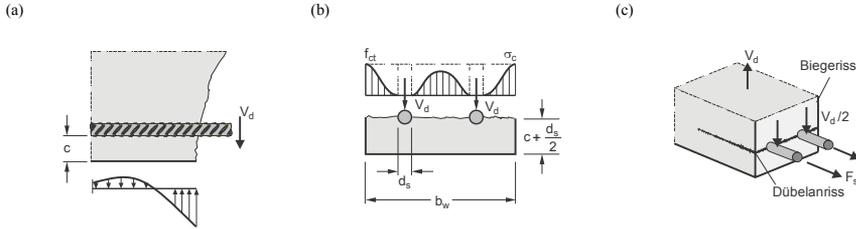


Abb. 2.24: Dübelwirkung der Längsbewehrung: (a) Bettungsspannungen, (b) Zugspannungen innerhalb der Bewehrungsebene, (c) Dübelkräfte und Dübelriss (*Zilch 2010*)

Der vollständige Ausfall der Dübelwirkung hingegen bewirkt das Auslösen einer kinematischen Kette, welche letztendlich das Versagen eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung zur Folge hat. Erkennbar ist das Dübelversagen dabei entweder an dem Durchstanzen der Längsbewehrung durch die Betondeckung hindurch, bzw. das Abspalten der Betondeckung bei Erreichen der Betonzugfestigkeit (geringe Betondeckung und geringer Längsbewehrungsgrad ρ) oder an dem Überschreiten der Zugfestigkeit der Längsbewehrung (vgl. *Baumann u. Rüsç 1970*).

Nachdem dem Traganteil der Dübelwirkung zu Beginn der Querkraftforschung ein eher untergeordneter Anteil zugewiesen wurde, konnte diese Aussage in weiterführenden Untersuchungen widerlegt werden. *Kordina u. Blume 1985* haben nachgewiesen, dass der Ausfall der Dübelwirkung der Längsbewehrung erst die erforderlichen kinematischen Bedingungen schafft, damit der schräge Biegeschubriss in die Betondruckzone vordringen kann. Dieser Ansatz wurde in umfangreichen FE-Simulationen von *Fischer 1997* bestätigt. In einer mathematischen Formel erstmals erfasst wurde der Querkrafttraganteil $V_{c,do}$ durch *Baumann u. Rüsç 1970*. Hierzu wurden verschiedene Versuche ausgewertet, um die Tragfähigkeit anhand einer empirisch bestimmten Bettungslänge der einlagigen Längsbewehrung auf der Betondeckung zu quantifizieren. Nach Gl. (2.64) ist diese im Wesentlichen von der Betondruckfestigkeit $f_{c,cube}$, der Nettobreite b_n sowie dem Stabdurchmesser der Längsbewehrung d_s abhängig.

$$V_{c,do} = f_{ct} \cdot b_n \cdot d_s \cdot \frac{14,3}{\sqrt[3]{f_{c,cube,200}}} = 7,6 \cdot b_n \cdot d_s \cdot f_{c,cube,200,dry}^{1/3} \quad (2.64)$$

Dabei ist:

d_s Stabdurchmesser der Längsbewehrung in [mm]

b_n Nettobreite $b_w - \Sigma \varnothing_s$

$f_{ct} = 0,53 \cdot f_{c,cube,200}^{2/3}$ Betonzugfestigkeit in [MPa]

$f_{c,cube,200,dry}$

Würfeldruckfestigkeit mit einer Kantenlänge von 200 mm bei trockener Probenlagerung (vgl. Gl. (2.66))

Die in Gl. (2.64) enthaltenen Werte für die Betonzugfestigkeit und die Würfeldruckfestigkeit basieren auf heute nicht mehr gebräuchlichen Einheiten. Stattdessen kann die von *Görtz 2004* angepasste Gleichung Gl. (2.65) verwendet werden. Untersuchungen von *Albrecht 2014* haben hierbei gezeigt, dass die Werte zwischen Gl. (2.64) und Gl. (2.65) am besten übereinstimmen, wenn für die Betondruckfestigkeit f_c die mittlere Druckfestigkeit nass gelagerter Zylinder f_{cm} gemäß Gl. (2.66) eingesetzt wird.

$$\max V_{c,do} = 1,77 \cdot d_s \cdot b_n \cdot \sqrt[3]{f_c} \quad (2.65)$$

$$f_{c,cube,200,dry} = \frac{f_{cm,cube,200}}{0,92} = \frac{f_{cm,cube} \cdot 0,95}{0,92} = \frac{f_{cm} \cdot \frac{0,95}{\sim 0,8}}{0,92} \quad (2.66)$$

Anhand verschiedener Versuchsbeobachtungen gibt *Zink 1999* die kritische Öffnung des Dübelrisses mit einem Wert von 0,15 mm an. Hier hat der Zugspannungsblock oberhalb des Risses die größte Fläche, was der maximal möglichen Dübelkraft entspricht. Bei einer Steigerung der Rissweite konnten keine weiteren übertragbaren Zugspannungen festgestellt werden. Durch die negative Beeinflussung der Betondruckzone beim Öffnen des Dübelrisses spricht *Zink 1999* der Dübeltragfähigkeit der Längsbewehrung eine nur untergeordnete Steigerung der Gesamtquerkrafttragfähigkeit zu.

Traganteil der Bruchprozesszone

Die Auswertung von Biegezug- und Schubversuchen liefert einen kausalen Zusammenhang zwischen den erreichten Bruchspannungen und der Höhe der untersuchten Probekörper. Diese als Maßstabeffekt bezeichnete Abhängigkeit wird in der Literatur auf eine Kraftübertragung im Bereich der Risspitze, der sog. Bruchprozesszone, zurückgeführt (vgl. *Keller 2007*). Dabei wird in der Modellvorstellung davon ausgegangen, dass der Beton bei Erreichen der Zugfestigkeit kein ideal sprödes Verhalten zeigt, sondern im Riss noch weitere Zugspannungen übertragen werden können. Bei zunächst geringen Zugspannungen entstehen Mikrorisse, die sich bei weiterer Laststeigerung zu Makrorissen vergrößern und sich letztendlich zu einem diskreten, normal zur Hauptzugspannungsrichtung verlaufenden Riss vereinigen (vgl. *Latte 2010*). Hierbei verringert sich die Dehnung der Rissufer, was eine Vergrößerung der Rissweite zur Folge hat. Zugspannungen können nach *Remmel 1994* durch Haftspannungen und Reibung noch bis zu einer Rissweite von 150 μm übertragen werden. Mathematisch lässt sich die in der Bruchprozesszone ablaufende Rissentstehung mittels einer Spannungs-Rissweitenbeziehung beschreiben, aus deren Integral sich die freiwerdende Bruchenergie berechnen lässt (vgl. *Latte 2010*). Diese ist von den materialspezifischen Eigenschaften wie der Festigkeit der Zementmatrix, der Größe und Form der Gesteinskörnung sowie von der Sieblinie abhängig.

Bei fortschreitender Rissbildung unter Zugbeanspruchung wird das den Riss umgebende Betonvolumen entlastet. Die hierdurch freiwerdende Energie wird innerhalb der

Bruchprozesszone aufgenommen und es bildet sich ein diskreter Riss aus. Das Bruchverhalten und der Entfestigungsprozess des Betons lassen sich durch die Energiemethode der Bruchmechanik beschreiben, indem die Rissprozesszone und der umgebende Beton getrennt voneinander betrachtet werden (vgl. *Latte 2010*). Mit dem Modell nach *Hillerborg 1983* lässt sich dieser Prozess anhand eines fiktiven Einzelrisses darstellen (vgl. Abb. 2.25). Hierzu wird eine fiktive Größe, die charakteristische Länge l_{ch} nach Gl. (2.67) definiert, die ein Maß für die ausschließlich aus den Materialeigenschaften resultierende Sprödigkeit des Betons darstellt. Nach *Hillerborg 1983* beträgt die Länge der Bruchprozesszone üblicherweise 30 % - 50 % der charakteristischen Länge l_{ch} .

$$l_{ch} = \frac{E_c \cdot G_f}{f_{ct}^2} \quad (2.67)$$

Dabei ist:

- E_c E-Modul des Betons
- f_{ct} zentrische Zugfestigkeit des Betons gem. Gl. (2.55)
- G_f Bruchenergie nach Gl. (2.68) (vgl. *Latte 2010*)

$$G_f = \begin{cases} 0,0307 \text{ mm} \cdot f_{ct} & \text{für } f_c \leq 80 \text{ MPa} \\ 143 \text{ N/m} & \text{für } f_c > 80 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.68)$$

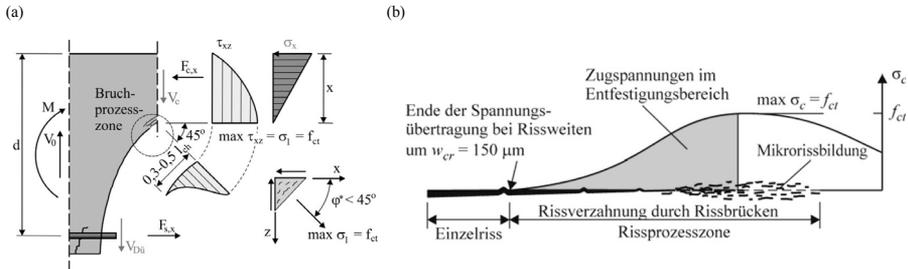


Abb. 2.25: Querkraftabtrag in der Bruchprozesszone: (a) Schubspannungsverteilung in der Bruchprozesszone nach *Zink 1999 (Rombach 2009)*; (b) Zugspannungen im Bereich der Bruchprozesszone nach *Hillerborg 1983 (Latte 2010)*

Zink 1999 geht davon aus, dass die in der Bruchprozesszone übertragene Zugkraft unabhängig von der Höhe des Querschnitts konstant bleibt und somit maßgeblich den Maßstabseffekt bei der Querkrafttragfähigkeit von nicht schubbewehrten Stahlbetonbalken steuert. Die Länge der Bruchprozesszone hat bei Bauteilen mit geringer statischer Nutzhöhe einen wesentlichen Anteil an der Gesamtlänge des Biegeschubrisses, weshalb die hier übertragbaren Zugspannungen einen größeren Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit ausüben. Bei Querschnitten mit großer statischer Höhe hat die

Bruchprozesszone einen nur geringen Anteil an dem Gesamtriss, weshalb hier kaum Einflüsse auf die Querkrafttragfähigkeit zu erwarten sind. In beiden Fällen ist der Verlauf bzw. die Neigung des Biegeschubrisses zur Längsachse entscheidend für den Beitrag der Bruchprozesszone an der Gesamtquerkrafttragfähigkeit (vgl. *Latte 2010*).

2.3.2.3 Berechnungsmodelle

Für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung wurden in der Literatur diverse Modelle postuliert, die sich zum Teil auf mechanische Kenngrößen aber auch empirisch ermittelte Werte stützen. Es konnte sich jedoch keines der Modelle als allgemein anerkannt durchsetzen, sodass das Tragverhalten noch immer kontrovers diskutiert wird. Weder experimentelle Untersuchungen noch umfangreiche FEM-Simulationen liefern bis heute einheitliche und reproduzierbare Ergebnisse. Die in Abschnitt 2.3.2.2 vorgestellten Traganteile der Querkrafttragfähigkeit werden in den verschiedenen Modellen unterschiedlich aufgegriffen. Während einige Modelle z. B. der Tragfähigkeit der Rissreibung einen wesentlichen Anteil am Querkraftabtrag zuschreiben, spielt diese in anderen Modellen nur eine untergeordnete Rolle (vgl. *Rombach 2009*). Im Unterschied zu den mechanisch begründeten Modellen basieren die empirisch ermittelten Modelle auf einer umfassenden Auswertung von Versuchsergebnissen. Hier besteht jedoch die Gefahr, dass untergeordnete Einflüsse auf das Tragverhalten in den Bauteilversuchen nicht erkannt werden und somit Unsicherheiten bei der Bemessung von Bauteilen außerhalb der experimentell überprüften Parameter auftreten können (vgl. *Zink 1999*).

Tab. 2.2: Clusterung der Modelle zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit

Mechanisch begründete Modelle	Empirische Modelle mit mechanisch begründeten Eingangsgrößen
<ul style="list-style-type: none"> • Fachwerk- und Bogenmodelle • Kamm- und Zahnmodelle • Modelle auf Basis der Druckzonentragfähigkeit • Modell des kritischen Biegerisses 	<ul style="list-style-type: none"> • Bemessungsmodell nach <i>Model Code 2010</i> • Bemessungsmodell nach <i>DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010</i> • Bemessungsmodell nach <i>EN 1992-1-1 D4:2019-10-25</i>

Während mechanisch begründete Modelle vorwiegend in der Forschung Anwendung finden, konzentrieren sich empirisch ermittelte Ansätze im Bereich der Normung. Eine Clusterung der nachfolgend beschriebenen Querkraftmodelle kann Tab. 2.2 entnommen werden.

Eine umfangreiche Übersicht wesentlicher Modelle zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonquerschnitten ohne Querkraftbewehrung aus *Albrecht 2014* ist in Anlage B dargestellt.

Fachwerk- und Bogenmodelle

Die Verwendung von Fachwerk- und Bogenmodellen spielt insbesondere in der Querkraftbemessung von verbügelten Stahlbetonquerschnitten eine große Rolle. Es werden insgesamt zwei Varianten, je nach Berücksichtigung des Biegemomentes, unter diesem Begriff zusammengefasst. Im ersten Fall bleibt der Hebelarm zwischen Druck- und Zuggurt über die gesamte Bauteillänge gleich. Hierdurch ändert sich die Kraft in der Zuggbewehrung je nach Momentenverlauf, wobei die diagonalen Druckstreben

durch den Beton aufgenommen werden müssen. Der zweite Fall stellt das Bogenmodell dar, bei dem die Zugkraft in der Längsbewehrung über die Bauteillänge konstant bleibt und sich der innere Hebelarm äquivalent zu dem Momentenverlauf verhält. Durch den sich schief einstellenden Druckgurt muss ein Teil der Querkraft im Bereich der ungerissenen Druckzone abgetragen werden (vgl. *Albrecht 2014* nach *Ehmann 2003*).

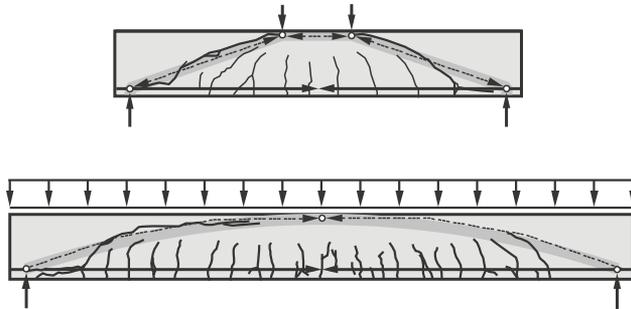


Abb. 2.26: Ausbildung eines Sprengwerks bei geringer Schubslankheit (oben) und Bogenwirkung bei großer Schubslankheit unter Gleichstreckenlast (*Zilch 2010* nach *Leonhardt u. Walther 1962*)

Das Bogen-Zugband-Modell wird dabei wesentlich durch die Bauteilgeometrie beeinflusst. Bei kleiner Schubslankheit $1 \leq a/d \leq 2$ kann sich die diagonale Druckstrebe unter Einzellasten direkt in das Auflager abstützen (vgl. Abb. 2.26, oben), sodass sich ein Sprengwerk ausbildet. Bei größeren Schubslankheiten erfordert die Ausbildung eines Sprengwerks eine ausreichende Rotationsfähigkeit und Umlagerungsfähigkeit innerhalb des Querschnitts. Die Belastung mittels Streckenlast führt dagegen zur Ausbildung eines parabelförmigen Druckbogens mit Zugband (vgl. Abb. 2.26, unten). Es ist zu beachten, dass bei immer größer werdender Schubslankheit Unsicherheiten in den Modellen auftreten können, da sich bei dem Beton kein ideal plastisches Verhalten einstellen kann (vgl. *Muttoni 2003*).

Fachwerk- und Bogenmodelle stellen zwar einen wesentlichen Anteil des Querkraftabtrags dar, werden in der Literatur jedoch nur mit untergeordneter Bedeutung gewertet. *Zink 1999* führt an, dass die Tragfähigkeit aus der Druckzone nicht vollständig ausgenutzt werden kann, da diese vorzeitig von dem Schubriss durchtrennt wird. Die Tragfähigkeitssteigerung bei Bogenmodellen ergibt sich seiner Meinung nach aus dem Tragsystem, bestehend aus Spannweite, Symmetrie der Lasteinleitung sowie dem Bewehrungsgrad, als weniger aus der Querschnittstragfähigkeit selbst. *Kani 1968*, *Fischer 1997* und auch *Görtz 2004* erachten die Dübeltragfähigkeit der Längsbewehrung und die Rissreibung im Schubriss als maßgebende Komponenten des Lastabtrags sowie als notwendige Voraussetzung für das Eintreten des Versagenszustandes. Die Tragfähigkeit der Fachwerk- und Bogenmodelle wird einem sekundären Tragverhalten zugeschrieben.

Kamm- und Zahnmodelle

Die sog. Kamm- oder Zahnmodelle basieren auf einer idealisierten Rissgeometrie, die durch eine Polynomfunktion angenähert werden kann. Nach der Vorstellung des Modells entsteht bei einer Schubbelastung ein definiertes Biegeschubbild, bei dem sich einzelne Betonzähne zwischen der Lasteinleitung und dem ungerissenen Auflagerbereich im Querschnitt ausbilden (vgl. Abb. 2.27, a). Die Zahngeometrie variiert dabei je nach Balkenhöhe, da insbesondere bei mittleren und hohen Querschnitten ein abweichendes Rissbild durch Sammelrissbildung festgestellt worden ist (vgl. Zink 1999). Die Kraftübertragung findet in den Kamm- und Zahnmodellen überwiegend in der Zugzone statt, wobei der Anteil der Rissreibung den wesentlichen Parameter darstellt (vgl. Zink 1999).

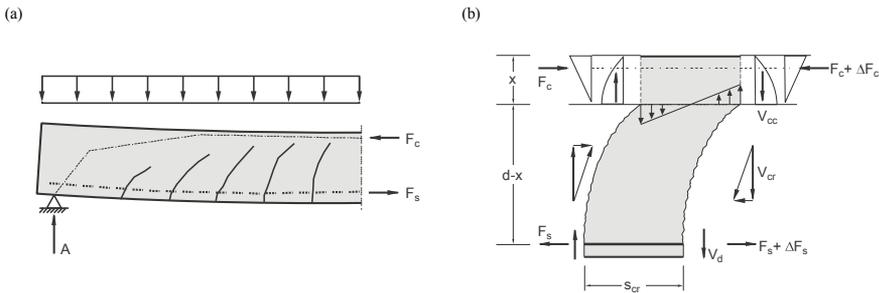


Abb. 2.27: Darstellung der Betonzähne anhand des idealisierten Biegeschubbildes (a) sowie der Kräfte und Spannungsverläufe am einzelnen Betonzahn (b) (Zilch 2010)

Das erste Zahnmodell wurde von *Kani 1964* entwickelt. Dieses basiert auf einer kammartigen Ausbildung der Betonzugzone bei steigender Belastung, wobei jeder Betonzahn einzeln in der Betondruckzone biegesteif eingespannt ist. Dieser als Kragarm zu verstehende Betonzahn wird durch eine Differenzzugkraft über den Verbund der Längsbewehrung belastet, die sich aus dem veränderlichen Momentenverlauf ergibt. Sobald die Betonzugfestigkeit im Bereich der Einspannung erreicht bzw. überschritten wird, ist die Tragfähigkeit der Betonzähne erschöpft. Eine weitere Laststeigerung kann lediglich durch Umlagerungen in ein Sprengwerk erfolgen (vgl. *Kani 1964*). Hierauf aufbauende Untersuchungen z. B. von *Fenwick u. Pauley 1968* haben jedoch gezeigt, dass nicht nur die Biegetragfähigkeit des Betonzahns, sondern insbesondere auch die Traganteile der Rissreibung sowie der Dübeltragwirkung der Längsbewehrung zur Gesamttragfähigkeit beitragen (vgl. Abb. 2.27, b). Diese greift *Reineck 1990* in seinem Zahnmodell ebenfalls auf. Er weist der Rissreibung sogar den größten Anteil am Querkraftabtrag zu. Die somit wesentlichen Traganteile der Biegedruckzone, der Rissreibung sowie der Dübelwirkung der Längsbewehrung werden in ihrem Zusammenwirken durch den Verformungszustand der betrachteten Betonzähne zueinander gesteuert, sodass eine gezielte Kopplung nur über Verträglichkeitsbedingungen der Verformung erfolgen kann (vgl. *Zilch 2010*).

Modelle auf Basis der Druckzonentragfähigkeit

In den Modellen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung auf Grundlage der Druckzonentragfähigkeit, wird die Haupttragwirkung vornehmlich auf dem Bereich der ungerissenen Betondruckzone begründet. Weitere Traganteile wie die Zugkraftübertragung im Bereich der Bruchprozesszone oder der Dübelwirkung der Längsbewehrung, werden nicht bzw. untergeordnet über empirische Korrekturfaktoren berücksichtigt. Die Tragfähigkeit bei diesen Modellen wird erreicht, sobald die Hauptzugspannungen in der Betonzugzone die Betonzugfestigkeit überschreiten. Ein Modell, welches als Grundlage zahlreicher weiterer Untersuchungen diente, ist das Querkraftmodell von *Zink 1999*. Dieser bestimmt dabei die Querkrafttragfähigkeit über einen mechanischen Ansatz zur Tragfähigkeit der Betondruckzone. Weitere Tragkomponenten werden über Korrekturfaktoren berücksichtigt, die empirisch an einer Versuchsdatenbank von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung kalibriert wurden.

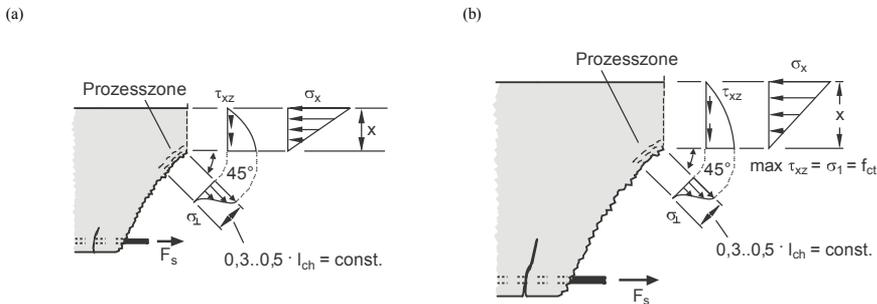


Abb. 2.28: Traganteile des Querkraftmodells nach *Zink 1999* und Darstellung des Maßstabeffekts bei Querschnitten mit geringer (a) und großer (b) Höhe (*Zilch 2010*)

Zink 1999 berechnet den Grundwert der Querkrafttragfähigkeit V_0 durch Integration der Schubspannungen τ_{xz} im Bereich der Druckzone, deren parabelförmiger Verlauf eine Völligkeit von $2/3$, analog zur Dübelformel, aufweist (vgl. Gl. (2.53)). Die als Maßstabeffekt bezeichneten Abweichungen zwischen Versuchskörpern mit kleiner und großer Querschnittshöhe führt er auf die Übertragung von Zugspannungen im Bereich der Bruchprozesszone zurück. Zur Berücksichtigung dieses Maßstabeffekts führt *Zink 1999* den Faktor $k(l_{ch} / d) = (5 \cdot l_{ch} / d)^{1/4}$ ein, der die von *Hillerborg 1983* eingeführte charakteristische Länge l_{ch} (vgl. Gl. (2.67)) auf die statische Nutzhöhe d bezieht. Einflüsse aus der Schubschlankheit a / d werden über den Faktor $k(a / d) = (4d / a)^{1/4}$ berücksichtigt. Somit kann die maßgebende Schubbrisslast V_{sr} nach *Zink 1999* aus Gl. (2.69) berechnet werden.

$$V_{sr} = V_0 \cdot k\left(\frac{a}{d}\right) \cdot k\left(\frac{l_{ch}}{d}\right) = V_0 \cdot \left(\frac{4d}{a}\right)^{1/4} \cdot \left(\frac{5l_{ch}}{d}\right)^{1/4} \quad (2.69)$$

Dabei ist:

V_0 Grundwert der Druckzonentragfähigkeit gem. Gl. (2.53)

2 Stand der Forschung

l_{ch}	charakteristische Länge nach <i>Hillerborg 1983</i> gem. Gl. (2.67)
G_f	Bruchenergie des Betons gem. Gl. (2.68)

Im weiteren Verlauf wurde das Modell von *Zink 1999* in der Literatur immer wieder aufgegriffen und auf neue Aspekte hin überprüft. *Görtz 2004* bestätigte die Untersuchungen von *Zink 1999*, führte jedoch an, dass eine weitere Steigerung der Schubspannung in der Betondruckzone τ_{xz} über die Betonzugfestigkeit hinaus möglich ist. Infolge tangentialer Druckspannungen bei Umlagerung in ein Sprengwerk kann der Schubriss weiter über die Dehnungsnulllinie hinaus in den Bereich der Druckzone fortschreiten. Aufbauend auf den Untersuchungen von *Fischer 1997* werden in dem Modell nach *Görtz 2004* zudem die Schubkräfte im Riss anhand des diskret berechneten Verlaufs des Versagensrisses nach Gl. (2.70) berücksichtigt, wobei der Rissbeginn zwischen $0,3 \cdot a$ und $0,6 \cdot a$ liegt.

$$\frac{y}{d} = \sqrt[4]{1,5 \cdot \frac{x}{a}} \quad (2.70)$$

Weiterhin schließt *Görtz 2004*, dass der Ausfall der Dübelwirkung mit entsprechender Ausbildung des horizontalen Risses die notwendige und hinreichende Voraussetzung für das Versagen ist. Basierend auf den Rissreibungsgesetzen nach *Walraven 1980* legt er eine maximale Rissufergleitung $v_a = 0,1$ mm als Grenzwert für den Ausfall der Dübelwirkung fest. Die maximale Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonträgers ohne Querkraftbewehrung ergibt sich somit nach *Görtz 2004* aus der Addition der einzelnen Traganteile nach den Gleichungen Gl. (2.71) bis Gl. (2.73).

$$V_{c,comp} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot k_x \cdot d \cdot f_{ctm} \quad (2.71)$$

$$V_{c,r} = \int_r (\tau_{c,r} \cdot \sin \beta_r - \sigma_{c,r} \cdot \sin \beta_r) dr \quad (2.72)$$

$$V_{c,do} = \max V_{do} \cdot \frac{v_A[\text{mm}]}{0,1} \quad (2.73)$$

Dabei ist:

$\max V_{do}$ maximale Dübelkraft nach *Baumann u. Rüsck 1970* gem. Gl. (2.74)

$$\max V_{do} = 1,77 \cdot d_s \cdot b_n \cdot \sqrt[3]{f_c} \quad (2.74)$$

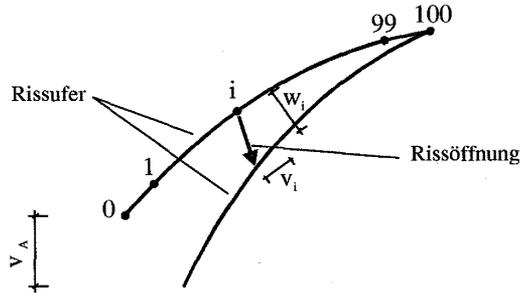


Abb. 2.29: Rissöffnung w_i und Rissuferverschiebung v_A (Görtz 2004)

Eine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit nach Görtz 2004 aufgrund der bereits genannten Umlagerung in ein Sprengwerk kann u. a. nach Keller 2007 berücksichtigt werden.

Modell des kritischen Biegerisses

Das von Muttoni 1990 entwickelte Modell des kritischen Biege(schub)risses und die für Bemessungszwecke getroffenen Vereinfachungen in Muttoni 2003 dienen als Grundlage für das im nachfolgenden Absatz beschriebene Bemessungsmodell im Model Code 2010. Danach können sich durch die Betondruckstreben und zugehörigen Zugbänder in Abhängigkeit der Biegerisse drei verschiedene Tragwirkungen einstellen (vgl. Abb. 2.30).

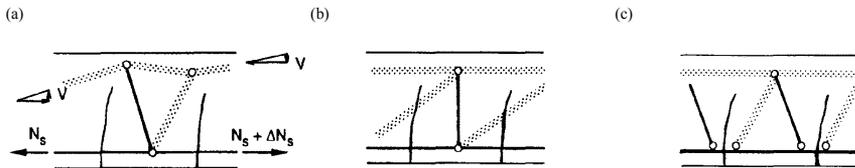


Abb. 2.30: Tragwirkungen am Balken unter Querkraftbeanspruchung: (a) Konsolenwirkung, (b) Verzahnungswirkung, (c) Dübelwirkung (Muttoni 1990)

Die Konsolentragwirkung entsteht dabei durch die Änderung der Kräfte innerhalb der Längsbewehrung und ist mit dem Modell des eingespannten Betonzahns nach Kani 1964 zu vergleichen. Weitere Tragwirkungen sind die Verzahnungswirkung, die einen Kraftübertrag durch die Rauigkeit der Rissufer ermöglicht sowie die Dübelwirkung, die aufgrund einer Scherbeanspruchung durch die Längsbewehrung entsteht. Die tatsächlich vorhandene Tragwirkung stellt sich aus einer Kombination der drei aufgezeigten Traganteile ein (vgl. Muttoni 1990).

Das Modell des kritischen Biegeschubrisses von Muttoni 2003 basiert auf der Dehnung im kritischen Riss ε , dem Größtkorndurchmesser des Zuschlags D_{max} sowie der statischen Nutzhöhe d . Dabei wird angenommen, dass das Versagen auf den Ausfall der Rissreibung zurückzuführen ist. Zur Erfassung eines Systemversagens und nicht nur eines Versagens auf Querschnittsebene berücksichtigt Muttoni 2003 zudem das M/V -

Verhältnis. Der kritische Bereich ist nach Abb. 2.31 in Abhängigkeit der statischen Höhe d definiert. Es wird von dem Ebenbleiben der Querschnitte (*Bernoulli-Hypothese*) ausgegangen. Die Mitwirkung des Betons auf Zug (*tension stiffening*) bleibt unberücksichtigt.

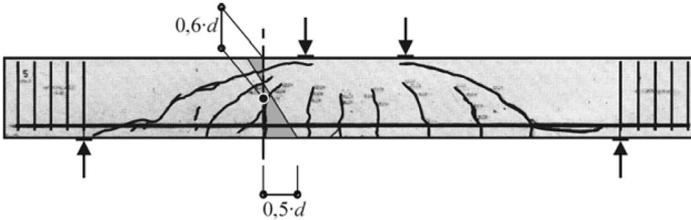


Abb. 2.31: Lage des Kontrollschnittes und der korrelierenden Längsdehnung nach *Muttoni 2003* an einem Versuchs balken von *Leonhardt u. Walther 1962 (Latte 2010)*

Die Dehnung im kritischen Bereich lässt sich auf Grundlage eines linear-elastischen Materialverhaltens im Bereich der Betondruckzone nach Gl. (2.75) bestimmen.

$$\varepsilon = \frac{M_{Ed}}{b_w \cdot d \cdot \rho \cdot E_s \cdot (d - x_c/3)} \cdot \frac{0,6 \cdot d - x_c}{d - x_c} \quad (2.75)$$

Dabei ist:

x_c Druckzonenhöhe bei linearem Spannungsblock nach Gl. (2.76)

$$x_c = d \cdot \rho \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot E_c}{\rho \cdot E_s}} - 1 \right) \quad (2.76)$$

Der Effekt der Rissreibung wird durch das Produkt aus der durch die Dehnung und statische Nutzhöhe definierten Rissweite mit dem Einfluss des Größtkorns D_{max} nach Gl. (2.77) erfasst. Für Hochleistungsbetone mit $f_c > 60 \text{ N/mm}^2$ verläuft der Riss durch die Zuschläge hindurch, sodass der Effekt der Rissverzahnung nach *Muttoni 2003* entfällt. In diesem Fall ist $D_{max} = 0$ anzusetzen. Es ist jedoch davon auszugehen, dass der Effekt der Rissverzahnung nicht schlagartig abnimmt, sodass eine lineare Abnahme von $D_{max} = D_{max}$ bei $f_c = 60 \text{ N/mm}^2$ bis $D_{max} = 0$ bei $f_c = 70 \text{ N/mm}^2$ angesetzt werden kann (vgl. *Muttoni 2008*).

$$k_{dg} = \frac{48}{D_{max} + 16} \quad D_{max} \text{ in [mm]} \quad (2.77)$$

Die aufgezeigten mechanisch begründeten Parameter werden durch empirisch ermittelte Koeffizienten ergänzt, sodass sich die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung nach Gl. (2.78) bestimmen lässt.

$$\frac{V_{Rm,c}}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{0,3}{0,9 + 2,3 \cdot \varepsilon \cdot d \cdot k_{dg}} \quad b_w \text{ und } d \text{ [mm]} \quad (2.78)$$

Nach *Latte 2010* ist der Ansatz von *Muttoni 2003* somit kein rein mechanisch basiertes Modell, da es um empirisch ermittelte Bestandteile ergänzt wurde.

Bemessungsmodell nach *Model Code 2010*

Das Bemessungsmodell nach *Model Code 2010* basiert auf dem vorgenannten Modell des kritischen Biegeschubrisses nach *Muttoni 2003*. Somit enthält dieses Modell sowohl mechanisch als auch empirisch ermittelte Komponenten. Die Bemessung erfolgt in einem zweistufigen System („Levels of Approximation“ – LoA), dem je nach Ansatz ein unterschiedlicher Detaillierungsgrad der physikalischen Komponenten und somit der berechneten Querkrafttragfähigkeit zugrunde liegt.

Die Bemessung von querkraftbeanspruchten Bauteilen erfolgt in Abhängigkeit des Dehnungszustandes ε_x , der sich nach Gl. (2.79) bestimmen lässt. Nach Abb. 2.32 berechnet sich dieser in der Mitte zwischen den Resultierenden aus Druck- und Zuggurt, wodurch diese bei der Bemessung ebenfalls berücksichtigt werden.

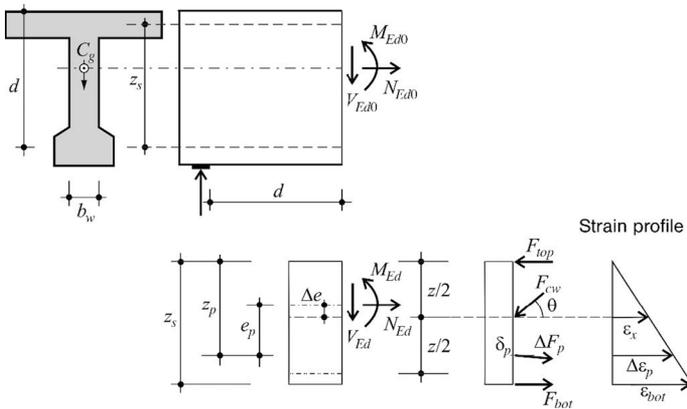


Abb. 2.32: Ermittlung der Längsdehnung ε_x (*Model Code 2010*)

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \left(\frac{1}{2} \mp \frac{\Delta e}{z} \right) \right) \quad (2.79)$$

Für die Bemessung gilt, dass die Biegezugbewehrung im Bemessungsschnitt in der Lage sein muss, eine zusätzliche Kraft aus der Schubbeanspruchung in Höhe von $\Delta F_{td} = V_{Ed}$ aufzunehmen. Dennoch darf die hieraus resultierende Bewehrungsmenge, die anhand des maximalen Moments ermittelte Längsbewehrung nicht überschreiten. Der Bemessungswert des Querkraftwiderstandes eines Balkens oder einer Platte ohne Querkraftbewehrung errechnet sich gem. *Model Code 2010* somit nach Gl. (2.80).

$$V_{\text{Rd,c}} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{\text{ck}}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \quad (2.80)$$

Dabei ist:

$$\sqrt{f_{\text{ck}}} \leq 8 \text{ N/mm}^2 \quad \text{mit } f_{\text{ck}} \text{ in [N/mm}^2\text{]}$$

Über den Faktor k_v wird der Einfluss der Längsbewehrung berücksichtigt.

In der Stufe 1 (*Level I approximation*) wird vereinfachend mit $\varepsilon_x = 0,00125$ gerechnet, was der Hälfte der Dehnung bei Erreichen der Streckgrenze eines herkömmlichen Bewehrungsstahls B500 mit $f_{\text{yk}} = 500 \text{ N/mm}^2$ entspricht. Der nach Gl. (2.81) zu berechnende Parameter k_v ist zudem ausschließlich von den Bauteilabmessungen sowie der charakteristischen Betondruckfestigkeit abhängig und gilt für Bauteile ohne signifikante Normalkraftbeanspruchung, eine maximalen Zugfestigkeit der Längsbewehrung von $f_{\text{yk}} \leq 600 \text{ N/mm}^2$, ein Größtkorn der Zuschläge nicht kleiner als 10 mm sowie bis zu einer Betondruckfestigkeit von $f_{\text{ck}} = 70 \text{ N/mm}^2$.

$$k_v = \frac{180}{1000 + 1,25 \cdot z \text{ [mm]}} \quad (2.81)$$

In der Stufe 2 (*Level II approximation*) werden zusätzlich der vorbeschriebene Einfluss des Dehnungszustands sowie die Effekte der Rissverzahnung berücksichtigt. Der Einfluss der Rissverzahnung erfolgt über den Faktor k_{dg} und wird in Abhängigkeit des Größtkorndurchmessers d_g nach Gl. (2.83) ermittelt. Für Leichtbetone und höherfeste Betone mit $f_{\text{ck}} > 70 \text{ N/mm}^2$ soll das Größtkorn d_g in Gl. (2.83) mit 0 angesetzt werden, um die Reduktion der Rissverzahnung infolge der Durchtrennung der Zuschlagskörner zu berücksichtigen. Folglich kann k_v nach Gl. (2.82) ermittelt werden.

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{\text{dg}} \cdot z} \quad (2.82)$$

Dabei ist:

$$k_{\text{dg}} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad (2.83)$$

Bei einem Größtkorndurchmesser $\geq 16 \text{ mm}$ kann k_{dg} in Gl. (2.82) vereinfachend mit 1,0 angesetzt werden.

Während im *Model Code 2010* der Traganteil der Rissreibung über das Größtkorn d_g berücksichtigt wird, findet dieser in dem bisher in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* verwendeten Modell keine Verwendung. Der hier zugrunde liegende Ansatz sowie der Ansatz des zum Zeitpunkt des Verfassens der Dissertation vorliegenden Entwurfs *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* werden nachfolgend beschrieben.

Bemessungsmodell nach DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010

Die in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* enthaltene Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung erfolgt auf Grundlage empirischer Beziehungen mit mechanischem Hintergrund. Der Bemessungsansatz gilt für gerissene Bauteile mit zur Lasteinleitung hin geneigten Biegerissen, wovon sich einer bei maßgebender Querkraftbeanspruchung bis in die Druckzone ausbreitet und zu einem spröden Versagen des Bauteils führt. Da die Biegetragfähigkeit des Bauteils hier nicht erreicht werden kann, verbleibt die maßgebende Stahlspannung in der Längsbewehrung zumeist unterhalb der Streckgrenze (vgl. *Heft 600*). Der nach Gl. (2.84) (Gleichung 6.2a nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*) zu berechnende Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,c}$ ergibt sich aus folgenden Parametern:

- Höhe der ungerissenen Betondruckzone, proportional zu $(100 \cdot \rho_1)^{1/3}$
- Betonzugfestigkeit, proportional zu $f_{ck}^{1/3}$
- Einfluss der Bruchprozesszone (Maßstabsfaktor), proportional zu k
- Wirkung einer Längsspannung, proportional zu $0,12 \cdot \sigma_{cp}$ mit $\sigma_{cp} > 0$ (Druck)

Der Index „c“ weist dabei auf einen maßgebenden Einfluss der Betonzugfestigkeit f_{ct} auf den Bauteilwiderstand hin.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (2.84)$$

Dabei ist:

$V_{Rd,c}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung in [N]
$C_{Rd,c}$	empirisch ermittelter Vorfaktor [-] $C_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c}$
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für bewehrten Beton $\gamma_c = 1,5$ [-]
k	Beiwert zur Berücksichtigung eines Maßstabeffekts durch die Bruchprozesszone [-], d in [mm] $k = 1 + \frac{\sqrt{200}}{d} \leq 2,0$
ρ_1	Längsbewehrungsgrad [-] $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
A_{sl}	Fläche der Längsbewehrung, die mindestens $(l_{bd} + d)$ über den maßgebenden Bemessungsschnitt hinausgeführt ist in [mm ²] (vgl. Abb. 2.33)
b_w	kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts in [mm]
f_{ck}	charakteristische Betondruckfestigkeit in [N/mm ²]

- k_1 Landesspezifischer Wert, der dem jeweiligen nationalen Anhang entnommen werden kann, Empfehlung: $k_1 = 0,15$ [-] in Deutschland gilt: $k_1 = 0,12$ [-]
- σ_{cd} Bemessungswert der Betonlängsspannung in $[\text{N}/\text{mm}^2]$

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd}$$
- N_{Ed} Normalkraft im Querschnitt infolge Lastbeanspruchung oder Vorspannung in $[\text{N}]$, $N > 0$ für Druck, der Einfluss von Zwang darf vernachlässigt werden
- A_c Betonquerschnittsfläche in $[\text{mm}^2]$

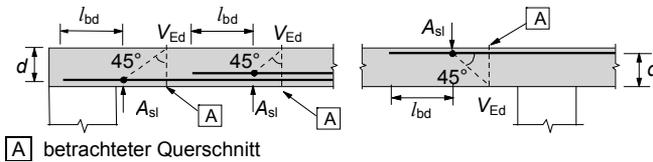


Abb. 2.33: Definition von A_{si} in Gl. (2.84)

Der empirische Vorfaktor $C_{Rd,c}$ wurde so kalibriert, dass das Zuverlässigkeitsniveau mit dem erforderlichen Zuverlässigkeitsindex $\beta = 3,8$ nach *DIN EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010* für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation gegeben ist. Weiterhin wird über den Längsbewehrungsgrad ρ die Höhe der Betondruckzone und eine Dübelwirkung empirisch abgebildet. Da die Stahlspannungen bei Eintritt des Querkraftversagens die Zugfestigkeit nicht erreichen, wird der Einfluss der Stahlfestigkeit in Gl. (2.84) nicht berücksichtigt. Bei Vorspannung mit sofortigem Verbund darf die Bewehrungsfläche von für diese Bauart zugelassenen Spannstählen dem Längsbewehrungsgrad ρ zuaddiert werden. Der Längsbewehrungsgrad ρ wird dabei auf einen Wert von 0,02 begrenzt, um überbewehrte Querschnitte mit einem spröden Bauteilver sagen und einer zudem ungünstigen Ausnutzung der Längsbewehrung zu vermeiden. Diese Grenze wird trotz der Benachteiligung bei hochfesten Betonen (höherer Bewehrungsgrad möglich) und einer anhand experimenteller Untersuchungen nachgewiesenen Entbehrlichkeit auf der sicheren Seite liegend weiterhin beibehalten (vgl. *Heft 600*).

Der Querkraftwiderstand nach Gl. (2.84) geht mit sinkendem Längsbewehrungsgrad gegen Null. Da dies jedoch nicht dem realen Tragverhalten eines unbewehrten Betonquerschnitts entspricht, wurde der Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit nach Gl. (2.85) eingeführt. Dieser berücksichtigt insbesondere bei Bauteilen mit geringem Längsbewehrungsgrad eine deutlich höhere Tragfähigkeit gegenüber dem Ansatz nach Gleichung 6.2a gem. *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*.

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (2.85)$$

Dabei ist:

v_{\min} landesspezifischer Wert, der dem nationalen Anhang entnommen werden kann in $[N/mm^2]$, nach *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04* gilt:

$$v_{\min} = \left(\frac{0,0525}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ für } d \leq 600 \text{ mm}$$

$$v_{\min} = \left(\frac{0,0375}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ für } d > 800 \text{ mm}$$

Zwischenwerte dürfen interpoliert werden.

Bei der Berechnung der Querkrafttragfähigkeit nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* wird somit weder der Einfluss aus Biegebeanspruchung z. B. durch eine *M/V*-Interaktion oder die Schubslankheit a/d berücksichtigt, noch spielt der Einfluss der Rissreibung eine Rolle.

Dem entgegen steht der Ansatz nach Gl. (2.87) aus dem Entwurf des Eurocode 2 (*EN 1992-1-1 D4:2019-10-25*), der auf Spannungsebene geführt werden soll und sowohl Einflüsse aus der Biegebeanspruchung als auch aus der verwendeten Gesteinskörnung berücksichtigt. Vergleichbar mit dem aktuell gültigen Ansatz aus *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* wird zudem ein Mindestwert der Schubtragfähigkeit nach Gl. (2.88) angesetzt. Bestandteile der Gleichungen Gl. (2.87) und Gl. (2.88), die identisch zu denen in Gl. (2.84) sind, werden nachfolgend nicht gesondert aufgeführt und erläutert. Die maximal einwirkende Schubspannung wird nach Gl. (2.86) ermittelt.

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z} \quad (2.86)$$

Dabei ist:

z Hebelarm der inneren Kräfte, zur Berechnung der einwirkenden Schubspannung, darf zu $z = 0,9 \cdot d$ angenommen werden

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_c} \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \geq \tau_{Rd,c,min} \quad (2.87)$$

$$\tau_{\text{Rd,c,min}} = \frac{11}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{\text{ck}}}{f_{\text{yd}}} \cdot \frac{d_{\text{dg}}}{d}} \quad (2.88)$$

Dabei ist:

$\tau_{\text{Rd,c}}$	Bemessungswert des Schubspannungswiderstands ohne Querkraftbewehrung in [N/mm ²]
$\tau_{\text{Rd,c,min}}$	Mindestwert des Schubspannungswiderstands ohne Querkraftbewehrung in [N/mm ²]
d_{dg}	Koeffizient zur Berücksichtigung der Betoneigenschaften und der verwendeten Gesteinskörnung in [mm]: a) $16 + D_{\text{max}} \leq 40$ mm für Normalbeton mit $f_{\text{ck}} \leq 60$ N/mm ² b) $16 + D_{\text{max}} \cdot (60/f_{\text{ck}})^2 \leq 40$ mm für Normalbeton mit $f_{\text{ck}} > 60$ N/mm ²
d	statische Höhe in [mm], für $a_{\text{cs}} < 4 \cdot d$ wird der Wert d durch a_v nach Gl. (2.90) ersetzt

$$a_{\text{cs}} = \left| \frac{M_{\text{Ed}}}{V_{\text{Ed}}} \right| \geq d \quad (2.89)$$

$$a_v = \sqrt{\frac{a_{\text{cs}}}{4} \cdot d} \quad (2.90)$$

In *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* wird zur Bestimmung des Koeffizienten d_{dg} nicht wie hier angegeben das Größtkorn D_{max} verwendet, sondern D_{lower} , das sich nach *DIN EN 206:2017-01* als „bei der Festlegung von Beton kleinster zulässiger Wert von D für die größte Gesteinskörnungsfraction im Beton“ definiert. Da nicht nur in Deutschland die explizite Festlegung eines Größtkorns bei der Auswahl des Betons etabliert ist, wird hier analog zu den bereits im Arbeitsdokument *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* festgeschriebenen Forderungen die Angabe von D_{max} präferiert.

Gl. (2.87) basiert auf der Annahme, dass die Längsbewehrung im linear-elastischen Bereich verbleibt und der E-Modul des Betonstahls $E_s = 200.000$ N/mm² beträgt. Sofern plastische Verformungen zu erwarten sind, ist der Bemessungswert des Schubspannungswiderstands entsprechend den Angaben aus dem Hintergrunddokument zu reduzieren. Die Berechnung des Mindestwerts des Schubspannungswiderstands nach Gl. (2.88) basiert dagegen auf der Annahme, dass die Längsbewehrung vor Eintritt eines Schubversagens ins Fließen übergeht. Weiterhin wird der Bemessungswert der Streckgrenze der Längsbewehrung f_{yd} statt des charakteristischen Wertes f_{yk} verwendet. Dies lässt sich durch die Annahme begründen, dass die Stahlspannung in Gl. (2.87) auf den elastischen Bereich begrenzt werden muss und somit keine Nachverfestigung berücksichtigt wird (vgl. *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25*).

Die Verwendung der Gleichungen Gl. (2.87) und Gl. (2.88) basiert auf dem zum Zeitpunkt des Verfassens der Dissertation vorliegenden Entwurf des Eurocode 2 *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25*. Eine Veränderung oder Abwandlung der aufgezeigten Gleichungen in einer späteren bzw. finalen Version des Eurocode 2 kann daher nicht ausgeschlossen werden.

2.3.3 Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus normalfestem Beton

Die Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus normalfestem Beton unterscheidet sich in einigen wesentlichen Punkten zu den in Abschnitt 2.3.2 aufgezeigten Ansätzen. Durch die Verwendung von Hohlkörpern werden insbesondere die zuvor genannten Traganteile der Rissgleitung sowie die der ungerissenen Betondruckzone negativ beeinflusst, da zum Lastabtrag nicht mehr die gesamte Querschnittsfläche des Betons zur Verfügung steht.

In der Literatur werden zwei unterschiedliche Berechnungsansätze zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Beton ohne Querkraftbewehrung verfolgt. Im Bereich der Zulassungsverfahren zur Erlangung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung wurde insbesondere die Ermittlung eines Abminderungsfaktors zur praxismgerechten Bemessung fokussiert (z. B. *Cobiax Eco-Line 2015*; *Cobiax Slim-Line 2018*). Die Bemessung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung basiert hier auf dem Ansatz nach Gleichung 6.2a in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* (vgl. Gl. (2.84)), der um einen entsprechenden experimentell ermittelten Abminderungsfaktor f ergänzt wurde (vgl. Gl. (2.91)).

$$V_{Rd,c,vf} = f \cdot \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \cdot b \cdot d \quad (2.91)$$

Dabei ist:

f Faktor zur Berücksichtigung der verminderten Querkrafttragfähigkeit infolge der Hohlkörper

Zur Ermittlung der reduzierten Querkrafttragfähigkeit wurden die angestrebten Hohlkörperdecken und gleichartige Referenzversuche ohne Hohlkörper in 3-Punkt- und 4-Punkt-Biegeversuchen bis zu einem Schubversagen belastet. Unterstützt von numerischen Untersuchungen konnte dann ein Faktor f festgelegt werden, der sich ausschließlich auf die explizit untersuchten Konfigurationen anwenden lässt (vgl. *Abramski et al. 2010*; *Albrecht et al. 2012*).

Im Gegensatz zu dem hier aufgezeigten praxistauglichen Bemessungskonzept basieren wissenschaftlich fundierte Ansätze im Wesentlichen auf den Traganteilen der Querkrafttragfähigkeit nach Abschnitt 2.3.2.2, die zur Berücksichtigung von Einflüssen der Hohlkörper entsprechend modifiziert wurden. Erstmals wurde dabei ein Bemessungsmodell von *Aldejohann 2009* für zweiachsige Hohlkörperdecken ohne Querkraftbewehrung entwickelt, welches auf den drei Komponenten der Druckzonentragfähigkeit, der Rissreibung sowie der Dübeltragwirkung nach *Görtz 2004* basiert. Dieses für kugelförmige Hohlkörper entwickelte Konzept wurde von *Albrecht 2014* aufgegriffen

und auf die Anwendung von rotationssymmetrischen Hohlkörpern hin überprüft und modifiziert. Die Gesamttragfähigkeit der Hohlkörperdecke ergibt sich dabei aus der Addition der einzelnen Traganteile, deren Berechnung im Folgenden erläutert wird.

2.3.3.1 Druckzonentragfähigkeit

Die Berechnung der Druckzonentragfähigkeit geht auf den Ansatz von *Zink 1999* (vgl. Abschnitt 2.3.2.2) zurück. Da die Biegetragfähigkeit bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit nicht vollständig ausgeschöpft werden kann, ist nach *Zink 1999* zur Ermittlung der Nulllinienlage und der Berechnung der Schubspannungen in der Druckzone die Annahme einer linearen Normalspannungsverteilung zulässig. Hierbei wird davon ausgegangen, dass die Schubspannung am oberen freien Rand dem Wert Null entspricht und dann parabelförmig bis zu einem Wert gleich der Betonzugfestigkeit im Bereich der Nulllinie hin ansteigt (vgl. Abb. 2.34).

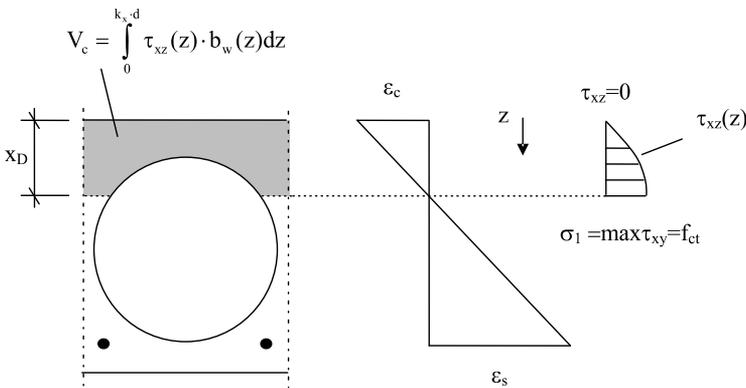


Abb. 2.34: Schubspannungsverteilung in der Betondruckzone mit kugelförmigen Hohlkörpern (*Aldejohann 2009*)

Es erfolgt die Berechnung über die Integration der Schubspannungen im Bereich der Druckzone unter Berücksichtigung der effektiven, durch die Hohlkörper reduzierten Fläche. *Albrecht 2014* unterteilt hierzu die Druckzonenhöhe in 100 Stützstellen. Die Berechnung der Schubspannung $\tau(z)$ erfolgt dann für jede Stelle einzeln nach Gl. (2.92), wobei die Summe der Traganteile der Tragfähigkeit der ungerissenen Druckzone entspricht.

$$\tau(z) = \frac{-f_{ctm}}{(k_x \cdot d)^2} \cdot z^2 + \frac{2 \cdot f_{ctm}}{k_x \cdot d} \quad (2.92)$$

Dabei ist:

f_{ctm} mittlere Betonzugfestigkeit nach *Remmel 1994*, vgl. Gl. (2.55)

2.3.3.2 Rissreibung

Die Berechnung des Traganteils der Rissreibung basiert auf den Überlegungen von *Walraven 1980*, die bereits in Abschnitt 2.3.2.2 näher erläutert wurden. Die Abbildung

des Schubspannungsrissses, auf dessen Grundlage sich die übertragbaren Schub- und Normalspannungen berechnen lassen, wird dabei sowohl bei *Aldejohann 2009* als auch bei *Albrecht 2014* mit dem Ansatz von *Görtz 2004* nach Gl. (2.93) ermittelt.

$$f_1(x_1) = \sqrt[4]{1,5 \cdot \frac{x_1}{a}} \cdot d \quad (2.93)$$

Die Herleitung und Berechnung aller zur Beschreibung des Rissverlaufs erforderlichen Parameter ist in Anlage C dargestellt.

Die Berechnung der über den Riss übertragbaren Schub- und Normalspannungen erfolgt nach dem Ansatz von *Walraven 1980*. In *Albrecht 2014* wird hierzu die Strecke zwischen Lasteinleitung und Auflager in 1.000 Stützstellen unterteilt, sodass der Riss über einen Bereich von etwa 150 – 250 Stützstellen berechnet wird. Dabei werden die Schubspannungen nach *Görtz 2004* und *Aldejohann 2009* auf einen Maximalwert von $0,5 \cdot f_{ctm}$ begrenzt, bevor sie nach Erreichen des Grenzwertes ausfallen. *Albrecht 2014* hingegen konnte mit diesem Grenzkriterium große Abweichungen feststellen, weshalb er die Schubspannung bis zu einem Wert von $1,0 \cdot f_{ctm}$ zulässt. Die Berechnung der Tragfähigkeit der Rissreibung erfolgt dann über die Integration der vertikalen Anteile von Schub- und Normalspannungen über den gesamten Riss nach Gl. (2.94).

$$V_{c,r} = \int_0^{x_A} [\tau_{c,r}(x) \cdot \sin(\beta_r(x)) - \sigma_{c,r}(x) \cdot \cos(\beta_r(x))] \cdot [b - b_{vf,ges}] dx \quad (2.94)$$

Dabei ist:

$\tau_{c,r}$	Schubspannungen entlang des Biegeschubrisses durch Rissreibung nach Tab. 5.5
$\sigma_{c,r}$	Normalspannungen senkrecht zum Biegeschubriss durch Rissreibung nach Tab. 5.6
b	Bauteilbreite
$b_{vf,ges}$	Gesamtbreite der vorhandenen Hohlkörper an der jeweiligen Stützstelle

Maßgebendes Kriterium für das Erreichen der maximalen Schubspannung ist nach *Aldejohann 2009* die Entstehung des bereits beschriebenen Sekundärrisses auf Höhe der Längsbewehrung und das Einsetzen des instabilen Risswachstums in die Betondruckzone. Zur Ermittlung der maximalen Tragfähigkeit aus Dübeltragwirkung und Rissreibung ist die vertikale Rissuferverschiebung zwischen 0,01 mm und 0,1 mm zu variieren. In *Albrecht 2014* erfolgt die Berechnung ausschließlich mit einem Wert von $v_A = 0,1$ mm.

2.3.3.3 Dübelwirkung der Längsbewehrung

Der Traganteil der Dübelwirkung der Längsbewehrung wird sowohl bei *Aldejohann 2009* als auch bei *Albrecht 2014* auf Grundlage der Überlegungen von

Baumann u. Rüsçh 1970 berechnet. Danach hängt diese wesentlich von der Rissufergleitung der Biegeschubrisse, der Betonzugfestigkeit und der Biegesteifigkeit der Längsbewehrung ab. Wichtig ist zudem, dass die Berechnung ausschließlich mit der Betonnettofläche erfolgen darf, da nur hier die Betonzugspannungen übertragen werden können (vgl. *Aldejhann 2009*). Es wird zudem eine maximale Rissufergleitung von $v_A = 0,1$ mm angenommen, sodass sich der zu übertragende Anteil der Querkraft nach Gl. (2.95) berechnen lässt.

$$V_{c,do} = \max V_{c,do} \cdot \frac{v_A \text{ [mm]}}{0,1} \quad (2.95)$$

Dabei ist:

$\max V_{c,do}$	maximale Dübelkraft bei Erreichen der kritischen Rissöffnung von $v_A = 0,1$ mm nach Gl. (2.64) bzw. Gl. (2.65)
v_A	gegenseitige Rissuferverschiebung im Biegeschubriss auf Höhe der Längsbewehrungsachse

Die Dübelwirkung der Längsbewehrung wird nach *Aldejhann 2009* durch die Verwendung von Hohlkörpern negativ beeinflusst, da nicht mehr die vollständige Betonfläche zur Aufnahme, der durch die Dübelwirkung entstehenden Zugkräfte, zur Verfügung steht. Die in Gl. (2.64) bzw. Gl. (2.65) zu verwendende Nettobreite des Querschnitts muss somit nicht nur infolge der Längsbewehrung, sondern auch durch die Verwendung der Hohlkörper nach unten hin angepasst werden. Dies geschieht nach *Aldejhann 2009* durch das Festlegen von zwei maßgebenden Horizontalschnitten, die zu einer gemeinsamen Nettobreite des Querschnitts gemittelt werden (vgl. Abschn. 5.2.2.2).

2.3.4 Querkrafttragfähigkeit von (ultra-) hochfesten Betonen

Hochfeste Betone

Zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit hochfester Betone spielt das Modell von *Zink 1999* eine wesentliche Rolle (z. B. *König 2001; Görtz 2004; Hegger 2006*). Wie bereits in Abschnitt 2.3.2.2 beschrieben, führt *Zink 1999* die Querkrafttragfähigkeit des Querschnitts auf den Traganteil der ungerissenen Druckzone zurück. Zur Berücksichtigung laststeigernder Einflüsse aus der Dübelwirkung der Längsbewehrung sowie der Kraftübertragung im Riss, werden der Grundgleichung (vgl. Gl. (2.53)) empirisch ermittelte Faktoren ergänzt (vgl. Gl. (2.69)). Bei der Nachrechnung seiner eigenen experimenteller Untersuchungen wurde der Ansatz von *Zink 1999* durch *Görtz 2004* überprüft. Hierbei stellte er fest, dass die Tragfähigkeit durch den Grundwert der Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Betondruckzone aus Gl. (2.53) die tatsächliche Tragfähigkeit unterschätzt. Erst die Berücksichtigung der empirisch ermittelten Anpassungsfaktoren für die Schubschlankheit $(4 \cdot d / a)^{1/4}$ sowie die Bruchenergie $(5 \cdot l_{ch} / d)^{1/4}$ führen zu einer sehr guten Übereinstimmung (vgl. *Görtz 2004*). Weiterhin wurde ein Vergleich mit dem Bemessungsansatz in *DIN 1045-1:2001-07* nach Gl. (2.96) angestellt.

Dieser auf dem *Model Code 1990* basierende und empirisch entwickelte Ansatz berücksichtigt die gleichen Einflüsse auf die Querkrafttragfähigkeit wie der Ansatz von *Zink 1999* (vgl. *Görtz 2004*).

$$V_{\text{calc}} = \gamma_c \cdot [\eta \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{\text{cm}})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d \quad (2.96)$$

Dabei ist:

$$\begin{aligned} \gamma_c &= 1,50 \\ \eta &= 0,10 \text{ (aus statistischer Auswertung)} \\ \kappa &= 1,0 + (200 / d \text{ [mm]})^{0,5} \leq 2,0 \end{aligned}$$

Im Ergebnis konnte der Ansatz aus *DIN 1045-1:2001-07* ebenfalls eine gute Übereinstimmung mit den Untersuchungsergebnissen liefern (vgl. Abb. 2.35). Die hier aufgezeigten Feststellungen wurden zudem nochmals in *Hegger 2006* bestätigt.

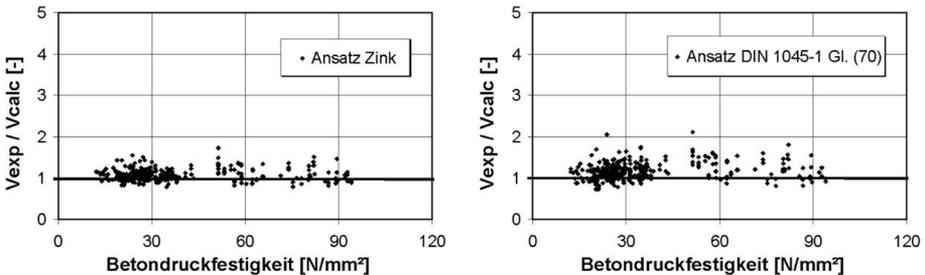


Abb. 2.35: Auswertung Versuchsdatenbank für die Ansätze nach *DIN 1045-1:2001-07* und *Zink 1999* (*Hegger 2006*)

Ultrahochfeste Betone

Für die Bewertung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen aus ultrahochfesten Betonen (UHPC) ohne Querkraftbewehrung liegen bisher nur wenige Untersuchungen vor. Um die wesentlichen Vorteile der hohen Druck- und insbesondere Zugfestigkeit, der herausragenden Duktilität bei der Verwendung von Fasern sowie der hohen Dichtheit gegenüber von Flüssigkeiten und Gasen auszunutzen, zielt die Verwendung von UHPC insbesondere auf unbewehrte Querschnitte mit Faserzusatz ab (vgl. *Heft 561*). Der Bemessungsansatz nach *Heft 561* beruht dementsprechend auf der Addition der für den UHPC wesentlichen Traganteile (vgl. Gl. (2.97)).

$$V_u = V_{\text{Rb}} + V_a + V_f \quad (2.97)$$

Dabei ist:

$$\begin{aligned} V_{\text{Rb}} &\quad \text{Betontraganteil} \\ V_a &\quad \text{Bewehrungsanteil} \end{aligned}$$

V_f Faseranteil

Zur Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung wurden von *Fehling u. Bunje 2003* Versuche an Balken und dünnen Platten aus UHPC durchgeführt. Dabei wurde festgestellt, dass das Versagen plötzlich und ohne Vorankündigung eintritt. Eine weitere Besonderheit stellt die Wiederbelastung nach Eintritt des Schubbruchs dar. Hier konnte gezeigt werden, dass eine erneute Belastung bis zu einer Tragfähigkeit von 50 % - 80 % der Bruchlast erreicht werden konnte (vgl. *Fehling u. Bunje 2003*). Für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von UHPC-Balken ohne Querkraftbewehrung wird auch in *Fehling u. Bunje 2003* der Ansatz nach *Zink 1999* vorgeschlagen (vgl. Gl. (2.69)). Zur Berechnung der charakteristischen Länge l_{ch} nach *Hillerborg 1983* wurde die Bruchenergie für den verwendeten UHPC nach *Rommel 1994* zu $G_f = 143 \text{ N/m}$ abgeschätzt. Die so berechnete Querkrafttragfähigkeit zeigte eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung von hochfesten und ultrahochfesten Betonen eindeutig zeigen, dass eine Nachrechnung auf Grundlage der Tragfähigkeit der ungerissenen Betondruckzone nach *Zink 1999* aussagekräftige Ergebnisse liefert. Für den Ansatz nach *DIN 1045-1:2001-07* konnte zumindest bei der Nachrechnung hochfester Betone eine ähnlich gute Übereinstimmung nachgewiesen werden (vgl. *Görtz 2004; Hegger 2006*).

2.4 Zusammenfassung

Allgemein gestiegene Anforderungen an die Nachhaltigkeit und Ressourcenschonung erfordern im Stahlbetonbau immer weitere Entwicklungen hinsichtlich der Werkstoffe, aber auch der Tragsysteme. In der vorliegenden Arbeit soll hierzu ein Beitrag durch die Kombination der Vorteile eines Hochleistungsbetons in Verbindung mit dem ressourcenschonenden Ansatz bei Verwendung von Hohlkörpern im Querschnitt geleistet werden.

Hochleistungsbeton

Hochleistungsbeton zeichnet sich nicht nur durch seine gegenüber normalfesten Betonen gesteigerte Druck- und Zugfestigkeit aus. Die mechanischen Eigenschaften dieses Werkstoffs ermöglichen die Entwicklung neuartiger Tragsysteme und die Ausbildung von zunehmend schlankeren und somit materialeffizienteren Stahlbetonbauteilen. Damit einher gehen jedoch auch gesteigerte Anforderungen hinsichtlich der Zusammensetzung und Verarbeitbarkeit dieses Materials, die ein besonderes Augenmerk in der Bauausführung verlangen. Der in dieser Arbeit verwendete Nanodur®-Beton kann die Lücke zwischen den einerseits verbesserten mechanischen Eigenschaften und den andererseits gesteigerten Anforderungen hinsichtlich Herstellung und Verarbeitbarkeit schließen. Weitere Details zu dem Werkstoff Nanodur®-Beton sind in Abschn. 3.2 beschrieben.

Stahlbetonplatten mit integrierten Hohlkörpern

Hohlräume zur Einsparung von Gewicht und Material wurden bereits im römischen Reich bei der Errichtung großer Tragwerke eingesetzt. Diese Idee entwickelte sich im

Laufe der Jahre weiter und wurde vornehmlich im Bereich von Deckensystemen eingesetzt. Hier ermöglichten die Hohlräume nicht nur die Einsparung von Ressourcen, sondern erlaubten mit der einhergehenden Reduktion des Eigengewichts eine Steigerung der Tragfähigkeit. Im heutigen Stahlbetonbau haben sich Hohlkörperdeckensysteme etabliert, die die Hohlräume mittels Hohlkörpern aus überwiegend recyceltem Kunststoff erzeugen. Diese Systeme können dabei sowohl in Ortbetonbauweise aber auch bei der Verwendung von Fertigteilen oder Halbfertigteilen eingesetzt werden. In Deutschland wurden bisher die Systeme von zwei Anbietern allgemein bauaufsichtlich zugelassen (vgl. *Beeplate 2017*; *Cobiax Eco-Line 2015*; *Cobiax Slim-Line 2018*). Diese Systeme unterscheiden sich hauptsächlich in den Regelungen zur Bemessung der Tragfähigkeit. Eine Verwendung ohne Querkraftbewehrung ist bisher ausschließlich dem System Cobiax vorbehalten, dessen Anwendungsgrenzen an umfassenden experimentellen und theoretischen Untersuchungen kalibriert wurden. Hierbei stellte sich heraus, dass insbesondere der Querkrafttragfähigkeit eine besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden muss, da diese maßgeblich durch die im Querschnitt angeordneten Hohlkörper beeinflusst wird. Auswirkungen auf die Biegetragfähigkeit sowie die Biegesteifigkeit der Hohlkörperdecken wurden im Wesentlichen durch theoretische Überlegungen erfasst.

Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung

Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung stellt einen umfangreichen und sehr komplexen Themenbereich dar. Obwohl bereits verschiedenste Ansätze zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit entwickelt wurden, ist es bisher nicht möglich, einen allgemein anerkannten Ansatz zu etablieren. Wesentliche Modelle zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens ohne Querkraftbewehrung basieren entweder auf empirisch ermittelten Ansätzen, mechanisch begründeten Ansätzen oder einer Kombination hieraus. Die mechanisch begründeten Berechnungsmodelle beruhen im Wesentlichen auf der Identifikation von drei Haupttraganteilen der Querkrafttragfähigkeit: Traganteil der ungerissenen Betondruckzone, Traganteil der Rissreibung, Traganteil der Dübelwirkung der Längsbewehrung. Die Bedeutung dieser Traganteile wird in den verschiedenen Berechnungsmodellen jeweils unterschiedlich gewichtet. Ein Berechnungsansatz, der die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung durch die Kombination aller drei Traganteile erfasst, wurde von *Görtz 2004* vorgeschlagen. Die von *Görtz 2004* angestellten Überlegungen wurden im weiteren Verlauf durch *Aldejohann 2009* und *Albrecht 2014* auf die Verwendung bei Hohlkörperdecken adaptiert. Hierbei wurde der Einfluss der Hohlkörper auf die einzelnen Traganteile durch experimentelle Untersuchungen und Finite-Elemente-Berechnungen ermittelt.

Durch die Kombination der Vorteile eines Hochleistungsbetons mit dem ressourcenschonenden Ansatz der Hohlkörperdecken kann ein leistungsfähiges aber dennoch nachhaltiges und ressourcenschonendes Tragsystem entwickelt werden. Die einzelnen Aspekte – die Verwendung von Hochleistungsbeton sowie das Tragverhalten von Hohlkörperdecken – wurden für sich betrachtet in der Literatur bereits umfassend untersucht. Daraus kann jedoch nicht ohne Weiteres das Trag- und Verformungsverhalten von Hohlkörperdecken aus Hochleistungsbeton abgeleitet werden. Insbesondere bei der für Hohlkörperdecken maßgebenden Fragestellung der Querkrafttragfähigkeit werden große Einflüsse erwartet. Der Traganteil der Betondruckzone wird zum einen

durch den Hochleistungsbeton gestärkt, zum anderen jedoch durch die schlanke Struktur in Verbindung mit den verwendeten Hohlkörpern erheblich reduziert. Für den Traganteil der Rissreibung wird eine Beeinflussung der Rissoberfläche durch die Verwendung von Hochleistungsbeton sowie eine deutliche Verringerung der zur Verfügung stehenden Rissfläche bei Verwendung von Hohlkörpern erwartet. Weitere Fragestellungen ergeben sich für das Biegetrag- und Verformungsverhalten sowie die lokale Durchstanstragfähigkeit im Bereich der Hohlkörper.

Zur Verifizierung der aufgezeigten Fragestellungen werden experimentelle Untersuchungen durchgeführt, die durch theoretische Betrachtungen ergänzt werden. Der Fokus liegt insbesondere auf der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung, da diese für die Tragfähigkeit des Gesamtsystems der Hohlkörperdecken aus Hochleistungsbeton maßgebend ist (vgl. *Aldejohann 2009; Abramski et al. 2010*).

3 Eigene experimentelle Untersuchungen

3.1 Allgemeines

Die in Kapitel 2 beschriebenen Bemessungsansätze für Hohlkörperdecken können nicht ohne Weiteres angewendet werden, um das Tragverhalten der Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton zu beschreiben. Die geringen Querschnittshöhen und Betondeckungen, die Verwendung von feinkörnigem Zuschlag sowie der Einsatz der Hohlkörper selbst beeinflussen das Tragverhalten maßgeblich, sodass experimentelle Untersuchungen zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit, als auch der lokalen Durchstanztragfähigkeit erforderlich werden. Das Biegetrag- und Verformungsverhalten soll anhand der experimentell ermittelten Daten aus der Querkraftuntersuchung sowie theoretischer Betrachtungen hergeleitet bzw. validiert werden (vgl. Abschn. 5.1).

Die Dimensionierung der Probekörper folgt dabei dem Ansatz der Materialreduzierung, damit das Potential der Hochleistungsmaterialien vollständig ausgeschöpft werden kann. So werden nicht nur Kosten, sondern auch Primärenergien bei der Zementherstellung gespart (vgl. Kapitel 1).

In den nachfolgenden Abschnitten werden zunächst die Eigenschaften des Werkstoffs Nanodur®-Beton erläutert und die Überlegungen zur Festlegung der Rezeptur beschrieben. Weiterhin werden die damit einhergehenden Frisch- und Festbetonkennwerte ermittelt. Danach werden die experimentellen Untersuchungen zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit und der lokalen Durchstanztragfähigkeit vorgestellt.

3.2 Nanodur®-Beton

3.2.1 Allgemeines

In den vorgehenden Abschnitten wurde bereits aufgezeigt, dass durch die Verwendung von Hochleistungsbeton gesteigerte Anforderungen bei Herstellung und Verarbeitung zu berücksichtigen sind. Neben einer Vielzahl unterschiedlicher Komponenten, die erst mit speziell dafür ausgelegten Mischanlagen zu einem Hochleistungsbeton vermischt werden können, ist eine Verarbeitung und insbesondere Verdichtung aufgrund der zumeist zähen Frischbetonkonsistenz nur mit erhöhtem Aufwand möglich (vgl. Abschn. 2.1). Durch die Verwendung des nachfolgend beschriebenen Nanodur®-Beton können sowohl die Anforderungen hinsichtlich Herstellung als auch Verarbeitung auf ein praxistaugliches Maß reduziert werden. Weiterhin sind aufgrund der Zusammensetzung der Bindemittelvormischung gegenüber der Herstellung eines normalfesten Betons keine zusätzlichen Bestandteile erforderlich. Da die Rezeptur nicht auf die Verwendung spezieller Gesteinskörnungen limitiert ist, ist die lokale Verfügbarkeit von Nanodur®-Beton lediglich an die Lieferung der Bindemittelvormischung gekoppelt. Ungeachtet weiterer auf dem Markt verfügbarer Produkte wurde sich insbesondere aufgrund der vorgenannten Vorteile für die Verwendung von Nanodur®-Beton zur Herstellung der Probekörper für die in der vorliegenden Dissertation beschriebenen Untersuchungen entschieden.

3 Eigene experimentelle Untersuchungen

Nanodur®-Beton erhält seinen Namen durch den Hauptbestandteil der Rezeptur – die von der Firma Dyckerhoff GmbH entwickelte Bindemittelvormischung Nanodur® Compound 5941 (vgl. *Deuse 2009*). Das Ziel dieser Entwicklung sollte ein Werkstoff zur praxisingerechten Herstellung von ultra-hochfestem Beton (UHPC) sein. Weitere Bestreben waren einerseits die Reduktion des erforderlichen Anteils an Silikastaub, andererseits sollte der erforderliche Zementgehalt durch eine optimale Ausnutzung der Portlandzementklinkeranteile reduziert werden. Im Ergebnis entstand eine Bindemittelvormischung, die zu 59 % aus einem Portlandhüttenzement CEM II/B-S 52,5 R und zu 41 % aus Quarzfeinsand, bzw. Quarzmehl besteht (vgl. *Dyckerhoff 2016*). In ersten Untersuchungen konnte mithilfe dieses Bindemittels und ohne den Einsatz von Silikastaub eine Prismendruckfestigkeit von bis zu 150 N/mm² und eine Biegezugfestigkeit von etwa 20 N/mm² (in Anlehnung an *DIN EN 196-1:2016-11*) erzielt werden. Dabei wurde gezeigt, dass die Druck- und auch die Biegezugfestigkeit der Nanodur®-Rezeptur mindestens gleichwertig oder höher als die der Referenzmischung mit Zugabe von Silikastaub ist (vgl. *Deuse 2009*). Die Verwendung von Nanodur® Compound 5941 hat dabei nicht nur Vorteile hinsichtlich der Festbetoneigenschaften, sondern vielmehr in der Herstellung und Verarbeitung des Betons. Durch die Vormischung des Bindemittels mit den erforderlichen Feinstanteilen kann die Rezeptur auf die Zusammensetzung eines herkömmlichen Betons reduziert werden: Bindemittelvormischung, Zuschläge, Zusatzmittel sowie Zugabewasser (vgl. Abb. 3.1).



Abb. 3.1: Bestandteile eines Hochleistungsbetons auf Grundlage der Bindemittelvormischung Nanodur® Compound 5941

Eine Dosierung und Handhabung von Silikastäuben entfällt somit vollständig. Des Weiteren werden die einzelnen Komponenten des Bindemittels durch eine werkseitig optimal abgestimmte Zusammensetzung effektiv ausgenutzt. Die intensive Vormischung und die damit optimierte Kornverteilung der Feinstanteile erlaubt die Herstellung von Nanodur®-Beton in herkömmlichen Mischanlagen (vgl. *Deuse 2009*) – ein wesentlicher Vorteil für eine praxisingerechte Handhabung. Die Lieferung des Nanodur® Compound 5941 erfolgt entweder als Sackware, Bigbag oder im Silozug und kann somit auf die individuellen Randbedingungen abgestimmt werden. Zusammenfassend lassen sich die Vorteile des Hochleistungsbetons aus Nanodur® Compound 5941 in wenigen Stichpunkten darstellen (vgl. *Deuse 2009*):

- Herstellung eines Hochleistungsbetons in konventionellen Mischanlagen, so wie sie in jedem Transportbetonwerk zur Verfügung stehen
- optimale Kornverteilung und Packungsdichte durch werksseitige Vormischung
- Handhabung von Feinstanteilen entfällt vollständig
- Verwendung mit verfügbarer Gesteinskörnung
- Effizienzsteigerung des Bindemittels durch optimale Zusammensetzung – Ressourcenschonung und Reduktion des CO₂-intensiven Portlandzementklinkers

Anwendungsbeispiele zur Demonstration einer praxisingerechten Verwendung des Nanodur®-Betons sind in Abschnitt 3.2.3 dargestellt.

3.2.2 Zusammensetzung und Eigenschaften des verwendeten Nanodur®-Betons

Nanodur Compound 5941 basiert auf einer Kombination von Normzementen gemäß *DIN EN 197-1:2011* und Gesteinsmehlen gemäß *DIN EN ISO 3262-13:1998-08* und ist in den Varianten weiß und grau verfügbar (vgl. *Dyckerhoff 2016*). Die Werkstoffkennwerte des Bindemittels nach *DIN EN 196-1:2016-11* sind in Tab. 3.1 dargestellt.

Tab. 3.1: Bindemittelkennwerte mit Normsand und $w/z = 0,5$ gem. *DIN EN 196-1:2016-11* (*Dyckerhoff 2016*)

Nanodur® Compound 5941	[-]	grau	weiß
Wasseranspruch	[%]	26	26
Erstarrungsbeginn	[min]	> 150	> 150
Druckfestigkeit nach 2 d	[MPa]	15	10
Druckfestigkeit nach 28 d	[MPa]	40	30

Bei der Auswahl der geeigneten Bindemittelvariante ist zu berücksichtigen, dass die Festigkeitskennwerte von Nanodur® Compound 5941 in weiß etwa 10 % geringer sind, als in der Variante grau (vgl. Tab. 3.1). Da Betonoptik bei der Ermittlung des Tragverhaltens von Hohlkörperdecken aus Nanodur®-Beton lediglich eine untergeordnete Bedeutung zukommt, wurde aufgrund der verbesserten Eigenschaften Nanodur® Compound 5941 grau gewählt.

Die Zusammenstellung der Betonrezeptur erfolgte auf Grundlage der Herstellerempfehlung in *Dyckerhoff 2016* für eine Grobkorn-Mischung ohne Fasern. Diese Mischung wird ebenfalls in *durcrete 2015* aufgegriffen. Analog zu den Untersuchungen in *Müller 2016* ist in der Rezeptur zusätzlich der Schwindreduzierer Eclipse® Floor der Grace Bauprodukte GmbH (vgl. *Grace 2006*) zur Minimierung unerwünschter Zwangspannungen und unkontrollierter Rissbildung enthalten. Als Fließmittel wurde das in den genannten Rezepturbeispielen angegebene MasterGlenium ACE 430 der BASF SE (vgl. *BASF 2019*) verwendet. Die in der vorliegenden Arbeit verwendete Rezeptur ist in Tab. 3.2 dargestellt.

Tab. 3.2: Rezeptur des verwendeten Nanodur®-Betons

Material	Masse [kg/m ³]
Nanodur Compound 5941	1.050
Grubensand 0/2 mm (lufttrocken)	430
Basaltsplitt 1/3 (lufttrocken)	880
Fließmittel BASF MasterGlenium ACE 430 (1,3 % v. NC)	13,65
Schwindreduzierer Eclipse® Floor	6
Gesamtwasser ($w / NC = 0,16$) abzgl. Schwindreduzierer	162

Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit infolge geringer Betondeckungen wurden bereits in *ConSol 2018* untersucht. Die experimentelle Bestimmung des Chloridmigrationskoeffizienten an drei Proben ergab einen Wert von $3,8 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$. Gegenüber herkömmlichen Betonen, deren Chloridmigrationskoeffizient bei einem guten Chloridmigrationswiderstand etwa bei 3 bis $12 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ liegt, zeigt der Nanodur®-Beton eine um ca. eine 10er-Potenz höhere Widerstandsfähigkeit gegen Chloride. Eine ähnliche Überlegenheit wurde auch bei der Ermittlung der Karbonatisierungstiefe und einer darauf basierenden Lebensdauerprognose festgestellt. Die experimentell ermittelte Karbonatisierungstiefe betrug bei einem Betonalter von 365 Tagen im Mittel ca. 0,06 mm. Somit ergibt sich nach dem Wurzel-Zeit-Gesetz für eine Dauer von 25 Jahren eine mittlere Karbonatisierungstiefe von gerade $d_c = 0,3 \text{ mm}$ (*ConSol 2018*).

Die Gesteinskörnung wurde in Abhängigkeit der minimal angestrebten Betondeckung festgelegt. Anhand der in *VDZ 2012* und *Fingerloos 2016* ausgesprochenen Empfehlungen, wonach der lichte Stababstand zwischen Bewehrungsstäben bzw. der lichte Abstand zwischen Bewehrung und Schalhaut mindestens dem dreifachen Größtkorndurchmesser d_g entsprechen sollte, wurde ein Basaltsplitt mit einem Größtkorn $d_g = 3 \text{ mm}$ festgelegt. Somit handelt es sich bei dem vorliegenden Nanodur®-Beton gem. der Definitionen in *DIN EN 12620:2002+A1:2008* um einen Feinkorn-Hochleistungsbeton, da sowohl der Grubensand in der Korngruppe 0/2 als auch der Basaltsplitt in der Korngruppe 1/3 ein Größtkorn kleiner als 4 mm aufweist.

Die wesentlichen Frisch- und Festbetonkennwerte des Nanodur®-Betons sind bereits in der Literatur angegeben (vgl. *Sagmeister 2017*; *Deuse 2012*; *Dyckerhoff 2016*; *Müller 2016*). Dennoch wurden eigene Kennwerte mit der in Tab. 3.2 angegebenen Rezeptur ermittelt, um Abweichungen gegenüber Werten in der Literatur aus der Herstellung, den Umgebungsbedingungen sowie weiteren Einflussfaktoren auszuschließen. Des Weiteren dienten diese selbst ermittelten Eigenschaften als Grundlage für die Planung und Dimensionierung der nachfolgend beschriebenen experimentellen Untersuchungen.

Die Untersuchung der Frischbetonkennwerte wurde jeweils 5 Minuten und 45 Minuten nach Beendigung des Mischvorgangs durchgeführt. Das zugrundeliegende und immer gleich angewendete Mischregime ist in Tab. 3.3 dargestellt.

Tab. 3.3: Mischregime Nanodur®-Beton

Schritt	Ausführung	Zeitdauer [min]	Mischgeschwindigkeit [1/min]
1	Sand + Splitt + Nanodur trocken vormischen	2	30
2	Wasser + Schwindreduzierer zugeben	2	30
3	Fließmitteldosierung		
3.1	Fließmittel zugeben und Mischgeschwindigkeit erhöhen	3	40
3.2	Mischgeschwindigkeit weiter erhöhen	7	60
4	Nachmischen (Entlüften) bei reduzierter Mischgeschwindigkeit	1	20

Die ermittelten Frischbetonkennwerte sind in Tab. 3.4 enthalten.

Tab. 3.4: Ermittelte Frischbetonkennwerte des Nanodur®-Beton. Die Kennwerte stellen jeweils Mittelwerte aus drei Proben dar.

Information	Prüfung nach	Bez.	[-]	Ergebnis	
				5 Min.	45 Min.
Frischbetonrohddichte	<i>DIN EN 12350-6:2011-03</i>	<i>D</i>	kg/m ³	2.542	
Fließzeit	<i>DIN EN 12350-8:2010-12</i>	<i>t</i> ₅₀₀	s	13,0	19,0
Setzfließmaß		<i>SF</i>	mm	800	770
Fließzeit Blockierring	<i>DIN EN 12350-12:2010-12</i>	<i>t</i> _{500J}	s	19,0	24,5
Setzfließmaß Blockierring		<i>SF</i> _J	mm	840	820
Blockierneigung		<i>PJ</i>	mm	3	4
Auslaufrichterzeit	<i>DIN EN 12350-9:2010-12</i>	<i>t</i> _v	s	47,0	58,5
Luftporengehalt	<i>DIN EN 12350-7:2009-08</i>	<i>A</i> _c	%	0,8	1,7

Zur Durchführung der Festbetonprüfungen wurden sowohl Prismen 40 mm x 40 mm x 160 mm gemäß *DIN EN 196-1:2016-11* als auch Würfel und Zylinder gem. *DIN EN 12390-1:2012-09* hergestellt. Die daran ermittelten Festbetonkennwerte sind in Tab. 3.5 dargestellt. Die Proben wurden vor der Prüfung 28 Tage trocken gelagert. Die Betondruckfestigkeit wurde an Zylindern mit $d = 15$ cm und $L = 30$ cm geprüft und gem. *DIN 1045-2:2008-08* von einer trockenen Lagerung in die Lagerung nach dem Referenzverfahren nach *DIN EN 12390-2:2009-03* umgerechnet (Erläuterungen siehe Abschn. 3.3.2.2).

Tab. 3.5: Ermittelte 28 d-Festbetonkennwerte des Nanodur®-Beton. Die Kennwerte stellen jeweils Mittelwerte aus drei Proben dar.

Information	Prüfung nach	Bez.	[-]	Ergebnis
Elastizitätsmodul	<i>DIN EN 12390-13:2014-06</i>	<i>E</i> _c	N/mm ²	47.851,95
Biegezugfestigkeit	<i>DIN EN 196-1:2016-11</i>	<i>R</i> _t	N/mm ²	19,61
Druckfestigkeit	<i>DIN EN 12390-3:2009-02</i>	<i>f</i> _{cm}	N/mm ²	106,55
Festbetonrohddichte	<i>DIN EN 12390-7:2009-07</i>	<i>D</i>	kg/m ³	2.476,48

Die ermittelten Frischbetonkennwerte in Tab. 3.4 verdeutlichen die besonderen Eigenschaften des Nanodur®-Betons hinsichtlich Verarbeitbarkeit und Betonierbarkeit. Infolge der honigartigen Konsistenz wird die Auslauftrichterzeit um mehr als den zweifachen Wert gegenüber dem Verarbeitbarkeitsbereich eines herkömmlichen selbstverdichtenden Betons überschritten (vgl. *DAfStb-Rili SVB*). Dennoch bestätigt das Setzfließmaß in Höhe von 800 – 840 mm die sehr hohe Fließfähigkeit (SF3 nach *DIN EN 206:2017-01*). Die Verwendung des Blockierings nach *DIN EN 12350-12:2010-12* hat keine Auswirkungen auf das Setzfließmaß (vgl. Abb. 3.2). Lediglich die Fließzeit t_{500J} war mit 19 Sekunden etwas größer im Vergleich zu dem Versuch ohne Blockierring.

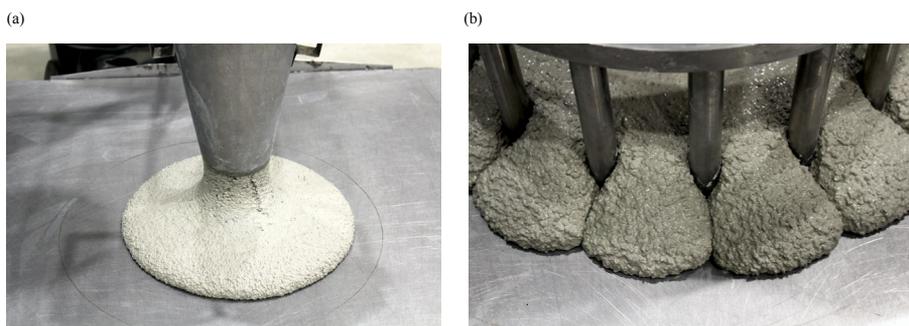


Abb. 3.2: Frischbetonuntersuchungen des Nanodur®-Betons – Fließfähigkeit ohne (a) und mit Blockierring (b)

Gleichzeitig lässt sich der Beton mit einer mittleren Zylinderdruckfestigkeit von ca. 107 N/mm² in das Feld der hochfesten Betone einordnen (vgl. Abschn. 2.1). Als besondere Kenngrößen zeigen sich zudem die hohe Biegezugfestigkeit von etwa 20 N/mm² sowie der E-Modul von nahezu 48.000 N/mm², die nach *Heft 561* bereits den Kennwerten eines ultrahochfesten Betons zuzuordnen sind.

3.2.3 Praxisbeispiele zur Anwendung von Nanodur®-Beton

Aufgrund der vorgenannten Eigenschaften wird der Nanodur®-Beton oftmals in Anwendungsbereichen eingesetzt, in denen hohe Anforderungen hinsichtlich Ästhetik und Oberflächenqualität der daraus hergestellten Bauteile gestellt werden. Am Beispiel filigraner Garderobenstelen im Bibelhaus Erlebnis Museum in Frankfurt am Main (vgl. Abb. 3.3, a) konnte die Leistungsfähigkeit des Materials demonstriert werden. Die 2,90 m hohen Elemente haben bei einer Breite von 1,05 m lediglich eine Dicke von fünf Zentimetern – ohne zusätzliche Bewehrung oder die Zugabe von Fasern (vgl. *OpusC 2011*). Da diese Garderobenstelen zudem als Blickfang innerhalb des Eingangsbereichs dienen sollten, war eine einwandfreie beidseitige Sichtbetonoberfläche Pflicht. Hier überzeugte vor allem die selbstverdichtende Eigenschaft des Betons, so dass im Resultat eine nahezu porenfreie und farblich gleichmäßige Sichtbetonoberfläche erzeugt werden konnte (vgl. *OpusC 2011*).



Abb. 3.3: Garderobenstelen im Bibelhaus Frankfurt am Main (a) (*OpusC 2011*) sowie Maschinenbett für eine Fahrständermaschine (b) (*Sagmeister 2017*) aus Nanodur®-Beton

Ein weiterer, industriell geprägter Anwendungsschwerpunkt ist die Herstellung von hochpräzisen Maschinenbetten aus Nanodur®-Beton (vgl. *Sagmeister 2017*). Diese dienen als Träger bzw. Fundament für hochpräzise und dynamisch agierende Werkzeuge wie CNC-Fräsen oder auch verfahrbare Roboterarme (vgl. *Sagmeister 2017*). Dabei ist insbesondere die Steifigkeit und Verformung des Betonkörpers von besonderer Wichtigkeit. Während herkömmliche Maschinenbetten bisher aus Polymerbeton oder Naturstein hergestellt wurden, lassen sich die Herstellkosten bei der Verwendung des Nanodur®-Betons nahezu halbieren (vgl. *Deuse 2012*). Die innere Dämpfung, ein wesentlicher Aspekt bei der Verwendung als Maschinenbetten und –gestelle für dynamisch agierende Maschinen, führt zu einer bis zu 80 % schnelleren Schwingungsdämpfung gegenüber einer Konstruktion aus Stahlguss (vgl. *Deuse 2012*). Daraus folgen höhere mögliche Vorschübe oder Achsbeschleunigungen der Maschine, die zu einer wesentlichen Produktionssteigerung beitragen können. Aufgrund der Tatsache, dass sich das Maschinenbett zu jeder Zeit in einem ungerissenen Zustand befinden muss, ist auch die statische Bemessung auf Grundlage linear-elastischer Materialgesetze denkbar einfach (vgl. *Sagmeister 2017*). Die geforderte Präzision lässt sich dabei durch die Herstellung selbst, als auch durch eine geeignete Nachbearbeitung in Form von Fräsen oder Schleifen der Oberflächen erzielen. Erfahrene Betonfertigteilwerke erreichen durch einen optimierten Herstellungsprozess bereits Ebenheiten im Bereich von $\pm 1,0$ mm über eine Länge von bis zu 2,0 m (vgl. *Deuse 2012*).

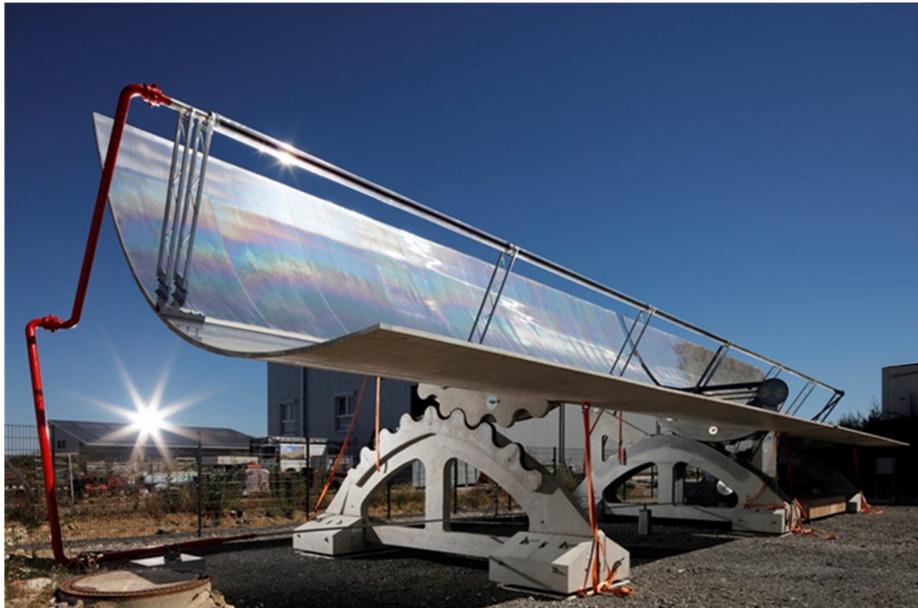
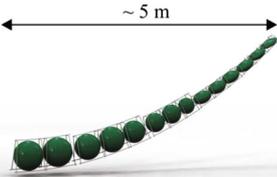
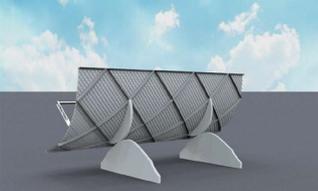
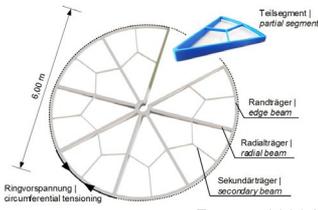


Abb. 3.4: Großdemonstrator einer Parabolrinne aus Nanodur®-Beton im Originalmaßstab, Standort Borchen

Weitere Anwendungsgebiete ergeben sich aus der aktuellen Forschung. Mit der Errichtung eines kleinformatischen Demonstrators einer Parabolschale aus Nanodur®-Beton an der Technischen Universität Kaiserslautern (vgl. Müller 2013) konnte eine umfangreiche Untersuchungsreihe zur Herstellung von Parabolschalen für die Verwendung in solarthermischen Kraftwerken im Rahmen des DFG Schwerpunktprogramms 1542 „Leicht Bauen mit Beton“ initiiert werden. Die wesentlichen Anforderungen an den Beton waren eine hohe Steifigkeit zur Erzielung eines hohen optischen Wirkungsgrads sowie die einfache Verarbeitung und die Verwendung von lokalen Zuschlägen. Innerhalb des Schwerpunktprogramms wurde dabei in verschiedenen Projekten an unterschiedlichen Lösungen zur Erreichung einer sehr hohen Struktursteifigkeit bei gleichzeitig minimalem Materialansatz gearbeitet. Neben Parabolschalen wurde hier auch das Prinzip der Heliostaten untersucht. Eine Übersicht der Forschungsprojekte ist in Tab. 3.6 gegeben.

Tab. 3.6: Nanodur®-Beton im DFG Schwerpunktprogramm 1542

Projekttitlel	Auswahl an Veröffentlichungen	Darstellung
Leichte verformungsoptimierte Schalenträgerwerke aus mikrobewehrtem UHPC	<i>Müller 2013; Müller 2014 a; Müller 2014 b; Forman 2015; Müller 2016; Kämpfer 2020</i>	 <p>(Müller 2013)</p>
Leichte verformungsoptimierte Schalenträgerwerke aus mikrobewehrtem UHPC – Weiterentwicklung zu großformatigen Kollektoren mit Hohlkörperstrukturen	<i>Stallmann 2017; Kämpfer 2017 (fib); IASS 2017; Kämpfer 2020</i>	 <p>~ 5 m</p> <p>Kämpfer 2017 (fib)</p>
Parabolrinnenstruktur aus Hochleistungsbeton im Realmaßstab des gängigen Kollektortyps „Euro-Trough“	<i>Forman 2017 (fib); Forman 2020 a</i>	 <p>Forman 2017 (fib)</p>
Adaptive Präzisionsstrukturen von Heliostaten aus Hochleistungsbeton für punktfokussierende Solarkraftwerke	<i>Forman 2020 b</i>	 <p>Forman 2020 b</p>

Neben den Forschungsprojekten im Rahmen des DFG Schwerpunktprogramm 1542 wurde in einem weiteren, von dem Bundesministerium für Wirtschaft und Energie geförderten Projekt an der praxistauglichen Entwicklung einer Parabolshale mit einer Aperturweite von 5,77 m und einer Länge von 12,0 m gearbeitet (vgl. *ConSol 2018*). Der in diesem Projekt dargestellte Großdemonstrator im Originalmaßstab ist in Abb. 3.4 dargestellt.

Nanodur®-Beton eignet sich aufgrund seiner Eigenschaften somit nicht nur zur Herstellung hochwertiger und optisch ansprechender Sichtbetonelemente, sondern wird vielmehr in konkreten und praxisbezogenen Projekten herangezogen, die hohe strukturelle Anforderungen an diesen Werkstoff stellen.

3.3 Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung

3.3.1 Allgemeines

Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton wurden insgesamt 42 Bauteilversuche durchgeführt. Dabei wurden 27 Probekörper aus Nanodur®-Beton mit integrierten Hohlkörpern untersucht. Weitere neun Versuche wurden als Referenzversuche mit gleicher Konfiguration, jedoch ohne Hohlkörper durchgeführt. Ergänzt wurden die Hohlkörperversuche durch insgesamt sechs zusätzliche Versuche mit Massivquerschnitt, um die Aussagekraft der Referenzversuche zu untermauern.

Im Rahmen des Untersuchungsprogramms (vgl. Tab. 3.7) wurden verschiedene Parameter variiert, um den Einfluss der einzelnen Haupttraganteile der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen gem. Abschn. 2.3.2.2 auf die Gesamttragfähigkeit zu ermitteln. So wurde eine Betonüberdeckung oberhalb des Hohlraums zwischen 1,6 cm und 4,2 cm untersucht. Des Weiteren wurden verschiedene Probekörperbreiten als auch die Auswirkung der Dübelwirkung der Längsbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit überprüft. Als Basis wurden Hohlkörper der Heinze Cobiax Deutschland GmbH verwendet. Der Hohlkörper typ „SL-100“ entspricht dem kleinsten in Deutschland allgemein bauaufsichtlich zugelassenen Hohlkörper (vgl. *Cobiax Slim-Line 2018*) und steht entsprechend dem Grundsatz der effizienten Materialverwendung im Fokus der Untersuchungen. Die Abmessungen der Probekörper wurden an der Größe dieses Hohlkörper typs ausgerichtet. Weitere Randbedingungen, die zur Festlegung der hier vorgestellten Probekörperabmessungen führen, werden in Abschn. 3.3.2.1 beschrieben.

Tab. 3.7: Untersuchungsprogramm Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung

Bezeichnung	Plattenhöhe	Probekörperbreite	Höhe Hohlraum	oberer Deckenspiegel	Längsbewehrungsgrad	Anzahl Bauteilversuche	
	[cm]					[cm]	[cm]
V-Q-10-141	14,1	65,68	10,0	1,6	1,53	3	1
V-Q-10-160	16,0			2,2	1,54	3	1
V-Q-10-170	17,0			3,2	1,62	3	1
V-Q-10-180	18,0			4,2	1,69	3	1
V-Q-10-160-PS	16,0	32,84		2,2	1,54	3	1
V-Q-10-170-PS	17,0			3,2	1,80	3	1
V-Q-10-180-PS	18,0			4,2	1,69	3	1
V-Q-10-170_D	17,0	65,68		3,2	1,62	3	1
V-Q-10-180_D	18,0			4,2	1,69	3	1
V-Q-100-PS	10,0	32,84		-		2,00	-
V-Q-175-PS	17,5				2,00	-	2
V-Q-250-PS	25,0				1,66	-	2
					Summe	27	15

Bei der Herstellung der Probekörper wurden die Anwendungsregeln gemäß *Cobix Slim-Line 2018* sowie die konstruktiven Anforderungen an die Betondeckung aus Dauerhaftigkeit und Verbund nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* aufgrund der besonderen Eigenschaften des verwendeten Nanodur®-Betons (vgl. Abschnitt 3.2.2) nicht berücksichtigt.

3.3.2 Details zu den Versuchskörpern

Die vollständige Dokumentation der experimentellen Untersuchungen ist in Anlage D dargestellt. Dort sind die Montagepläne, die vollständigen Untersuchungsergebnisse sowie die Fotodokumentation enthalten.

3.3.2.1 Aufbau der Versuchskörper

Im Rahmen der Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton wurden einachsige-gespannte 3-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Die Wirkungsweise eines mehraxialen Lastabtrags konnte u. a. in *Ab-ramski et al. 2010* bestätigt werden, sodass der ausgewählte Versuchsaufbau den ungünstigsten Lastabtrag darstellt. Dieser wurde zudem so gewählt, dass auf einer definierten Seite des Probekörpers eine mindestens 20 % höhere Querkraftbeanspruchung durch die Zylinderkraft eingetragen wurde, um das Schubversagen auf dieser Seite zu erzwingen. Pro Versuchskörper wurden zwei Versuche durchgeführt. Dabei wurde je Versuchskörper ein Referenzversuch ohne Hohlkörper und ein Hohlkörperversuch bzw. beidseitig Hohlkörperversuche ausgeführt, sodass jede Versuchsreihe, bestehend aus vier Versuchen (1x Referenzversuch ohne Hohlkörper und 3x Hohlkörperversuche) aus insgesamt zwei Probekörpern bestand.

Die Bezeichnung der Versuchsreihen in Tab. 3.7 und der jeweils durchgeführten Einzelversuche wurde nach dem Schema in Abb. 3.5 festgelegt.

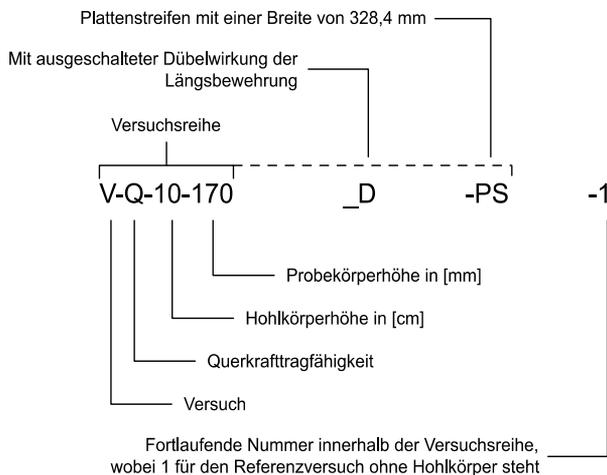


Abb. 3.5: Bezeichnung der Querkraftversuche

Sind einzelne Elemente in der Bezeichnung nicht enthalten, so ist die betreffende Versuchsreihe ohne Berücksichtigung dieses Elements durchgeführt worden. Eine fehlende Angabe der Hohlkörperhöhe bedeutet, dass es sich um einen Referenzversuch mit Massivquerschnitt handelt. Mit dem Index *_D* werden Versuche mit ausgeschalteter Dübelwirkung der Längsbewehrung gekennzeichnet und die Endung *-PS* gibt an, ob es sich um Plattenstreifen mit einer Breite von 328,4 mm handelt.

Ausrichtung der Hohlkörper

Vorangegangene Untersuchungen haben gezeigt, dass die Anordnung der Hohlkörper im Grundriss einen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Platten ausübt. Das Institut für Betonfertigteilterbau in Bochum wies dabei nach, dass die Anordnung diagonal zur Spannrichtung eine Steigerung der Tragfähigkeit um ca. 16 % bewirkt (vgl. *Albert 2008*). Zur Vermeidung dieser positiven Einflüsse erfolgte die Ausrichtung der Hohlkörper daher parallel und orthogonal zu der Spannrichtung im Versuch.

Hohlkörperhöhe und Deckendicke

Es wurden ausschließlich abgeflachte rotationssymmetrische Hohlkörper des Typs „Cobix SL-100“ (vgl. *Cobix Slim-Line 2018*) mit einer Höhe von 10 cm sowie einem Durchmesser von 328,4 mm inklusive Fügerand verwendet. Der Fügerand ist dabei die äußere Umrandung des Hohlkörpers, die über den Hohlraum hinausragt und das Verschlussystem darstellt. Ohne diesen Fügerand, d. h. der Durchmesser des tatsächlichen Hohlraums, beträgt der Durchmesser 315 mm. Die Hohlkörper werden jeweils aus zwei Halbschalen zusammengesetzt (vgl. Abb. 3.6). Es entsteht eine feste und dichte Verbindung, sodass während der Betonage keine Flüssigkeit in den Hohlraum gelangen kann.

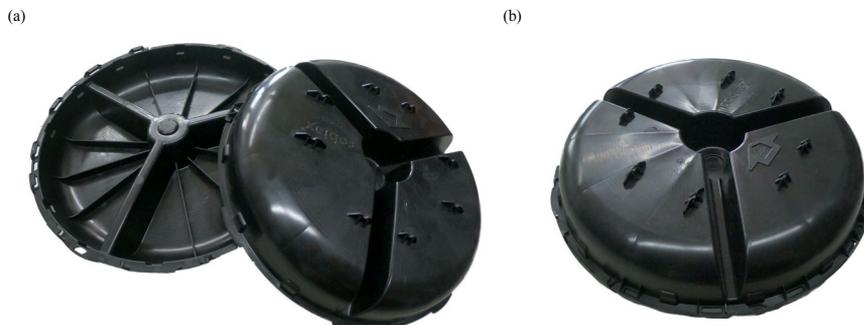


Abb. 3.6: „Cobix SL-100“: Verbindung von zwei Halbschalen (a) zu einem Hohlkörper (b)

Die kleinste Versuchskörperhöhe betrug 14,1 cm und wurde dann von 16,0 cm schrittweise um 1,0 cm bis 18,0 cm gewählt. Zur Erlangung der Deckenstärke von 14,1 cm bei der Verwendung von 10 cm hohen Hohlkörpern wurden die konstruktiven Regelungen in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* sowie *Cobix Slim-Line 2018* nicht berücksichtigt. Die Vorgaben wurden bewusst unterschritten, sodass eine geringst sinnvolle Plattenstärke gemäß dem Grundsatz der größtmöglichen Materialeinsparung (vgl. Kapitel 1) erreicht werden konnte.

Lage der Hohlkörper in vertikaler Richtung

Für die Probekörper der Stärke 14,1 cm wurden die Hohlkörper so eingebaut, dass der obere Deckenspiegel eine Stärke von 16 mm aufwies, was einem Stabdurchmesser der oberen Längsbewehrung von 6 mm mit einer Betondeckung von 1,0 cm entspricht. Für die Deckenstärke 16,0 cm betrug der obere Deckenspiegel 22 mm und wurde dann analog zu der Probekörperhöhe um 1,0 cm erhöht, sodass bei der Probekörperhöhe von 18,0 cm ein oberer Deckenspiegel von 4,2 cm vorlag. Bis auf die Versuche mit der Höhe von 14,1 cm, bei denen der untere Deckenspiegel 2,5 cm betrug, lag der untere Deckenspiegel konstant bei 3,8 cm.

Achsabstände der Hohlkörper untereinander

Die Achsabstände für die Hohlkörper des Typs Slim-Line betragen nach *Cobiax Slim-Line 2018* konstant 350 mm in Längs-, als auch in Querrichtung. In den beschriebenen Versuchen betrug der Achsabstand genau 328,4 mm, sodass die Hohlkörper ohne Abstand bündig nebeneinander verlegt wurden. Da hier die kleinstmögliche Betonquerschnittsfläche für den Schubabtrag vorliegt, wird somit die geringst mögliche Querkrafttragfähigkeit ermittelt.

Betondeckung

Die Dimensionierung der Betondeckung erfolgte auf Grundlage wirtschaftlicher Überlegungen. Die gegenüber normalfestem Beton gesteigerten Materialkosten können ausschließlich durch die Verwendung filigraner und schlanker, aber dennoch leistungsfähiger Konstruktionen reduziert werden. Diese Leistungsfähigkeit kann insbesondere bei Biege- und Querkraftbeanspruchung durch die Reduktion des verwendeten Betons bei gleichzeitiger Vergrößerung des inneren Hebelarms d erreicht werden. Neben der Verwendung von Hohlkörpern im Querschnitt wurde die Betondeckung der Längsbewehrung daher entgegen der Regelungen in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* auf ein Minimum von 1,0 cm reduziert. Die Anforderungen an die Betondeckung zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit als auch zur Sicherstellung des Verbundes wurden nicht berücksichtigt, da diese an normalfesten Betonen kalibriert wurden und somit bei der Verwendung des Nanodur®-Betons als sehr konservativ einzuschätzen sind. Eventuell eintretende Beeinträchtigungen durch einen reduzierten Stahl-Beton-Verbund werden im Rahmen der experimentellen Untersuchungen automatisch miterfasst.

Probekörperbreite

Die Probekörperbreite entsprach mit 65,68 cm genau der Breite von zwei nebeneinander angeordneten Hohlkörpern. Mit einem Verhältnis $b / h \geq 3,65$ für die 18 cm hohen Probekörper wurde das Kriterium ($b / h \geq 4,0$) nach *Kani 1968* nahezu eingehalten, sodass hier von einem plattenartigen Bauteil ausgegangen werden kann. Die Probekörperbreite der Plattenstreifen (Endung –PS) betrug mit 32,84 cm genau dem Durchmesser eines Hohlkörpers. Hier kann von einem balkenartigen Bauteil ausgegangen werden.

Schubslankheit

Die Schubslankheit a / d wurde so gewählt, dass der Effekt einer verringerten Querkrafttragfähigkeit im Schubtal nach *Kani 1966* (vgl. Abschn. 2.3.1) ausgenutzt und Effekte von auflagernahen Einzellasten vermieden werden konnten. Sie variierte zwischen 3,45 (V-Q-10-180) und 4,52 (V-Q-100).

Bewehrung

Als Längsbewehrung wurde ein hochfester Ankerstabstahl St 900/1100 nach Z-12.5-96 mit Gewinderippen und einem Durchmesser von 15,0 mm eingesetzt. Hiermit wurden trotz des hohen erforderlichen Längsbewehrungsgehalts zur Erzwingung eines Schubversagens realistische Längsbewehrungsgrade bis maximal 2,78 % realisiert. Dabei wurde die Längsbewehrung so gewählt, dass ein rechnerisches Verhältnis $M_{\text{Biegeversagen}} / M_{\text{Querkraftversagen}}$ von mindestens 1,2 vorlag. Die geringfügig höhere bezogene Rippenfläche des Ankerstabstahls gegenüber dem Betonstabstahl von 0,131 zu 0,123 (vgl. *Albrecht 2014*) wurde analog zu dem Vorgehen in *Albrecht 2014* akzeptiert.

Es wurde eine innenliegende Querbewehrung aus Betonstahl B500B nach *DIN 4882:2009-08* verwendet. Der Querbewehrungsgrad betrug in allen Probekörpern 20 % des geometrischen Längsbewehrungsgrads.

3.3.2.2 Werkstoffe und Materialkennwerte

Längsbewehrung

Die selbst ermittelten Materialkennwerte des Ankerstabstahls sind in Tab. 3.8 zusammengefasst. Exemplarisch ist das Spannungs-Dehnungsdiagramm für Probe 3 in Abb. 3.7 dargestellt. Die 0,2 %-Dehngrenze $R_{p0,2}$ wurde entsprechend Z-12.5-96 ermittelt.

Tab. 3.8: Materialkennwerte der Längsbewehrung: St 900/1100

Bezeichnung	Einheit	Probe 1	Probe 2	Probe 3	Mittelwert
Elastizitätsmodul	[N/mm ²]	207.547	194.690	217.822	206.686
0,2 %-Dehngrenze	[N/mm ²]	930	932	972	945
Streckgrenze	[N/mm ²]	1.144,10	1.132,11	1.190,45	1.155,55

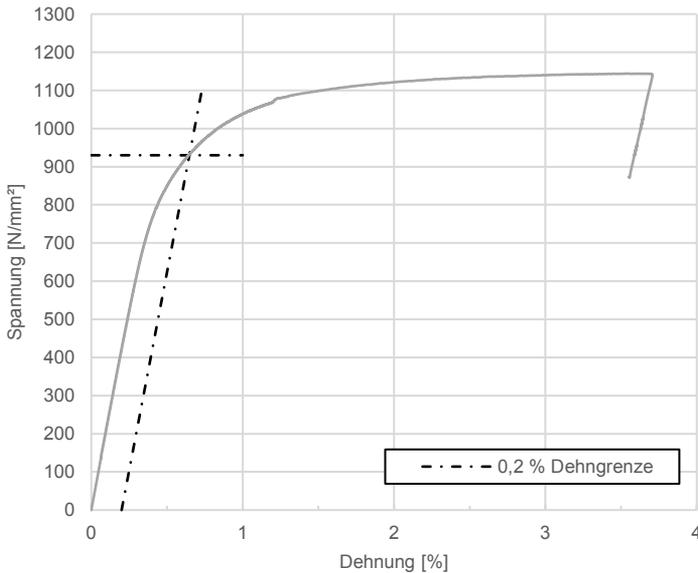


Abb. 3.7: Spannungs-Dehnungs-Diagramm der Längsbewehrung, exemplarisch für Probe 3

Querbewehrung

Die in den Versuchskörpern eingebaute Querbewehrung beträgt 20 % des geometrischen Längsbewehrungsgrads. Es wurde ein Betonstahl B500B nach *DIN 4882:2009-08* verwendet. Für die Probekörper mit einer Höhe von 14,1 cm wurden Stäbe \varnothing 14 mm gewählt. Alle weiteren Versuchskörper wurden mit Stäben \varnothing 10 mm hergestellt.

Hohlkörper

Es wurden handelsübliche Probekörper des Typs „Cobiax SL-100“ aus HD-PE bzw. PP (Kunststoff) verwendet (vgl. *Cobiax Slim-Line 2018*).

Nanodur®-Beton

Die Versuche wurden ausschließlich mit dem in Abschnitt 3.2 charakterisierten Nanodur®-Beton ausgeführt. Es wurde ausschließlich die in Tab. 3.2 angegebene Rezeptur verwendet. Die Herstellung des Betons erfolgte unter Berücksichtigung des Mischregimes nach Tab. 3.3. Aufgrund der besonderen Eigenschaften des Nanodur®-Betons konnte die Herstellung mit einem für Betonfertigteilewerke üblichen Zwangsmischer des Typs „Liebherr ZE500/750“ mit einem Nenninhalt von 500 l erfolgen. Entgegen der Empfehlungen in *Sagmeister 2017* konnten dabei Mischungen mit bis zu 480 l pro Charge erfolgreich hergestellt werden, sodass jeder Probekörper aus maximal einer Betoncharge bestand.

Zur Bestimmung der Festbetonkennwerte zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung wurden von jeder Betoncharge mindestens drei Probewürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm und mindestens drei Zylinder ($d = 150$ mm und $h = 300$ mm) hergestellt. Diese wurden gleichzeitig mit den Versuchskörpern ausgeschalt und bis zur Prüfung

3 Eigene experimentelle Untersuchungen

trocken bei den Probenkörpern gelagert. Am Versuchstag wurde die Würfeldruckfestigkeit nach *DIN EN 12390-3:2009-02* an mindestens drei Probewürfeln bestimmt. Die Zylinder wurden zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls nach *DIN EN 12390-13:2014-06* und der Druckfestigkeit nach *DIN EN 12390-3:2009-02* herangezogen.

Die Umrechnung der Festigkeiten von Würfeln auf Zylinder erfolgt nach Gl. (3.1). Diese stellt den Zusammenhang zwischen Würfel- und Zylinderdruckfestigkeiten in Tabelle 5.1-3 nach *Model Code 2010* als lineare Funktion dar, wobei ausschließlich der Bereich der hochfesten Betone von C55 bis C120 (gem. *Model Code 2010*) berücksichtigt wurde.

$$f_{\text{cm,dry}} = 0,9066 \cdot f_{\text{cm,cube,dry}} - 6,3972 \quad (3.1)$$

Als Datengrundlage zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit können damit sowohl die Ergebnisse der Würfeldruckfestigkeiten als auch Zylinderdruckfestigkeiten herangezogen werden. Zur weiteren Auswertung ist die Betondruckfestigkeit gemäß *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04* erforderlich. Darin ist festgelegt, dass sich die Betondruckfestigkeit auf die Regelungen in *DIN EN 206-1:2001-07* in Verbindung mit *DIN 1045-2:2008-08* bezieht. *DIN EN 206-1:2001-07* legt dabei fest, dass die Lagerung der Probekörper gemäß *DIN EN 12390-2:2009-03* erfolgen muss. Nach dieser Norm sind die Probekörper nach dem Ausschalen bis zu der Prüfung in einem Wasserbad zu lagern. Zusätzlich gilt, dass Prüfergebnisse von Proben anderer Lagerungsarten mit entsprechenden Umrechnungsfaktoren angepasst werden dürfen. Die Umrechnung der Druckfestigkeit trocken gelagerter Proben hin zu Proben mit einer Lagerung im Wasserbad erfolgt dabei nach Gl. (3.2) aus *DIN 1045-2:2008-08*.

$$f_{\text{cm}} = \begin{cases} 0,92 \cdot f_{\text{cm,dry}} & \text{bis C50/60} \\ 0,95 \cdot f_{\text{cm,dry}} & \text{ab C55/67} \end{cases} \quad (3.2)$$

Die in dieser Arbeit dargestellten Kennwerte der zentrischen Betonzugfestigkeit f_{ctm} wurden nach Gleichung (5.1.-3b) aus *Model Code 2010* auf der Grundlage von *Remmel 1994* für einen hochfesten Normalbeton berechnet.

$$f_{\text{ctm}} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,1 \cdot (f_{\text{ck}} + \Delta f)) \quad (3.3)$$

Dabei ist:

f_{ck}	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit in [N/mm ²]
Δf	= 8 N/mm ²

Nach Gleichung (5.1-1) in *Model Code 2010* gilt:

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (3.4)$$

Dabei ist:

$$\Delta f = 8 \text{ N/mm}^2$$

Für $\Delta f = 8 \text{ N/mm}^2$ kann Gl. (3.4) in Gl. (3.3) eingesetzt werden, sodass sich die mittlere Betonzugfestigkeit f_{ctm} anhand der experimentell bestimmten mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} nach Gl. (3.5) berechnen lässt.

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,1 \cdot f_{cm}) \quad (3.5)$$

Im direkten Vergleich der aus den Probewürfeln umgerechneten Betondruckfestigkeit f_{cm} mit der an Zylindern ermittelten Betondruckfestigkeit f_{cm} werden Abweichungen festgestellt. In Abb. 3.8 sind alle innerhalb der Versuche ermittelten Betondruckfestigkeitswerte gegenübergestellt. Hier ist zu erkennen, dass die an Zylindern ermittelten Betondruckfestigkeiten, die aus den Probewürfeln nach Gl. (3.1) und Gl. (3.2) umgerechneten Festigkeitswerte z. T. deutlich übersteigen.

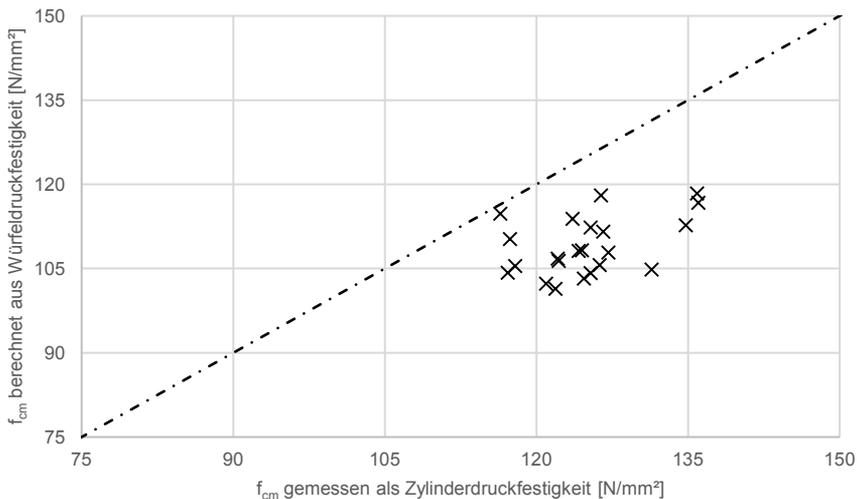


Abb. 3.8: Vergleich der berechneten Betondruckfestigkeiten aus Würfeldruckprüfungen mit gemessenen Festigkeitswerten aus Zylinderdruckprüfungen

Im Vergleich der absoluten Werte kann festgestellt werden, dass die mittlere Druckfestigkeit aus Probewürfeln in einem Bereich zwischen ca. 100 N/mm² bis 120 N/mm² liegt. Der kleinste Wert aus der Zylinderprüfung beträgt dagegen ca. 116 N/mm² und der größte Wert etwa 136 N/mm². Zur Validierung der ermittelten Betonkennwerte wurde sowohl der Prüfablauf nach *DIN EN 12390-3:2009-02* als auch die Probekörperherstellung und Bearbeitung nach *DIN EN 12390-2:2009-03* genauestens überprüft. Es wurden jedoch keine Abweichungen zu den normativen Vorgaben festgestellt,

3 Eigene experimentelle Untersuchungen

sodass die ermittelten Unterschiede nicht anhand des Versuchsablaufs und der Probekörperherstellung begründet werden können. Weitere Einflussfaktoren auf die Betondruckfestigkeit wurden ebenfalls nicht festgestellt.

Zur Auswertung der experimentellen Untersuchungen wird die an den Zylindern ermittelte Betondruckfestigkeit herangezogen. Diese stimmt mit den in der Literatur beschriebenen Festigkeitswerten (vgl. z. B. *Sagmeister 2017; Deuse 2012*) überein und muss ausschließlich nach Gl. (3.2) von einer Trockenlagerung in die Referenzlagerung umgerechnet werden, sodass weitere Unsicherheiten durch zusätzliche Umrechnungsfaktoren entfallen.

Die im Rahmen des Untersuchungsprogramms (vgl. Tab. 3.7) ermittelten Festbetonkennwerte sind in Tab. 3.9 dargestellt.

3.3 Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung

Tab. 3.9: Festbetonkennwerte der Versuche zur Querkrafttragfähigkeit

	Betonalter am Versuchstag	Zylinderdruckfestigkeit (Bauteillagerung)	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	zentrische Zugfestigkeit (berechnet)	Elastizitätsmodul
	Werte wurden am Versuchstag an jeweils drei Probezylindern ermittelt				
Versuchsbezeichnung	- [d]	$f_{cm,dry}$ [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	f_{ctm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]
V-Q-10-141-1 und -2	26	132,90	126,26	5,54	47.806
V-Q-10-141-3 und -4	27	133,28	126,61	5,54	47.148
V-Q-10-160-1 und -2	25	131,96	125,36	5,52	49.156
V-Q-10-160-3 und -4	26	133,82	127,13	5,55	47.463
V-Q-10-170-1 und -2	18	130,72	124,18	5,50	56.367
V-Q-10-170-3 und -4	13	128,53	122,10	5,47	48.133
V-Q-10-180-1 und -2	18	131,05	124,50	5,51	50.567
V-Q-10-180-3 und -4	13	123,34	117,18	5,39	47.933
V-Q-10-160-PS-1 und -2	19	143,18	136,02	5,68	46.567
V-Q-10-160-PS-3 und -4	21	138,32	131,40	5,62	46.967
V-Q-10-170-PS-1 und -2	13	143,05	135,90	5,68	46.500
V-Q-10-170-PS-3 und -4	15	127,34	120,97	5,45	44.467
V-Q-10-180-PS-1 und -2	6	128,64	122,21	5,47	48.067
V-Q-10-180-PS-3 und -4	16	124,11	117,90	5,40	43.233
V-Q-10-170_D-1 und -2	21	123,58	117,40	5,39	51.867
V-Q-10-170_D-3 und -4	19	130,07	123,57	5,50	52.200
V-Q-10-180_D-1 und -2	32	133,02	126,37	5,54	57.033
V-Q-10-180_D-3 und -4	29	122,57	116,45	5,38	47.733
V-Q-100-PS-1	28	131,26	124,70	5,51	46.000
V-Q-100-PS-2	29	128,29	121,88	5,47	45.300
V-Q-175-PS-1 und -2	29	128,29	121,88	5,47	45.300
V-Q-250-PS-1 und -2	30	141,88	134,78	5,67	45.867

3.3.2.3 Herstellung

Alle Probekörper wurden im Labor für konstruktiven Ingenieurbau an der Technischen Universität Kaiserslautern hergestellt. Zur Montage der Holzschalungen stand eine Stahl-Schalplattform zur Verfügung.

Probekörper mit Hohlkörpern

Die Betondeckung der Längsbewehrung zu dem Schalboden wurde mittels handelsüblicher Kunststoffabstandhalter sichergestellt. Auf die Längsbewehrung wurde die Querbewehrung angeordnet. Die Hohlkörper wurden auf die Querbewehrung aufgesetzt, ausgerichtet und fixiert (vgl. Abb. 3.9). Dies erfolgte mittels Holzschrauben, die durch die untere Hohlkörperschale bis in den eigens hierfür angeordneten Schalboden aus Holz verankert wurden. Durch diese Vorgehensweise konnte die Lagesicherheit der Hohlkörper selbst bei den hohen Frischbetonkräften des selbstverdichtenden Nanodur®-Betons gewährleistet werden. Ein zweilagiger Einbau des Betons war nicht erforderlich, sodass ein homogener Querschnitt ohne Verbundfuge hergestellt werden konnte. Die obere Bewehrungslage wurde mittels Bindedraht, Abstandhaltern und ggf. einer Holzkonstruktion in der Lage gesichert.



Abb. 3.9: Herstellung zweier Probekörper mit Hohlkörpern

Probekörper mit Hohlkörpern und ausgeschalteter Dübelwirkung

Die Probekörper mit Hohlkörpern und ausgeschalteter Dübelwirkung wurden analog zu den Probekörpern mit Hohlkörpern hergestellt. Durch zuvor durchgeführte Versuche mit identischer Konfiguration wurde die zu erwartende Position, an der der Biegeschubriss die Längsbewehrung kreuzt, bestimmt. Zum Ausschalten der Dübelwirkung der Längsbewehrung wurde die Längsbewehrung an dieser Stelle mit zwei ca. 10 cm langen Formstücken aus Styropor ummantelt. Zusätzlich wurde eine Sollbruchstelle in Form einer Dreikantleiste vom Schalboden bis zur Unterkante der Längsbewehrung

angeordnet, um den maßgebenden Biegeschubriss an exakt dieser Stelle einzuleiten (vgl. Abb. 3.10).

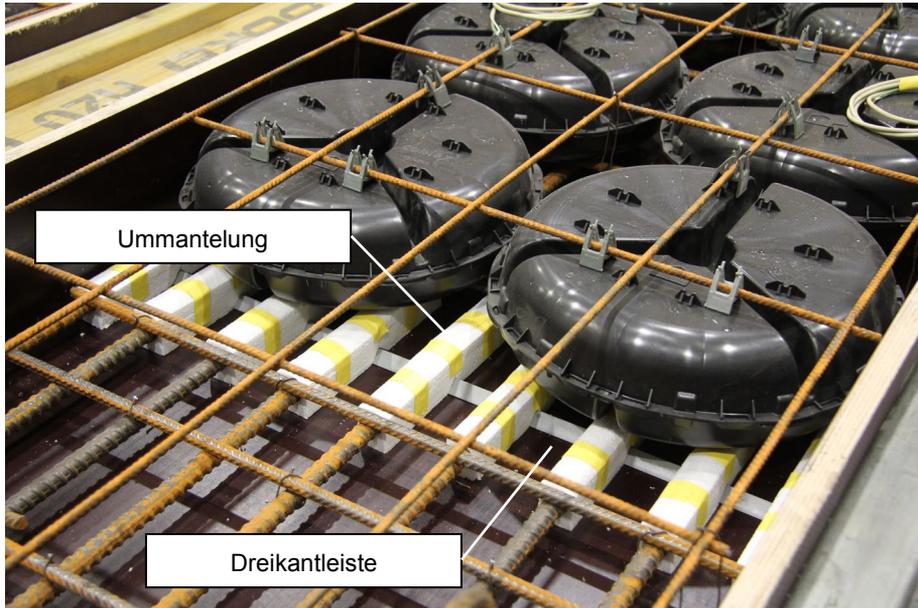


Abb. 3.10: Ummantelung der Längsbewehrung und rissinduzierende Dreikantleiste

Probekörper mit Massivquerschnitt

Die Probekörper mit Massivquerschnitt wurden analog zu den Probekörpern mit Hohlkörpern hergestellt. Auf den zusätzlichen Schalboden konnte hier mangels der zu fixierenden Hohlkörper verzichtet werden.

Nach dem Ausschalen der 25 cm hohen Probekörper wurden Querrisse im Bereich der Oberseite des Probekörpers festgestellt. Diese haben sich mit einem gleichmäßigen Abstand ausgebildet und verliefen jeweils über die gesamte Probekörperbreite. Eine Analyse der Rissursache wird im Rahmen der Versuchsbeobachtungen in Abschn. 3.3.6.1 durchgeführt. Auswirkungen auf die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit können Abschn. 5.2 entnommen werden.

Verarbeitung von Nanodur®-Beton

Der Nanodur®-Beton wurde mit einem herkömmlichen Betonkübel in die Schalung eingebracht. Das Einfüllen musste dabei langsam und gleichmäßig erfolgen, sodass der Beton ausreichend entlüftet konnte und insbesondere im Bereich der Hohlkörper keine Fehlstellen durch Luftporen entstanden sind (vgl. Abb. 5.21, a). Infolge der selbstverdichtenden Eigenschaft wurde der Nanodur®-Beton während der Betonage nicht zusätzlich mechanisch verdichtet. Mit dem Erstarrungsbeginn bildete sich auf dem Nanodur®-Beton eine sog. Elefantenhaut, wie sie üblicherweise bei ultrahochfesten Betonen zu beobachten ist. Es erfolgte daher eine Verzögerung der Ausbildung der Elefantenhaut mittels aufgesprühtem Wasser, damit die Luft weiterhin bis an die Oberfläche dringen konnte (vgl. Abb. 3.11, b). Ein Abziehen der Oberfläche wie bei

3 Eigene experimentelle Untersuchungen

normalfesten Betonen üblich, war infolge der Selbstnivellierung des Nanodur®-Betons nicht erforderlich.

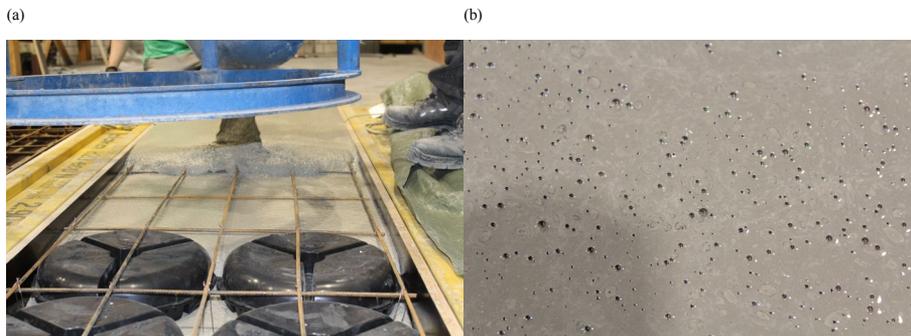


Abb. 3.11: Einbringen des Nanodur®-Betons in die Schalung (a) und Ansammlung von Luftblasen an der Betonoberfläche (b)

Nach Abschluss der Betonage wurden die Probekörper mit Folie abgedeckt, um die Oberfläche gegen Austrocknen zu schützen. Aufgrund der schnellen Festigkeitsentwicklung konnten die Versuchskörper i. d. R. innerhalb der darauffolgenden 24 h ausgeschalt werden.

3.3.3 Messtechnik

Die Messdaten wurden digital aufgezeichnet. Zusätzlich zu den Werten von Zylinderkraft und Zylinderweg wurde die lastabhängigen Stahldehnung mit an der Biegezugbewehrung in der Achse der Lasteinleitung angebrachten Dehnmessstreifen (DMS) ermittelt. Die vertikalen Verformungen wurden mittels induktiver Wegaufnehmer gemessen. Die Anordnung der Messtechnik ist exemplarisch für die Versuchsserie V-Q-10-170 in Abb. 3.12 dargestellt (vgl. auch Abb. 3.13).

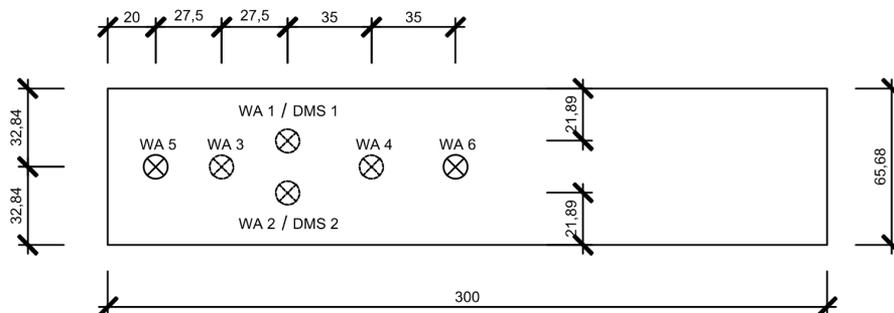


Abb. 3.12: Anordnung der induktiven Wegaufnehmer und der Dehnmessstreifen (DMS) am Beispiel der Versuchsserie V-Q-10-170 (Maße in [cm])

Es wurden Dehnmessstreifen der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH vom Typ 1-LY41-6/120 verwendet. Diese wurden jeweils an zwei Stäben, die sich am nächsten zu den Drittelpunkten der Probekörperbreite befanden, seitlich angebracht.

Hierdurch sollten Einflüsse durch eine Krümmung der Längsbewehrungsstäbe vermieden werden. Die Lage der Wegaufnehmer WA1 und WA2 entspricht dabei im Grundriss genau der Position der beiden Dehnmessstreifen DMS1 und DMS2.

Die vertikalen Verformungen wurden an insgesamt fünf Messstellen mit Hilfe von induktiven Wegaufnehmern gemessen. In der Achse der Lasteinleitung wurden dabei jeweils zwei Wegaufnehmer angebracht, um mögliche Verdrehungen des Probekörpers während des Versuchs feststellen zu können. Aufgrund der geringen Probekörperbreite, wurde bei den 328,4 mm breiten Plattenstreifen nur ein Wegaufnehmer im Bereich der Lasteinleitung angebracht. Die Wegaufnehmer im Bereich der Auflager waren erforderlich, um die Verformung der eingelegten Elastomere (vgl. Abschn. 3.3.4) aus der Gesamtverformung eliminieren und so die tatsächliche Probekörperverformung ermitteln zu können. Die verwendeten Wegaufnehmer sind in Tab. 3.10 angegeben.

Tab. 3.10: Details der verwendeten Wegaufnehmer

Bezeichnung	Hersteller	Typ	Messlänge
WA1	Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH	W50TS	± 50 mm
WA2		W50TS	± 50 mm
WA3		W20TS	± 20 mm
WA4		W20TS	± 20 mm
WA5		WA20	20 mm
WA6		WA20	20 mm

3.3.4 Versuchseinrichtung

Die Lasteinleitung erfolgte mittels servo-hydraulischer Prüfzylinder mit einer maximalen Prüflast von 630 kN bzw. 1.600 kN. Der Probekörper wurde dabei so ausgerichtet, dass der Lastverteilungsträger mittig unterhalb des Zylinders positioniert war. Zwischen Prüfzylinder und Lastverteilungsträger wurde zusätzlich eine Kalotte angeordnet, um Verdrehungen zu ermöglichen. Zwischen Kalotte und Lastverteilungsträger wurde eine Gleitschicht aus Teflon eingelegt, damit auch Verschiebungen ohne Zwang ermöglicht wurden. Je nach Erfordernis wurde eine zusätzliche Kraftmessdose zur Ermittlung der Zylinderkraft angeordnet. Zwischen Lastverteilungsträger und der Oberfläche des Probekörpers wurde ein Elastomerlager $b \times h = 100 \times 10 \text{ mm}^2$ angeordnet. Die Querkraft aus dem Versuchsaufbau wurde bei der Festlegung der Versuchslasten berücksichtigt und ist in Anlage D angegeben (vgl. Abb. 3.13).

3 Eigene experimentelle Untersuchungen

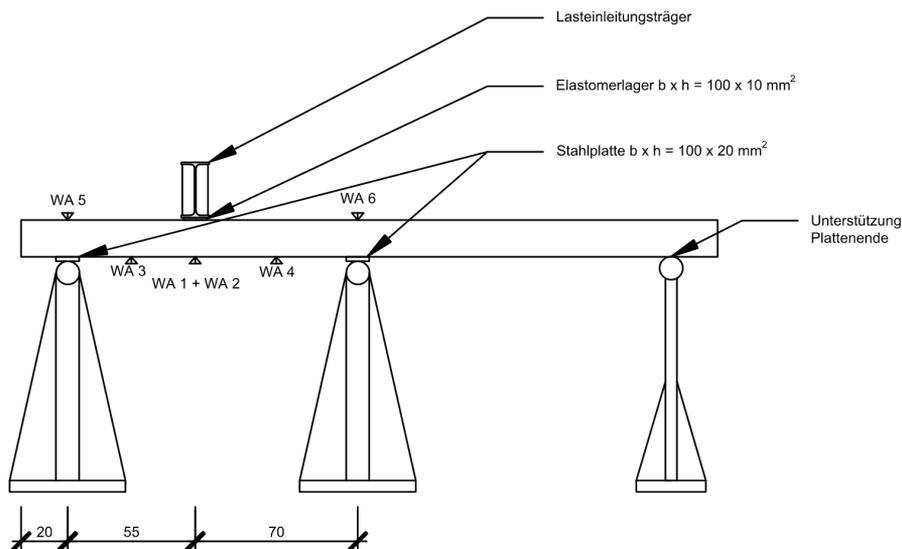


Abb. 3.13: Versuchsaufbau am Beispiel der Versuchsserie V-Q-10-170 (Maße in [cm])

In Abb. 3.13 ist die Auflagerung des beidseitig prüfbaren Probekörpers dargestellt. Die Versuchsseite wurde auf Rollenlagern aufgelagert, um Verdrehungen zu ermöglichen. Eines der Rollenlager erlaubte zudem eine horizontale Verschiebung, sodass von einer statisch bestimmten Lagerung ausgegangen werden konnte. Zwischen den Rollenlagern und der Probekörperunterseite wurde eine Stahlplatte mit aufgelegtem Elastomerlager $b \times h = 100 \times 20 \text{ mm}^2$ eingebaut. Die nicht beanspruchte Versuchsseite wurde unterstützt, um keine zusätzlichen Biegemomente zu erzeugen. Diese Unterstützung wurde mit steigender Durchbiegung der Versuchsseite immer wieder nachjustiert, um das Abheben des unbelasteten Plattenendes zu kompensieren.

Bei den Versuchen mit integrierten Hohlkörpern wurden diese seitlich auf dem Probekörper eingezeichnet, damit die Rissbildung in Abhängigkeit der Hohlkörperposition besser erfasst werden konnte (vgl. Abb. 3.14).

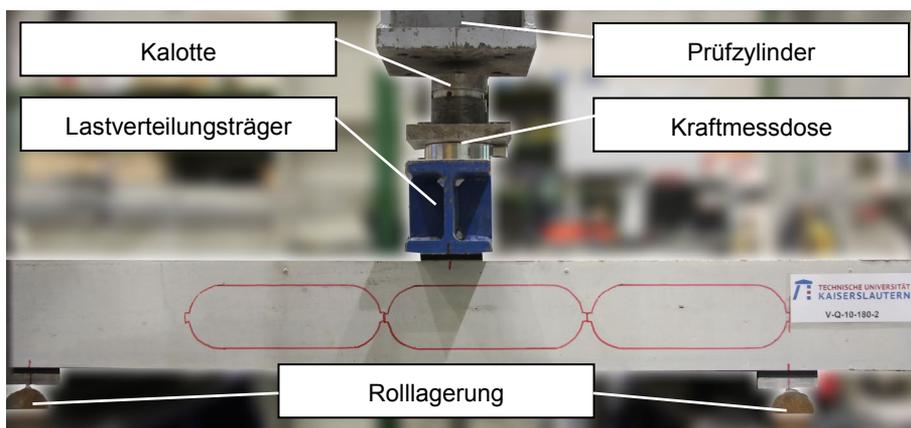


Abb. 3.14: Versuchsaufbau am Beispiel des Versuchs V-Q-10-180-2

3.3.5 Versuchsablauf

In dem zweistufigen Versuchsablauf wurde im ersten Schritt eine nach Gl. (3.6) bestimmte 1,3-fache Gebrauchslast in 10 Lastzyklen weggesteuert aufgebracht. Das hierdurch erzeugte Rissbild sollte den Zustand auf Gebrauchsniveau simulieren und so eine möglichst realistische Belastungssituation hervorrufen. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde so eingestellt, dass die Gebrauchslast innerhalb von ca. zwei Minuten aufgebracht werden konnte. Nach Erreichen der Gebrauchslast wurde der Zylinder für drei Minuten in Lage gehalten und aufgetretene Risse wurden markiert. Zwischen den einzelnen Lastzyklen wurde die Kraft auf 1 kN reduziert und der Zylinder für eine Minute auf Position gehalten.

$$V_{SLS} = \frac{1,3 \cdot V_{Rm,c} \cdot \frac{f_{vf}}{\gamma_c}}{\gamma_F} \quad (3.6)$$

Dabei ist:

1,3	Faktor zur Erhöhung der Gebrauchslast
$V_{Rm,c}$	Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung gem. <i>DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010</i> mit $c_m = 0,2$ nach <i>Heft 600</i> und $f_{ck} = f_{cm,test}$ (am Versuchstag ermittelte Zylinderdruckfestigkeit)
f_{vf}	abgeschätzter Faktor zur Berücksichtigung der verminderten Querkrafttragfähigkeit infolge der verwendeten Hohlkörper
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
γ_F	gemittelter Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen mit $\gamma_F = (1,35 + 1,5) / 2 = 1,425$

Nach dem Erreichen des zehnten Zyklus auf Gebrauchsniveau, wurde die Kraft in der zweiten Phase in Schritten zu je 10 % der erwarteten Querkrafttragfähigkeit bis zum Bruch gesteigert. Auch hier wurde der Zylinder nach jeder Laststufe für ca. drei Minuten auf Position gehalten und der Rissfortschritt markiert. Infolge der weggesteuerten Regelung verharrte der Zylinder während der Pausen in der angesteuerten Position, worauf die Versuchslast leicht absank.

Ein typisches Zylinderkraft-Zeit-Diagramm ist in Abb. 3.15 dargestellt.

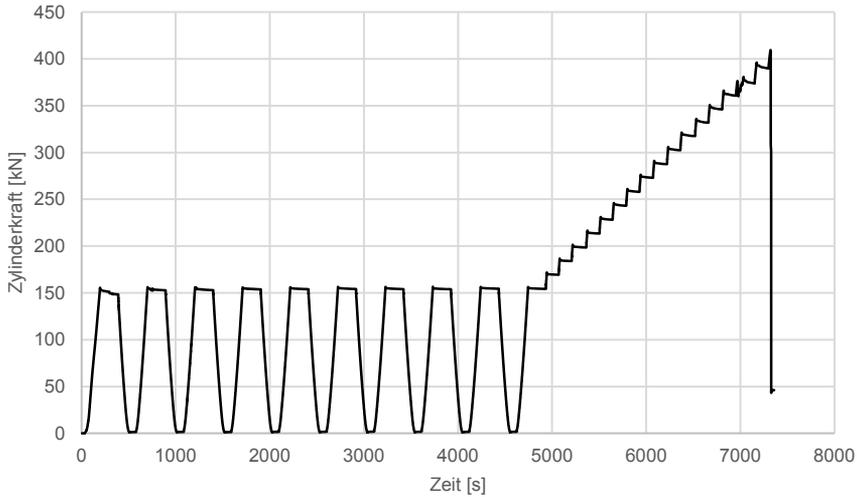


Abb. 3.15: Zylinderkraft-Zeit-Diagramm am Beispiel des Versuchs V-Q-10-141-1

3.3.6 Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse

3.3.6.1 Versuchsbeobachtungen

Nachfolgend werden die im Rahmen der experimentellen Untersuchungen festgestellten Beobachtungen dargestellt. Aufgrund der Parallelen zwischen den Versuchsserien wird hier nicht auf jeden Versuch einzeln eingegangen, sondern es werden allgemeine Erkenntnisse beschrieben, die anhand der Ergebnisse aller Versuchsserien gewonnen werden konnten.

Laststufen auf Höhe des 1,3-fachen Gebrauchslastniveaus

Mit dem Anfahren des ersten Lastzyklus auf Gebrauchslastniveau traten Biegerisse am Probekörper auf. Bei der Wiederholung der Lastzyklen sind weitere Biegerisse aufgetreten und die bereits bestehenden Risse haben sich verlängert. Es wurde festgestellt, dass das wesentliche Risswachstum auf die ersten vier bis fünf Lastzyklen beschränkt war. Bei den weiteren Lastzyklen, bis zum Beginn der Laststeigerung über das Gebrauchslastniveau hinaus, traten nur noch geringfügige Veränderungen auf. Im Bereich der Hohlkörper sind beidseitig der Lasteinleitung treppenförmige Risse (vgl. Abb. 3.16) entstanden, deren horizontale Komponente genau in der Äquatorebene der Hohlkörper verlief. Entgegen der Biegerisse an der Unterkante des Probekörpers sind diese Risse im Bereich der Hohlkörper entstanden und erst nach mehreren Lastzyklen in Richtung der Bauteilunterkante fortgeschritten. Es konnte zudem beobachtet werden, dass die Risse im Bereich der Hohlkörper bereits nach wenigen Lastzyklen bis zur Oberseite der Hohlkörper anwuchsen. Ein exemplarisches Rissbild nach Beendigung der zehn Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau ist in Abb. 3.16 dargestellt.

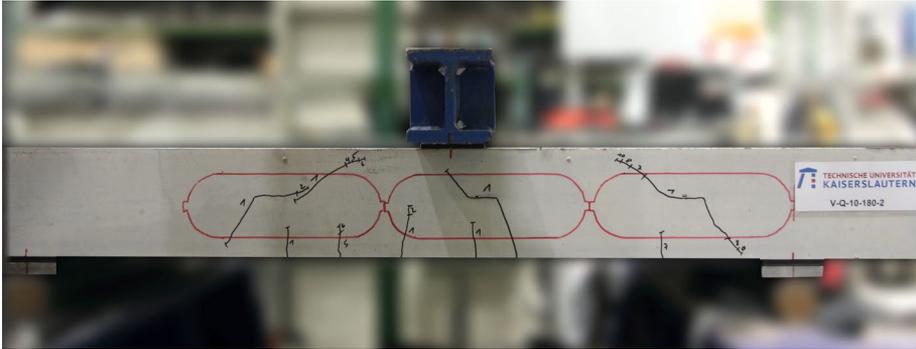


Abb. 3.16: Rissbild nach Abschluss der zehn Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau am Beispiel des Versuchs V-Q-10-180-2

Der Rissfortschritt wurde nach jedem Lastzyklus schwarz markiert und mit der Nummer des aktuell angefahrenen Zyklus mit den Ziffern von 1 bis 10 gekennzeichnet.

Laststufen bis zum Bruch

Bei der Laststeigerung über das Gebrauchslastniveau hinaus traten weitere Biegerisse auf und bestehende Risse verlängerten sich. Die bereits auf Gebrauchslastniveau erkennbaren Biegeschubrisse auf beiden Seiten des Lastverteilungsträgers wuchsen weiter in den Bereich der Betondruckzone und drehten dann nahezu horizontal in Richtung dieses Trägers ab. Auf Höhe der Biegezugbewehrung bildeten sich ausgehend von den bestehenden Biegeschubrisse horizontale Risse, die sich bei weiterer Laststeigerung in Richtung der Auflager hin öffneten. Der Bruch trat bei den Referenzversuchen ohne Hohlkörper schlagartig ein. Hierbei ist einer der bereits erkennbaren Biegeschubrisse unkontrolliert bis in die Druckzone gewachsen. Parallel öffneten sich die horizontalen Risse auf Höhe der Biegezugbewehrung sprungartig bis über die Auflager hinweg. Darüber hinaus öffnete sich im Bereich der Betondruckzone ein weiterer Riss quer zur Spannrichtung. Dieser hatte einen Abstand zu der Außenkante des Lastverteilungsträgers von etwa der Probekörperhöhe und trat ausschließlich auf der Versagensseite auf (vgl. Abb. 3.17, Markierung). Der während der Laststeigerung bis zum Bruch dokumentierte Rissfortschritt wurde in roter Farbe markiert und die jeweilige Laststufe in [kN] angeschrieben.

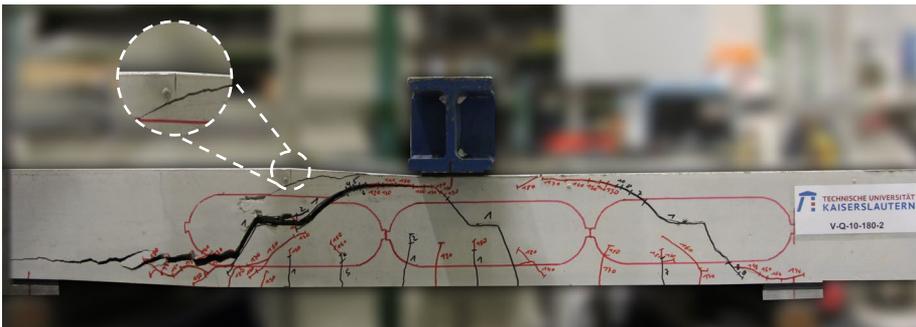


Abb. 3.17: Rissbild im Bruchzustand am Beispiel des Versuchs V-Q-10-180-2

In *Aldejohann 2009* konnte der sekundär auftretende Riss quer zur Spannrichtung des Probekörpers im Bereich der Betondruckzone ebenfalls beobachtet werden. Dieser ist typisch für Querkraftversuche ohne Querkraftbewehrung und ist mit einer zusätzlichen Biegebeanspruchung innerhalb der Betondruckzone zu begründen. Durch die Bildung dieses Risses kann sich das normalerweise nach Entstehung des Biegeschubrisses unter Einzellasten vorherrschende Sprengwerk nicht einstellen, was zu einem vorzeitigen Versagen ohne weitere Laststeigerung führt.

Bei den Hohlkörperversuchen konnte abweichend zu den Referenzversuchen ohne Hohlkörper ein duktiler Querkraftversagen festgestellt werden. Der maßgebende Biegeschubriss bzw. die beidseitig der Lasteinleitung verlaufenden Biegeschubriss haben sich bei weiterer Laststeigerung geöffnet, ohne dass ein relevanter Lastabfall in der Zylinderkraft festgestellt werden konnte. Bei weiterem Verfahren des Prüfzylinders konnte die Last nur noch unwesentlich gesteigert werden. Stattdessen vergrößerte sich die Verformung des Probekörpers immer weiter, bis das bereits beschriebene sekundäre Versagen in der Druckzone eintrat oder der Versuch beendet wurde. Hierbei traten jedoch keine neuen Risse auf, sondern die bereits vorhandenen Risse nahmen größere Rissbreiten an. Der Dübelriss im Bereich der Längsbewehrung setzte sich bis hin zu den Auflagern fort, weshalb die Versuchsdurchführung insbesondere bei den Probekörpern mit beidseitiger Versuchsanordnung vorzeitig beendet wurde, um den jeweils gegenüberliegenden Versuch nicht vorab zu beschädigen.

Für die Auswertung in Abschn. 5.2.1 wurde das erstmalige Öffnen des zum Versagen führenden Biegeschubrisses als maßgebendes Versagenskriterium herangezogen.

Probekörper mit Hohlkörpern und ausgeschalteter Dübelwirkung

Bei der Durchführung der Querkraftversuche an Probekörpern mit ausgeschalteter Dübelwirkung wurde festgestellt, dass der zum Versagen führende Biegeschubriss z. T. unabhängig von der festgelegten Sollbruchstelle auftrat. Zur Festlegung der Position dieser Sollbruchstellen und der Ummantelung der Längsbewehrung wurde die Lage des Schubrisses an identischen, bereits zuvor geprüften Probekörpern bestimmt. In Abb. 3.18 sind zwei unterschiedliche Varianten, wie sie während der Versuchsdurchführung festgestellt wurden, beispielhaft dargestellt.

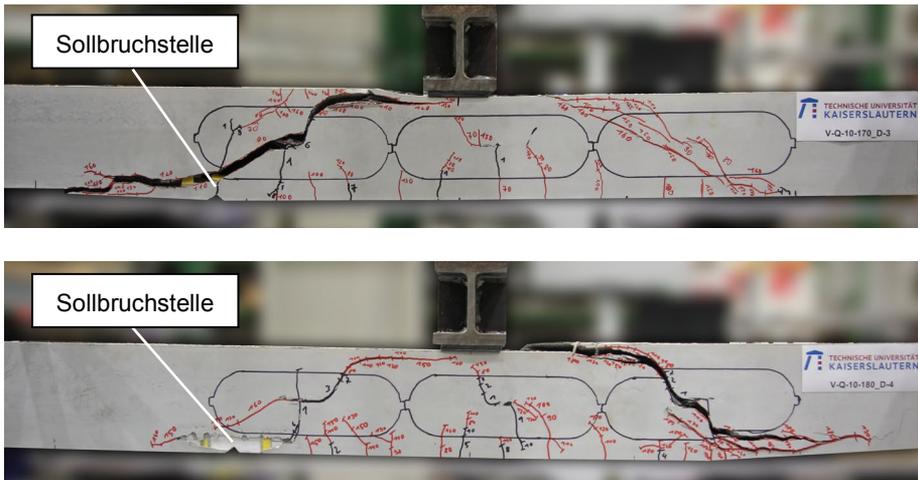


Abb. 3.18: Verlauf des Biegeschubrisses bei Probekörpern mit ausgeschalteter Dübelwirkung der Längsbewehrung

In Abb. 3.18, oben, ist zu erkennen, dass der Biegeschubriss wie geplant auf der Versuchsseite mit Sollbruchstelle eingetreten ist. Entgegen der Erwartungen verlief der Riss jedoch nicht ausgehend von der Sollbruchstelle bis zum Rand der Lasteinleitung, sondern bildete sich als Sammelriss aus mehreren horizontalen Rissen im Bereich der Längsbewehrung. Der tatsächliche Rissbeginn lag außerhalb des durch die Styropor-Elemente geschwächten Bereichs der Längsbewehrung, sodass bei der ermittelten Gesamttragfähigkeit eine Mitwirkung der Dübelwirkung der Längsbewehrung nicht ausgeschlossen werden kann. Weiterhin konnte bei einigen Versuchen festgestellt werden, dass der maßgebende Biegeschubriss unabhängig von der Anordnung der Sollbruchstelle auf der gegenüberliegenden Bauteilseite eingetreten ist (vgl. Abb. 3.18, unten). Die Tragfähigkeit ohne Mitwirkung der Dübelwirkung der Längsbewehrung konnte somit auch in diesen Fällen nicht eindeutig bestimmt werden.

Der z. T. unabhängig von der Schwächung des Verbundes der Längsbewehrung eintretende Biegeschubriss ist nach *Zink 1999* auf die Grundzüge der Kinematik des Biegeschubrisses (vgl. Abschn. 2.3) zurückzuführen. Die Dübelwirkung der Längsbewehrung wird erst bei einer gegenseitigen vertikalen Verschiebung der Rissufer des Biegeschubrisses aktiviert. Hierdurch werden Zugspannungen in den verbleibenden Betonquerschnitt eingetragen, die bei Überschreitung der Zugfestigkeit zu einem horizontalen Dübelriss in der Achse der Längsbewehrung führen. Der Biegeschubriss stellt sich somit an der zufällig schwächsten Stelle im Querschnitt ein. Diese muss dabei, wie in den vorliegenden Versuchen festgestellt, nicht immer mit dem durch die Sollbruchstelle bewusst geschwächten Querschnitt übereinstimmen. Zur Sicherstellung eines definierten Versagens wäre eine größere Schwächung, z. B. durch die Verwendung von Rissblechen, erforderlich. Da hier jedoch von einer ungewollten Beeinträchtigung des Traganteils der Rissreibung ausgegangen wird, war dieses Vorgehen zur Ermittlung des Traganteils der Dübelwirkung der Längsbewehrung ungeeignet.

Probekörper mit Massivquerschnitt

Wie bereits in Abschn. 3.3.2.3 beschrieben wurden nach dem Ausschalen der Probekörper mit massivem Querschnitt der Bauteildicke 25 cm (V-Q-250-PS) Risse in gleichmäßigem Abstand orthogonal zur Bauteillängsachse an der Bauteiloberseite festgestellt (vgl. Abb. 3.19).

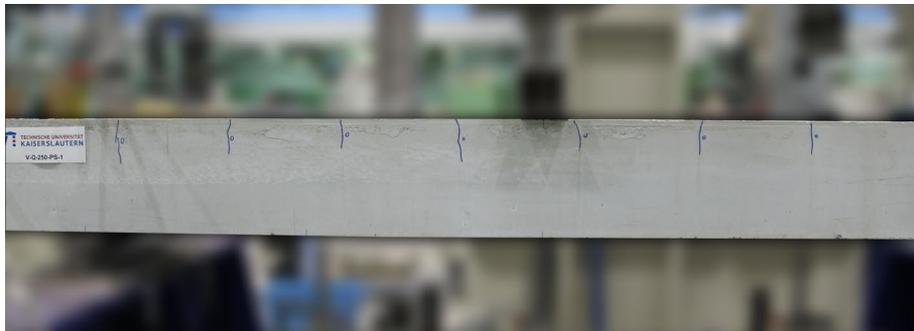


Abb. 3.19: Gleichmäßiges Rissbild orthogonal zur Bauteillängsachse nach dem Ausschalen, am Beispiel des Probekörpers V-Q-250-PS-1

Die Probekörper mit einer Höhe von 25 cm wurden in der gleichen Betonage wie die Probekörper mit einer Höhe von 17,5 cm hergestellt. Es wird angenommen, dass die Rissbildung infolge Zwangsspannungen im Bereich der Bauteiloberseite auf eine behinderte Verformung während des Aushärtens zurückzuführen ist. Bauteile neigen aufgrund der über die Querschnittshöhe unterschiedlich schnell verlaufenden Hydratations- und Schwindprozesse dazu, sich während des Erhärtungsprozesses in Richtung der luftberührten Seite wölben zu wollen. Eine Behinderung dieses Verformungswillens durch das Eigengewicht des Probekörpers sowie durch Adhäsionsspannungen zwischen Betonoberfläche und Schalhaut, kann zu Zwangsspannungen im Querschnitt führen. Übersteigen diese die Zugfestigkeit des jungen Betons, bedingt dies die beobachtete Rissbildung.

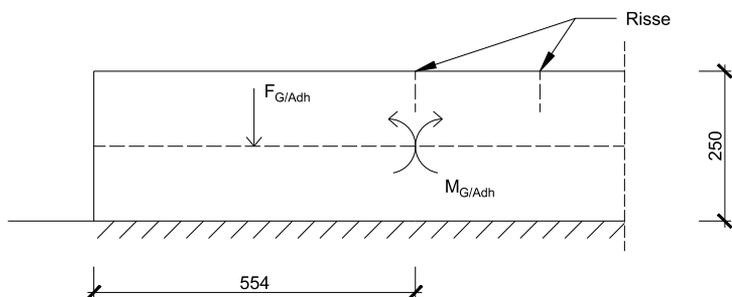


Abb. 3.20: Modell zur Beschreibung der Rissbildung in Querrichtung während des Erhärtungsprozesses der Versuchskörperserie V-Q-250-PS [mm]

Zur Bestätigung dieser Theorie wird das Kräfteverhältnis anhand einfacher Annahmen nach Abb. 3.20 nachgerechnet. Im ersten Schritt wird hierzu das Rissmoment M_{cr} bestimmt. Für den jungen Beton wird die halbe Zugfestigkeit in Höhe von $f_{ctm} = 2,8 \text{ N/mm}^2$

angesetzt, sodass sich ein Rissmoment $M_{cr} = 9,58 \text{ kNm}$ ergibt. Die Zwang induzierende Kraft $F_{G/Adh}$ setzt sich aus dem Eigengewicht des abhebenden Endes des Probekörpers und dem Anteil der auf diese Fläche wirkenden Adhäsionsspannung zusammen. Die Lage des ersten Risses wurde mit einem Abstand von 554 mm von der Bauteilaußenkante bestimmt und dient als Hebelarm zur Ermittlung des Momentes $M_{G/Adh}$. Unter der Annahme, dass die Rissbildung bei $M_{G/Adh} = M_{cr}$ beginnt, wurde die erforderliche Adhäsionsspannung zu $\sigma_{Adh} = 0,18 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Untersuchungen von *Juhart 2011* haben gezeigt, dass unter idealen Bedingungen Adhäsionsspannungen zwischen Stahl und Feinkorn-Hochleistungsbeton von bis zu 7 N/mm^2 auftreten können. Dies untermauert die These, dass in der vorliegenden Konstellation bereits geringe Haftspannungen zu Zwangspannungen und einer Rissbildung im Bereich der Bauteiloberseite führen können.

3.3.6.2 Untersuchungsergebnisse

Nachfolgend werden alle Untersuchungsergebnisse in einem Diagramm zusammengefasst (vgl. Abb. 3.21). Es sind die im Bruchzustand ermittelten Querkräfte V_u unter Berücksichtigung des Eigengewichts der Probekörper und der Lasteinleitungskonstruktion in Abhängigkeit von der statischen Höhe d dargestellt.

Die Versuchsergebnisse sind im Detail sowohl in tabellarischer Form als auch in Form von Diagrammen in Anlage D dargestellt.

3 Eigene experimentelle Untersuchungen

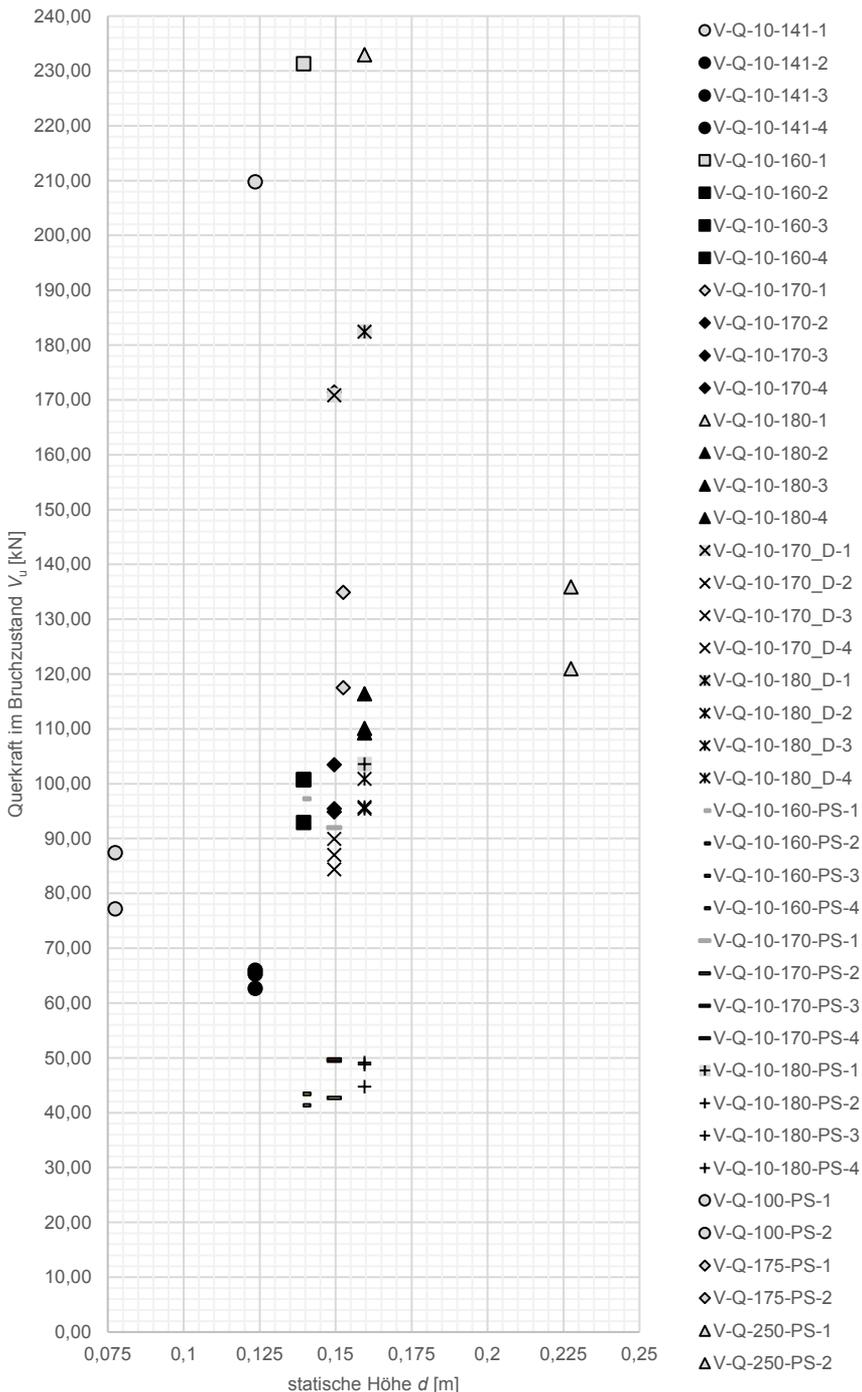


Abb. 3.21: Übersicht der Untersuchungsergebnisse zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit (Versuche mit Massivquerschnitt mit grauer Markierung)

In Abb. 3.21 ist zu erkennen, dass die Querkrafttragfähigkeit tendenziell mit steigender statischer Höhe anwächst. Die Verwendung von Hohlkörpern reduziert die Querkrafttragfähigkeit dabei deutlich gegenüber den Referenzversuchen ohne Hohlkörper. Das Ausschalten der Dübelwirkung der Längsbewehrung (Bezeichnung *_D*) hat ebenfalls einen negativen Einfluss auf den Querkraftwiderstand. Die Probekörper mit halber Bauteilbreite (Endung *-PS*) zeigen erwartungsgemäß eine Abminderung im Bereich von etwa 50 % gegenüber den ansonsten identischen Probekörpern mit voller Bauteilbreite.

Es fällt auf, dass der Referenzversuch V-Q-10-160-1 trotz einer geringeren statischen Höhe nahezu die gleiche Tragfähigkeit zeigt, wie der Referenzversuch V-Q-10-180-1. Der Referenzversuch V-Q-10-170-1 hat dagegen eine um ca. 25 % geringere Tragfähigkeit. In einer nachträglichen Untersuchung des Probekörpers konnten keine Auffälligkeiten festgestellt werden, die diesen Tragfähigkeitsverlust erklären könnten. Auch das Rissbild und die Betondruckfestigkeiten im Vergleich zu den beiden weiteren genannten Referenzversuchen lieferten keine Hinweise, sodass hier von einem Ausreißer ausgegangen werden muss.

Die Versuche V-Q-250-PS liegen gegenüber den Versuchen mit deutlich geringerer statischer Höhe V-Q-175-PS auf einem ähnlichen Tragfähigkeitsniveau. Dieser geringere Querkraftwiderstand könnte durch die initial vorhandenen Biegerisse im Bereich der Betondruckzone beeinflusst worden sein, was im Rahmen der Arbeit jedoch nicht vollständig aufgeklärt werden konnte. Die Ursache der Risse wurde bereits in Abschn. 3.3.6.1 diskutiert.

3.4 Lokales Durchstanzen

3.4.1 Allgemeines

Die Untersuchung der lokalen Durchstanztragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton ist vor allem aufgrund der geringen Betonüberdeckungen im Bereich der Hohlkörper von besonderer Bedeutung. Versuche mit normalfestem Beton wurden bereits in *Albrecht 2014* durchgeführt. Hier wurde ein Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper von 45 mm und 75 mm untersucht. Weiterhin wurden unterschiedliche Lasteinleitungsflächen und -formen sowie eine exzentrische Lasteinleitung berücksichtigt. Zur besseren Vergleichbarkeit sind die nachfolgend beschriebenen Versuche an die Untersuchungen von *Albrecht 2014* angelehnt.

Das Versuchsprogramm umfasst insgesamt 18 Bauteilversuche, die mit einem Deckenspiegel von jeweils 45 mm oder 15 mm durchgeführt wurden. Biegezug- und Biegedruckspannungen im Bereich des Deckenspiegels wurden hierbei nicht simuliert.

Die Versuche sind mit V-LP-ND_140 bezeichnet, was auf die Versuchsserie „Lokales Durchstanzen“ (*local punching*), die Verwendung von Nanodur®-Beton (*ND*) sowie die Höhe der verwendeten Hohlkörper (140 mm) hinweist. Auf die allgemeine Bezeichnung erfolgt die Angabe der Betonüberdeckung oberhalb des Hohlraums (45 mm und 15 mm) sowie eine fortlaufende Nummerierung (1-9) für jeden einzelnen Versuch. Das Untersuchungsprogramm ist in Tab. 3.11 im Detail dargestellt.

Tab. 3.11: Untersuchungsprogramm zum lokalen Durchstanzen

Hohlkörper- höhe	Deckenspiegel	Lasteinleitungsfläche	Lage der Lasteinleitung nach Abb. 3.25 Randabstand des Hohlkör- pers zum Probekörper- rand (horizontal – vertikal)	Bezeichnung
140 mm	15 mm	5 x 5 cm ²	1 (mittig – mittig)	V-LP-ND_140-15.1
			2 (mittig – breit)	V-LP-ND_140-15.2
			3 (schmal – breit)	V-LP-ND_140-15.3
			4 (schmal – mittig)	V-LP-ND_140-15.4
		5 x 5 cm ² - exzentrisch	5 (schmal – schmal)	V-LP-ND_140-15.5
		5 x 5 cm ² - rund	6 (breit – breit)	V-LP-ND_140-15.6
		10 x 10 cm ²	7 (breit – mittig)	V-LP-ND_140-15.7
			8 (breit – schmal)	V-LP-ND_140-15.8
			9 (mittig – schmal)	V-LP-ND_140-15.9
	45 mm	5 x 5 cm ²	1 (mittig – mittig)	V-LP-ND_140-45.1
			2 (mittig – breit)	V-LP-ND_140-45.2
			3 (schmal – breit)	V-LP-ND_140-45.3
			4 (schmal – mittig)	V-LP-ND_140-45.4
		5 x 5 cm ² - exzentrisch	5 (schmal – schmal)	V-LP-ND_140-45.5
		5 x 5 cm ² - rund	6 (breit – breit)	V-LP-ND_140-45.6
		10 x 10 cm ²	7 (breit – mittig)	V-LP-ND_140-45.7
			8 (breit – schmal)	V-LP-ND_140-45.8
			9 (mittig – schmal)	V-LP-ND_140-45.9

3.4.2 Details zu den Versuchskörpern

Der Versuchskörper im Grundriss und im Querschnitt ist in Anlage E dargestellt. Die nachfolgenden Abschnitte beschreiben die Einflussfaktoren, die zur Festlegung der Geometrie und der Versuchsanordnung berücksichtigt wurden.

3.4.2.1 Werkstoffe und Materialkennwerte

Die netzartige Oberflächenbewehrung wurde mit Betonstabstahl Ø 6 mm gemäß *DIN 4882:2009-08* ausgeführt (vgl. Abb. 3.25). Für die Befestigung der Hohlkörper wurden feuerverzinkte Gewindestäbe mit einem Nenndurchmesser von 14 mm verwendet.

Der verwendete Nanodur®-Beton wurde nach Abschnitt 3.2 bzw. 3.3.2.1 hergestellt und verwendet. Es wurden sowohl Probewürfel (15 x 15 x 15 cm) als auch Zylinder

(15 x 30 cm) hergestellt. Die Ermittlung der Festbetoneigenschaften und die Umrechnung einzelner Betonkennwerte erfolgte ebenfalls, wie in Abschnitt 3.3.2.1 beschrieben. Die Betonkennwerte im Detail können Tab. 3.11 entnommen werden.

Tab. 3.12: Festbetonkennwerte des Versuchskörpers zum lokalen Durchstanzen

Beschreibung	Bez.	Einheit	Serie V-LP-ND_140-15	Serie V-LP-ND_140-45
Zylinderdruckfestigkeit (3 Proben, Bauteillagerung)	f_{cm}	N/mm ²	122,54	123,06
Zentrische Zugfestigkeit (berechnet)	f_{ctm}	N/mm ²	5,48	5,49
E-Modul (3 Proben, Bauteillagerung)	E_{cm}	N/mm ²	48.767	48.833

3.4.2.2 Aufbau und Herstellung der Probekörper

Es wurde insgesamt ein Versuchskörper aus Nanodur®-Beton hergestellt. Die Anordnung der Hohlkörper erfolgte in einem Raster von 3 x 3, wobei die Höhenlage so eingestellt wurde, dass sich die Betonüberdeckungen gem. Tab. 3.11 einstellen konnten (vgl. Abb. 3.22). Verwendet wurden dabei rotationssymmetrische Hohlkörper „Cobix SL-140“ der Firma Heinze Cobix GmbH mit einer Höhe von 140 mm und einem Durchmesser von 315 mm. Der Achsabstand der Hohlkörper zueinander betrug 345 mm, was den Vorgaben in *Cobix Slim-Line 2018* unter Berücksichtigung eines Vorhaltmaßes entspricht.

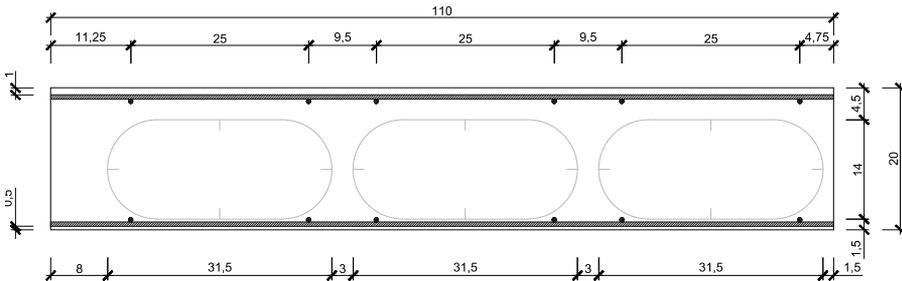


Abb. 3.22: Querschnitt des Probekörpers (Maße in [cm])

Die konstruktiv gewählte Oberflächenbewehrung wurde so verlegt, dass ein positiver Einfluss auf die Durchstanztragfähigkeit vermieden werden konnte. Die Betondeckung betrug auf der Seite des 45 mm hohen Deckenspiegels 1,0 cm, was den Überlegungen in Abschnitt 3.2 entspricht und auf der gegenüberliegenden Deckenseite des 15 mm hohen Deckenspiegels 0,5 cm, da hier das angestrebte Maß von 1,0 cm aufgrund der geringen Deckenspiegelstärke und des Durchmessers des Bewehrungsstabs nicht eingehalten werden konnte. Da die Untersuchungen jedoch zur Ermittlung der lokalen Durchstanztragfähigkeit dienten und die Bewehrung hierauf keinerlei Einfluss nehmen sollte, blieben die Anforderungen an die Betondeckung aus Verbund und Dauerhaftigkeit unberücksichtigt.

Im Grundriss wurden die Hohlkörper analog zu *Albrecht 2014* so angeordnet, dass der Randabstand auf jeweils zwei Seiten des Probekörpers genau der Hälfte des lichten Abstandes der Hohlkörper untereinander entsprach, während auf den gegenüberlie-

3 Eigene experimentelle Untersuchungen

genden Seiten der Randabstand auf 80 mm vergrößert wurde. Dies ermöglicht die Prüfung unter ungünstigen Bedingungen, da in der Praxis ein Randabstand von mindestens der Deckendicke gefordert ist (vgl. *Cobiax Slim-Line 2018*).

Für die Herstellung wurden die Hohlkörper auf Gewindestangen aufgefädelt und mittels Muttern sowie Unterlegscheiben gegen eine ungewollte Lageänderung während der Betonage gesichert. Die Gewindestangen wurden so in der Schalung fixiert, dass die Höhe des angestrebten Deckenspiegels genau erreicht wurde (vgl. Abb. 3.23).



Abb. 3.23: Verankerung der Hohlkörper in der Schalung

Die obere Bewehrungslage wurde mittels Abstandhaltern an einer Holzkonstruktion fixiert, sodass der Durchstanzbereich oberhalb der Hohlkörper nicht beeinträchtigt worden ist. Während der Betonage musste der Nanodur®-Beton langsam und gleichmäßig in die Schalung eingebracht werden, sodass Lufteinschlüsse vermieden wurden und sich die selbstverdichtende Wirkung optimal einstellen konnte (vgl. Abb. 3.24).

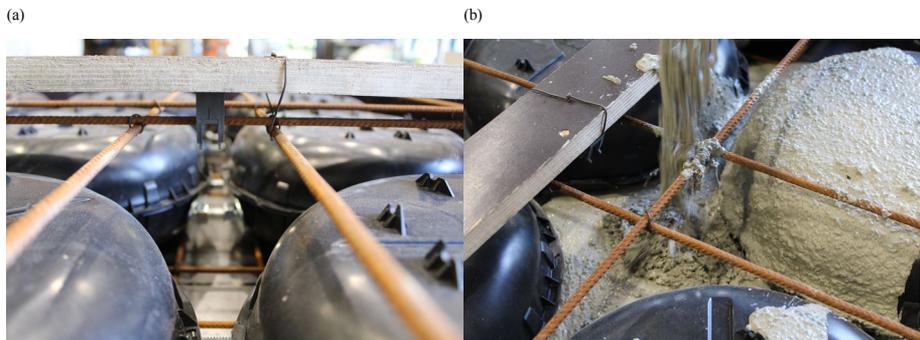


Abb. 3.24: Lagesicherung der Oberflächenbewehrung mittels Holzkonstruktion und Abstandhaltern (a) sowie Betonage des Versuchskörpers (b)

Die detaillierten Konstruktionszeichnungen des Probekörpers sind in Anlage E dargestellt.

3.4.3 Messtechnik

Während der Versuchsdurchführung erfolgte eine digitale Aufzeichnung von Kraft und Weg des eingesetzten servo-hydraulischen Prüfzylinders. Zusätzlich wurde eine Kraftmessdose unterhalb dieses Prüfzylinders angebracht, damit insbesondere niedrige Belastungen mit größerer Genauigkeit aufgezeichnet werden konnten.

Der Rissfortschritt wurde farblich am Probekörper markiert und mit der jeweiligen Laststufe beschriftet.

3.4.4 Versuchseinrichtung und Versuchsablauf

Die Versuchsdurchführung erfolgte an einem servo-hydraulischen Prüfzylinder mit einer maximal aufbringbaren Kraft von 630 kN. Hierzu wurde der Versuchskörper auf einer steifen Stahlkonstruktion flächig aufgelagert. Die Lasteinleitung erfolgte mittels Stahlplatten in den Abmessungen 50 x 50 mm² und 100 x 100 mm² sowie mit einem Stahlzylinder Ø 50 mm. Die Versuchsanordnung und -reihenfolge wurde gemäß Abb. 3.25 durchgeführt und war für beide überprüften Deckenspiegeldicken identisch.

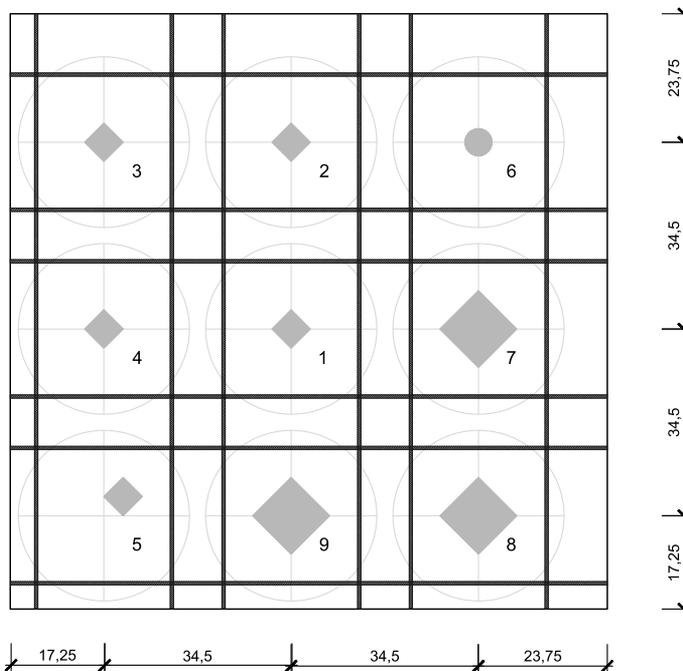


Abb. 3.25: Darstellung des Probekörpers im Grundriss mit Anordnung der Lasteinleitungsplatten sowie Nummerierung der Untersuchungsreihenfolge (Maße in [cm])

Zwischen Lasteinleitung und Zylinder wurde eine Kalotte angebracht, um Verdrehungen zu ermöglichen und ungewollte Zwangsspannungen zu vermeiden (vgl. Abb. 3.26).

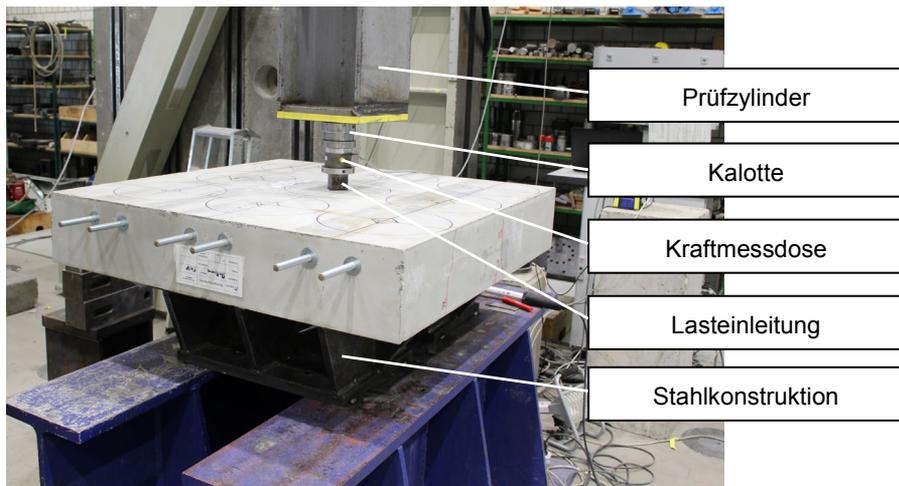


Abb. 3.26: Versuchsaufbau zur Ermittlung der lokalen Durchstantragfähigkeit

Die Zylinderkraft wurde weggeregelt mit einer definierten Belastungsgeschwindigkeit von 0,10 mm/min für die Versuchsserie mit $c_{vf} = 15$ mm und mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,15 mm/min für die Versuchsserie mit $c_{vf} = 45$ mm aufgebracht. Dabei wurde die Last schrittweise um 5 kN bzw. 10 kN gesteigert. Nach jeder Laststufe wurde der Zylinder für eine Minute gestoppt, sodass der Probekörper auf Risse untersucht werden konnte. Das Halten der Zylinderposition führte zu einem geringen Lastabfall.

3.4.5 Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse

Es wurden insgesamt 18 Versuche zur lokalen Durchstantragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Nanodur®-Beton durchgeführt. Die Höhe des oberen Deckenspiegels betrug dabei jeweils für neun Versuche $c_{vf} = 15$ mm bzw. $c_{vf} = 45$ mm. Die Untersuchungsergebnisse sowie maßgebende Versuchsdetails sind in Tab. 3.13 zusammengefasst.

Tab. 3.13: Untersuchungsergebnisse zur lokalen Durchstanztragfähigkeit

Lage in Diagramm	Bezeichnung	Prüfdatum	Lasteinleitung	Höhe des Deckenspiegels	Zylinderdruckfestigkeit	Elastizitätsmodul	Zentrische Zugfestigkeit (berechnet)	Bruchkraft
			a_{load}	c_{vf}	f_{cm}	E_{cm}	f_{ctm}	
			[cm ²]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
A1	V-LP-ND_140-15.5	17.06.2019	5x5 exz.	15,0	122,54	48.767	5,48	30,24
B1	V-LP-ND_140-15.9		10x10					57,20
C1	V-LP-ND_140-15.8		10x10					52,10
A2	V-LP-ND_140-15.4		5x5					57,31
B2	V-LP-ND_140-15.1		5x5					75,05
C2	V-LP-ND_140-15.7		10x10					79,98
A3	V-LP-ND_140-15.3		5x5					35,11
B3	V-LP-ND_140-15.2		5x5					46,99
C3	V-LP-ND_140-15.6		Ø5					51,70
A1	V-LP-ND_140-45.8	14.06.2019	10x10	45,0	123,06	48.833	5,49	145,74
B1	V-LP-ND_140-45.9		10x10					143,38
C1	V-LP-ND_140-45.5		5x5 exz.					84,22
A2	V-LP-ND_140-45.7		10x10					175,42
B2	V-LP-ND_140-45.1		5x5					97,66
C2	V-LP-ND_140-45.4		5x5					78,90
A3	V-LP-ND_140-45.6		Ø5					95,82
B3	V-LP-ND_140-45.2		5x5					111,85
C3	V-LP-ND_140-45.3		5x5					77,04

Für eine bessere Vergleichbarkeit sind die in Tab. 3.13 dargestellten Untersuchungsergebnisse in Abb. 3.27 sowie Abb. 3.28 aufbereitet. Neben den Bruchkräften ist die Versuchsanordnung dargestellt, um den Bezug zwischen Bruchkraft und Position sowie Abmessung der Lasteinleitung zu verdeutlichen.

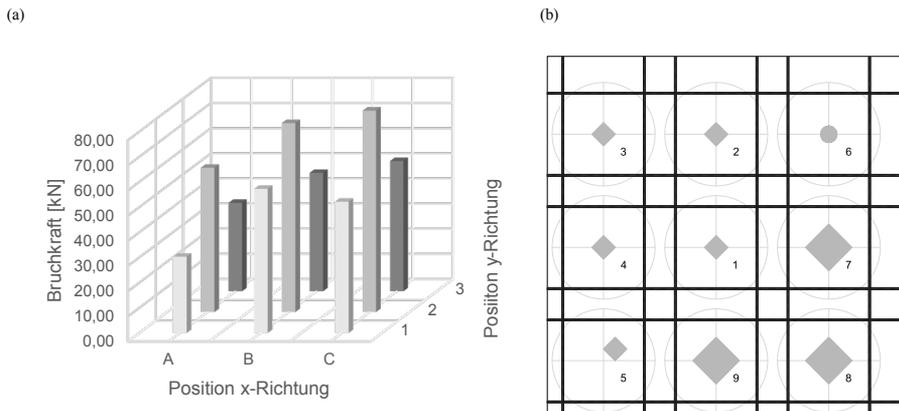


Abb. 3.27: Darstellung der Bruchkräfte für einen Deckenspiegel von $c_{vr} = 15\text{ mm}$ (a), wobei die Anordnung in (a) der Versuchsanordnung in (b) entspricht

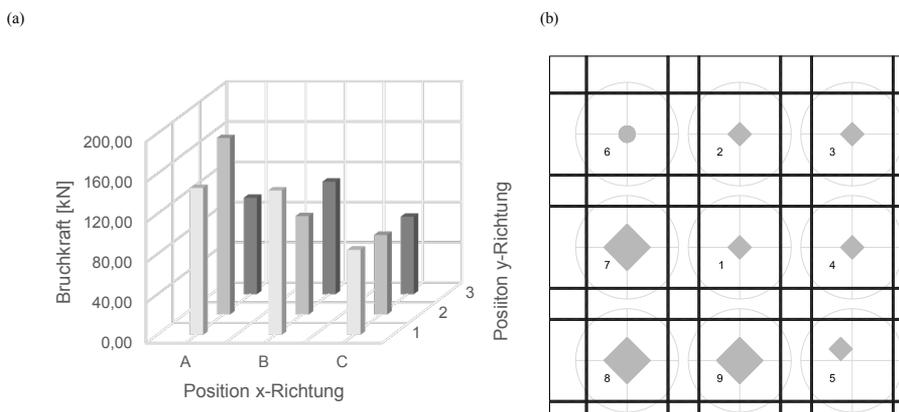


Abb. 3.28: Darstellung der Bruchkräfte für einen Deckenspiegel von $c_{vr} = 45\text{ mm}$ (a), wobei die Anordnung in (a) der Versuchsanordnung in (b) entspricht

Im Versuch wurde die Last so weit gesteigert, bis der deutlich akustisch wahrnehmbare Bruch eingetreten ist und keine weitere Laststeigerung mehr möglich war. Dieses im Bruchzustand spröde Verhalten konnte bei allen Versuchen, unabhängig von der Höhe des oberen Deckenspiegels, festgestellt werden. Die Lasteinleitungsplatte ist dabei jeweils mehrere Millimeter in den Hohlraum hineingestanzt. Risse traten erst wenige Laststufen vor dem Bruch auf. Diese verliefen im Wesentlichen radial um die Lastaufstandsfläche, kreuzten z. T. jedoch noch zu untersuchende Hohlkörperbereiche. Zudem war insbesondere bei den im Randbereich angeordneten Versuchen eine Rissbildung entlang der Bauteilaußenkanten über die gesamte Probekörperhöhe festzustellen (vgl. Abb. 3.29, a).

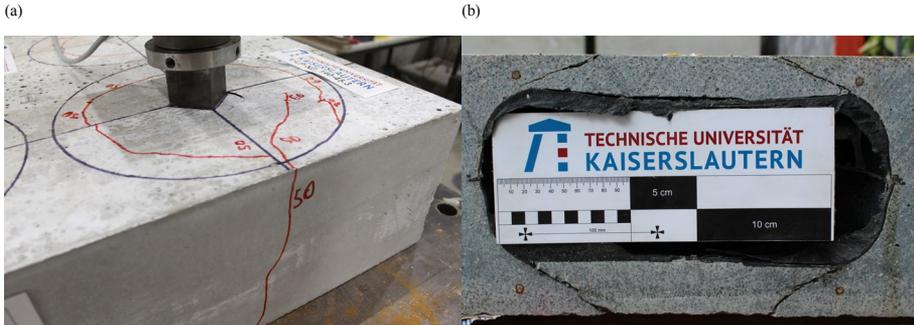


Abb. 3.29: Darstellung von Rissen im Bereich der Bauteilaußenkanten (a) sowie das Ausbilden von Durchstanzkegeln sowohl für eine Betondeckung von 45 mm als auch 15 mm am Beispiel eines mittels Sägeschnitten freigelegten Hohlkörperquerschnitts (b)

Abschließend wurde der Versuchskörper mit Sägeschnitten aufgetrennt. Die hierbei freigelegten Mantellinien der Durchstanzkegel verliefen ausnahmslos von den Kanten der Lastaufstandsfläche tangential an den Hohlkörper (vgl. Abb. 3.29, b)

Eine detaillierte Darstellung der Messergebnisse sowie der Fotodokumentation ist in Anlage E dokumentiert. Die Bewertung der Untersuchungsergebnisse erfolgt in Abschn. 5.3.

3.5 Zusammenfassung

Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit und der lokalen Durchstanztragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton wurden umfangreiche experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Zunächst wurde hierzu die Rezeptur des verwendeten Nanodur®-Betons festgelegt. Diese Rezeptur basiert im Wesentlichen auf bereits in der Literatur vorgeschlagenen Zusammensetzungen. Aufgrund geringer Betondeckungen wurde als grobe Gesteinskörnung jedoch ein Basaltplitt mit einem Größtkorn von $D_{\max} = 3,0$ mm ausgewählt. Darauf aufbauend wurden die spezifischen Frisch- und Festbetoneigenschaften bestimmt, die als Datengrundlage für die Planung und Dimensionierung der experimentellen Untersuchungen dienen.

Zur Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung wurden insgesamt 42 Bauteilversuche durchgeführt. Dabei wurde neben der Probekörperbreite insbesondere die Betonüberdeckung oberhalb der Hohlkörper c_{vf} variiert, um den Einfluss der Druckzone sowie der statischen Höhe auf die Querkrafttragfähigkeit zu ermitteln. Jede Versuchsreihe mit Hohlkörpern wurde durch jeweils einen Referenzversuch ohne Hohlkörper ergänzt. Zudem wurden sechs weitere Referenzversuche mit einer Bauteilhöhe zwischen 10 cm und 25 cm durchgeführt, um die Querkrafttragfähigkeit des Feinkorn-Hochleistungsbetons im Allgemeinen besser zu erfassen. Bei der Versuchsdurchführung konnte beobachtet werden, dass sich bei den Versuchen mit Hohlkörpern Biegeschubrisse beidseitig der Lasteinleitung ausbildeten, wovon einer der beiden Risse letztendlich maßgebend für das Versagen wurde. Gegenüber dem spröden Bauteilversagen der Referenzprobekörper öffneten sich die maßgebenden Risse bei den Hohlkörperversuchen im Versagenszustand kontinuierlich, ohne dass eine weitere

3 Eigene experimentelle Untersuchungen

Laststeigerung möglich war. Der Versuch endete jeweils entweder durch ein sekundär eingetretenes Biegeversagen der Betondruckzone oder wurde manuell gestoppt. Die Ergebnisse haben gezeigt, dass die Querkrafttragfähigkeit mit steigender statischer Höhe d bzw. steigender Betonüberdeckung c_{vf} tendenziell steigt, die Hohlkörper das Tragverhalten jedoch signifikant beeinträchtigen.

Die experimentellen Untersuchungen zur Ermittlung der lokalen Durchstanztragfähigkeit wurden in Anlehnung an *Albrecht 2014* durchgeführt, um eine gemeinsame Datenbasis zur Verifizierung des dort enthaltenen Bemessungsmodells zu schaffen. Bei den insgesamt 18 Versuchen wurde sowohl die Größe, als auch die Position der Lasteinleitungsflächen variiert. Der Probekörper wurde dabei so hergestellt, dass einseitig eine Betonüberdeckung von $c_{vf} = 45$ mm und auf der gegenüberliegenden Seite eine Betonüberdeckung von $c_{vf} = 15$ mm eingestellt werden konnte. Das beobachtete Versagen trat jeweils schlagartig durch Einstanzen der Lasteinleitungsfläche in den Hohlraum der Hohlkörper ein. Zur Bewertung der Durchstanzkegel wurde der Probekörper nach erfolgter Versuchsdurchführung mittels Sägeschnitten aufgetrennt. Es wurde festgestellt, dass sich die Mantellinie der Durchstanzkegel unabhängig von der Betondeckung c_{vf} ausgehend von dem Rand der Lasteinleitungsfläche tangential an den abgerundeten Hohlkörper einstellte.

Die in dem vorherbeschriebenen Kapitel ermittelten Untersuchungsdaten werden in Kapitel 5 herangezogen, um bereits bestehende Bemessungs- bzw. Berechnungsmodelle für das Trag- und Verformungsverhalten von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton zu verifizieren sowie um eigene bzw. modifizierte Ansätze daraus zu entwickeln. Daneben wird auf Grundlage dieser Daten in dem nachfolgenden Kapitel ein FE-Berechnungsmodell entwickelt und somit die Möglichkeit gegeben, den hier betrachteten Parameterraum für zukünftige Untersuchungen zu erweitern.

4 Finite Elemente Simulation

4.1 Allgemeines

Anhand der im Rahmen der umfangreichen experimentellen Untersuchungen erlangte Datenbasis soll eine Finite-Elemente-Modellierung kalibriert und die Grundlage geschaffen werden, den in der vorliegenden Arbeit betrachteten Parameterraum für künftige Untersuchungen vergrößern zu können. Zu Beginn werden hierzu die erforderlichen theoretischen Grundlagen zum Aufbau eines Modells zur Modellierung der vorgenannten Querkraftversuche mit Hohlkörpern festgelegt. Insbesondere werden geeignete Materialmodelle zur Beschreibung des verwendeten Nanodur®-Betons sowie der Bewehrung beschrieben. Anhand der experimentellen Versuchsdaten ist das Modell dann hinsichtlich Anwendbarkeit und Erweiterungsmöglichkeiten unter Berücksichtigung der genannten Problemstellung aufzubauen und zu kalibrieren. Als Ergebnis entsteht ein FE-Berechnungsmodell, das an den vorliegenden Untersuchungen kalibriert und zusätzlichen Versuchen verifiziert wurde und für weitere über diese Arbeit hinausgehende Untersuchungen mittels der Softwarelösung SIMULIA Abaqus (vgl. *Abaqus 2018*) herangezogen werden kann.

4.2 Nichtlineare Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen

Die Besonderheit bei der Berechnung von Strukturen aus Stahlbeton ist das nichtlineare Verhalten der physikalischen und geometrischen Eigenschaften der verwendeten Werkstoffe. Durch die geometrische Nichtlinearität wird der Verformungszustand des betrachteten Systems beschrieben, der bei der Berechnung von Stahlbeton als nicht mehr infinitesimal klein angenommen werden kann. Zur Reduktion von Unsicherheiten im Berechnungsergebnis, erfordert die Nachrechnung realer Systeme daher eine exakte Abbildung dieses Verformungsverhaltens. Die physikalische Nichtlinearität beschreibt dagegen die tatsächlichen Werkstoffeigenschaften der im FE-Modell verwendeten Baustoffe. Beton unter Druckbeanspruchung zeigt lediglich bis 40 % seiner Bruchlast ein annähernd linear-elastisches Verhalten. Weiter bis zur Bruchlast nimmt die Betondehnung dann überproportional gegenüber der Betonspannung zu, während nach dem Bruch die Betonspannungen bei weiterer Dehnungszunahme schnell sinken. Das Betonverhalten unter Zugbeanspruchung wird unterteilt in Zustand I (unge-rissen) sowie Zustand II (gerissen) und muss für beide Zustände getrennt erfasst werden (vgl. Abschn. 4.2.1). Hochfeste Bewehrung zeigt ein linear-elastisches Verhalten bis zu der 0,2 %-Dehngrenze. Darüber hinaus kennzeichnet sich das plastische Verformungsverhalten durch eine starke Dehnungszunahme bei gering ansteigender Stahlspannung bis hin zur Zugfestigkeit. Neben dem Materialverhalten von Beton und Stahl unterliegt auch das Verbundverhalten der beiden Werkstoffe nichtlinearen Einflüssen, die mit Hilfe der in dem FEM-Programm implementierten Modelle erfasst werden müssen.

Das FEM-Programm Abaqus bietet eine Vielzahl unterschiedlicher Materialmodelle, die das nichtlineare Werkstoff- und Tragverhalten ausreichend genau abbilden können (vgl. *Abaqus 2018*). Es gilt jedoch zu beachten, dass je nach Anwendungsfall und

Problemstellung verschiedene Modelle zur Auswahl stehen, die das Berechnungsergebnis z. T. erheblich beeinflussen können. Die Materialmodelle werden im Nachfolgenden näher erläutert.

4.2.1 Beton

Bei der numerischen Simulation von Stahlbetonbauteilen unter Querkraftbeanspruchung ist insbesondere das Material- und Verformungsverhalten nach Rissbildung eine entscheidende Einflussgröße für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit. Die Darstellung des Steifigkeitsverlaufs nach Erstrissbildung unterliegt einer Vielzahl nicht-linearer Einflussfaktoren, die in der FEM mithilfe von Materialmodellen abgebildet werden können. Diese Modelle basieren im Wesentlichen auf experimentellen sowie theoretischen Untersuchungen. Im Nachfolgenden werden relevante Materialmodelle für den Werkstoff Beton bei der Verwendung in Abaqus erläutert (vgl. *Abaqus 2018*).

4.2.1.1 Concrete-Damaged-Plasticity-Materialmodell

Das Concrete-Damaged-Plasticity-Materialmodell (vgl. *Abaqus 2018*) dient der numerischen Abbildung von Beton und beruht auf der klassischen Plastizitätstheorie. Es setzt sich aus einer Fließbedingung in Verbindung mit einem Fließgesetz sowie einer Verfestigungshypothese zusammen. Das Modell wurde von *Lubliner et al. 1989* entwickelt und einige Jahre später durch *Lee 1998* erweitert. Die Fließbedingung basiert dabei im Wesentlichen auf der einaxialen Betonzugfestigkeit σ_{t0} , der ein- bzw. zwei-axialen Betondruckfestigkeit σ_{c0} bzw. σ_{b0} und einem Formfaktor K_c (vgl. *Lubliner et al. 1989*). Dieser gibt das Verhältnis der zweiten Invarianten des Spannungsdeviators des Zug- und Druckmeridians wieder. Die Form der Fließfläche auf der Deviatorebene des negativen Hauptspannungsraums wird durch den Faktor K_c gesteuert und ergibt für $K_c = 1,0$ eine kreisförmige Fließfläche, die sich bei kleiner werdendem Faktor bis hin zu $K_c = 0,5$ zu einem Dreieck entwickelt. Ein Dreieck mit parabelförmigen Schenkeln ergibt sich bei der Verwendung von $K_c = 0,67$, dem in *Lubliner et al. 1989* empfohlenen Wert für Normalbeton (vgl. Abb. 4.1, a).

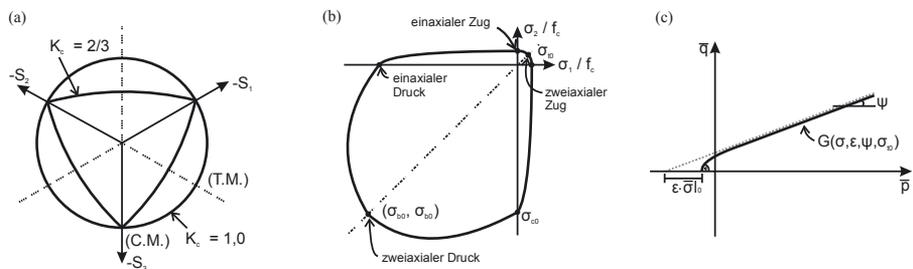


Abb. 4.1: Darstellung der Fließflächen in der Deviatorebene des negativen Hauptspannungsraums in Abhängigkeit des Formfaktors K_c (a) sowie in der biaxialen Spannungsebene (b) und Darstellung der hyperbolischen Potenzialfunktion des Typs Druckerprager (c) aus *Abaqus 2018*

In Abb. 4.1 (b) ist das Verhältnis von zweiaxialer zu einaxialer Betondruckfestigkeit $\sigma_{b0} / \sigma_{c0}$ über die Fließfläche in der zweiaxialen Spannungsebene dargestellt. In *Lubli-*

ner et al. 1989 wird hierfür ein Wert zwischen 1,10 bis 1,16 für Normalbeton angegeben. Neben einer Fließbedingung wird im Concrete-Damage-Plasticity-Materialmodell ein Fließgesetz zugrunde gelegt, das das Materialverhalten des Betons außerhalb des plastischen Bereichs beschreibt. Während ursprünglich in Lee 1998 eine lineare Potenzialfunktion des Typs Drucker-Prager (vgl. Drucker-Prager 1952) verwendet wurde, wird in den nachfolgenden Berechnungen eine hyperbolische Potenzialfunktion, ebenfalls nach dem Prinzip Drucker-Prager, nach Abaqus 2018 verwendet. Diese hat den Vorteil, dass eine zusätzliche Anpassung der Funktion durch den Exzentrizitätsparameter ε möglich wird. Der in Abb. 4.1 (c) dargestellte Dilanzanzwinkel ψ definiert das Verhältnis von Volumendehnung zu Scherdehnung und stellt sich bei steigendem hydrostatischen Druck als Neigungswinkel der in eine Gerade übergehenden Potenzialfunktion gegenüber der Horizontalen ein (vgl. Abaqus 2018).

Das Ver- bzw. Entfestigungsverhalten nach Überschreitung der Fließspannung wird durch Verfestigungsparameter gesteuert, die von den Schädigungsparametern bei Zugspannungen d_t und bei Druckspannungen d_c abhängig sind. Hierdurch wird der Effekt einer verringerten Steifigkeit bei Rissbildung im Beton während eines Belastungs- und Entlastungszyklus berücksichtigt. In Abb. 4.2 ist zu erkennen, dass sich der Elastizitätsmodul E_0 im Zugbereich um den Faktor $(1 - d_t)$ und im Druckbereich um den Faktor $(1 - d_c)$ verringert.

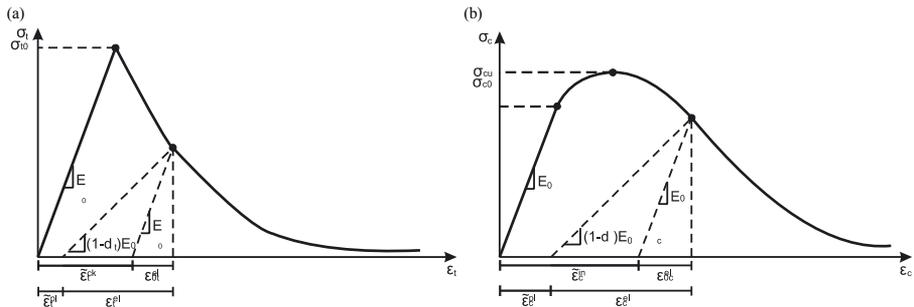


Abb. 4.2: Ver- bzw. Entfestigung nach Abaqus 2018 im Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Zugspannungen (a) und Druckspannungen (b)

Die Beschreibung der uniaxialen Spannungszustände nach Abb. 4.2 erfolgt über Gl. (4.1) sowie Gl. (4.2), wobei E_0 dem mittleren initialen Elastizitätsmodul (Tangentenmodul) entspricht (vgl. Abaqus 2018).

$$\sigma_t = (1 - d_t) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \tag{4.1}$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \tag{4.2}$$

Dabei ist:

E_0 mittlerer Elastizitätsmodul (Tangentenmodul)

d_t	Schädigungsparameter der Zugspannung
ε_t	Betonzugdehnung
$\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$	plastische Betonzugdehnung
d_c	Schädigungsparameter der Druckspannung
ε_c	Betondruckdehnung
$\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$	plastische Betondruckdehnung

Für Beton können die Schädigungsvariablen d_c und d_t in Abhängigkeit von der Dehnung bzw. Rissöffnung angegeben werden. Hierbei sind unterschiedliche Ansätze für die Darstellung der Rissöffnungs-Schädigungs-Beziehung möglich (vgl. *Kueres et al. 2015*). Exemplarisch sind in Abb. 4.3 zwei unterschiedliche Varianten für die Schädigungsvariable d_t bei Zugspannungen dargestellt. Die Zugschädigung kann dabei linear zur Rissöffnung (a) als auch als normierte und gespiegelte Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung (b) verwendet werden. Für $d_t = 0$ beträgt die Schädigung 0 %, für $d_t = 1$ entsprechend 100 %. Generell kann die Berechnung jedoch auch ohne die Eingabe von Schädigungsparametern durchgeführt werden.

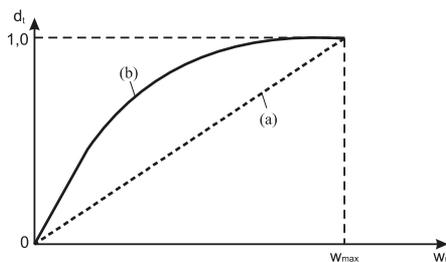


Abb. 4.3: Darstellung von Schädigungs-Rissöffnungs-Beziehungen (*Kueres et al. 2015*)

4.2.1.2 Beton unter Druckbeanspruchung

Zur Anwendung des vorgenannten plastischen Materialmodells sind umfassende Kenntnisse des verwendeten Betons unter Zug- und Druckbeanspruchung erforderlich, die durch meist komplexe Prüfungen bestimmt werden müssen. Zur Beschreibung des Betonverhaltens wird auf mathematische Ansätze aus der Literatur zurückgegriffen, die im Folgenden näher erläutert werden.

Zur Beschreibung der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton unter Druckbeanspruchung existieren verschiedene, zumeist empirisch hergeleitete Modelle. Zur Definition der nachfolgend verwendeten Kennwerte kann der in Abb. 4.4 (a) dargestellte Verlauf herangezogen werden.

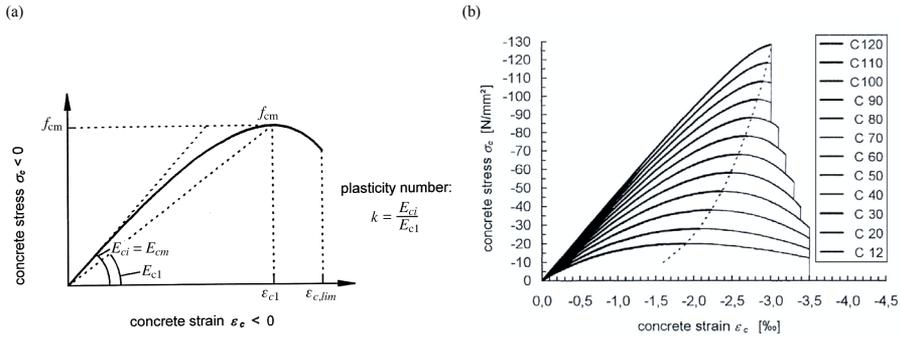


Abb. 4.4: Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung (a) und Darstellung nach Betondruckfestigkeitsklassen (b) (fib 2008)

Der E-Modul des Betons wird dabei zum einen mit E_c bzw. E_{c0} für die Anfangssteifigkeit und zum anderen mit E_{cm} als Sekantensteifigkeit oder auch mittlerer Elastizitätsmodul angegeben. Die teilweise noch verwendete Schreibweise E_{ci} ist dabei dem mittleren Elastizitätsmodul gleichzusetzen. Die zur maximalen mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} äquivalente Stauchung ist durch ε_{c1} gegeben, während die rechnerische Bruchdehnung mit $\varepsilon_{c,lim} = \varepsilon_{cu}$ bezeichnet wird. Der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Beziehung unterscheidet sich zwischen den einzelnen Druckfestigkeitsklassen insbesondere durch die Steigung der Kurve und die Bruchdehnung. Dies ist einem mit steigender Druckfestigkeit immer größer werdendem E-Modul gleichzusetzen. Der Maximalwert der rechnerischen Bruchdehnung reduziert sich dabei von $\varepsilon_{cu} = -3,5 \%$ für die Betondruckfestigkeitsklasse C12 auf $\varepsilon_{cu} = -3,0 \%$ ab C80 (vgl. *Model Code 2010*). Des Weiteren gilt im Bereich C100 bis C120 die Aussage $\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{cu}$, sodass unmittelbar nach dem Erreichen der maximalen Spannung der Bruchzustand eintritt. Für hochfeste Betone ist nach *Model Code 2010* somit kein Nachbruchbereich abgebildet (vgl. Abb. 4.4).

Nachfolgend werden zwei übliche konstitutive Druckgesetze für Normalbeton dargestellt:

Ansatz nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*:

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (4.3)$$

$$\text{für } 0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$$

Dabei ist:

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

$$k = 1,05 E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$$

Ansatz nach *Sargin 1971*:

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \frac{k \cdot \eta - (D - 1) \cdot \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta + D \cdot \eta^2} \quad (4.4)$$

Dabei ist:

$$\begin{aligned} \eta &= \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \\ k &= E_{c0} \cdot \varepsilon_{c1} / f_{cm} \\ D &0 \leq D \leq 1 \\ &\text{Parameter zur Beschreibung der Duktilität des Betons nach Er-} \\ &\text{reichen der einaxialen Druckfestigkeit } f_{cm} \text{ nach } \textit{Sargin 1971} \end{aligned}$$

Der Ansatz von *Sargin 1971* basiert auf einer gebrochen rationalen Gleichung mit Parabelfunktionen. Das Nachbruchverhalten des Betons kann hierbei durch den Parameter D , je nach Duktilität eingestellt werden. Im Vergleich zu dem Ansatz nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*, der ebenfalls in *Model Code 2010* enthalten ist, fällt die Ähnlichkeit auf. Tatsächlich beruhen die in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* und *Model Code 2010* implementierten Ansätze auf dem Verfahren nach *Sargin 1971*, für den Fall $D = 0$. Es wird somit von einem Beton mit der niedrigsten möglichen Duktilität ausgegangen.

Die hier dargestellten Ansätze für normalfesten Beton können nicht direkt auf hochfeste und ultra-hochfeste Betone übertragen werden. Eine Empfehlung zur Anwendung für (ultra-) hochfeste Betone ist in *Fehling 2005* enthalten. Hierbei wird der Ansatz nach *DIN 1045-1:2008-08* bzw. *Model Code 1990* entsprechend der experimentellen Untersuchungen modifiziert:

Ansatz nach *DIN 1045-1:2008-08*, bzw. *Model Code 1990*:

$$\sigma_c = -f_{cm} \cdot \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (4.5)$$

$$\text{für } 0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$$

Dabei ist:

$$\begin{aligned} \eta &= \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \\ k &= -n \cdot E_{cm} \cdot \varepsilon_{c1} / f_{cm} \\ n &= 1,1 \text{ (normalfester Beton)} \end{aligned}$$

Für die Verwendung bei (U)HPC werden nach *Fehling 2005* folgende Modifikationen vorgeschlagen:

$$\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{cu} = -4,0 \text{ ‰}$$

$$n = 1,0$$

$$E_{cm} = 9000 \cdot f_{cm}^{(1/3)}$$

Aufgrund der gebrochen rationalen Funktion müssen alle auf *Sargin 1971* basierenden Ansätze zur Berechnung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung vor der Verwendung auf Plausibilität überprüft werden, da dies unter bestimmten Kombinationen zu Null-durchgängen im Nenner der Funktion führen kann.

Zusammenfassend sind die hier vorgestellten Ansätze zur Berechnung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton unter Druck in Abb. 4.5 dargestellt.

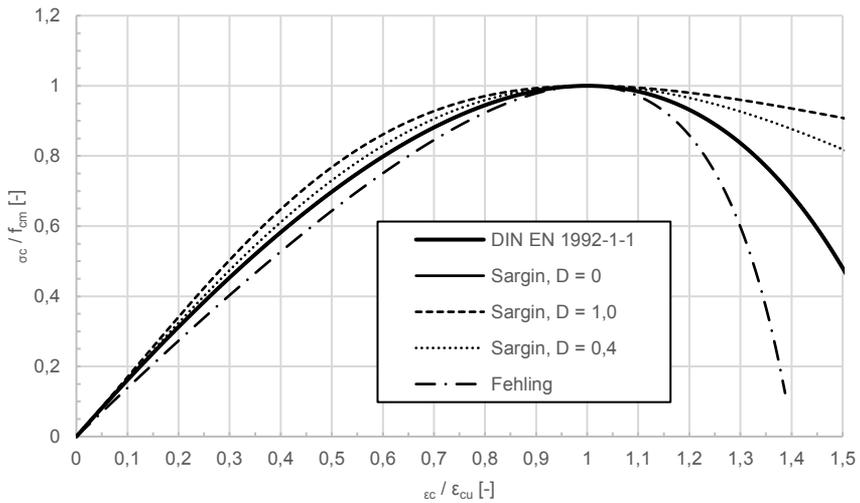


Abb. 4.5: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton unter Druck

4.2.1.3 Beton unter Zugbeanspruchung

Der Spannungs-Dehnungsverlauf von Beton unter Zugbeanspruchung kann in einen linear-elastischen Anteil bis zum Erreichen der zentrischen Zugfestigkeit f_{ctm} und eine nichtlineare Entfestigungskurve bei größer werdender Rissöffnung untergliedert werden. Die zur vollständigen Trennung der Rissufer erforderliche Energie wird als Bruchenergie G_f bezeichnet und berechnet sich aus dem Integral der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung vom Beginn der Rissöffnung bis zu dem Punkt, an dem keine weiteren Zugspannungen mehr übertragen werden können. Dieses Werkstoffverhalten kann zum Beispiel mit dem Modell nach *Hillerborg 1976*, dem Fictitious-Crack-Model (Modell der fiktiven Rissbildung), treffend beschrieben werden. Hierbei werden Bauteilbereiche in denen plastische Verformungen entstehen, als Bruchprozesszone beschrieben. Werden diese Verformungen wiederum auf die Breite der Bruchprozesszone bezogen, kann das Zugtragverhalten durch die bereits erwähnte Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung definiert werden. Es werden somit keine diskreten Risse, sondern Verformungen, die als Rissöffnung eines nicht vorhandenen fiktiven Risses gedeutet werden können, abgebildet (vgl. *Kueres et al. 2015*). Gemäß *Ricker 2011*

bietet die Formulierung als Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung den Vorteil, dass die aufgenommene Energie eines Elements größenunabhängig und somit quasi netzunabhängig ist.

Die Darstellung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung wird üblicherweise durch eine Exponentialfunktion ausgedrückt. Als Vereinfachung kann diese Funktion jedoch auch durch einen bilinearen Ansatz nach *Model Code 2010* angenähert werden. Ein weiterer Ansatz ist in *Remmel 1994* gegeben. Der wesentliche Unterschied zwischen den hier aufgezeigten Ansätzen liegt in der Berechnung der Bruchenergie G_f . Während diese nach *Model Code 2010* einzig von der Betondruckfestigkeit f_{cm} abhängig ist, ist in den Modellen nach *Hillerborg 1976* und *Remmel 1994* ein weiterer, experimentell ermittelter Faktor, eingeführt.

Ansatz nach *Model Code 2010*

$$G_f = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad (4.6)$$

Ansatz nach *Hillerborg 1976*

$$G_f = G_{f0} \cdot (0,1 \cdot f_{cm})^{0,7} \quad (4.7)$$

Ansatz nach *Remmel 1994* für gebrochenen Basaltzuschlag

$$G_f = 0,050 \cdot f_{ct} \leq 185 \text{ N/m} \quad (4.8)$$

Dabei ist:

f_{cm}	mittlere Betondruckfestigkeit in [N/mm ²]
G_{f0}	= 0,025 ~ 0,058 N/mm ² nach <i>Hillerborg 1976</i>
f_{ct}	zentrische Betonzugfestigkeit nach <i>Remmel 1994</i> in [N/mm ²]

Die Begrenzung der Bruchenergie auf maximal 185 N/m begründet *Remmel 1994* mit einer Durchtrennung des gebrochenen Basaltzuschlags und der damit abnehmenden Wirkung des Formschlusses ab einer Betondruckfestigkeit von etwa 60 N/mm².

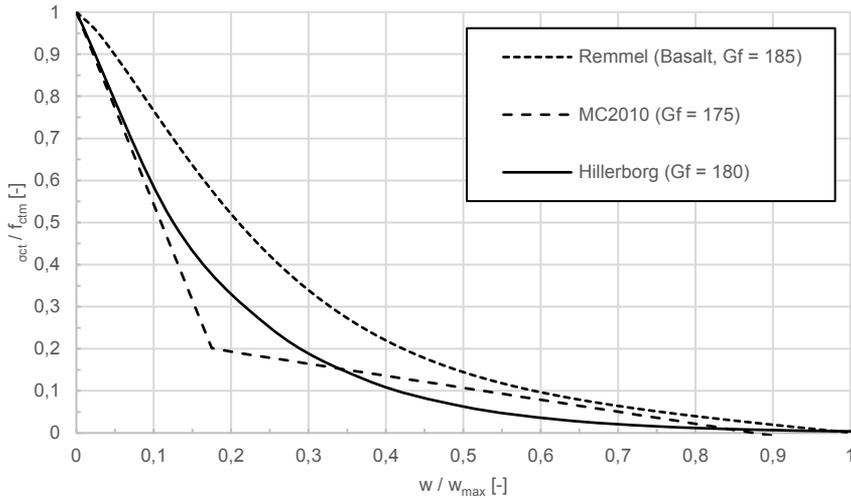


Abb. 4.6: Spannungs-Rissöffnungs-Beziehungen für Beton unter Zugbeanspruchung

Die Auswirkung der unterschiedlichen Ansätze auf den Verlauf der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung, bezogen auf eine maximale Rissöffnung w_{\max} und eine Betonzugfestigkeit f_{ctm} , ist in Abb. 4.6 dargestellt.

4.2.2 Betonstahl

Betonstahl kann als isotropes Material mit einem elasto-plastischen Verformungsverhalten relativ einfach in FE-Berechnungen eingebracht werden. Zur Beschreibung des Materialverhaltens unter Zug- und Druckbeanspruchung sind dabei in der Regel drei Voraussetzungen zu beachten:

1. Es muss eine explizite Beziehung zwischen Spannungen und Dehnungen im elastischen Bereich formuliert werden
2. Es muss ein Streckkriterium postuliert werden, dass das Spannungsniveau für den Übergang zwischen elastischer und plastischer Verformung angibt
3. Es muss eine explizite Beziehung zwischen Spannungen und Dehnungen im plastischen Verformungsbereich aufgestellt werden, die sowohl den elastischen als auch den plastischen Verformungsanteil berücksichtigt

Während der linear-elastische Bereich einfach durch den E-Modul abgebildet werden kann, muss der Übergang in den elastisch-plastischen Bereich klar durch eine Fließbedingung definiert werden. Für metallische Werkstoffe haben sich die Fließkriterien von *Von Mises* und *Tresca* durchgesetzt (vgl. *Mang 2018*). Hierbei wird ein dreidimensionaler Spannungszustand in einen einaxialen Spannungszustand, den Vergleichszustand, transferiert, der sich wiederum einfach durch einaxiale Zugversuche an entsprechenden Werkstoffproben ermitteln lässt. Eine grafische Darstellung der Fließbedingungen nach *Von Mises* und *Tresca* ist in Abb. 4.7 gegeben.

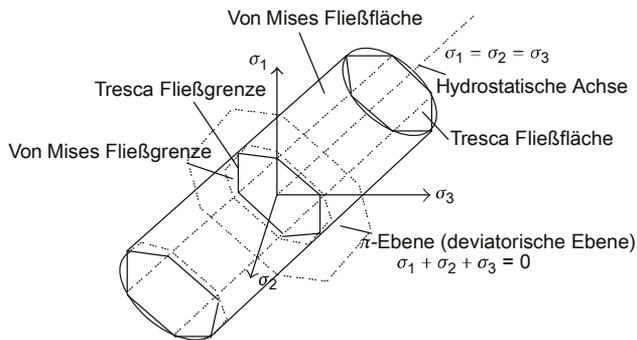


Abb. 4.7: Darstellung der Ansätze von *Von Mises* und *Tresca* für dreidimensionale Spannungszustände nach *Elliotis 2013*

Die in den dreidimensionalen Raum projizierte Fließgrenze stellt eine sogenannte Fließfläche in Form eines Zylinders um die hydrostatische Achse dar. Hierbei gilt, dass für jeden Spannungszustand innerhalb dieses Zylinders ein elastisches Materialverhalten vorliegt, während die Streckgrenze bei Spannungszuständen, die sich auf der Mantelfläche befinden, gerade erreicht ist. Ist im Werkstoffgesetz kein Verfestigungsgesetz definiert, kann die Spannung bei Erreichen der Streckgrenze nicht weiter gesteigert werden. D. h. bei steigenden Dehnungen verbleibt der betrachtete Spannungszustand analog zu Abb. 4.7 auf der durch die Fließgrenze definierten Mantelfläche.

4.2.2.1 Stahl-Beton-Verbund

Durch den Verbund zwischen Beton und Stahl wird die Übertragung von Kräften zwischen diesen beiden Werkstoffen sichergestellt. Dabei ist zur Aktivierung einer Verbundwirkung eine Relativverschiebung zwischen den Oberflächen des Bewehrungsstabs und des umgebenden Betons erforderlich, die sich nicht nur auf die Ausbildung von Rissen, sondern auch auf die Verteilung dieser Risse und die Rissbreite auswirkt. Das Verbundverhalten des Stahlbetons hat somit einen direkten Einfluss auf die Steifigkeit und das Verformungsverhaltens des betrachteten Systems (vgl. *Zilch 2010*).

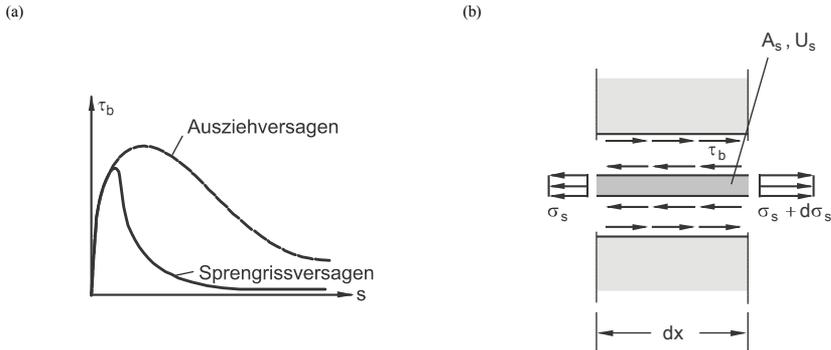


Abb. 4.8: Schematischer Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (a) und Darstellung der Verbundspannungen an einem Stabelement d_x (b) (Zilch 2010)

Die Verbundwirkung basiert auf einer Reihe komplexer Mechanismen, die übergeordnet mittels einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (vgl. Abb. 4.8, a) angegeben werden kann. Diese tritt allerdings erst dann auf, wenn der starre Verbund zwischen Bewehrungsstab und Beton überwunden ist und eine Verschiebung der beiden Oberflächen zueinander auftritt. Entlang eines Stabelements der Länge dx und des Durchmessers d_s (vgl. Abb. 4.8, b) muss die Verbundspannung τ_b über den Stabumfang U_s mit der Differenz der an beiden Schnittufern angreifenden Zugkräfte im Gleichgewicht stehen:

$$A_s \cdot d\sigma_s = U_s \cdot \tau_b \cdot d_x \quad (4.9)$$

$$\Leftrightarrow \tau_b = \frac{d\sigma_s}{dx} \cdot \frac{d_s}{4} \quad (4.10)$$

Bei dem hier verwendeten gerippten Stahl wird der wesentliche Anteil der Verbundwirkung durch die Verzahnung der einzelnen Rippen mit dem Beton erzielt. Analog zu Abb. 4.8 (a) nimmt die Verbundspannung zu Beginn mit steigendem Schlupf stark zu, bis die maximal aufnehmbare Verbundspannung erreicht ist. Ab diesem Punkt wird der die Rippen umgebende Beton durch diese entlang der Mantelfläche des Bewehrungsstabes abgescherft, bis eine annähernd konstante Verbundspannung erreicht ist, bzw. diese in eine Reibverbundspannung übergeht. Der Bewehrungsstab wird somit aus dem Beton herausgezogen (Ausziehversagen). Für den Fall einer geringen Betondeckung kann die durch die Verbundspannungen ausgelöste, ringförmige Zugspannung zu einem Aufsprengen des Betons in Längsrichtung des Stabs führen. Die Verbundspannungen nehmen nahezu schlagartig bis zu einem Minimum ab, sofern durch konstruktive Maßnahmen, wie z. B. einer Bügelbewehrung, keine Gegenmaßnahmen getroffen werden (Sprenggrissversagen).

Bei der in Gl. (4.10) angegebenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung handelt es sich jedoch weniger um ein spezifisches Stoffgesetz, sondern vielmehr um ein *Pseudo-Stoffgesetz*, das zusammenfassend die komplexe Wechselwirkung zwischen Bewehrungsstab und Beton beschreibt.

4.3 Simulation des Querkrafttragverhaltens der eigenen Untersuchungen

Ziel der numerischen Untersuchungen ist die Etablierung eines Berechnungsmodells für die FEM-Simulation von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton. Die Kalibrierung der Modelldaten erfolgt an den eigenen experimentellen Untersuchungen nach Abschn. 3.2. Zur Überprüfung des Modells wurden einige Versuche vorausberechnet und dann im Nachgang an den experimentellen Untersuchungsdaten validiert. Nachfolgend werden die verwendeten Materialparameter, die geometrischen Eingaben, die Berechnungsergebnisse sowie die Validierung des Berechnungsmodells erläutert. Die hier dargestellten Eingaben stellen das Ergebnis umfangreicher Iterationsschritte zur Ermittlung einer möglichst realistischen Abbildung der Untersuchungsergebnisse dar. Diese werden in dieser Arbeit jedoch nicht thematisiert.

Die Untersuchungen wurden im Rahmen der Masterarbeit *Schellen 2019* unter Anleitung durchgeführt, aufbereitet und ausgewertet. Die Ergebnisse dieser Arbeit sind teilweise in die nachfolgenden Abschnitte mit eingeflossen.

4.3.1 Materialmodelle

4.3.1.1 Nanodur®-Beton

Zur Modellierung des nichtlinearen Betonverhaltens wurde das Concrete-Damaged-Plasticity-Modell verwendet (vgl. Abschn. 4.2.1.1), mit dem in der Literatur bereits sehr gute Erfahrungen für normalfesten Beton gemacht wurden (u. a. *Mark 2006*; *Kueres et al. 2015*; *Claßen 2016*). Die Eingabe der Betoneigenschaft erfolgte dabei überwiegend in tabellarischer Form, getrennt für das Druck- und Zugspannungsverhalten.

Linear-elastisches Betontragverhalten

Die linear-elastischen Betoneigenschaften werden über das Elastizitätsmodul in Verbindung mit der Querdehnzahl und der spezifischen Dichte des Betons definiert. Die für den Nanodur®-Beton verwendeten Parameter sind nachfolgend in Tab. 4.1 dargestellt und basieren auf gerundeten Mittelwerten aus Festbetonprüfungen im Rahmen der experimentellen Untersuchungen sowie auf Angaben in der Literatur (vgl. *Sagmeister 2017*).

Tab. 4.1: Materialparameter des Nanodur®-Betons zur Beschreibung der linear-elastischen Betoneigenschaften

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Eingabe
Elastizitätsmodul	E_{cm}	N/mm ²	48.000
Querdehnzahl*	μ_c	-	0,2
Festbetondichte	ρ_c	to/mm ³	$2,5 \cdot 10^{-9}$

*aus Sagmeister 2017

Uniaxiales Betontragverhalten unter Druckbeanspruchung

Die in Abaqus verwendete Spannungs-Dehnungs-Beziehung zur Beschreibung des uniaxialen Betonverhaltens unter Druckbeanspruchung ist in Abb. 4.2, (b) dargestellt. Neben dieser Beziehung musste der Druckschädigungsfaktor d_c eingeführt werden, um das Entfestigungsverhalten nach Abb. 4.2, (b) zu erfassen. Die mathematischen Grundlagen wurden bereits in Abschn. 4.2.1.1 thematisiert. Zur Beschreibung des uniaxialen Druckverhaltens des Nanodur®-Betons wurde Gleichung 3.14 aus *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* herangezogen:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (4.11)$$

Dabei ist:

- η = $\varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$
- ε_{c1} die Stauchung beim Höchstwert der Betondruckspannung gem. Tabelle 3.1 in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*
- k = $1,05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$
- E_c = $1,05 \cdot E_{cm}$

Die Funktion des Schädigungsparameters für Beton unter Druckbeanspruchung d_c in Abhängigkeit der Spannungs-Dehnungsbeziehung nach Gl. (4.11) ist in Gl. (4.12) gegeben. Bei der Verwendung in Abaqus wurde festgestellt, dass für $d_c = 1,0$ unrealistische Berechnungsergebnisse ermittelt bzw. die Berechnung vorzeitig abgebrochen wurde. Dies ist durch die mathematische Behandlung innerhalb des Gleichungslösers begründet, da die Betondruckspannung nach Gl. (4.2) mit $d_c = 1,0$ zu Null werden würde, was zu einer Singularität innerhalb der Gleichungssysteme führt. Daher wurde d_c auf $\leq 0,95$ begrenzt (vgl. *Abaqus 2018*).

$$d_c = 1 - \frac{\frac{\sigma_c}{E_0}}{\frac{\sigma_c}{E_0} + \varepsilon_c^{in} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{in}}\right)} \leq 0,95 \quad (4.12)$$

Dabei ist:

$$\begin{aligned} \varepsilon_c^{in} & \quad \text{inelastische Betondehnung} \\ \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{in}} & \quad \text{Verhältnis der plastischen zur inelastischen Dehnung im Druckbereich:} \\ & \quad \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{in}} = 0,75 \end{aligned}$$

Die inelastische Betondehnung berechnet sich nach Gl. (4.13).

$$\overline{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_{ges} - \varepsilon_{0c}^{el} = \varepsilon_{ges} - \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (4.13)$$

Die Berechnung erfolgte anhand der Materialkenndaten des Nanodur®-Betons nach Tab. 4.2.

Tab. 4.2: Materialparameter des Nanodur®-Betons zur Berechnung der uniaxialen Druckkennlinie

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Eingabe
Elastizitätsmodul	E_{cm}	N/mm ²	48.000
Betondruckfestigkeit	f_{cm}	N/mm ²	108
Betondehnung bei maximaler Betondruckspannung*	ε_{c1}	‰	2,8
Betondehnung für den Übergang von elastischer zu inelastischer Betondehnung (vgl. Abb. 4.9)	$\varepsilon_{c1}^{in=0}$	‰	1,27

*aus Sagmeister 2017

Die nach Gl. (4.11) und Gl. (4.12) ermittelten Verläufe der Spannungs-Dehnungs-Beziehung sowie des Schädigungsparameters für Nanodur®-Beton unter Druckbeanspruchung sind in Abb. 4.9 dargestellt.

4.3 Simulation des Querkrafttragverhaltens der eigenen Untersuchungen

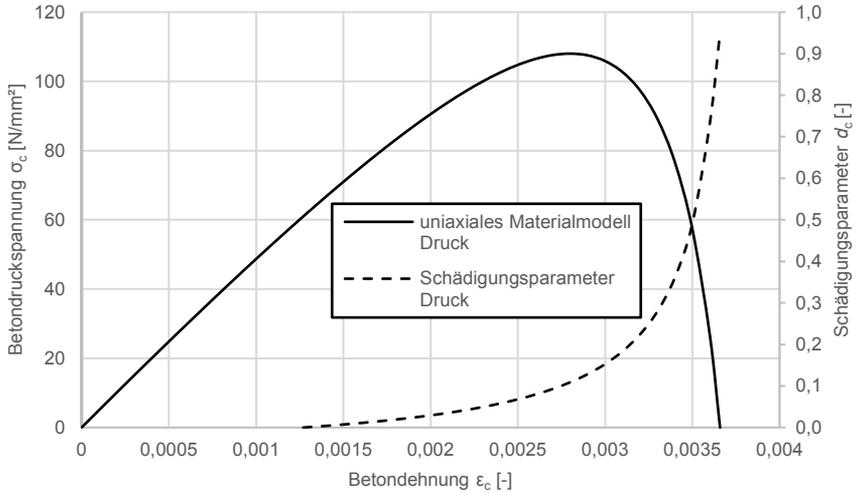


Abb. 4.9: Darstellung der uniaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung sowie des Schädigungsparameters d_c für Nanodur®-Beton unter Druckbeanspruchung

Die Eingabe in Abaqus erfordert jedoch nicht die Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Abb. 4.9, sondern ausschließlich die Spannungs-Dehnungs-Beziehung im inelastischen Dehnungsbereich. Für die Umrechnung erfolgte zunächst die Ermittlung des Anteils der elastischen Dehnung an der Gesamtdehnung auf Grundlage von Gl. (4.13), um den Startwert der inelastischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung zu berechnen. Dieser wurde zu $\epsilon_c^{in=0} = 1,27 \text{ ‰}$ ermittelt. Das bedeutet, dass bei einer Gesamtdehnung von $\epsilon_c = 1,27 \text{ ‰}$ der Nanodur®-Beton unter Druckbeanspruchung von dem elastischen in den plastischen Dehnungsbereich übergeht. Für die Eingabe in das FEM-Programm wurde somit die in Abb. 4.10 dargestellte Beziehung verwendet.

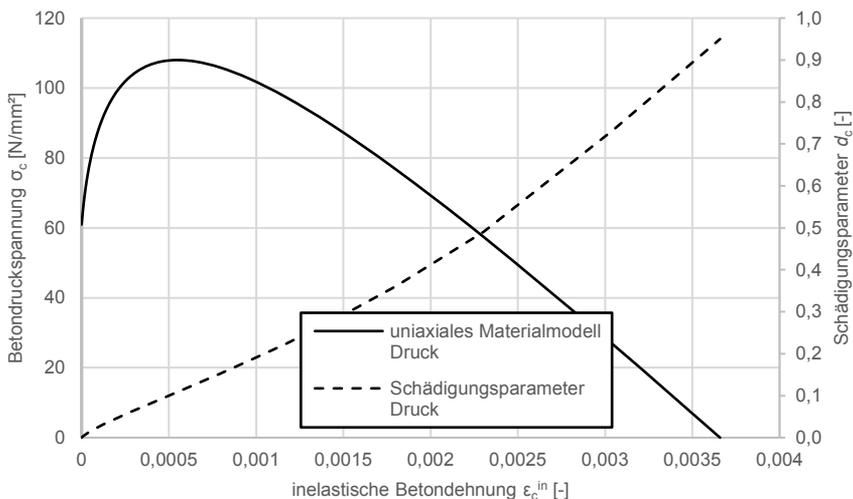


Abb. 4.10: Darstellung der uniaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung sowie des Schädigungsparameters d_c für Nanodur®-Beton unter Druckbeanspruchung im inelastischen Dehnungsbereich

Uniaxiales Betontragverhalten unter Zugbeanspruchung

Zur Beschreibung des uniaxialen Betontragverhaltens unter Zugbeanspruchung wurde eine Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung gewählt. Diese basiert auf dem Fictitious-Crack-Model nach *Hillerborg 1976* und wurde bereits in Abschn. 4.2.1.3 thematisiert. Für die Verwendung in Abaqus ist zu berücksichtigen, dass die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung erst dann wirksam wird, wenn der linear elastische Bereich des Nanodur®-Betons unter Zugbeanspruchung überschritten wird. Für die Definition dieser Beziehung wurde der bilineare Ansatz nach *Model Code 2010* verwendet, der durch die Gleichungen Gl. (4.14) und Gl. (4.15) wiedergegeben wird.

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \left(1,0 - 0,8 \cdot \frac{w}{w_1} \right) \quad \text{für} \quad w \leq w_1 \quad (4.14)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \left(0,25 - 0,05 \cdot \frac{w}{w_1} \right) \quad \text{für} \quad w_1 \leq w \leq w_c \quad (4.15)$$

Dabei ist:

- w Rissöffnung in [mm]
- $w_1 = G_f / f_{ctm}$ in [mm] bei $\sigma_{ct} = 0,20 \cdot f_{ctm}$
- $w_c = 5 \cdot G_f / f_{ctm}$ in [mm] bei $\sigma_{ct} = 0$
- G_f Bruchenergie in [N/mm] nach Gl. (4.16)
- f_{ctm} zentrische Betonzugfestigkeit in [N/mm²]

Die verwendeten Materialparameter sind in Tab. 4.3 dargestellt.

Tab. 4.3: Materialparameter des Nanodur®-Betons zur Berechnung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Eingabe
Betonzugfestigkeit	f_{ctm}	N/mm ²	5,0
Bruchenergie nach Gl. (4.16)	G_f	N/mm	0,092
Größtkorndurchmesser	d_g	mm	3,0

Die Ermittlung der Bruchenergie erfolgte dabei nicht nach *Model Code 2010*, da dies ohne Berücksichtigung des Größtkorns in Vorberechnungen zu einer Überschätzung der Bruchenergie für Nanodur®-Beton und damit zu Abweichungen zwischen den Simulations- und den Versuchsdaten führte. Mit diesen Beobachtungen übereinstimmend haben Untersuchungen von *Wittmann 2002* gezeigt, dass insbesondere ein kleineres Größtkorn zu einer kleineren Bruchenergie führt (vgl. Abb. 4.11).

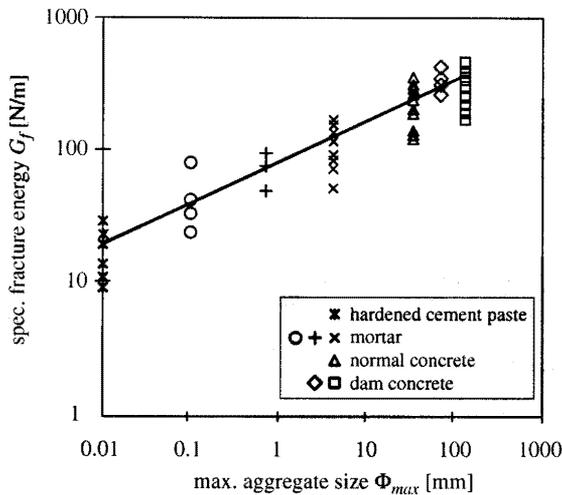


Abb. 4.11: Bruchenergie von Beton in Abhängigkeit des Größtkorndurchmesser (*Wittmann 2002*)

Die Berechnung der Bruchenergie nach Gl. (4.16) analog zu *Tran 2018* nach *Mari et al. 2015* basiert daher auf den Überlegungen in *Model Code 2010* sowie *Wittmann 2002* und führt aufgrund der Berücksichtigung des Größtkorns zu einer deutlich geringeren Bruchenergie, die sich jedoch sehr gut in die Untersuchungsergebnisse von *Wittmann 2002* in Abb. 4.11 einfügt.

$$G_f = 0,028 \cdot f_{cm}^{0,18} \cdot a_g^{0,32} \tag{4.16}$$

Dabei ist:

a_g Größtkorndurchmesser in [mm]

Der Schädigungsparameter für Beton unter Zugbeanspruchung errechnet sich prinzipiell analog zu Gl. (4.12), sofern das Modell nach Abb. 4.2, (a) für die Abbildung des Zugbereichs verwendet wird. Da in dieser Arbeit jedoch auf eine Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung nach *Hillerborg 1976* zurückgegriffen wird, muss der Schädigungsparameter d_t nach Gl. (4.17) berechnet werden (vgl. *Mark 2006*). Analog zu dem Schädigungsparameter im Druckbereich d_c wird auch dieser auf einen Wert $\leq 0,95$ begrenzt.

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ctm}} \leq 0,95 \tag{4.17}$$

Die berechnete Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung nach Gl. (4.14) und Gl. (4.15) sowie der Schädigungsparameter d_t nach Gl. (4.17) unter Berücksichtigung der Materialkennwerte nach Tab. 4.3 sind in Abb. 4.12 dargestellt.

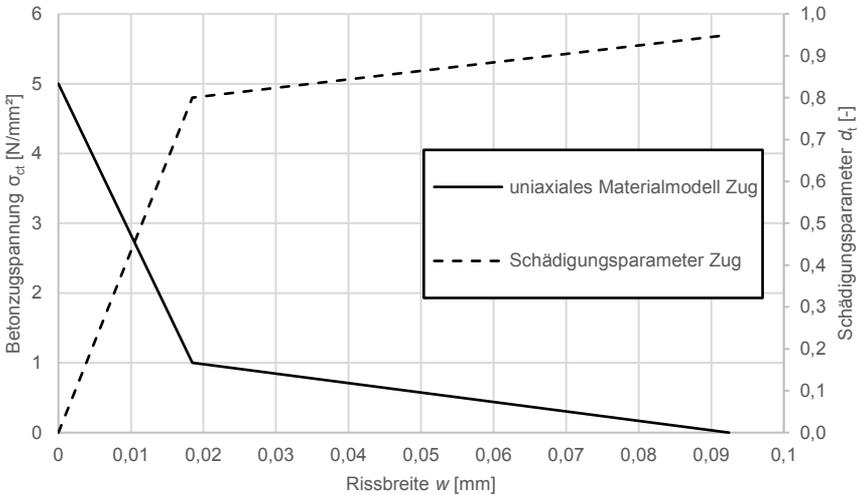


Abb. 4.12: Darstellung der uniaxialen Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung sowie des Schädigungsparameters d_t für Nanodur®-Beton unter Zugbeanspruchung

Mehraxiales Betontragverhalten

Das mehraxiale Betontragverhalten wurde bereits in Abschn. 4.2.1.1 beschrieben. Die Eingabe in Abaqus erfolgte mittels der in Tab. 4.4 dargestellten Parameter. Durch eine Variation von diesen konnte festgestellt werden, dass eine Veränderung der Parameter nur einen geringen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse bewirkt, sodass hier auf in der Literatur etablierte Werte zurückgegriffen wurde (vgl. *Kueres et al. 2015; Claßen et al. 2016*).

Tab. 4.4: Materialparameter des Nanodur®-Betons zur Beschreibung des mehraxialen Betontragverhaltens

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Eingabe
Dilatanzwinkel	ψ	-	37
Exzentrizitätsparameter	ε	°	0,1
Verhältnis der biaxialen zur uniaxialen Betondruckfestigkeit	f_{b0} / f_{c0}	-	1,16
Verhältnis von Zug- zu Druckmeridian der Fließfläche	K_c	-	0,67
Viskositätsparameter	ν	-	$1 \cdot 10^{-7}$

4.3.1.2 Ankerstabstahl St 900/1100

Die Modellierung des Ankerstabstahls St 900/1100 erfolgte analog zum Beton durch eine linear-elastische sowie inelastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Grundlage der ermittelten Materialkenndaten waren dabei die in Abschn. 3.3.2.2 beschriebenen Zugversuche.

Linear-elastische Stahleigenschaften

Die linear-elastischen Stahleigenschaften wurden über das Elastizitätsmodul sowie die Querdehnzahl wiedergegeben. Zusätzlich erfolgte die Angabe der Stahldichte (vgl. Tab. 4.5).

Tab. 4.5: Materialparameter des Ankerstabstahls zur Beschreibung der linear-elastischen Stahleigenschaften

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Eingabe
Elastizitätsmodul	E_s	N/mm ²	210.000
Querdehnzahl	ν	-	0,3
Dichte	ρ_s	to/mm ³	$7,8 \cdot 10^{-9}$

Plastische Stahleigenschaften

Die plastischen Stahleigenschaften wurden direkt aus dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm des geprüften Ankerstabstahls (vgl. Abb. 3.7) abgeleitet. Zur Ermittlung des Startwerts der plastischen Stahldehnung wurde eine Idealisierung der tatsächlichen Spannungs-Dehnungs-Line nach Bild NA.3.8.1 in *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04* durchgeführt. Es wurde festgestellt, dass ab einer Gesamtdehnung von $\varepsilon_s = 0,45 \%$ die plastische Stahldehnung des untersuchten Ankerstabstahls einsetzt. Der daraus

ermittelte Spannungs-Dehnungs-Verlauf für den plastischen Verformungsbereich ist in Abb. 4.13 dargestellt.

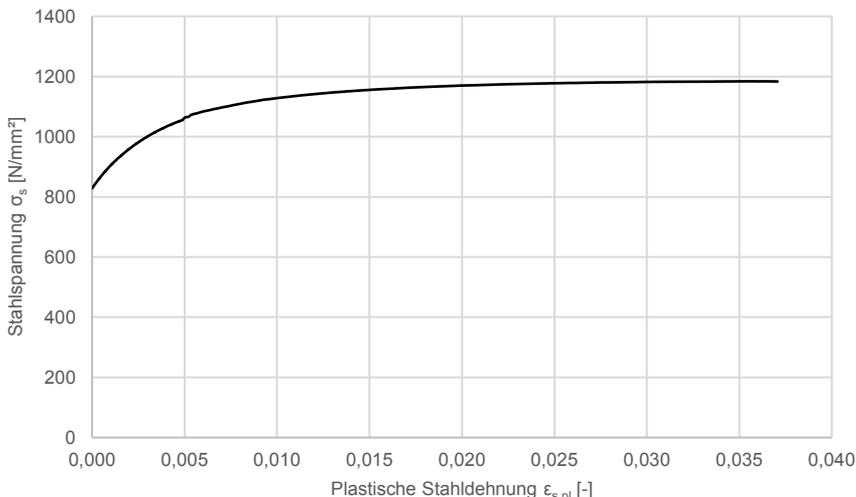


Abb. 4.13: Darstellung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Ankerstabstahls im plastischen Verformungsbereich

4.3.2 Geometrische Eingaben und Belastung

Das digitale Berechnungsmodell bildet den Probekörper ab. Es wurden sowohl die äußeren Abmessungen, als auch die genaue Lage sowie Anzahl der Längsbewehrungsstäbe abgebildet. Für die Berechnung der Hohlkörperplatten wurden die Hohlkörper vereinfachend als Hohlraum innerhalb des Betonquerschnitts modelliert. Es wurde nicht zwischen der Abbildung des aus Polypropylen (PP) bestehenden Hohlkörpers selbst und dem Hohlraum unterschieden. Für die Eingabe der Materialdaten mussten somit ausschließlich zwei Werkstoffe berücksichtigt werden: Nanodur®-Beton und Ankerstabstahl St 900/1100. Zur Ausbildung der Auflager- und Lasteinleitungsplatten wurden vereinfachend die Materialeingaben des Ankerstabstahls verwendet (vgl. Tab. 4.6).

Tab. 4.6: Eingabewerte der verwendeten Querschnitte (Sections)

Section	Category	Type	Material	Profile
Nanodur®-Beton	Solid	Homogeneous	Nanodur®-Beton	analog Probekörper
Ankerstabstahl St 900/1100	Beam	Beam	Ankerstabstahl St 900/1100	Kreisquerschnitt, $r = 7,5$ mm
Auflager und Lasteinleitung	Solid	Homogeneous		10 x 100 mm

Um den Berechnungsaufwand weiter zu senken, konnten die Berechnungsmodelle aufgrund der Symmetriebedingungen auf jeweils einen Plattenstreifen reduziert werden. Dieses Vorgehen wurde dabei zuvor an vollständig abgebildeten Probekörpern verifiziert. Die Referenzprobekörper ohne Hohlkörper wurden hierzu anhand der im

Querschnitt eingelegten Längsbewehrungsstäbe so geteilt, dass in dem berechneten Plattenstreifen nur noch genau ein Stab enthalten war. Die Breite der Plattenstreifen mit Hohlkörpern wurde anhand der Geometrie der Hohlkörper bestimmt. Sie wurde zu 328,4 mm festgelegt, was genau dem Durchmesser eines Hohlkörpers des Typs „Cobiax SL-100“ entspricht. Die Hohlkörper wurden vereinfachend nach Anlage F durch eine geglättete Geometrie angenähert.

Die Vernetzung der digitalen Modelle erfolgte automatisch. Für die Referenzprobekörper wurden kubische Elemente des Typs „Hex“ mit einer Kantenlänge von 10 mm verwendet. Aufgrund der komplexeren Geometrie der Probekörper mit Hohlkörpern wurde hier die Elementgröße auf 5 mm Kantenlänge reduziert und eine „Hex-dominated“ Vernetzung durchgeführt. Hierbei versucht der Algorithmus möglichst kubische Elemente zur Vernetzung zu verwenden. Geometrisch unetliche Abschnitte, wie z. B. im Bereich der Hohlkörper, können damit nicht abgebildet werden und müssen durch Elemente anderer Geometrien angenähert werden (vgl. Abb. 4.14).

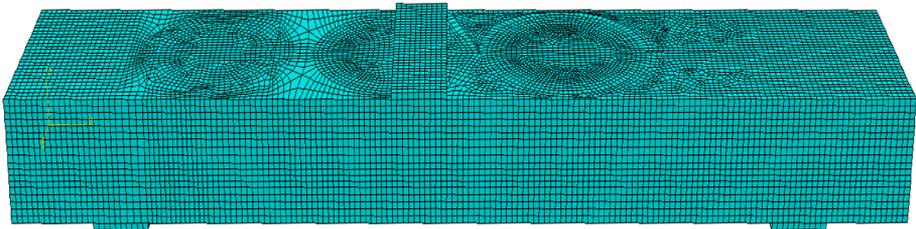


Abb. 4.14: Vernetzung der Berechnungsmodelle

Die Lagerbedingungen des Berechnungsmodells wurden analog zu den Bedingungen während der experimentellen Untersuchungen eingestellt. Auf der Unterseite der Lagerungsplatten aus Stahl wurden mittig Linienlager angeordnet. Während das linke Lager in alle drei Verschiebungsrichtungen gehalten wird, ist bei dem rechten Lager eine horizontale Verschiebung in Spannrichtung des Probekörpers ermöglicht. Verdrehungen der Lager orthogonal zur Längsachse wurden beidseitig zugelassen.

Zur Simulation des in den experimentellen Untersuchungen gefahrenen Lastregimes wurde in der FEM-Berechnung zweistufig vorgegangen. In der ersten Stufe wurde ausschließlich linear bis zum Bruch belastet, während in der zweiten Stufe zusätzlich das 1,3-fache Gebrauchslastniveau abgebildet wurde (vgl. Abschn. 3.3.5).

Für die erste Stufe wurde die Belastung analog zu der experimentellen Versuchsdurchführung weggesteuert aufgebracht. Es wurde eine Linienlast in der Mitte der Lasteinleitungsplatte angeordnet, mit der eine Auflagersenkung simuliert werden konnte. Die aufgebrachte Verschiebung spiegelte dabei das weggesteuerte Verfahren des Prüfzylinders wieder. In Stufe zwei wurde zusätzlich vor dem Aufbringen der Verschiebung bis zum Bruch mit einer Kraft im Zentrum der Lasteinleitungsplatte das Anfahren des 1,3-fachen Gebrauchslastniveaus simuliert. Dabei wurde festgestellt, dass nach beiden Varianten zutreffende Ergebnisse erzielt werden können (vgl. Abschn. 4.3.3).

4.3.3 Nachrechnung von Untersuchungsergebnissen

Nachfolgend werden die durch FEM-Simulationen generierten Berechnungsergebnisse dargestellt und mittels eines Vergleichs mit realen Versuchsdaten diskutiert. Zuerst wird auf die Ergebnisse der Referenzversuche eingegangen, bevor dann die Untersuchungsergebnisse der Hohlkörpermodelle vorgestellt werden.

Analog zu dem in Abschn. 3.3.1 geschilderten Untersuchungsprogramm stehen für die Probekörperhöhen 160 mm, 170 mm sowie 180 mm jeweils zwei Referenzversuche für den Vergleich mit den Simulationsergebnissen zur Verfügung. Es wurden die Daten aus plattenartigen Probekörpern und balkenartigen Probekörpern herangezogen. Zur besseren Vergleichbarkeit erfolgte eine Umrechnung der Untersuchungsergebnisse auf äquivalente Plattenstreifen, wie sie zur FEM-Berechnung verwendet wurden.

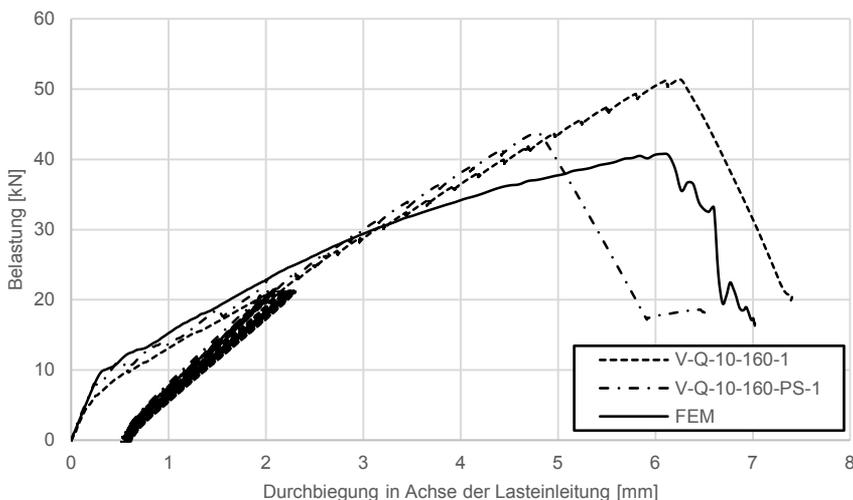


Abb. 4.15: Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuche V-Q-10-160-1 und V-Q-10-160-PS-1

Die Berechnung der Probekörper mit einer Dicke von 160 mm zeigt sowohl in der Durchbiegung bei Maximallast, als auch bei der Bruchlast Abweichungen zu den im Versuch ermittelten Last-Verformungskurven (vgl. Abb. 4.15). Während die Durchbiegung bei Maximallast nahezu identisch mit der im Versuch V-Q-10-160-1 beobachteten ist, ist die Bruchlast um ca. 20 % geringer. Im Vergleich zu Versuch V-Q-10-160-PS-1 ist die Bruchlast gerade 7 % geringer, die Durchbiegung in der Achse der Lasteinleitung bei Maximallast jedoch über 1,3 mm (ca. 27 %) größer. Es wird auch festgestellt, dass die Last-Verformungskurven bis zu einer Durchbiegung von 3,0 mm nahezu parallel verlaufen. Erst bei weiterer Laststeigerung flacht die berechnete Kurve ab, sodass sich die genannten Abweichungen gegenüber den Versuchsergebnissen einstellen. Anhand der in Abb. 4.15 dargestellten Kurvenverläufe kann keine realistische Bewertung der Finite-Elemente-Berechnung vorgenommen werden. Im vorderen Bereich des Kurvenverlaufs stimmt zwar gut mit den Versuchsdaten überein, die Verformung mit zugehöriger Bruchlast weicht jedoch von den Untersuchungsergebnissen ab. Hinsichtlich der Untersuchungsergebnisse selbst wird jedoch auch festgestellt,

4.3 Simulation des Querkrafttragverhaltens der eigenen Untersuchungen

dass der Versuch V-Q-10-160-PS-1 deutlich unter dem Niveau des Versuchs V-Q-10-160-1 versagt und somit keine konsistente Datengrundlage zur Bewertung des Berechnungsmodells vorliegt.

Die Berechnungsergebnisse der Probekörper mit einer Höhe von 170 mm zeigen dagegen eine deutlich bessere Übereinstimmung mit den im Versuch ermittelten Last-Verformungskurven (vgl. Abb. 4.16). Die Versuchsdaten weisen ebenfalls keine wesentlichen Unterschiede hinsichtlich der Kraft-Verformungsverläufe sowie der Bruchlasten auf. Die in Abb. 4.16 dargestellte Last-Verformungskurve der FEM-Berechnung basiert auf einer weggesteuerten Lastaufbringung ohne Berücksichtigung der 1,3-fachen Gebrauchslast. In einer zweiten Simulation wurde eine initiale Kraft in Höhe der 1,3-fachen Gebrauchslast aufgebracht, bevor dann weggesteuert bis zum Bruch belastet wurde (vgl. Abb. 4.17).

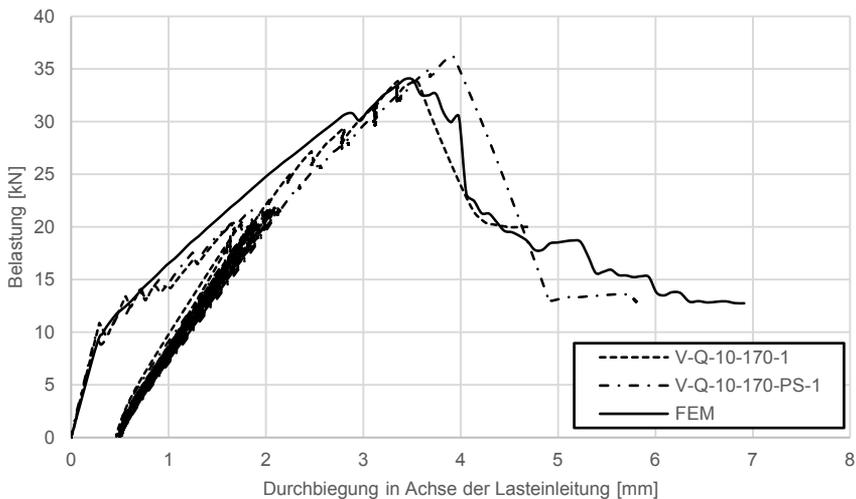


Abb. 4.16: Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuche V-Q-10-170-1 und V-Q-10-170-PS-1

Die in Abb. 4.17 dargestellte Last-Verformungskurve zeigt hierbei insbesondere bis zum Erreichen der 1,3-fachen Gebrauchslast eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Die weitere Laststeigerung erfolgt mit einem nahezu äquivalenten Kurvenverlauf bis zum Bruch. Dieser befindet sich auf dem Niveau wie der des Versuchs V-Q-10-170-PS-1.

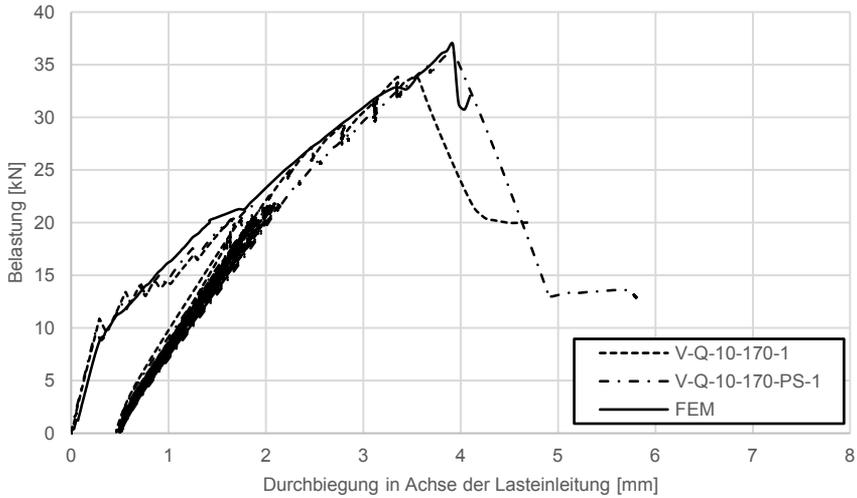


Abb. 4.17: Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuche V-Q-10-170-1 und V-Q-10-170-PS-1 mit zusätzlichem Lastschritt auf dem 1,3-fachen Gebrauchslastniveau

Analog zu den Ergebnissen der Probekörper mit einer Höhe von 170 mm wird auch der Last-Verformungsverlauf der 180 mm hohen Versuche sehr gut durch die Finite-Elemente-Berechnung abgebildet (vgl. Abb. 4.18).

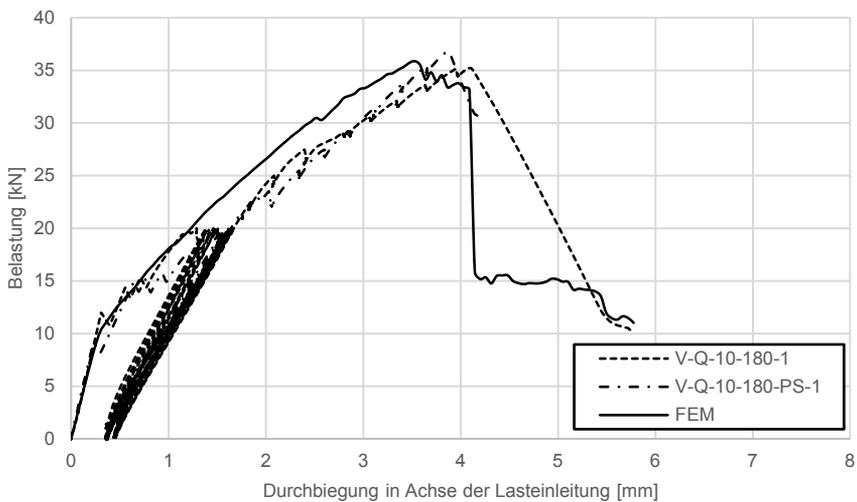


Abb. 4.18: Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuche V-Q-10-180-1 und V-Q-10-180-PS-1

Es fällt auf, dass der Kurvenverlauf ab dem 1,3-fachen Gebrauchslastniveau bis zum Bruch zwar parallel, jedoch mit einem nahezu gleichbleibenden Abstand zu den Un-

4.3 Simulation des Querkrafttragverhaltens der eigenen Untersuchungen

tersuchungsergebnissen verläuft. Die Berechnung wurde aufgrund des hohen Rechenaufwands ohne Berücksichtigung der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau durchgeführt. Die hieraus maßgebende Verformungszunahme ist somit nicht berücksichtigt. Ein Vergleich mit dem Versuch V-Q-10-180-1 abzüglich der Verformungen aus 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau zeigt, dass sich eine wesentlich bessere Übereinstimmung zwischen Berechnungs- und Untersuchungsergebnis einstellt (vgl. Abb. 4.19).

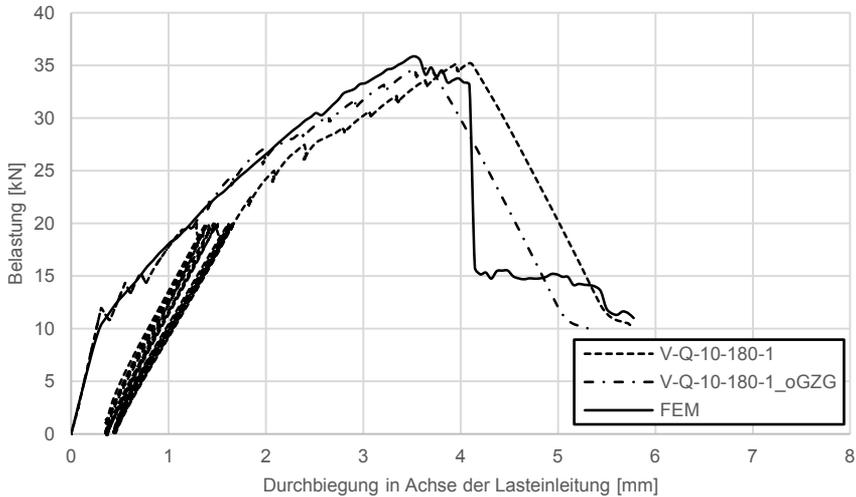


Abb. 4.19: Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu dem Untersuchungsergebnis des Versuchs V-Q-10-180-1, sowohl mit als auch ohne Berücksichtigung der Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau

Da sich die aufgezeigten Abweichungen bei der Berechnung der 170 mm und 180 mm hohen Probekörper ausschließlich auf den unterschiedlichen Ansätzen für das Aufbringen der Belastung begründen und die Versuchsdaten der 160 mm hohen Probekörper selbst große Streuungen aufweisen, wird eine sehr gute Übereinstimmung des Berechnungsmodells mit den experimentell ermittelten Untersuchungsergebnissen festgestellt.

Das kalibrierte Berechnungsmodell soll nachfolgend auf Anwendbarkeit zur Berechnung von Hohlkörperdecken aus Nanodur®-Beton überprüft werden. Der geometrische Aufbau der Berechnungsmodelle wurde bereits in Abschn. 4.3.2 thematisiert. Abweichend von den Modellen ohne Hohlkörper wurde die Berechnung hier an Plattenstreifen mit der Breite von 328,4 mm durchgeführt. Dies entspricht genau dem Durchmesser der verwendeten Hohlkörper.

Des Weiteren wurden ausschließlich Plattenstreifen der Höhe 170 mm sowie 180 mm mithilfe der FEM-Analyse berechnet. Dies ist insbesondere durch den erheblich gesteigerten Rechenaufwand aufgrund der besonderen Geometrie der FE-Modelle in Verbindung mit den bereits aufgezeigten Schwächen bei der Berechnung der 160 mm

hohen Referenzprobekörper begründet. Die Ergebnisse der Finite-Elemente-Berechnung im Vergleich zu den experimentell ermittelten Ergebnissen sind in Abb. 4.20 und Abb. 4.21 dargestellt.

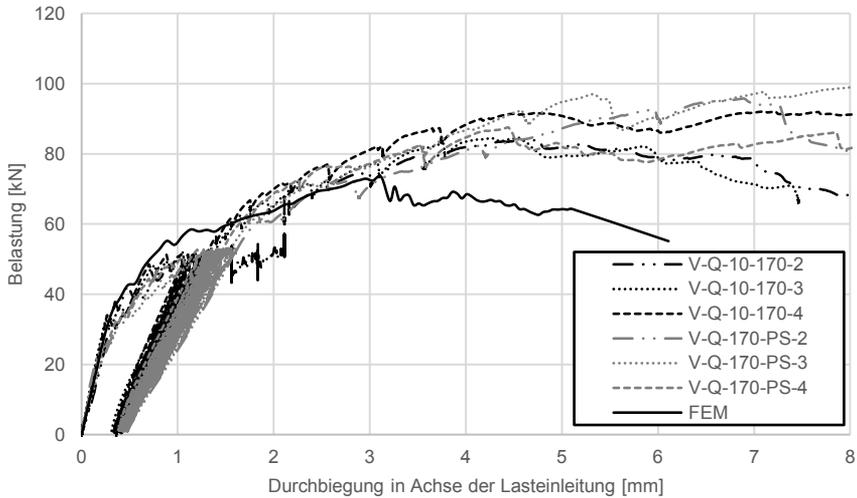


Abb. 4.20: Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuche V-Q-10-170-2 bis V-Q-10-170-4 sowie V-Q-10-170-PS-2 bis V-Q-10-170-PS-4

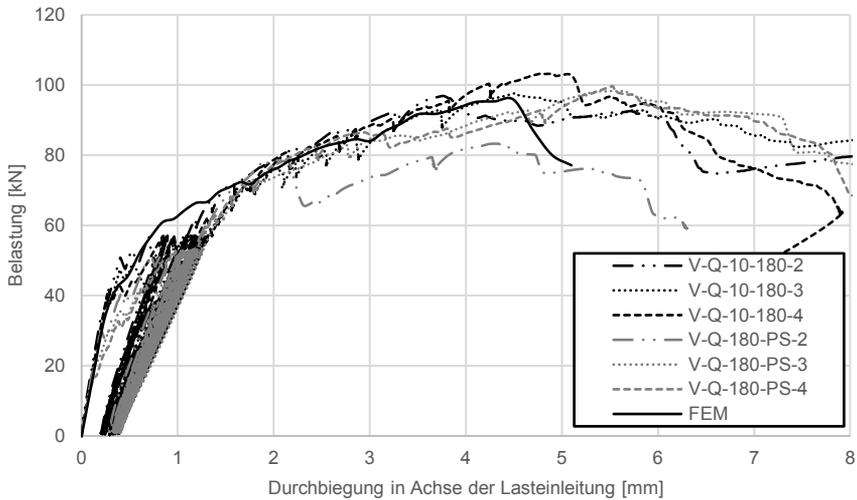


Abb. 4.21: Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuche V-Q-10-180-2 bis V-Q-10-180-4 sowie V-Q-10-180-PS-2 bis V-Q-10-180-PS-4

4.3 Simulation des Querkrafttragverhaltens der eigenen Untersuchungen

In Abb. 4.20 ist zu erkennen, dass die Simulation die reale Bauteiltragfähigkeit im unteren Belastungsbereich überschätzt. Dies ist am steileren Kurvenverlauf sowie dem Abflachen der Last-Verformungs-Kurve auf höherem Lastniveau gegenüber den Versuchsdaten ersichtlich. Bei weiterer Laststeigerung verläuft die berechnete Kurve flacher, bis dann der Bruch unterhalb des Niveaus der Traglastversuche auftritt. Bei der Berechnung der 180 mm hohen Probekörper nach Abb. 4.21 fällt auf, dass auch hier die reale Tragfähigkeit der Probekörper durch die FE-Berechnung bei Belastungsbeginn überschätzt wird. Dennoch stellt sich ab einer Last von etwa 70 kN ein Kurvenverlauf ein, der annähernd deckungsgleich mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen ist. Die maximale Traglast ist auf dem gleichen Niveau, wie die der Versuchsergebnisse.

Eine deutlich bessere Übereinstimmung zwischen der Finite-Elemente-Berechnung und den Versuchsdaten kann analog zu den 180 mm hohen Referenzprobekörpern durch das Eliminieren der Verformung aus den 10 Lastwechseln auf dem 1,3-fachen Gebrauchslastniveau erreicht werden. In Abb. 4.22 sowie Abb. 4.23 wird deutlich, dass die oben genannte Überschätzung der Tragfähigkeit bei Belastungsbeginn nochmals zu relativieren ist. Die gute Übereinstimmung der Kurvenverläufe bis zum Bruch bestätigt, dass mit den gewählten Material- und Berechnungsparametern das Tragverhalten der Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton abgebildet werden kann. Die abweichende Parallelverschiebung der Last-Verformungs-Kurven ist auf der vereinfachten Berechnung ohne Berücksichtigung der 10 Lastwechsel begründet und somit nicht als Indiz für eine unzureichende Genauigkeit der FEM-Simulation zu werten.

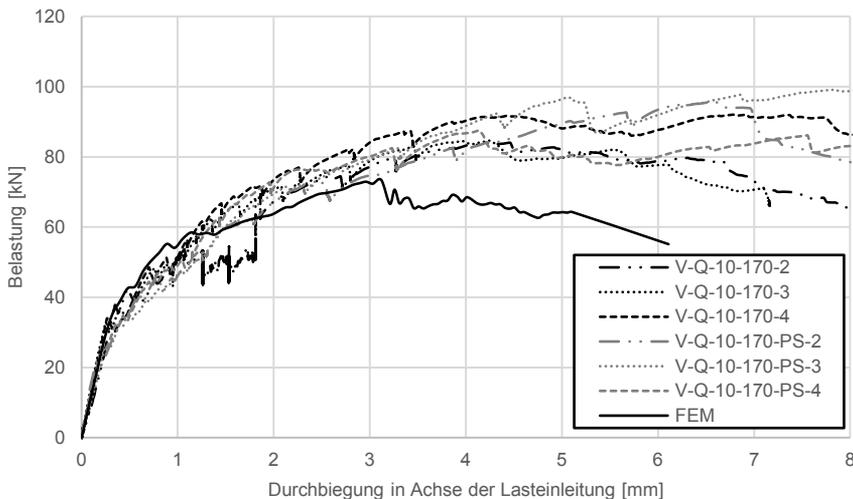


Abb. 4.22: Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuche V-Q-10-170-2 bis V-Q-10-170-4 sowie V-Q-10-170-PS-2 bis V-Q-10-170-PS-4, jedoch ohne Berücksichtigung der Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau

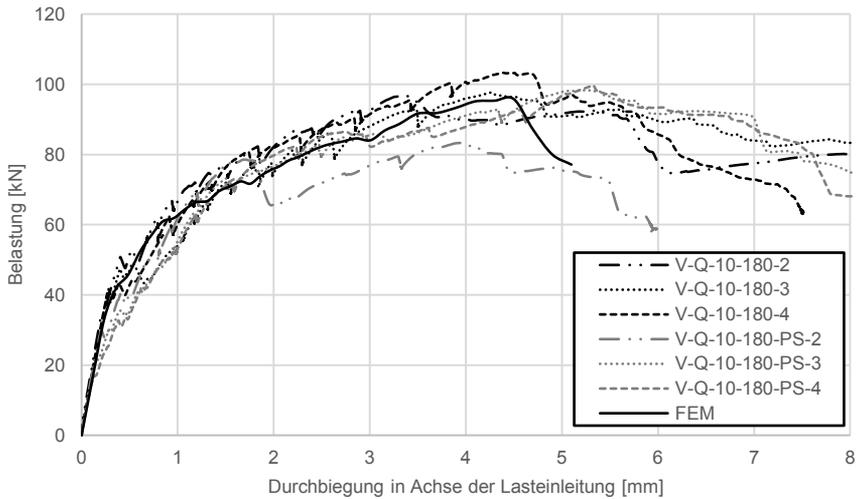


Abb. 4.23: Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuche V-Q-10-180-2 bis V-Q-10-180-4 sowie V-Q-10-180-PS-2 bis V-Q-10-180-PS-4, jedoch ohne Berücksichtigung der Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau

Das Nachbruchverhalten wird generell gegenüber den experimentell ermittelten Last-Verformungs-Kurven nur sehr unzureichend dargestellt. Dies ist auf die hohe Komplexität des isotropen Werkstoffs Beton zurückzuführen, wodurch insbesondere im stark geschädigten Zustand nach Erreichen der Höchstlast die Materialmodelle das tatsächliche Tragverhalten nicht mehr abbilden können. Da das Nachbruchverhalten für die Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit jedoch von untergeordneter Bedeutung ist, wurde auch in den durchgeführten FEM-Berechnungen nicht weiter darauf eingegangen.

Neben den Last-Verformungs-Kurven ist insbesondere die Ausbildung der Rissbilder ein weiteres Kriterium zur Bewertung der Qualität der Simulationsergebnisse. Eine diskrete Rissdarstellung ist bei der Verwendung von Abaqus nicht möglich (vgl. *Abaqus 2018*). Dennoch kann durch die Visualisierung der Schädigungsparameter ein äquivalenter Rissverlauf dargestellt werden. Rot markierte Elemente bedeuten hierbei eine Schädigung zu 100 %, was einem Riss im realen Bauteil gleichzusetzen ist. Nachfolgend werden Rissbilder im Vergleich zu der Darstellung des Schädigungsparameters $DAMAGET (d_t)$ der FE-Berechnung am Beispiel eines Referenzversuchs sowie eines Hohlkörperversuchs dargestellt.

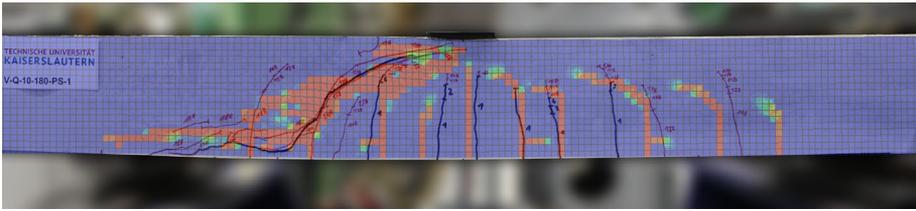


Abb. 4.24: Rissbild am Beispiel des Versuchs V-Q-10-180-PS-1 mit überlagerter Darstellung des Schädigungsparameters DAMAGET aus der FEM-Berechnung

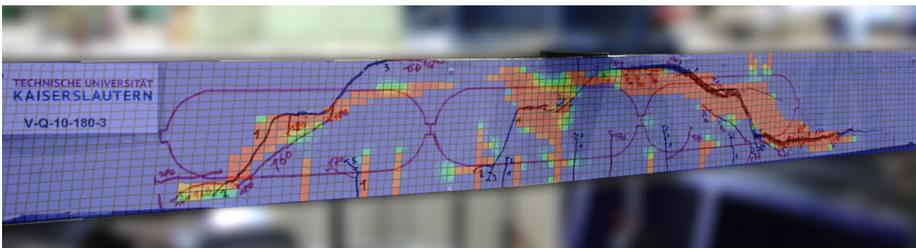


Abb. 4.25: Rissbild am Beispiel des Versuchs V-Q-10-180-3 mit überlagerter Darstellung des Schädigungsparameters DAMAGET aus der FEM-Berechnung

An den Abbildungen Abb. 4.24 und Abb. 4.25 ist deutlich die sehr gute Übereinstimmung zwischen der Finite-Elemente-Berechnung und den im Versuch aufgetretenen Rissbildern zu erkennen. Der Referenzversuch in Abb. 4.24 wurde mit der Lage des maßgebenden Biegeschubrisses sowie der einzelnen Biegerisse nahezu identisch durch das Simulationsergebnis abgebildet. Weitere Effekte, wie das Auftreten eines sekundären Längsrisses auf Höhe der Biegezugbewehrung und das Abdrehen der Biegerisse in Richtung der Lasteinleitungsachse, wurden ebenfalls treffend dargestellt. Bei der Untersuchung der Probekörper mit Hohlkörpern (vgl. Abb. 4.25) wurde festgestellt, dass sich beidseitig der Lasteinleitungsachse Biegeschubrisse ausbildeten, wovon einer für den Bruchzustand maßgebend wurde. Zusätzlich stellte sich unterhalb der Lasteinleitung ein weiterer treppenartiger Riss ein, der in seinem Verlauf grundsätzlich den beschriebenen Biegeschubrissen ähnelte. Der horizontale Abschnitt der drei genannten Rissverläufe befand sich dabei jeweils zentrisch zur Rotationsachse der Hohlkörper und im oberen Drittel der Hohlkörperhöhe. Auch dieses komplexere Rissverhalten wurde nach Abb. 4.25 eindeutig durch das Berechnungsmodell dargestellt. Die Biegerisse, die sich bis in das untere Drittel der Hohlkörper ausgebreitet haben, wurden dabei ebenso wie die im Bruch entstandenen Biegerisse an der Oberseite des Probekörpers abgebildet.

Zusammenfassend kann bestätigt werden, dass die gewählten Material- und Berechnungsparameter (vgl. Anlage F) die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen sowohl im Kraft-Verformungs-Verlauf, als auch in der Ausbildung der Rissbilder in guter Näherung wiedergeben können. Da diese Genauigkeit jedoch nur bei der Nachrechnung von bereits bestehenden Versuchsdaten aufgezeigt wurde, sollte das Berechnungsmodell in einem weiteren Schritt an einer Versuchsreihe validiert werden.

Entgegen der vorherbeschriebenen Nachrechnung wurden hier die zu erwartenden Ergebnisse vorausberechnet und erst dann die experimentellen Untersuchungen durchgeführt.

4.3.4 Validierung des numerischen Berechnungsmodells

Die Validierung des numerischen Berechnungsmodells erfolgte durch eine Vorausberechnung der zu erwartenden Untersuchungsergebnisse der Versuchsreihen gem. Tab. 4.7.

Tab. 4.7: Untersuchungsprogramm zur Validierung des numerischen Berechnungsmodells

Bezeichnung	Plattenhöhe	Plattenbreite	Höhe Hohlraum	oberer Deckenspiegel	Längsbe- weh- rungs- grad	Anzahl Bauteilversuche	
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		mit Hohl- körpern	Referenz- versuch
V-Q-100-PS	10,0	32,84		-	2,00	-	2
V-Q-175-PS	17,5				2,00	-	2
V-Q-250-PS	25,0				1,66	-	2
Summe						-	6

Zum Vergleich der Untersuchungsergebnisse mit der FEM-Berechnung wurde die aufgebrachte Belastung aus den experimentellen Versuchen und der Berechnung anhand der jeweiligen mittleren Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} nach Gl. (4.18) kalibriert, um eine Vergleichbarkeit auf einem einheitlichen Festigkeitsniveau zu gewährleisten. Des Weiteren wurde die Verformung aus 10 Lastwechseln auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau herausgerechnet, da diese nicht durch die FEM-Simulation abgebildet wurde.

$$F_{\text{norm}} = \frac{F_{\text{exp}}}{f_{cm}^{1/3}} \tag{4.18}$$

Die Ergebnisse der Finite-Elemente-Simulation im Vergleich zu den Kraft-Verformungs-Kurven aus den experimentellen Untersuchungen sind in Abb. 4.26 bis Abb. 4.28 nachfolgend dargestellt. Der maßgebende Versagenszustand aus den experimentellen Untersuchungen wird durch Öffnen des Biegeschubrisses definiert und ist in den Diagrammen durch den ersten maßgebenden Lastabfall innerhalb der Last-Verformungs-Kurve zu erkennen. Die Last-Verformungskurve des Versuchs V-Q-250-PS-1 ist aufgrund eines Defekts in der Messtechnik erst ab Belastungsbeginn im zweiten Zyklus auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau dargestellt.

4.3 Simulation des Querkrafttragverhaltens der eigenen Untersuchungen

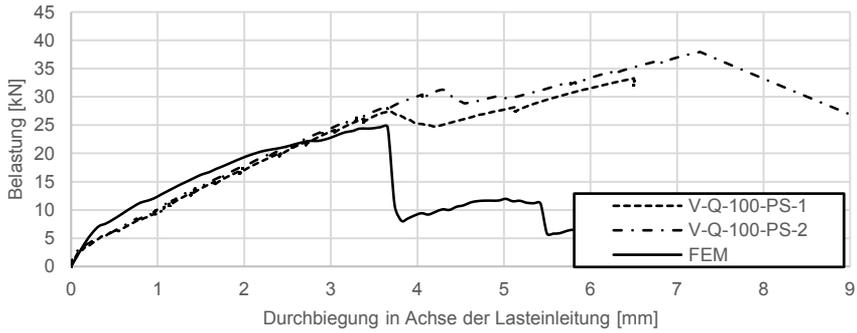


Abb. 4.26: Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuchsreihe V-Q-100-PS, normiert auf $f_{cm}^{1/3}$ und ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau

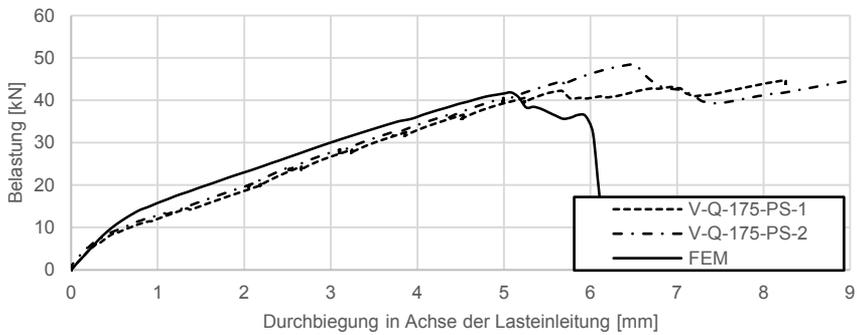


Abb. 4.27: Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuchsreihe V-Q-175-PS, normiert auf $f_{cm}^{1/3}$ und ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau

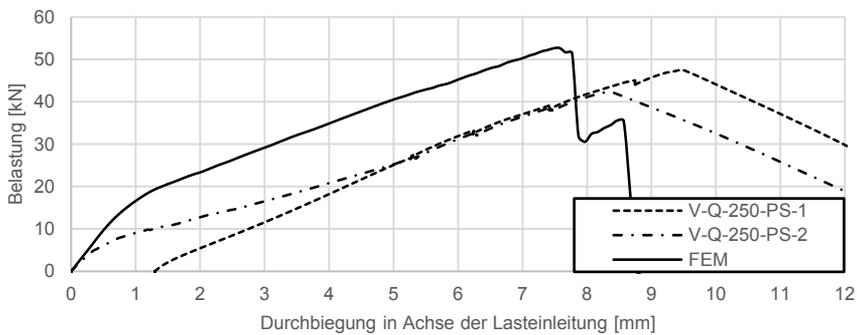


Abb. 4.28: Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuchsreihe V-Q-250-PS, normiert auf $f_{cm}^{1/3}$ und ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau

In Abb. 4.26 ist zu erkennen, dass die Last-Verformungs-Kurve der Finite-Elemente-Berechnung nahezu parallel zu den im Versuch ermittelten Kurven verläuft. Bei einer Verformung von ca. 2,7 mm knickt diese Kurve jedoch ab, sodass der Bruch unterhalb der im Versuch erreichten Lasten, jedoch auf einem ähnlichen Verformungsniveau eintritt. Bei der Berechnung der 175 mm hohen Probekörper wurde in der Simulation eine nahezu identische Bruchlast im Vergleich zu dem Versuch V-Q-175-PS-1 erreicht. Die maximale Durchbiegung bei Eintritt des Bruchs wird jedoch gegenüber den Probekörpern um etwa 1,0 – 1,5 mm unterschätzt. Hierbei muss jedoch auch beachtet werden, dass die Abweichung bei der Bruchverformung in den Versuchen selbst bereits einen Unterschied von etwa 1,0 mm aufweist. Das Trag-Verformungs-Verhalten der 250 mm hohen Probekörper wurde dagegen durch das numerische Berechnungsmodell deutlich überschätzt. Der Einfluss der an der Oberseite vorhandenen Risse konnte hierbei im Rahmen der Arbeit nicht vollständig aufgeklärt werden. Die Ursache dieser Risse wurde bereits in Abschn. 3.3.6.1 diskutiert. Das Nachbruchverhalten kann auch hier nur unzureichend dargestellt werden.

Insgesamt kann an den vorausberechneten Untersuchungsergebnissen eine gute Übereinstimmung zwischen der FEM-Berechnung und den Versuchsdaten bestätigt werden. Das numerische Berechnungsmodell wurde somit erfolgreich an den Versuchen ohne Hohlkörper validiert und steht für weitere Anwendungszwecke mit den in Anlage F angegebenen Material- und Berechnungsparametern zur Verfügung.

4.4 Zusammenfassung

Die Berechnung von Stahlbetontragwerken mit den Mitteln der Finite-Elemente-Methode stellt sich aufgrund des nichtlinearen Materialverhaltens insbesondere des Betons als komplex dar. Durch die Wahl von verschiedenen Beton- und Stahlmodellen kann das Berechnungsergebnis unmittelbar beeinflusst werden. Zur Abbildung des Betons wurde in der vorliegenden Arbeit das Concrete-Damaged-Plasticity-Modell verwendet, da sich dieses wie in der Literatur geschildert bereits bewährt hat. Die Eingabedaten in die Materialmodelle wurden anhand der experimentellen Untersuchungen nach Kapitel 3 sowie ergänzender Angaben aus der Literatur vorgenommen. Bei der Nachrechnung der Untersuchungsergebnisse konnte insbesondere bei den Referenzversuchen mit 170 mm und 180 mm Bauteilhöhe eine gute Übereinstimmung festgestellt werden. Auch die Hohlkörperversuche wurden überwiegend gut durch das Berechnungsmodell dargestellt, sofern die Verformung aus den 10 Lastzyklen auf dem 1,3-fachen Gebrauchslastniveau aus den Last-Verformungs-Kurven herausgerechnet wurde. Die Validierung der Ergebnisse durch eine vorab durchgeführte Berechnung von insgesamt sechs Bauteilversuchen konnte ebenfalls erfolgreich durchgeführt werden, sodass das Berechnungsmodell mit den in Abschn. 4.3.1 zugrundeliegenden Materialmodellen bestätigt werden kann. Eine Zusammenfassung aller verwendeten Eingabedaten sowie der verwendeten Materialmodelle ist in Anlage F enthalten.

Insgesamt konnte gezeigt werden, dass die experimentellen Untersuchungen zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit gut mit den gewählten Materialmodellen abgebildet werden können. Die in Anlage F dargestellten Parameter sind als Richtwerte zu verstehen, die innerhalb der aufgezeigten Grenzen zwar bestätigt wurden, jedoch nicht ohne Weiteres auf davon abweichende Geometrien und Belastungssituationen übertragen werden können.

Anhand der in dieser Arbeit gemachten Erfahrungen wird generell die Durchführung von Bestätigungsversuchen zur Verifizierung von Finite-Elemente-Berechnungen empfohlen, für die seitens des Anwenders noch keine Erfahrungswerte bestehen.

5 Bemessung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton

In den vorgehenden Kapiteln wurde aufgezeigt, dass die Bemessung des Trag- und Verformungsverhaltens von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton infolge des Zusammenwirkens unterschiedlicher Einflüsse nicht aus der Literatur abgeleitet werden kann. Insbesondere die Querkrafttragfähigkeit und die lokale Durchstanzttragfähigkeit werden durch die Verwendung von Hohlkörpern im Querschnitt wesentlich beeinflusst. Zur Untersuchung des Querkraft- und Durchstanzttragverhaltens wurden umfangreiche experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Anhand der dort gewonnenen Daten werden im Nachfolgenden bereits bestehende Bemessungs- bzw. Berechnungsmodelle überprüft sowie eigene Ansätze aufgestellt. Das Biegetrag- und Verformungsverhalten kann aus den durchgeführten Untersuchungen sowie einer theoretischen Betrachtung hergeleitet werden.

Als Berechnungsmodell wird in den nachfolgenden Erläuterungen die Ermittlung von Tragfähigkeiten oder Verformungen auf Grundlage von Mittelwerten und ohne Berücksichtigung eines Sicherheitsabstandes zum Versagenszustand bezeichnet. Bemessungsmodelle unterliegen dem Sicherheitsniveau nach *DIN EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010*.

5.1 Biegetrag- und Verformungsverhalten

5.1.1 Biegetragverhalten – Grundlagen

Die Grundlage der Biegebemessung ist das Gleichsetzen von Einwirkungen und Bauteilwiderständen zur Ermittlung der erforderlichen Biegezugbewehrung. Hierzu wird in der Regel ein Querschnitt vorausgewählt und der unter den gegebenen Einwirkungen hervorgerufene Dehnungszustand ermittelt. Die für die Biegebemessung relevanten Schnittgrößen setzen sich aus Biegemomenten sowie Längskräften zusammen. Die Längskraft wird dabei auf die Wirkungslinie der resultierenden Stahlkraft bezogen, deren Lage als identisch mit dem geometrischen Schwerpunkt der Biegebewehrung angenommen wird.

Die Biegebemessung wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit durchgeführt, womit bei einem rechteckigen Querschnitt unter vorwiegender Biegebeanspruchung von einem gerissenen Zustand ausgegangen wird. Der aus dieser Annahme resultierende Spannungsverlauf in der Druckzone und die im Querschnitt wirkenden Kräfte sowie die zugehörige Verzerrungsebene stellen sich nach Abb. 5.1 dar.

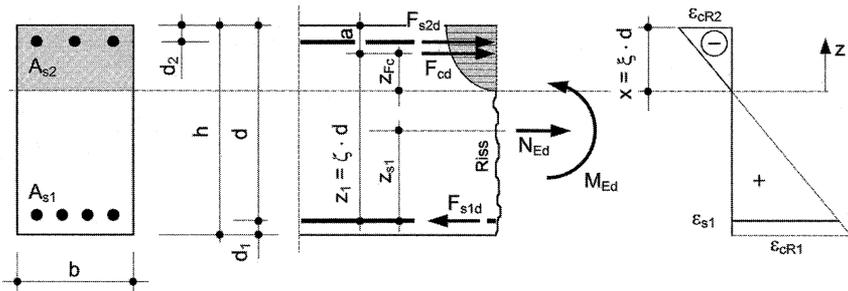


Abb. 5.1: Verzerrungsebene, resultierende Kräfte sowie Spannungsverteilung in der Druckzone als Grundlage der Biegebemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (gerissen) (Mehlhorn 2002)

Zur Vermeidung von Verwechslungen mit der Grenzstauchung ε_c bei Erreichen der Betondruckfestigkeit, werden die Betonrandspannungen nach Abb. 5.1 mit dem Index R erweitert.

Das allgemeine Vorgehen zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit von Stahlbetonquerschnitten mit rechteckigem Querschnitt wurde bereits ausreichend in anderen Werken thematisiert und kann diesen entnommen werden (vgl. u. a. Grasser et al. 1996; Mehlhorn 2002; Albrecht 2014).

Grenzen der Biegebemessung

Die mechanischen Grenzen der Biegebemessung sind erreicht, wenn entweder die durch die Betondruckzone aufgenommene Kraft F_{cd} nicht mehr ausreicht, um ein Kräftegleichgewicht mit der Stahlzugkraft F_{s1d} herzustellen oder die Biegezugbewehrung bis zur Streckgrenze beansprucht wird. Bei einer weiteren Laststeigerung wäre die Anordnung von Druckbewehrung in der Betondruckzone erforderlich. Das hierdurch zusätzlich aufnehmbare Moment setzt sich aus Traganteilen der Druck- und Zugbewehrung zusammen. Eine Herleitung zur Ermittlung der Druckbewehrung kann z. B. Mehlhorn 2002 entnommen werden.

Aus wirtschaftlicher Sicht ist die Grenze der Biegebemessung erreicht, wenn der Bemessungswert der Stahlspannung f_{yd} nicht voll ausgenutzt werden kann. Nach Gl. (5.3) ist dieser Zustand für einen üblicherweise verwendeten Betonstahl B500 ab einer Grenzdehnung von $\varepsilon_{yd} = 2,175 \text{ ‰}$ (Plastizitätsgrenze) definiert. Für diesen Fall sollte die zu bemessende Querschnittsfläche entsprechend reduziert werden, damit die Festigkeit der verwendeten Materialien zu einem höheren Grad ausgeschöpft wird. Durch den geringeren Materialbedarf können zusätzlich weitere Kosten eingespart werden.

Nach Mehlhorn 2002 ist zur Sicherstellung der Duktilität für statisch bestimmte Tragwerke ohne Momentenumlagerung bei linear-elastischer Schnittgrößenermittlung die bezogene Druckzonenhöhe ξ zu begrenzen. Dies ermöglicht eine Rotationsfähigkeit des Querschnitts und somit die Fähigkeit zum Abbau von Zwangsschnittgrößen sowie einer Schnittgrößenumlagerung bei statisch unbestimmten Systemen. Dabei ist es nach Zilch 2010 ausreichend, wenn die Fließdehnung der Biegebewehrung ($\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$) bei voll ausgenutzter Betondruckzone ($\varepsilon_c = \varepsilon_{c2u}$) gerade erreicht ist. Der Maximalwert

der bezogenen Druckzonenhöhe ξ_{lim} berechnet sich in Abhängigkeit der Betonbruchdehnung ε_{c2u} sowie der Fließdehnung des Betonstahls ε_{sy} nach Gl. (5.1).

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\varepsilon_{c2u}}{\varepsilon_{c2u} - \varepsilon_{sy}} \quad (5.1)$$

Für einen Beton der Druckfestigkeitsklasse C100/115 mit einer Betonbruchdehnung von $\varepsilon_{c2u} = 2,6 \text{ ‰}$ ergibt sich eine maximale bezogene Druckzonenhöhe von $\xi_{\text{lim}} = 0,54$. Nach *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04* gelten für Durchlaufträger mit einem Stützweitenverhältnis benachbarter Felder von $0,5 < l_{\text{eff},1} / l_{\text{eff},2} < 2,0$ sowie mit annähernd gleichen Steifigkeiten, Riegel von Rahmen sowie sonstige unter vorwiegender Biegung beanspruchte Bauteilen in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeiten folgende Grenzwerte:

bis	C50/60:	$\xi_{\text{lim}} = 0,45$
ab	C55/67:	$\xi_{\text{lim}} = 0,35$

Diese Grenzwerte sind ebenfalls für durchlaufende und in Querrichtung kontinuierlich gestützte Platten anzusetzen. Da für Nanodur®-Beton nach *Sagmeister 2017* eine größere Betonbruchdehnung als für einen Beton C100/115 von $\varepsilon_{c2u} = 2,8 \text{ ‰}$ anzusetzen ist, können die genannten Grenzwerte auf der sicheren Seite ebenfalls für diesen herangezogen werden.

Die Biegebemessung nach dem allgemeinen Bemessungsdiagramm bzw. mit tabellierten Werten ist ausschließlich für rechteckige Stahlbetonquerschnitte bis zu einer Betondruckfestigkeitsklasse C50/60 allgemeingültig möglich. Abweichungen hinsichtlich der Geometrie sowie der Materialparameter erfordern eine Anpassung bzw. Neuberechnung der inneren Spannungszustände und der zugehörigen Verzerrungsebene.

5.1.2 Bemessung der Biegetragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton

Die Biegebemessung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton erfordert somit in zweifacher Hinsicht eine Modifikation der allgemeingültigen Bemessungsansätze. Sowohl durch das zugrundeliegende Materialmodell für einen hochfesten Beton, als auch durch die Verwendung von Hohlkörpern im Querschnitt, wird die Biegetragfähigkeit entschieden beeinflusst.

Im vorliegenden Abschnitt wird der Ansatz zur Biegebemessung für Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton beschrieben. Dieser Ansatz ist analog zu *Albrecht 2014* an das allgemeine Bemessungsdiagramm angelehnt und basiert auf der Berechnung mittels Spannungsblock. Die Verwendung eines Parabel-Rechteck-Diagramms zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Beton würde den Berechnungsaufwand übermäßig steigern und nur einen geringen Genauigkeitszugewinn bedeuten. Für den Spannungsblock werden die Regelungen in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04* zugrunde gelegt.

Im weiteren Verlauf werden zunächst die erforderlichen Materialparameter aufgezeigt und deren Auswirkungen auf die Berechnung mittels Spannungsblock erläutert. Da-

nach werden die notwendigen Gleichungen zur Bemessung der Biegetragfähigkeit mittels Spannungsblock angegeben. Abschließend werden drei Bemessungsdiagramme zur praxisnahen Biegebemessung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton erstellt und die Einflüsse aus Betondruckfestigkeit sowie Betondeckung oberhalb der Hohlkörper diskutiert.

Alle geometrischen Kenngrößen, auf die im Nachfolgenden Bezug genommen wird, wurden bereits in Abschn. 2.2.3.1 erläutert und sind zudem in Anlage A.1 dargestellt.

Spannungs-Dehnungs-Beziehung Betonstahl

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Betonstahl wird nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04* angesetzt. Gemäß dem in Abb. 5.2 dargestellten Materialgesetz kann die Bemessung mittels zweier verschiedener Varianten durchgeführt werden. Während in Variante 1 nach Erreichen der Streckgrenze mit einer konstanten Spannung $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ nach Gl. (5.2) bei zunehmender Stahldehnung ϵ_s bemessen wird, ist in Variante 2 die Nachverfestigung des Betonstahls durch den ansteigenden Ast bis zu einer maximalen Spannung $f_{tk,cal} / \gamma_s$ berücksichtigt. Die maximale Stahldehnung ist hierbei auf $\epsilon_{ud} = 25 \text{ ‰}$ begrenzt. Dieser Grenzwert sollte auch bei Verwendung des horizontalen Astes ohne Nachverfestigung nach *Fingerloos 2016* angesetzt werden. Der Übergang von Hooke'scher Gerade in den horizontalen bzw. ansteigenden Ast ist nach Gl. (5.3) definiert. Dies stellt außerdem die Grenze einer wirtschaftlichen Bemessung dar, da bei geringeren Dehnungen die maximalen Stahlspannungen nicht voll ausgenutzt werden.

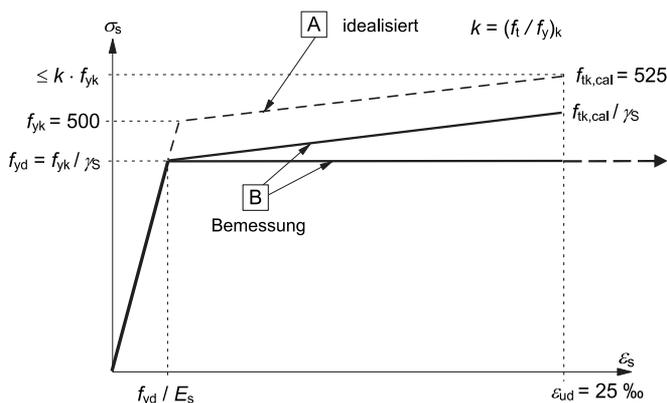


Abb. 5.2: Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Betonstahl B500 für die Bemessung mit den Grenzwerten nach *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04* (*Fingerloos 2016*)

Für B500A und B500B gilt nach *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04*:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ N/mm}^2 \quad (5.2)$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200.000} = 0,002175 = 2,175 \text{ ‰} \quad (5.3)$$

Spannungs-Dehnungs-Beziehung Nanodur®-Beton

Trotz seiner spezifischen Eigenschaften kann auch bei der Verwendung des Nanodur®-Betons ein Materialgesetz nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* zur Querschnittsberechnung herangezogen werden. Die Untersuchungen in *Sagmeister 2017* haben gezeigt, dass unter Berücksichtigung aller geometrischen und lagerungsbedingten Umrechnungsfaktoren der Nanodur®-Beton gemäß *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* sowie *DIN EN 206:2017-01* der Betondruckfestigkeitsklasse C100/115 zugeordnet werden kann. Diese Beobachtung wird ebenfalls durch die in den eigenen Versuchen ermittelte mittlere Betondruckfestigkeit des Nanodur®-Betons bestätigt (vgl. Abschn. 3.2 bis 3.4).

Das für die Bemessung angesetzte Parabel-Rechteck-Diagramm nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* ist in seiner allgemeinen Form in Abb. 5.3 dargestellt. Die Berechnung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung erfolgt dabei getrennt für den parabelförmigen sowie rechteckigen Bereich nach Gl. (5.4) und Gl. (5.5).

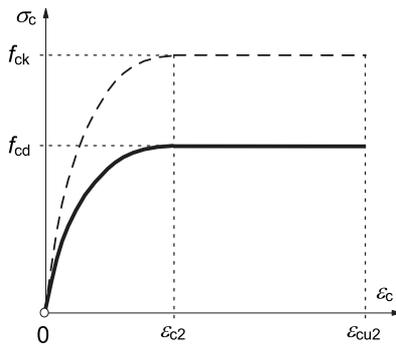


Abb. 5.3: Allgemeines Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton unter Druck (*Fingerloos 2016*)

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{für } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (5.4)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{für } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (5.5)$$

Dabei ist:

n Exponent gem. Tabelle 3.1 in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*

ε_{c2} Dehnung beim Erreichen der Maximalfestigkeit gem. Tabelle 3.1 in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*

ϵ_{cu2}

Bruchdehnung gem. Tabelle 3.1 in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*

Gegenüber normalfesten Betonen bis zu einer Druckfestigkeitsklasse von C50/60 zeigt der hochfeste Beton ein spröderes Materialverhalten unter Druckbeanspruchung. Für einen Beton C100/115 beträgt die Bruchdehnung nach Tabelle 3.1 aus *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* $\epsilon_{cu2} = 2,6 \text{ ‰}$ und ist damit ca. 25 % geringer, als bei normalfesten Betonen mit $\epsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$. Eine weitere Besonderheit besteht darin, dass der horizontale Ast des Parabel-Rechteck-Diagramms nicht ausgebildet ist. Für Betone C100/115 gilt $\epsilon_{c2} = \epsilon_{cu2} = 2,6 \text{ ‰}$. Zum Vergleich sind die nach Gl. (5.4) sowie Gl. (5.5) berechneten Spannungs-Dehnungs-Verläufe der Betondruckfestigkeitsklassen C50/60 sowie C100/115 in Abb. 5.4 gegenübergestellt.

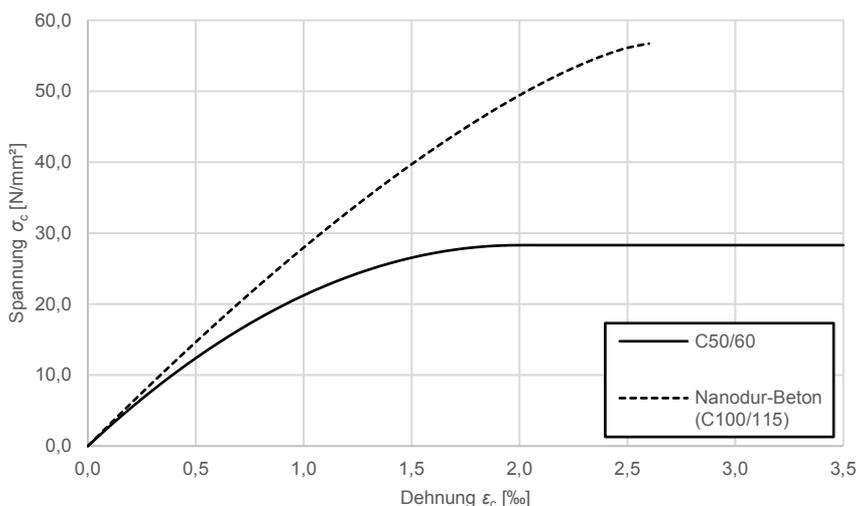
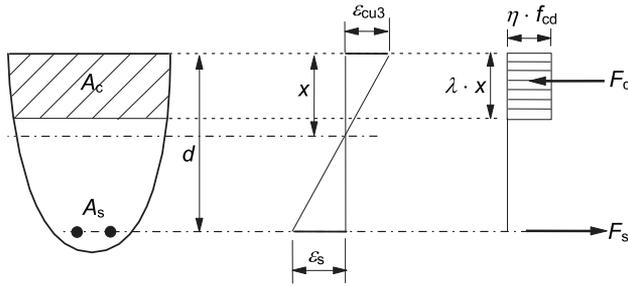


Abb. 5.4: Nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* berechnete Spannungs-Dehnungs-Verläufe für einen Beton der Druckfestigkeitsklasse C50/60 sowie Nanodur®-Beton

Die Biegebemessung von Hohlkörperdecken nach *Pfeffer 2002* als auch nach *Albrecht 2014* basiert auf der vereinfachten Annahme eines Spannungsblocks. Hierbei wird der Spannungsverlauf in der Betondruckzone durch einen rechteckigen Spannungsblock so angenähert, dass Lage und Größe der resultierenden Betondruckspannung nahezu äquivalent zu dem tatsächlichen Spannungsverlauf auf Grundlage des Parabel-Rechteck-Diagramms sind. Die Berechnung mittels Spannungsblock bietet sich dabei insbesondere bei beliebiger, vom Rechteck abweichender Form der Betondruckzone an und ist somit ideal für die Berechnung der Biegetragfähigkeit von Hohlkörperdecken (vgl. *Pfeffer 2002*).


 Abb. 5.5: Spannungsblock gem. *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* (Fingerloos 2016)

Die Beiwerte λ und η zur Bestimmung der effektiven Druckzonenhöhe sowie zur Bestimmung der effektiven Festigkeit müssen für Betone mit $f_{ck} > 50$ N/mm² in Abhängigkeit der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} individuell berechnet werden (vgl. *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*). Für Nanodur®-Beton, der der Betondruckfestigkeitsklasse C100/115 gleichgesetzt werden kann, ergeben sich diese Beiwerte nach Gl. (5.6) und Gl. (5.7).

$$\lambda = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} = 0,8 - \frac{(100 - 50)}{400} = 0,675 \quad (5.6)$$

$$\eta = 1,0 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} = 1,0 - \frac{(100 - 50)}{200} = 0,75 \quad (5.7)$$

Bei Verwendung des Spannungsblocks gilt die Einschränkung, dass bei abnehmender Breite der Betondruckzone hin zum Querschnittsrand, der Wert $\eta \cdot f_{cd}$ gem. *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* um 10 % abzumindern ist.

Zur Erstellung eines allgemeinen Bemessungsdiagramms werden die Überlegungen von *Albrecht 2014* herangezogen, die bereits in Abschn. 2.2.3.1 aufgezeigt wurden. Für die Bemessung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungs-beton wird dieser Ansatz hinsichtlich des oben beschriebenen, abweichenden Spannungsblocks für hochfesten Beton modifiziert.

Bei der Ermittlung der Spannungsverteilung im Bereich der Druckzonenfläche und damit der Berechnung des inneren Hebelarms z_{vfs} muss zwischen zwei unterschiedlichen Gegebenheiten unterschieden werden. Im ersten Fall ist die Druckzonenhöhe $0,675 \cdot x_{vfs}$ geringer als die Betondeckung der Hohlkörper c_{vfs} , wodurch der Spannungsblock und somit die Biegebemessung nicht durch die angeordneten Hohlkörper beeinflusst wird. Unter Berücksichtigung der bezogenen Größen gilt Gl. (5.8) als Grenzkriterium. Ist die Druckzonenhöhe jedoch größer als die Betonüberdeckung der Hohlkörper, muss dies in der Biegebemessung entsprechend berücksichtigt werden, da die Biegetragfähigkeit sonst überschätzt wird. Als Grenzkriterium gilt Gl. (5.9).

$$0,675 \cdot \xi_{vfs} \leq \gamma_{vfs} \quad (5.8)$$

$$\gamma_{vfs} \leq 0,675 \cdot \xi_{vfs} \leq 0,675 \quad [-] \quad (5.9)$$

Da sich die nachfolgenden Berechnungen im Wesentlichen nur durch die aufgrund des verwendeten Hochleistungsbetons abweichenden Parameter des Spannungsblocks von dem bereits in Abschn. 2.2.3.1 aufgezeigten Ansatz nach *Albrecht 2014* unterscheiden, werden die modifizierten Gleichungen unkommentiert wiedergegeben. Erläuterungen können Abschn. 2.2.3.1 sowie *Albrecht 2014* entnommen werden.

Druckzonenfläche A_c

$$A_c = A_{c1} + A_{c2} \quad (5.10)$$

Situation 1: $0,675 \cdot \xi_{vfs} \leq \gamma_{vfs}$

$$A_{c1} = a_{vfs} \cdot 0,675 \cdot x_{vfs} = 0,675 \cdot a_{vfs} \cdot \xi_{vfs} \cdot d_{vfs}^2 \quad (5.11)$$

$$A_{c2} = 0 \quad (5.12)$$

Situation 2: $\gamma_{vfs} \leq 0,675 \cdot \xi_{vfs} \leq 0,675 \quad [-]$

$$A_{c1} = a_{vfs} \cdot c_{vf} = a_{vfs} \cdot \gamma_{vfs} \cdot d_{vfs}^2 \quad (5.13)$$

$$\begin{aligned} A_{c2} &= (0,675 \cdot \xi_{vfs} - \gamma_{vfs}) \cdot \alpha_{vfs} \cdot d_{vfs}^2 \\ &+ \frac{\rho_{vfs}^2 \cdot d_{vfs}^2}{2} \cdot \left\{ - \left[2 \cdot \arccos \left(\frac{\theta_{vfs} - 0,675 \cdot \xi_{vfs} + \gamma_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right] \right. \\ &+ \sin \left[2 \cdot \arccos \left(\frac{\theta_{vfs} - 0,675 \cdot \xi_{vfs} + \gamma_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right] \\ &+ \left. \left[2 \cdot \arccos \left(\frac{\theta_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right] - \sin \left[2 \cdot \arccos \left(\frac{\theta_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right] \right\} \end{aligned} \quad (5.14)$$

Die Ermittlung der Druckzonenfläche im Bereich der Hohlkörper A_{c2} ist in Anlage A.2 detailliert dargestellt.

Innerer Hebelarm z_{vfs}

Situation 1: $0,675 \cdot x_{vfs} \leq c_{vf}$

$$\begin{aligned} z_{vfs} &= d_{vfs} - 0,5 \cdot 0,675 \cdot x_{vfs} = d_{vfs} - 0,3375 \cdot x_{vfs} \\ &= d_{vfs} - 0,3375 \cdot \xi_{vfs} \cdot d_{vfs} \\ &= d_{vfs} \cdot (1 - 0,3375 \cdot \xi_{vfs}) \end{aligned} \quad (5.15)$$

$$\begin{aligned}\zeta_{\text{vfs}} &= \frac{z_{\text{vfs}}}{d_{\text{vfs}}} = \frac{d_{\text{vfs}} \cdot (1 - 0,3375 \cdot \xi_{\text{vfs}})}{d_{\text{vfs}}} \\ &= 1 - 0,3375 \cdot \xi_{\text{vfs}}\end{aligned}\quad (5.16)$$

Situation 2: $0,675 \cdot x_{\text{vfs}} \geq c_{\text{vf}}$

$$z_{\text{vfs}} = d_{\text{vfs}} - x_{\text{Ac}} \quad (5.17)$$

$$\zeta_{\text{vfs}} = \frac{z_{\text{vfs}}}{d_{\text{vfs}}} = \frac{d_{\text{vfs}} - x_{\text{Ac}}}{d_{\text{vfs}}} \quad (5.18)$$

Die Berechnung von x_{Ac} ist nach Anlage A.3 durchzuführen.

Ermittlung der erforderlichen Bewehrungsmenge

Zur Ermittlung der erforderlichen Bewehrungsmenge muss die Betondruckkraft F_{cd} mit der Stahlzugkraft F_{sd} horizontal im Gleichgewicht stehen. Aufgrund der Berechnung des Beiwertes η in Gl. (5.7) zu $\eta = 0,75$ für hochfeste Betone C100/115, wird im Gegensatz zu normalfesten Betonen mit $\eta = 1,0$ nicht die volle Betondruckfestigkeit f_{cd} zur Berechnung der resultierenden Betondruckkraft F_{cd} des Spannungsblocks angesetzt.

$$F_{\text{sd}} = F_{\text{cd}} \quad (5.19)$$

$$A_s \cdot \sigma_{\text{sd}} = A_c \cdot 0,75 \cdot f_{\text{cd}} \quad (5.20)$$

$$M_{\text{vfs}} = F_c \cdot z_{\text{vfs}} = A_c \cdot 0,75 \cdot f_{\text{cd}} \cdot z_{\text{vfs}} \quad (5.21)$$

$$\omega_{\text{vfs}} = \frac{A_c}{d_{\text{vfs}}^2} \quad (5.22)$$

$$\begin{aligned}\mu_{\text{vfs}} &= \frac{M_{\text{vfs}}}{d_{\text{vfs}}^3 \cdot f_{\text{cd}}} = \frac{A_c \cdot 0,75 \cdot f_{\text{cd}} \cdot z_{\text{vfs}}}{d_{\text{vfs}}^3 \cdot f_{\text{cd}}} \\ &= \frac{A_c \cdot 0,75 \cdot z_{\text{vfs}}}{d_{\text{vfs}}^3} = \frac{A_c \cdot 0,75 \cdot \zeta_{\text{vfs}}}{d_{\text{vfs}}^2} \\ &= 0,75 \cdot \omega_{\text{vfs}} \cdot \zeta_{\text{vfs}}\end{aligned}\quad (5.23)$$

$$\omega_{\text{vfs}} = \frac{\mu_{\text{vfs}}}{0,75 \cdot \zeta_{\text{vfs}}} \quad (5.24)$$

$$A_s = \frac{\omega_{\text{vfs}} \cdot d_{\text{vfs}}^2 \cdot 0,75 \cdot f_{\text{cd}}}{\sigma_{\text{sd}}} \quad (5.25)$$

Anwendung dimensionsloser Bemessungsgleichungen

Wie bereits in Abschn. 2.2.3.1 aufgezeigt, ist ein allgemeingültiger Ansatz zur Bemessung der Biegetragfähigkeit mithilfe dimensionsloser Bemessungsgleichungen nicht möglich, da die zugrundeliegenden Parameter wie z. B. die Betondeckung oberhalb der Hohlkörper oder der Hohlkörperabstand individuell festgelegt werden können. Es ist jedoch möglich, die Bemessung auf Grundlage der vorgenannten Beziehungen mittels Datenverarbeitungssoftware durchzuführen. Hierzu sind die Schnittgrößen analog zu *Albrecht 2014* auf den Achsabstand der Hohlkörper a_{vfs} zu beziehen. Da die Hintergründe bereits in Abschn. 2.2.3.1 erläutert wurden, werden nachfolgend nur die erforderlichen Zusammenhänge aufgezeigt.

$$\mu_{\text{Ed,vfs}} = \frac{m_{\text{Ed,s}} \cdot a_{\text{vfs}}}{d_{\text{vfs}}^3 \cdot f_{\text{cd}}} \quad (5.26)$$

Das einwirkende Moment $m_{\text{Ed,s}}$ nach Gleichung (5.26) setzt sich aus der Momentenschnittgröße m_{Ed} sowie der auf die Stahllage bezogenen Normalkraft n_{Ed} , jeweils für eine Bauteilbreite von 1,0 m, zusammen.

$$m_{\text{Ed,s}} = m_{\text{Ed}} - n_{\text{Ed}} \cdot z_{\text{s1,vfs}} \quad (5.27)$$

Dabei ist:

$$z_{\text{s1,vfs}} = d_{\text{vfs}} - x_{\text{zs1}} \quad (5.28)$$

$$x_{\text{zs1}} = \frac{a_{\text{vfs}} \cdot h_{\text{vfs}} \cdot \frac{h_{\text{vfs}}}{2} - \left[A_{\text{vf}} \cdot \left(c_{\text{vf}} + \frac{h_{\text{vf}}}{2} \right) \right]}{a_{\text{vfs}} \cdot h_{\text{vfs}} - A_{\text{vf}}} \quad (5.29)$$

Daraus folgt die erforderliche Bewehrung je Meter Bauteilbreite, die nach Gl. (5.30) berechnet werden kann.

$$a_s = \frac{1}{\sigma_{\text{sd}}} \cdot \left(\frac{\omega_{\text{vfs}} \cdot d_{\text{vfs}}^2 \cdot 0,75 \cdot f_{\text{cd}}}{a_{\text{vfs}}} + n_{\text{sd}} \right) \quad (5.30)$$

Es wird vereinfachend davon ausgegangen, dass für Nanodur®-Beton der Teilsicherheitsbeiwert für Beton $\gamma_c = 1,5$ nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04* aufgrund der Ähnlichkeit der Materialkennwerte mit

einem Beton der Druckfestigkeitsklasse C100/115 angewendet werden kann. Eine statistische Auswertung zur Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_c , der sowohl die Modellunsicherheiten bei Bauwerkswiderständen als auch die Unsicherheiten der Baustoffeigenschaften berücksichtigt, ist für die Anwendung bei Nanodur®-Beton aufgrund der vorliegenden geringen Datenmenge nicht möglich.

Angelehnt an die in den eigenen Untersuchungen verwendete Probekörpergeometrie werden nachfolgend drei Bemessungsdiagramme für praxisnahe Anwendungsfälle erstellt. Da hier eine möglichst materialeffiziente und schlanke Konstruktion der Deckenplatten vorausgesetzt wird, ist für die Bemessungsdiagramme eine Betonüberdeckung oberhalb der Hohlkörper von $c_{vf} = 30$ mm, $c_{vf} = 45$ mm sowie $c_{vf} = 60$ mm angesetzt. Die Betondeckung unterhalb der Hohlkörper sowie die Lage der Biegezugbewehrung im Bezug auf die Betondeckung zwischen Biegezugbewehrung und Hohlkörper bleibt unverändert. Der Achsabstand der Hohlkörper wird zu $a_{vfs} = 315$ mm gewählt, was einer bündigen Verlegung der Hohlkörper entspricht. Für die Lage der Biegebewehrung ist bis zu einem maximalen Durchmesser von 18 mm eine Mindestbetondeckung von 1,0 cm eingehalten (abweichend von *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*, vgl. Abschn. 3.2.2). Die weiteren geometrischen Parameter sind in Tab. 5.1 zusammengefasst sowie in Abb. 5.6 dargestellt.

Tab. 5.1: Geometrische Parameter zur Erstellung der allgemeinen Bemessungsdiagramme

Variante	c_{vf}	a_{vfs}	d	h
I	30 mm	315 mm	151,0 mm	170 mm
II	45 mm		166,0 mm	185 mm
III	60 mm		181,0 mm	200 mm

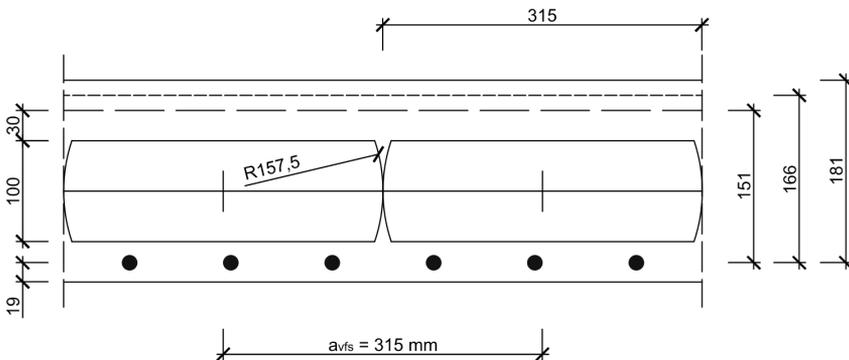


Abb. 5.6: Querschnitte der Hohlkörperdecke zur Erstellung der allgemeinen Bemessungsdiagramme nach Abb. 5.5 bis Abb. 5.8

Die sich daraus ergebenden Bemessungsdiagramme sind nachfolgend in Abb. 5.8 bis Abb. 5.10 dargestellt.

5 Bemessung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsбетон

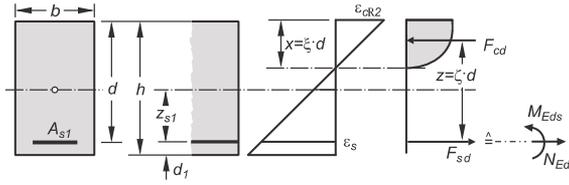


Abb. 5.7: Allgemeine Darstellung der Parameter aus den Bemessungsdiagrammen nach Abb. 5.8 bis Abb. 5.10 (nach Zilch 2010)

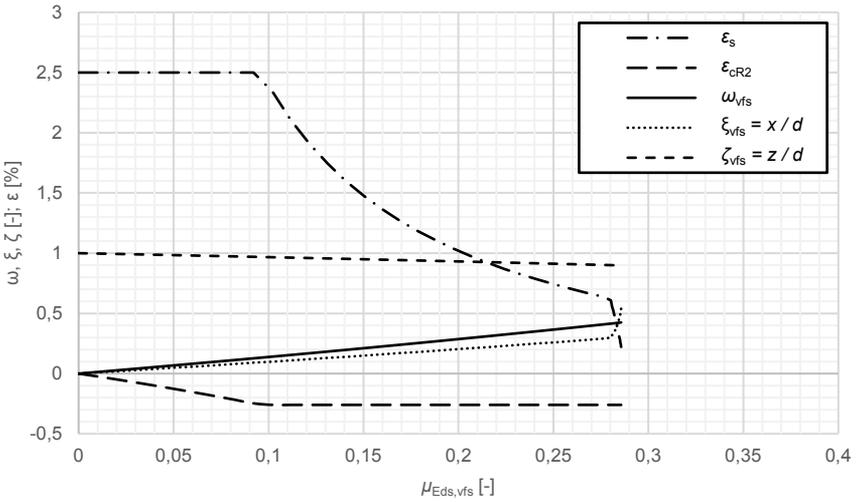


Abb. 5.8: Bemessungsdiagramm für einen Beton C100/115 mit $d_{vfs} = 151,0$ mm, $a_{vfs} = 315$ mm, $h_{vf} = 100$ mm, $c_{vf} = 30$ mm sowie Betonstahl B500 bis zur Grenzdehnung des Stahls zum unwirtschaftlichen Bereich ($\varepsilon_{s,lim} = 2,175$ ‰)

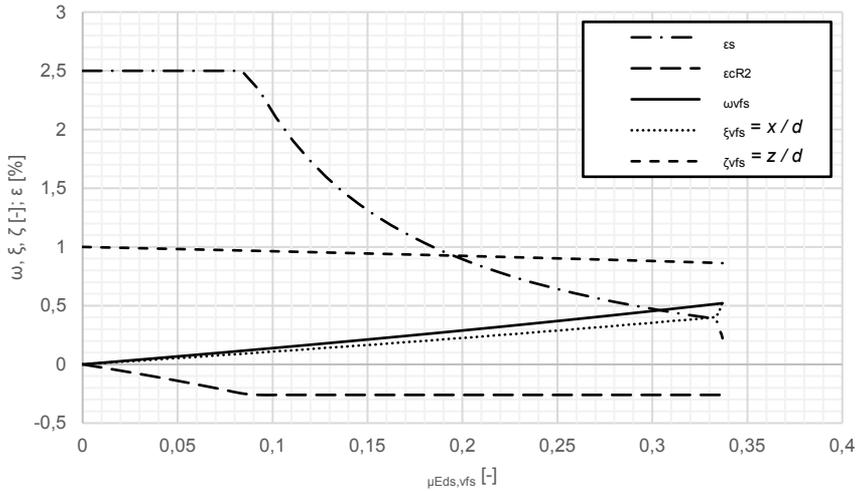


Abb. 5.9: Bemessungsdiagramm für einen Beton C100/115 mit $d_{vfs} = 166,0$ mm, $a_{vfs} = 315$ mm, $h_{vf} = 100$ mm, $c_{vf} = 45$ mm sowie Betonstahl B500 bis zur Grenzdehnung des Stahls zum unwirtschaftlichen Bereich ($\varepsilon_{s,lim} = 2,175$ ‰)

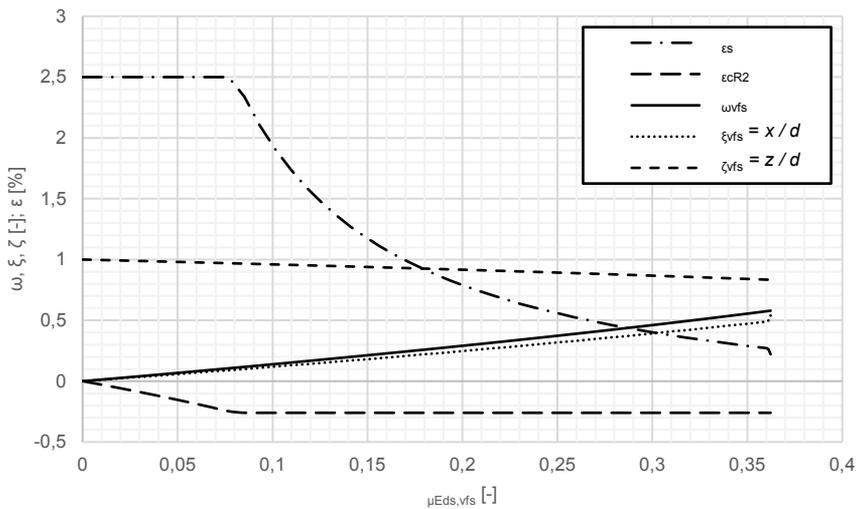


Abb. 5.10: Bemessungsdiagramm für einen Beton C100/115 mit $d_{vfs} = 181,0$ mm, $a_{vfs} = 315$ mm, $h_{vf} = 100$ mm, $c_{vf} = 60$ mm sowie Betonstahl B500 bis zur Grenzdehnung des Stahls zum unwirtschaftlichen Bereich ($\varepsilon_{s,lim} = 2,175$ ‰)

In den Diagrammen in Abb. 5.8 bis Abb. 5.10 ist erkennbar, dass das maximale bezogene Moment $\mu_{E_{ds,vfs}}$ der Hohlkörperdecken mit sinkender Betonüberdeckung oberhalb der Hohlkörper c_{vf} deutlich abnimmt. Während bei einer Betondeckung von

$c_{vf} = 60$ mm ein maximales bezogenes Moment bis zum Erreichen des für die Biegebemessung unwirtschaftlichen Bereiches ($\varepsilon_{s,lim} = 2,175$ ‰) von bis zu $\mu_{E_{ds},vfs} \approx 0,365$ möglich ist, reduziert sich dieses bei einer Betondeckung von $c_{vf} = 30$ mm auf etwa $\mu_{E_{ds},vfs} \approx 0,288$. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass damit einhergehend auch das Eigengewicht der Hohlkörperdecke abnimmt, sodass für die Bemessung eine gezielte Betrachtung zwischen Eigengewicht der Hohlkörperdecke und maximalen Aufbau- und Verkehrslasten erforderlich ist, um ein optimales Bemessungsergebnis zu erzielen.

Eine weitere Auffälligkeit, die insbesondere in den Bemessungsdiagrammen mit $c_{vf} \leq 45$ mm erkannt werden kann, ist das Abknicken und der daraufhin steile Kurvenverlauf der Stahlspannung ε_s sowie der bezogenen Druckzonenhöhe ξ_{vfs} kurz bevor der unwirtschaftliche Bereich erreicht wird. Dieser Knickpunkt stellt den Grenzfall dar, bei dem die bezogene Höhe des Spannungsblocks für einen Beton C100/115 von $0,675 \cdot \xi_{vfs}$ genau der bezogenen Höhe der Betondeckung oberhalb der Hohlkörper γ_{vfs} entspricht. Eine weitere Steigerung von $\mu_{E_{ds},vfs}$ resultiert dann in einer Ausbreitung der Betondruckfläche in den Bereich der Hohlkörper. Durch die vereinfachte Geometrie der Hohlkörper und der bündigen Anordnung ohne Mindestabstand steht dann nur noch eine geringe Betonrestfläche zur Steigerung der Druckzonenfläche und damit der Biegetragfähigkeit zur Verfügung, sodass die Stahlgrenzdehnung $\varepsilon_{s,lim} = \varepsilon_{yd} = 2,175$ ‰ und somit die Grenze zu einer unwirtschaftlichen Bemessung schnell erreicht ist. Gegenüber vergleichbaren Bemessungsdiagrammen für Hohlkörperdecken aus normalfestem Beton (vgl. *Pfeffer 2002; Albrecht 2014*) hat dieser Bereich jedoch nur einen geringen Anteil an dem Gesamt-Kurvenverlauf, was insbesondere durch die geringere Höhe des Spannungsblocks ($0,8 \cdot x$ bis C50/60 im Vergleich zu $0,675 \cdot x$ für C100/115) und damit eine erst bei einem vergleichsweise größeren bezogenen Moment $\mu_{E_{ds},vfs}$ eintretende Beeinflussung der Druckzonenfläche durch die Hohlkörper zu begründen ist.

Die vorgehende Auswertung hat gezeigt, dass die Berücksichtigung der Betonrestfläche im Bereich der Hohlkörper in dem vorliegenden Anwendungsfall für Feinkorn-Hochleistungsbetone und bei bündiger Verlegung der Hohlkörper nur noch eine geringe zusätzliche Laststeigerung ermöglicht. Für eine praktische Bemessung wird daher empfohlen, das Grenzbiegemoment so festzulegen, dass die Druckzonenhöhe des Spannungsblocks die Betondeckung oberhalb der Hohlkörper nicht überschreitet. Dies reduziert den Berechnungsaufwand deutlich und bedingt nur geringe Einbußen für die maximal ansetzbare Biegetragfähigkeit.

5.1.3 Verformungsberechnung – Grundlagen

Nachfolgend werden die theoretischen Grundlagen zur Verformungsberechnung bei Biegebeanspruchung eines Stahlbetonbauteils zusammenfassend dargestellt. Im Fokus steht dabei die direkte Berechnung im vereinfachten Verfahren über Verteilungsbewerte nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*, die als Grundlage zur Verformungsberechnung für Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton im untenstehenden Abschnitt herangezogen wird. Die Wahl dieses Verfahrens ermöglicht eine Verformungsberechnung per Hand oder mittels einfacher Tabellenkalkulation. Aufwendige Berechnungen oder der Einsatz von Software ist somit nicht erforderlich. Da in der weiteren Auswertung ausschließlich experimentell ermittelte Verformungsdaten aus

Kurzzeitbelastungen zugrunde liegen, werden zeitabhängigen Verformungen aus Kriechen oder Schwinden nicht betrachtet.

Die Verformungsberechnung eines Stahlbetonbauteils unter reiner Biegebeanspruchung zeigt eine große Übereinstimmung mit den theoretischen Überlegungen der Dehnungs- und Spannungszustände an einem reinen Zugstab. Insbesondere die Rissbildung und das Mitwirken des Betons auf Zug zwischen den Rissen (*tension stiffening*) sind für die Biegesteifigkeit und damit die Verformungseigenschaft von Stahlbetonbauteilen von wesentlichem Einfluss. Details zu der Berechnung eines reinen Zugstabs können u. a. *Zilch 2010* oder auch *Strohbusch 2010* entnommen werden und werden hier nicht näher spezifiziert. Gegenüber einem Zugstab können bei reiner Biegebeanspruchung mehrere Rissbildungsstadien gleichzeitig verteilt über die Bauteillänge auftreten. Während im Bereich der Auflager zumeist noch keine Risse entstanden sind, kann sich im Bereich des maximalen Moments bereits das abgeschlossene Rissbild eingestellt haben (vgl. *Zilch 2010*).

Die Grundlage der Verformungsberechnung bildet ein geometrisch linearer Zusammenhang zwischen den Biegeverformungen w und der Querschnittsverzerrung κ . Schubverformungen können durch die im Stahlbetonbau allgemein angewandte *Bernoulli-Hypothese* vernachlässigt werden, sodass der Ansatz nach Gl. (5.31) gilt (vgl. *Zilch 2010*).

$$-w'' = \kappa \tag{5.31}$$

Darauf aufbauend kann die Berechnung der Biegeverformungen entweder durch die zweifache Integration von Gl. (5.31) unter Berücksichtigung der spezifischen Randbedingungen oder über das Prinzip der virtuellen Kräfte (PVK) erfolgen. Es gilt jedoch zu beachten, dass eine solche Verformungsberechnung sehr stark durch die verwendeten Eingangswerte beeinflusst werden kann. Neben den materialspezifischen Parametern, wie z. B. der E-Modul oder die Betonzugfestigkeit, ist auch das zugrundeliegende statische System von wesentlicher Bedeutung. Die Vereinfachung der tatsächlichen Gegebenheiten führt i. d. R. zu erheblichen Abweichungen in der Verformungsberechnung. Diese stellt somit lediglich eine Abschätzung der tatsächlichen Verformung dar, die sich innerhalb der Grenzwerte des Zustands I und des reinen Zustands II einstellen wird (vgl. *Zilch 2010*).

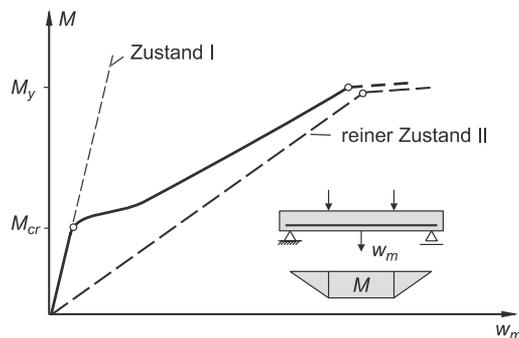


Abb. 5.11: Reale Last-Verformungs-Kurve eines Stahlbetonbauteils mit Darstellung der Grenzwerte aus Zustand I und Zustand II (Zilch 2010)

Gemäß Abb. 5.11 stellt der untere Grenzwert w^I dabei die Verformung bei einem ideal linear-elastischen Verhalten des ungerissenen Bauteils dar, während der obere Grenzwert w^{II} die Verformung im vollständig gerissenen Zustand, jedoch ohne Mitwirkung des Betons auf Zug, wiedergibt.

Zur wirklichkeitsnahen Berechnung der Verformungen stehen unterschiedliche Verfahren zur Verfügung, die sich hinsichtlich der Berechnungsgenauigkeit, aber insbesondere hinsichtlich des erforderlichen Berechnungsaufwands unterscheiden. Während durch eine Finite-Elemente-Berechnung ganze Bauwerke abgebildet und neben den Verformungen sogar Aussagen über die Rissbildung abgeleitet werden können, stellen andere Verfahren lediglich eine Näherungslösung dar. Hier kann jedoch auf einfache Handrechnungen oder den Einsatz eines Tabellenkalkulationsprogrammes zurückgegriffen werden, was den Berechnungsaufwand erheblich reduziert (vgl. Zilch 2010). Nachfolgend wird eine vereinfachte Berechnung auf Grundlage der oberen und unteren Grenzwerte w^I und w^{II} bzw. κ^I und κ^{II} vorgestellt, die auch die Grundlage der direkten Verformungsberechnung in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* bildet. Hierzu wird zunächst die Ermittlung der Spannungen und Verformungen in Zustand I und Zustand II erläutert, bevor anschließend auf das Berechnungsverfahren eingegangen wird.

Spannungen und Verformungen im Zustand I

Im Zustand I wird von einem ideal linear-elastischen Materialverhalten ausgegangen. Es gelten die elementaren Regeln der Technischen Mechanik, sodass erforderliche Spannungs- und Querschnittswerte für ungerissene Betonbaueile nach diesen Lehren ermittelt werden können (vgl. Gross et al. 2017; Schneider 2018; Zilch 2010).

Die Querschnittsverzerrung κ^I im Zustand I kann somit nach Gl. (5.32) definiert werden.

$$\kappa^I = \frac{M}{E_c \cdot I_i} \quad (5.32)$$

Daraus ergibt sich die Biegesteifigkeit des ungerissenen Stahlbetonbauteils nach Gl. (5.33).

$$E \cdot I^I = E_c \cdot I_i \quad (5.33)$$

Die erforderlichen Beton- und Stahlspannungen sind durch den Abstand z des betrachteten Punktes zum ideellen Schwerpunkt des betrachteten Querschnitts definiert. Für kurzzeitige Belastungen kann der Einfluss der Längsbewehrung auf die Biegesteifigkeit vernachlässigt werden (vgl. *Zilch 2010*). Da hier ein Zustand bei reiner Biegung betrachtet wird, bleibt eine Normalkraft N im Querschnitt in den Gleichungen Gl. (5.34) und Gl. (5.35) unberücksichtigt.

$$\sigma_c = \frac{M}{I_i} \cdot z \quad (5.34)$$

$$\sigma_s = \alpha_s \cdot \frac{M}{I_i} \cdot z \quad (5.35)$$

Dabei ist:

M	Moment im betrachteten Schnitt
I_i	Flächenträgheitsmoment im betrachteten Schnitt
z	Abstand des betrachteten Punktes vom ideellen Schwerpunkt im betrachteten Schnitt
α_s	$= E_s / E_c$

Die Berechnung einer punktuellen Verformung in Zustand I erfolgt analog zu den Regeln der Technischen Mechanik, wonach „die Summe der von virtuellen Kräften auf realen Verschiebungswegen geleisteten inneren und äußeren Arbeit $\delta W^{(i)}$ und $\delta W^{(a)}$ verschwinden muss“ (*Zilch 2010*). Der Ansatz ist in Gl. (5.36) dargestellt und kann für reine Biegung über die Gleichungen Gl. (5.37) und Gl. (5.38) ausgedrückt werden.

$$\delta W^{(i)} + \delta W^{(a)} \stackrel{!}{=} 0 \quad (5.36)$$

Dabei ist:

$$\delta W^{(a)} = \delta F \cdot w \quad (5.37)$$

$$\delta W^{(i)} = \int_0^l \delta M \cdot \kappa \, dx \quad (5.38)$$

Der allgemeine Ansatz nach Gl. (5.36) kann nach *Zilch 2010* für ungerissene Querschnitte mit einem linear-elastischen Materialverhalten in der Form von Gl. (5.39) (Einzellast Q) sowie Gl. (5.40) (Gleichstreckenlast q) ausgedrückt werden. Der Beiwert η

berücksichtigt dabei unterschiedliche statische Systeme und Lastanordnungen und kann dem einschlägigen Tabellenwerk (z. B. *Heft 240*) entnommen werden.

$$w = \eta \cdot \frac{Q \cdot l^3}{E_c I} \quad (5.39)$$

$$w = \eta \cdot \frac{q \cdot l^4}{E_c I} \quad (5.40)$$

Spannungen und Verformungen im Zustand II

Bei Erreichen von Zustand II wird die Betonzugfestigkeit überschritten und es treten Risse im Bauteil auf. Diese Einzelrisse führen zu einer Dehnungsunverträglichkeit zwischen der Biegezugbewehrung und dem Beton. Die verschiedenen Dehnungszustände bewirken Verbundspannungen, die ausgehend von dem Riss wieder in den Beton eingeleitet werden. Bei weiterer Laststeigerung bilden sich zusätzliche Risse, bis die Betonzugfestigkeit an keiner Stelle mehr erreicht werden kann, d. h. es liegt an keiner Stelle im Zugbereich ein ungestörter Verbund vor. Die Rissabstände werden dabei so klein, dass die noch verfügbare Verbundlänge zwischen den Rissen nicht mehr ausreicht, um über die Bewehrung eingeleitete Zugspannungen die Betonzugfestigkeit zu überschreiten. Dieser Zustand wird als abgeschlossenes Rissbild definiert (vgl. *Zilch 2010*). Die Berechnung der Spannungen und Querschnittswerte ist somit nicht mehr analog zu den bereits beschriebenen Ansätzen im Zustand I möglich.

Voraussetzung für die Spannungsermittlung im gerissenen Zustand ist die Kenntnis der Druckzonenhöhe x , bzw. der bezogenen Druckzonenhöhe $\xi = x / d$. Darauf aufbauend können sowohl die Spannungen als auch Dehnungen nach den bekannten Regeln der Technischen Mechanik bestimmt werden. Die Ermittlung der Druckzonenhöhe basiert auf der Gültigkeit der *Bernoulli*-Hypothese sowie der Annahme, dass sich die Druck- und Zugbewehrung auf den jeweiligen Bewehrungsschwerpunkt konzentriert (vgl. *Zilch 2010*). Entgegen der Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist eine geschlossene Lösung möglich. Auf Grundlage der *Bernoulli*-Hypothese wird davon ausgegangen, dass die Betondruckspannungen linear über die Druckzonenhöhe verteilt sind, sodass der innere Hebelarm z nach Gl. (5.41) bestimmt werden kann.

$$z = d - \frac{x}{3} \quad (5.41)$$

Für den allgemeinen Fall eines doppelt bewehrten Rechteckquerschnitts, lässt sich unter Berücksichtigung der Belastung aus Normalkräften N und Momenten M , ein kubisches Polynom nach Gl. (5.42) zur Ermittlung der Druckzonenhöhe aufstellen.

$$a_3 \xi^3 + a_2 \xi^2 + a_1 \xi + a_0 = 0 \quad (5.42)$$

Die Parameter a_0 bis a_3 lassen sich dabei wie folgt ermitteln:

$$a_3 = \frac{\tilde{n}_{Ed}}{6} \quad (5.43)$$

$$a_2 = \frac{\tilde{n}_{Ed}}{2} + \frac{\tilde{m}_{Eds}}{2} \quad (5.44)$$

$$a_1 = \tilde{n}_{Ed} \alpha_s \rho_{s2} \left(1 - \frac{d_2}{d}\right) + \tilde{m}_{Eds} \alpha_s (\rho_{s1} + \rho_{s2}) \quad (5.45)$$

$$a_0 = \tilde{n}_{Ed} \alpha_s \rho_{s2} \frac{d_2}{d} \left(1 - \frac{d_2}{d}\right) - \tilde{m}_{Eds} \alpha_s \left(\rho_{s1} + \rho_{s2} \frac{d_2}{d}\right) \quad (5.46)$$

Die vorgenannten Bezeichnungen sowie die Ansätze zur Ermittlung der Betonspannung σ_{c2} und der Stahlspannung σ_{s1} sind nachfolgend in Abb. 5.12 dargestellt.

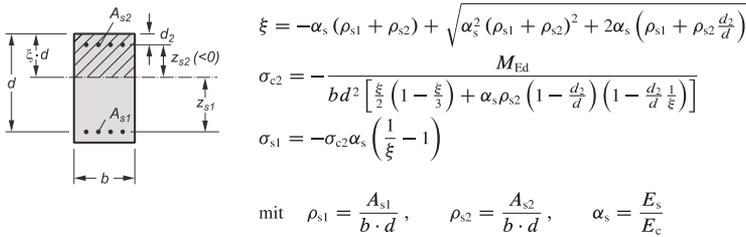


Abb. 5.12: Druckzonenhöhe und Spannungen im gerissenen Rechteckquerschnitt mit Druckbewehrung ohne Berücksichtigung von Normalkräften (Zilch 2010)

Der dimensionslose Wert der Normalkraftbeanspruchung berechnet sich nach Gl. (5.47), der der Momentenbeanspruchung nach Gl. (5.48).

$$\tilde{n}_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot d \cdot E_c} \quad (5.47)$$

$$\tilde{m}_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot E_c} \quad (5.48)$$

Wird die Berechnung der Druckzonenhöhe auf eine reine Biegebeanspruchung reduziert, so vereinfacht sich der Ansatz aus Gl. (5.42) von einem kubischen Polynom auf ein Polynom zweiten Grades nach Gl. (5.49).

$$\xi^2 + 2\alpha_s(\rho_{s1} + \rho_{s2})\xi - 2\alpha_s\left(\rho_{s1} + \rho_{s2}\frac{d_2}{d}\right) = 0 \quad (5.49)$$

Somit ist die Druckzonenhöhe bei reiner Biegung ausschließlich von dem Bewehrungsgehalt sowie dem Verhältnis der E-Moduln α_s abhängig. Die Berechnung der Druckzonenhöhe für weitere Geometrien ist z. B. in *Heft 630* tabelliert.

Nach Ermittlung der Betondruckzonenhöhe und den zugehörigen Beton- und Stahlspannungen kann nach *Zilch 2010* die Berechnung der Querschnittswerte im Zustand II nun wieder nach den Regeln der Technischen Mechanik erfolgen. Bei reiner Biegung verläuft dabei die Dehnungsnulllinie durch den mechanischen Schwerpunkt des gerissenen Querschnitts, sodass sich das Flächenträgheitsmoment I^{II} für einen einfach bewehrten Stahlbetonrechteckquerschnitt nach Gl. (5.50) ermitteln lässt.

$$\begin{aligned} I^{II} &= \frac{b \cdot x^3}{12} + b \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2}\right)^2 + \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2 \\ &= \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2 \end{aligned} \quad (5.50)$$

Vereinfachte Berechnung über Verteilungsbeiwerte

Wie oben bereits beschrieben, liegt der tatsächliche Verformungszustand eines Stahlbetonbauteils irgendwo innerhalb der Grenzwerte des ungerissenen (reiner Zustand I) und vollständig gerissenen (reiner Zustand II) Verformungszustands. Verschiedene Näherungsverfahren in der Literatur führen zur Interpolation des zu berechnenden Verformungszustands daher einen sog. Verteilungsbeiwert oder auch Rissbildungsfaktor ζ ein (vgl. *Zilch 2010*; *Strohbusch 2010*). In der direkten Verformungsberechnung nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* wird ebenfalls auf diesen Verteilungsbeiwert zurückgegriffen. Der allgemeine Ansatz zur Interpolation zwischen den genannten Grenzwerten erfolgt nach Gl. (5.51).

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha^{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha^I \quad (5.51)$$

Die Größe α steht für einen allgemeinen Verformungswert, der z. B. die Querschnittsverkrümmung κ oder auch die Durchbiegung w darstellen kann. Mit α^I bzw. α^{II} wird der Wert der betrachteten Größe im reinen Zustand I bzw. reinen Zustand II angegeben.

Im Allgemeinen definiert sich der Verteilungsbeiwert ζ durch das Verhältnis der mittleren Stahldehnung ε_{sm} zu der tatsächlich im Riss vorhandenen Stahldehnung ε_{s1} gem. Gl. (5.52).

$$\zeta = \frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_{s2}} \quad (5.52)$$

Hierbei wird nach *Zilch 2010* in drei Zustände der Rissbildung unterschieden, die nachfolgend durch die Gleichungen Gl. (5.53) bis Gl. (5.55) dargestellt sind.

- 1) Ungerissen: $0 < \sigma_{s2} \leq \sigma_{sr}$

$$\zeta = 0 \quad (5.53)$$

- 2) Rissbildung: $\sigma_{sr} < \sigma_{s2} \leq 1,3 \cdot \sigma_{sr}$

$$\zeta = 1 - \frac{\beta_t(\sigma_{s2} - \sigma_{sr}) + (1,3 \cdot \sigma_{sr} - \sigma_{s2})}{0,3 \cdot \sigma_{sr}} \cdot \frac{\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}}{\varepsilon_{s2}} \quad (5.54)$$

- 3) Abgeschlossene Rissbildung: $1,3 \cdot \sigma_{sr} < \sigma_{s2} \leq f_y$

$$\zeta = 2 - \beta_t \cdot \frac{\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}}{\varepsilon_{s2}} \quad (5.55)$$

Über den Völligkeitsbeiwert β wird der Einfluss der Verbundkräfte auf die Dehnungszustände berücksichtigt (vgl. *Zilch 2010*). Nach *Model Code 1990* kann dieser vereinfacht zu $\beta = 0,4$ für kurzzeitige und einmalige Einwirkungen angesetzt werden.

Der bilineare Ansatz in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* weicht von dieser allgemeinen Form ab. Stattdessen werden die Überlegungen aus *Heft 177* übernommen. Bei reiner Biegung darf der Verteilungsbeiwert ζ nach Gl. (5.56) unter Berücksichtigung des Koeffizienten β bestimmt werden. Es wird dabei lediglich in einen ungerissenen und einen gerissenen Zustand unterschieden, wobei der ungerissene Zustand nach Gl. (5.53) definiert ist.

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M} \right) \quad (5.56)$$

Dabei ist:

$\beta = 1,0$ bei Kurzzeitbelastung

$\beta = 0,5$ bei Langzeitbelastung oder vielen Zyklen sich wiederholender Beanspruchungen

Für den nachfolgend beschriebenen Berechnungsvorschlag wird neben dem oben beschriebenen Ansatz nach Gl. (5.56) der trilineare Ansatz nach *Model Code 1990*, bzw. *Heft 525* verwendet. Dieser unterscheidet analog zu dem nach *Zilch 2010* beschriebenen Ansatz zwischen dem Zustand der gerade stattfindenden Rissbildung sowie dem abgeschlossenen Rissbild. Für den ungerissenen Zustand gilt Gl. (5.53) gleichermaßen.

- 1) Rissbildung: $M_{cr} < M < 1,3 \cdot M_{cr}$

$$\zeta = 1 - \frac{1}{0,3} \cdot \beta_t \cdot \left(1 - \frac{M_{cr}}{M} \right) + \frac{1}{0,3} \cdot \left(1 - 1,3 \cdot \frac{M_{cr}}{M} \right) \quad (5.57)$$

2) Abgeschlossenes Rissbild: $1,3 \cdot M_{cr} \leq M$

$$\zeta = 1 - \beta_t \cdot \frac{M_{cr}}{M} \quad (5.58)$$

Dabei ist:

$\beta_t = 0,4$ bei kurzer, einmaliger Einwirkung

$\beta_t = 0,255$ bei langandauernder oder sich wiederholender Einwirkung

5.1.4 Berechnung der Verformungen

In diesem Abschnitt werden die einzelnen Berechnungsschritte zur Ermittlung der Durchbiegung für Bauteile aus Feinkorn-Hochleistungsbeton unter Kurzzeitbelastung aufgezeigt. Die Berechnung erfolgt zunächst analog zu dem Vorgehen in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *Heft 600* sowie *Heft 630* und basiert auf den vorgenannten theoretischen Überlegungen. Für Bauteile mit Massivquerschnitt wird der Verteilungsbeiwert ζ aufgrund der in den experimentellen Untersuchungen aufgezeichneten Last-Verformungs-Kurven abweichend von den Regelungen in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* nach *Model Code 1990*, bzw. *Heft 525* bestimmt. Die ermittelten Verformungswerte werden anschließend unter Berücksichtigung der Untersuchungsergebnisse aus Abschn. 3.2 so modifiziert, dass eine realistische Berechnung im Rahmen der dort untersuchten geometrischen und materialspezifischen Parameter möglich ist. Einflüsse aus dem zeitabhängigen Betonverhalten wurden bei den Berechnungsansätzen nicht berücksichtigt, da die zugrundeliegenden Untersuchungsdaten ausschließlich durch als kurzzeitig einzustufende Belastungsversuche ermittelt wurden. Die Eigenlast der Probekörper ist in den unten gezeigten Last-Verformungs-Kurven bereits berücksichtigt.

Grundlage der Verformungsberechnung ist die Ermittlung der Durchbiegung nach Gl. (5.59) aus *Heft 630*.

$$w_m = k \cdot l_{eff}^2 \cdot \kappa_m \quad (5.59)$$

Dabei stellt k einen Beiwert zur Berücksichtigung des Momentenverlaufs sowie der Lagerungsart dar. Für einen Einfeldträger mit exzentrischer Einzellast berechnet sich dieser gem. *Heft 630* nach Abb. 5.13. Die effektive Stützweite l_{eff} entspricht in dieser Konfiguration dem Abstand der beiden Auflager.

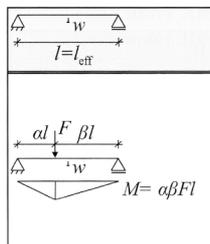
	Beiwert k [-]
	$\alpha \leq 0,5:$ $\frac{3 - 4 \cdot \alpha^2}{48 \cdot \beta}$
	$\alpha \geq 0,5:$ $\frac{3 - 4 \cdot \beta^2}{48 \cdot \alpha}$

Abb. 5.13: Beiwert k für Einfeldträger (nach *Heft 630*)

Die mittlere Krümmung κ_m errechnet sich aus Gl. (5.60). Hierzu wird die ideale Krümmung für Zustand I und Zustand II getrennt voneinander berechnet und dann mittels Gl. (5.62) für den betrachteten Belastungszustand interpoliert.

$$\kappa_{I/II} = \frac{M}{E_{c,eff} \cdot I_{I/II}} \quad (5.60)$$

Dabei ist:

- M = M_{max} im betrachteten Belastungszustand
- $E_{c,eff}$ = E_{cm} (ohne Berücksichtigung des Kriechens)
- $I_{I/II}$ Flächenmoment 2. Grades des Querschnitts in Zustand I sowie Zustand II nach Abb. 5.14

Für massive Rechteckquerschnitte kann das Flächenmoment sowohl für Zustand I als auch Zustand II nach Abb. 5.14 ermittelt werden.

	Zustand I	Zustand II
x	$x_I = k_{xI} \cdot h$ $k_{xI} = (0,5 + A_1)/(1 + B_1)$ $A_1 = \alpha_e \cdot \rho_{II} \cdot d/h \cdot (1 + A_{s2} \cdot d_2/(A_{s1} \cdot d))$ $B_1 = \alpha_e \cdot \rho_{II} \cdot (1 + A_{s2}/A_{s1})$ $\alpha_e = E_s/E_{c,eff}$ $\rho_{II} = A_{s1}/(b \cdot h)$	$x_{II} = k_{xII} \cdot d$ $k_{xII} = -B_{II} + \sqrt{B_{II}^2 + 2 \cdot A_{II}}$ $A_{II} = \alpha_e \cdot \rho_{III} \cdot (1 + A_{s2} \cdot d_2/(A_{s1} \cdot d))$ $B_{II} = \alpha_e \cdot \rho_{III} \cdot (1 + A_{s2}/A_{s1})$ $\alpha_e = E_s/E_{c,eff}$ $\rho_{III} = A_{s1}/(b \cdot d)$
I	$I_I = k_1 \cdot b \cdot h^3/12$ $k_1 = 1 + 12 \cdot (0,5 - k_{xI})^2$ $+ 12 \cdot \alpha_e \cdot \rho_{II} \cdot (d/h - k_{xI})^2$ $+ 12 \cdot \alpha_e \cdot \rho_{II} \cdot A_{s2}/A_{s1} \cdot (k_{xI} - d_2/h)^2$	$I_{II} = k_{II} \cdot b \cdot d^3/12$ $k_{II} = 4 \cdot k_{xII}^3 + 12 \cdot \alpha_e \cdot \rho_{III} \cdot (1 - k_{xII})^2$ $+ 12 \cdot \alpha_e \cdot \rho_{III} \cdot A_{s2}/A_{s1} \cdot (k_{xII} - d_2/d)^2$
S	$S_I = A_{s1} \cdot z_{s1} + A_{s2} \cdot z_{s2}$ $z_{s2} < 0$	$S_{II} = A_{s1} \cdot z_{s1} + A_{s2} \cdot z_{s2}$ $z_{s2} < 0$

Abb. 5.14: Berechnung der Flächenmomente ersten Grades S und zweiten Grades I für biegebeanspruchte Bauteile mit Rechteckquerschnitt (Heft 630)

Die Verwendung von Hohlkörpern bewirkt eine Reduzierung des Flächenträgheitsmomentes I_{VF} und damit eine in der Tendenz frühere Erstrissbildung im Vergleich zum Vollquerschnitt I_{Ref} . Es entsteht eine Sollrissstelle, da die Erstrissbildung zumeist im Bereich des am meisten geschwächten Querschnitts beginnt. Die Berechnung des Flächenmoments zweiten Grades für die verwendeten Versuchskörper mit Hohlkörpern wurde im Schnitt der größten Querschnittsschwächung softwarebasiert durchgeführt. In Tab. 5.2 sind die berechneten Werte für die einzelnen Versuchsreihen nach Abschn. 3.2 dargestellt. Hierzu wurden neben dem Flächenträgheitsmoment der Bauteile mit Hohlkörpern auch das Flächenträgheitsmoment der äquivalenten Bauteile

ohne Hohlkörper ermittelt. Über das Verhältnis I_{vf} / I_{Ref} lässt sich dann ein Steifigkeitsfaktor ermitteln, der die verminderte Steifigkeit der Bauteile mit Hohlkörpern gegenüber den Bauteilen mit Massivquerschnitt wiedergibt.

Tab. 5.2: Flächenträgheitsmomente der Probekörper mit Hohlkörpern I_{vf} und den äquivalenten Probekörpern ohne Hohlkörper I_{Ref} sowie der Steifigkeitsfaktor I_{vf} / I_{Ref}

Bezeichnung	I_{Ref} [mm ⁴]	I_{vf} [mm ⁴]	I_{vf} / I_{Ref} [-]
V-Q-10-160	224.187.733	168.914.953	0,75
V-Q-10-170	268.904.867	221.213.591	0,82
V-Q-10-180	319.204.800	272.176.663	0,85
V-Q-10-160-PS	112.093.867	84.645.824	0,76
V-Q-10-170-PS	134.452.433	110.794.600	0,82
V-Q-10-180-PS	159.602.400	136.293.695	0,85

Bei Verwendung der in Tab. 5.2 dargestellten Werte zur Ermittlung der Krümmung κ nach Gl. (5.60) ist zu beachten, dass diese Werte ausschließlich zur Berechnung im Zustand I verwendet werden. Für die Berechnung der Flächenmomente in Zustand II wird davon ausgegangen, dass sich das Flächenmoment ausschließlich aus den Anteilen der ungerissenen Betondruckzone und der Fläche und Steifigkeit der Längsbewehrung zusammensetzt. Die Verwendung von Hohlkörpern hat entsprechend keinen Einfluss auf die Ermittlung der Flächenmomente in Zustand II. Für die weitere Auswertung gilt somit Gl. (5.61).

$$I_{II} = I_{Ref,II} = I_{vf,II} \quad (5.61)$$

Die Ermittlung der mittleren Krümmung κ_m erfolgt durch Interpolation der Krümmungen in Zustand I κ_I sowie Zustand II κ_{II} nach Gl. (5.62).

$$\kappa_m = \zeta \cdot \kappa_{II} + (1 - \zeta) \cdot \kappa_I \quad (5.62)$$

Während zur Berechnung der Verformungen der Bauteile mit integrierten Hohlkörpern der Ansatz zur Bestimmung des Verteilungsbeiwertes ζ aus *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *Heft 630* nach Gl. (5.56) verwendet wurde, hat ein Vergleich der tatsächlich im Versuch ermittelten Last-Verformungs-Kurven der Referenzversuche ohne Hohlkörper mit dem Ansatz nach Gl. (5.56) gezeigt, dass eine bilineare Funktion das Verformungsverhalten nicht realistisch wiedergibt (vgl. Abb. 5.15).

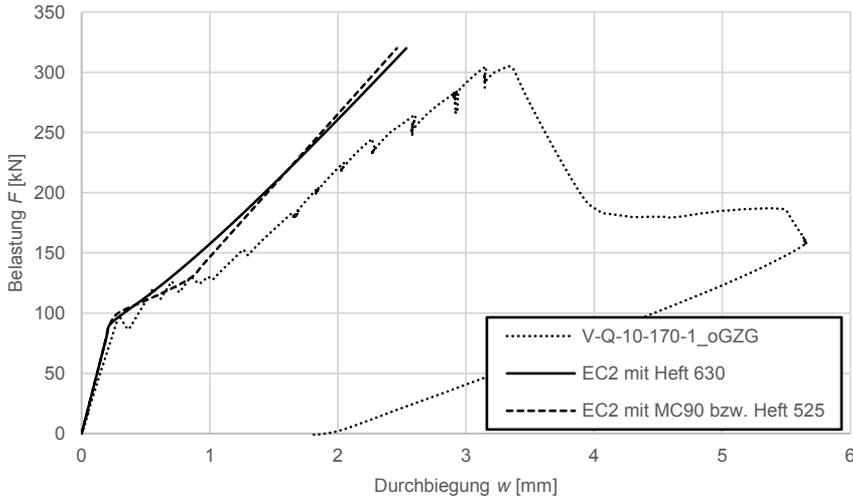


Abb. 5.15: Last-Verformungs-Kurve des Versuchs V-Q-10-170-1 ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau im Vergleich zu den berechneten Last-Verformungs-Kurven nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *Heft 630* sowie in Verbindung mit *Model Code 1990* bzw. *Heft 525*

Zur Interpolation der Verformungswerte der Referenzprobekörper wird ein Verteilungsbeiwert ζ auf Grundlage des trilinearen Ansatzes nach Gl. (5.57) und Gl. (5.58) aus *Model Code 1990* bzw. *Heft 525* vorgeschlagen (vgl. Abb. 5.15).

Für die Berechnung der Rissmomente M_{cr} in den Gleichungen Gl. (5.56) bis Gl. (5.58) ist zu beachten, dass die Verwendung von Hohlkörpern zu einem verringerten Flächenmoment und somit zu einem Rissmoment auf geringerem Niveau gegenüber den Referenzprobekörpern ohne Hohlkörper führt. Die Berechnung für Probekörper mit Hohlkörpern wurde daher mit einem reduzierten Rissmoment durchgeführt, welches sich mit den in Tab. 5.2 enthaltenen Steifigkeitsfaktoren aus dem Rissmoment der äquivalenten Referenzprobekörper ermitteln lässt.

$$M_{cr,vf} = M_{cr,Ref} \cdot \frac{I_{vf}}{I_{Ref}} \quad (5.63)$$

Ein Vergleich der berechneten Last-Verformungs-Kurven mit den tatsächlich im Versuch ermittelten Last-Verformungs-Kurven am Beispiel der Versuchsreihe V-Q-10-170 zeigt, dass die Verwendung eines Feinkorn-Hochleistungsbetons als auch die Verwendung von Hohlkörpern zu Abweichungen zwischen den Kurvenverläufen führt.

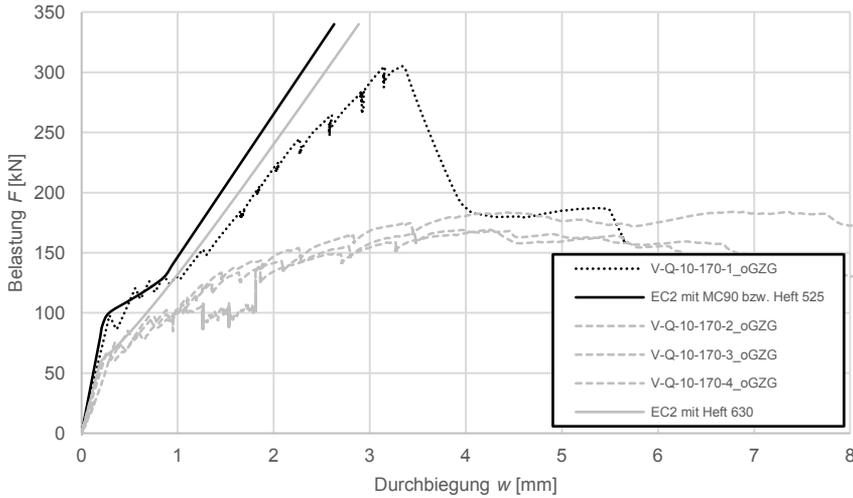


Abb. 5.16: Last-Verformungs-Kurven der Versuchsreihe V-Q-10-170 ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau im Vergleich zu den berechneten Last-Verformungs-Kurven nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *Heft 630* sowie in Verbindung mit *Model Code 1990* bzw. *Heft 525*

Insbesondere die im Versuch ermittelten Last-Verformungs-Kurven der Probekörper mit Hohlkörpern (grau, gestrichelt) zeigen ein deutlich duktileres Verformungsverhalten, als in der Berechnung (grau, durchgezogen) berücksichtigt. In *Pfeffer 2002* wird der Einfluss der Hohlkörper dabei nicht nur auf eine verminderte Erstrisslast zurückgeführt. Das Verformungsverhalten wird vielmehr durch eine Beeinträchtigung der Verbundwirkung, insbesondere bei Lastwechseln auf hohem Belastungsniveau, sowie eine geringere Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (*tension stiffening*) beeinflusst.

Nachfolgend wird daher eine Modifikation der nach der Literatur ermittelten Rechenwerte vorgenommen, in der neben den oben genannten Einflüssen auch geometrische sowie materialspezifische Parameter berücksichtigt werden.

Für Referenzprobekörper ohne Hohlkörper wird die Berechnung der Durchbiegung auf Grundlage der bereits aufgezeigten Variante gem. *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *Heft 630* und *Model Code 1990* nach Gl. (5.64) vorgeschlagen.

$$w = w_i \cdot \zeta_{\text{HPC}}^{\theta_{\text{HPC}}} \quad (5.64)$$

Dabei ist:

w Durchbiegung in [mm]

ζ_{HPC}	an den eigenen Versuchen kalibrierter Modifikationsbeiwert zur Berechnung der Durchbiegung für Bauteile mit Plattendicken $100 \text{ mm} \leq h \leq 180 \text{ mm}$ $\zeta_{\text{HPC}} = 3,5$
θ_{HPC}	Exponent nach Gl. (5.65)
w_i	Rechenwert der Durchbiegung aus dem Ansatz nach <i>DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010</i> in Verbindung mit <i>Heft 630</i> und <i>Heft 525</i> bzw. <i>Model Code 1990</i> in [mm]

Durch den Exponenten θ_{HPC} werden weitere Einflüsse wie das in dem Berechnungsschritt betrachtete Moment M , ausgedrückt durch die im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maßgebende Schnittgröße $M_{\text{Ed,perm}}$, die mittlere rechnerische Querkraft $V_{\text{Rm,c}}$ nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *Heft 600*, sowie das Verhältnis der Bauteilhöhe h zur Bauteilbreite b abgebildet. Dem Faktor $4h/b$ liegen die Überlegungen nach *Kani 1968* zugrunde, wonach der Übergang von einem balken- zu einem plattenartigen Tragwerk ab einem Verhältnis $b/h \geq 4,0$ definiert werden kann. Für die Nachrechnung der Versuche gilt $M_{\text{Ed,perm}} = M_{\text{ist}}$ aus der Belastung des Prüfzylinders.

$$\theta_{\text{HPC}} = \frac{M_{\text{Ed,perm}}^2}{V_{\text{Rm,c}}^2} \cdot \frac{4h}{b} \quad (5.65)$$

Dabei ist:

$M_{\text{Ed,perm}}$	Momentenbeanspruchung aus quasi-ständiger Einwirkungskombination in [kNm]
$V_{\text{Rm,c}}$	Rechenwert der mittleren Querkrafttragfähigkeit nach <i>DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010</i> in Verbindung mit <i>Heft 600</i> in [kN]
h	Bauteilhöhe in [mm]
b	wirksame Bauteilbreite in [mm]

Werden die Gleichung Gl. (5.65) in Gl. (5.64) eingesetzt, so erhält man den vollständigen Ausdruck zur Berechnung der Durchbiegung von platten- und balkenartigen Bauteilen aus Feinkorn-Hochleistungsbeton nach Gl. (5.66).

$$w = w_i \cdot 3,5 \frac{M_{\text{Ed,perm}}^2}{V_{\text{Rm,c}}^2} \frac{4h}{b} \quad (5.66)$$

Nachfolgend werden die im Rahmen der Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten aus Abschn. 3.2 ermittelten Last-Verformungs-Kurven am Beispiel der Versuche V-Q-10-180-1 sowie V-Q-10-180-PS-1 im Vergleich zu den berechneten Last-Verformungs-Kurven nach dem modifizierten Ansatz gem. Gl. (5.66) dargestellt und diskutiert (vgl. Abb. 5.17). Zur Berechnung wurden die tatsächlich im Versuch gegebenen geometrischen und materialspezifischen Parameter angesetzt.

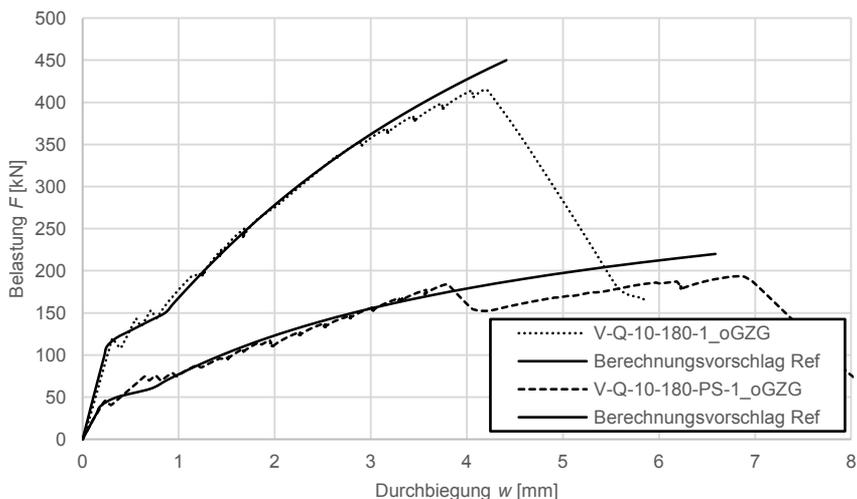


Abb. 5.17: Last-Verformungs-Kurven der Versuche V-Q-10-180-1 sowie V-Q-10-180-PS-1 ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau im Vergleich zu den berechneten Last-Verformungs-Kurven nach Gl. (5.66)

In Abb. 5.17 ist zu erkennen, dass die berechneten Last-Verformungs-Kurven sehr gut mit den tatsächlich im Versuch ermittelten Kurven übereinstimmen. Der plattenartige Versuch V-Q-10-180-1 wurde nahezu identisch bis zum Bruch abgebildet. Der balkenartige Probekörper V-Q-10-180-PS-1 wurde bis zu einer Durchbiegung von ca. 3,0 mm ebenfalls gut abgebildet, wobei die berechnete Kurve vor dem Erreichen der Bruchlast bei einer Durchbiegung von etwa 3,8 mm früher abflacht, als es tatsächlich im Versuch gemessen wurde. Die Berechnungsformel nach Gl. (5.66) nähert sich bei steigender Durchbiegung einer waagerechten Asymptote an, weshalb nach Überschreiten der Bruchlast und einer ebenso nahezu waagrecht verlaufenden Kurve im Versuch, die Abweichung zwischen berechneter und gemessener Durchbiegung exponentiell ansteigt. Bei der Berechnung wurde ebenfalls festgestellt, dass die anhand der Zylinderdruckfestigkeit errechnete Betonzugfestigkeit f_{ctm} nach Anlage D im Versuch tatsächlich höher sein muss, da der Übergang von Zustand I in Zustand II mit der berechneten Zugfestigkeit nach Anlage D unterschätzt wurde. Diese, im Versuch, gesteigerte Zugfestigkeit wird auf die Beobachtungen nach *Ortlepp 2006* für den Zusammenhang zwischen Belastungsgeschwindigkeit und Betonfestigkeit zurückgeführt. Hier konnte ein Anwachsen der Betonfestigkeiten bei steigender Belastungsgeschwindigkeit sowohl für normalfeste als auch für hochfeste Betone ermittelt werden. *Ortlepp 2006* führt dies auf eine gesteigerte Zerklüftung der Bruchfläche sowie eine begrenzte Rissgeschwindigkeit im Bruchvorgang zurück. Die Belastungsgeschwindigkeit bei der Durchführung der Querkraftversuche wurde so gewählt, dass die angestrebte Belastung nach ca. zwei Minuten erreicht werden konnte. Dies führte zu Zylindergeschwindigkeiten von maximal 1,5 mm/min, sodass nach Abb. 5.17 bereits Einflüsse auf die Betonzugfestigkeit nach *Ortlepp 2006* beobachtet werden konnten.

Weitere Berechnungsergebnisse im Vergleich zu den im Versuch ermittelten Last-Verformungs-Kurven sind in Anlage G dargestellt.

Entgegen der Referenzprobekörper, deren Last-Verformungs-Kurven den trilinearen Ansatz gem. *Model Code 1990* bzw. *Heft 525* deutlich zeigen, konnte dieses Verhalten bei den Versuchskörpern mit Hohlkörpern nicht beobachtet werden. Aufgrund des duktilen Verformungsverhaltens eignet sich insbesondere nach Überschreitung des Bruchmoments kein linearer Ansatz zur Beschreibung der Last-Verformungs-Kurve. Der nachfolgend beschriebene Berechnungsvorschlag basiert dennoch auf dem bilinearen Ansatz zur direkten Berechnung der Verformungen nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *Heft 630*. Zur Berücksichtigung des duktilen Verformungsverhaltens wird der Rechenwert w_i jedoch nach Gl. (5.67) modifiziert.

$$w = w_i \cdot \zeta_{\text{HPC,vf}}^{\theta_{\text{HPC,vf}}} \quad (5.67)$$

Dabei ist:

w	Durchbiegung in [mm]
$\zeta_{\text{HPC,vf}}$	Modifikationsbeiwert zur Berechnung der Durchbiegung nach Gl. (5.68)
$\theta_{\text{HPC,vf}}$	Exponent nach Gl. (5.69)
w_i	Rechenwert der Durchbiegung aus dem Ansatz nach <i>DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010</i> in Verbindung mit <i>Heft 630</i> in [mm]

Der Modifikationsbeiwert berechnet sich nach Gl. (5.68). Hierdurch wird der Einfluss der Bauteilhöhe h im Verhältnis zur Bauteilbreite b auf das Verformungsverhalten analog zu den oben beschriebenen Überlegungen nach *Kani 1968* berücksichtigt.

$$\zeta_{\text{HPC,vf}} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{4h}{b}} \quad (5.68)$$

Dabei ist:

h	Bauteilhöhe in [mm]
b	wirksame Bauteilbreite in [mm]

Durch den Exponenten θ_{HPC} werden weitere Einflüsse wie das in dem Berechnungsschritt betrachtete Moment M , ausgedrückt über die im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maßgebende Bemessungsschnittgröße $M_{\text{Ed,perm}}$, die mittlere rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $V_{\text{Rm,c}}$ nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *Heft 600*, sowie das Verhältnis der Bauteilhöhe h zur Bauteilbreite b abgebildet. Für die Nachrechnung der Versuche gilt $M_{\text{Ed,perm}} = M_{\text{st}}$ aus der Belastung des Prüfzylinders.

$$\theta_{\text{HPC,vf}} = \left(\frac{M_{\text{Ed,perm}}^{\beta_{\text{vf}}}}{\alpha_{\text{vf}} \cdot V_{\text{Rm,c}}} \right) \quad (5.69)$$

Dabei ist:

$M_{\text{Ed,perm}}$	Momentenbeanspruchung aus quasi-ständiger Einwirkungskombination in [kNm]
$V_{\text{Rm,c}}$	Rechenwert der mittleren Querkrafttragfähigkeit nach <i>DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010</i> in Verbindung mit <i>Heft 600</i> in [kN]
α_{vf}	Kalibrierungsfaktor für die Verwendung von Hohlkörpern des Typs „Cobiax SL-100“ $\alpha_{\text{vf}} = 0,40$
β_{vf}	empirisch ermittelter Beiwert zur Berücksichtigung des Verhältnisses b / h $\beta_{\text{vf}} = 1,4$ für $b / h < 3,5$ $\beta_{\text{vf}} = 1,6$ für $b / h \geq 3,5$

Werden die Gleichungen Gl. (5.68) und Gl. (5.69) in Gl. (5.67) eingesetzt, so erhält man den vollständigen Ausdruck zur Berechnung der Durchbiegung von platten- und balkenartigen Bauteilen mit Hohlkörpern aus Feinkorn-Hochleistungsbeton nach Gl. (5.70).

$$w = w_i \cdot \left(1,15 \cdot \sqrt{\frac{4h}{b}} \right)^{\left(\frac{M_{\text{Ed,perm}}^{\beta_{\text{vf}}}}{\alpha_{\text{vf}} \cdot V_{\text{Rm,c}}} \right)} \quad (5.70)$$

Nachfolgend werden die im Rahmen der Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten aus Abschn. 3.2 ermittelten Last-Verformungs-Kurven am Beispiel der Probekörper mit 170 mm Bauteilhöhe im Vergleich zu den berechneten Last-Verformungs-Kurven nach dem modifizierten Ansatz gem. Gl. (5.70) dargestellt und diskutiert.

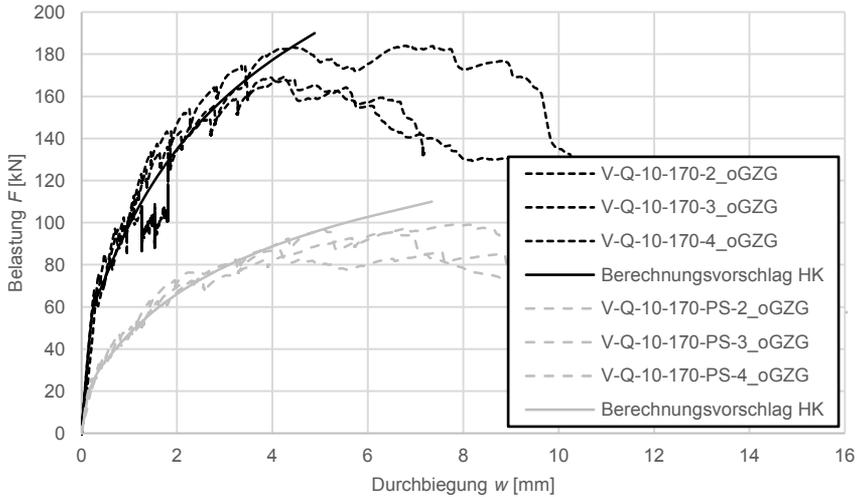


Abb. 5.18: Last-Verformungs-Kurven der 170 mm hohen Probekörper mit Hohlkörpern ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau im Vergleich zu den berechneten Last-Verformungs-Kurven nach Gl. (5.70)

In Abb. 5.18 ist zu erkennen, dass sowohl die Last-Verformungs-Kurven der plattenartigen als auch balkenartigen (Bezeichnung enthält -PS) Versuchskörper gut durch den modifizierten Ansatz nach Gl. (5.70) abgebildet werden können. Insbesondere bis zum Erreichen der Bruchlast, bzw. dem Versagenskriterium (vgl. Abschn. 3.3.6.1) im Bereich von ca. 3,0 mm bis ca. 5,0 mm Durchbiegung, sind die Kurven nahezu deckungsgleich. Das duktile Bauteilverhalten bei einer Steigerung der Verformung über das Versagenskriterium hinaus kann dagegen nur unzureichend dargestellt werden. Analog zu den Ausführungen bei der Berechnung der Last-Verformungs-Kurven der Referenzprobekörper ohne Hohlkörper wurden auch die Versuche mit Hohlkörpern mit einer gesteigerten zentrischen Zugfestigkeit f_{ctm} nachgerechnet.

Weitere Berechnungsergebnisse im Vergleich zu den im Versuch ermittelten Last-Verformungs-Kurven sind in Anlage G dargestellt.

5.2 Querkrafttragfähigkeit

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton nach Abschn. 3.2 werden nachfolgend ausgewertet. Hierbei sollen insbesondere der Einfluss des Feinkorn-Hochleistungsbetons sowie der der verwendeten Hohlkörper auf die Querkrafttragfähigkeit ermittelt werden. Im ersten Schritt werden hierzu die Untersuchungsergebnisse mit den Bemessungsansätzen nach Eurocode 2 ausgewertet. Dabei wird die Querkrafttragfähigkeit sowohl nach Gl. 6.2a gem. *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*, als auch nach dem neuartigen, auf Spannungsebene geführten Ansatz aus dem zum Zeitpunkt des Verfassens dieser Arbeit gültigen Entwurf des Eurocode 2 *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* ermittelt und den Untersuchungsergebnissen gegenübergestellt.

Im zweiten Schritt erfolgt die Nachrechnung auf Grundlage des Bemessungsmodells nach *Albrecht 2014*, das auf einem von *Aldejohann 2009* modifizierten Ansatz von *Görtz 2004* basiert. Dieser Ansatz erlaubt die Ermittlung getrennt nach den einzelnen Traganteilen der ungerissenen Betondruckzone, dem Traganteil der Rissreibung sowie dem Traganteil der Dübelwirkung der Längsbewehrung (vgl. Abschn. 2.3.2.2). Somit kann insbesondere der Einfluss der Hohlkörper auf einzelne Traganteile ermittelt und das Berechnungsmodell für hochfesten Feinkornbeton validiert werden.

Abschließend wird ein vereinfachter Bemessungsansatz zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton angeführt, der eine schnelle und praxisgerechte Bemessung ermöglicht.

5.2.1 Auswertung der Versuchsergebnisse nach DIN EN 1992-1-1

5.2.1.1 DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010

Die nach Abschn. 3.2 ermittelten Untersuchungsergebnisse werden mit dem Bemessungsansatz nach Gl. 6.2a in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* verglichen. Hierzu wird die experimentell ermittelte Querkrafttragfähigkeit V_u dem Rechenwert $V_{Rm,c}$ nach Gl. (5.71) gegenübergestellt (vgl. auch Abschn. 2.3.2.3). Der nach Gl. (5.71) berechnete Wert wird als Modellsicherheitsbeiwert γ_{mod} in Anlehnung an *Heft 597* und *Heft 617* definiert. Abweichend zu *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* wird jedoch der Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit ermittelt. Hierzu wird der Vorfaktor $C_{Rd,c}$ gem. *Heft 600* durch den Faktor 0,2 ersetzt und statt der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} wird die mittlere, an Probezylindern ermittelte Betondruckfestigkeit f_{cm} verwendet (vgl. Gl. (5.72)). Die probekörperspezifischen Abmessungen und Materialeigenschaften können Abschn. 3.2 und Anlage D entnommen werden.

$$\gamma_{mod} = \frac{V_u}{V_{Rm,c}} \quad (5.71)$$

$$V_{Rm,c} = 0,2 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cm})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad (5.72)$$

Zum Vergleich der einzelnen Untersuchungsergebnisse werden die Modellsicherheitsbeiwerte getrennt nach den einzelnen Versuchsserien sowie innerhalb der Versuchsserien aufgeteilt nach Referenzversuch ohne Hohlkörper (Endung -1) und dem Mittelwert aus drei Hohlkörperversuchen über der statischen Höhe in Abb. 5.19 aufgetragen. Die Serien V-Q-100-PS bis V-Q-250-PS bestehen jeweils aus zwei Einzelversuchen ohne Hohlkörper im Querschnitt.

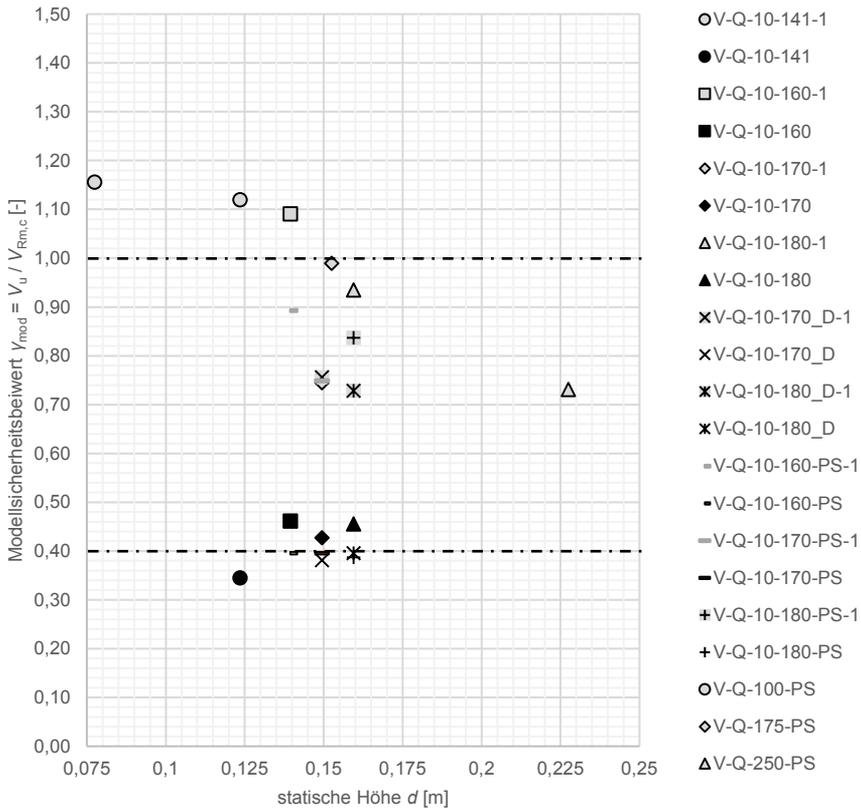


Abb. 5.19: Auswertung der Untersuchungsergebnisse gegenüber der mittleren Querkrafttragfähigkeit nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *Heft 600* (Versuche mit Massivquerschnitt mit grauer Markierung)

In Abb. 5.19 ist zu erkennen, dass die ermittelten Modellsicherheitsbeiwerte einer großen Streuung unterliegen. Zur Bewertung des Ansatzes nach Gl. (5.72) ist die Betrachtung getrennt nach Probekörpern ohne Hohlkörper sowie nach Probekörpern mit Hohlkörpern durchzuführen. Die Zielgröße liegt bei $\gamma_{\text{mod}} = 1,0$, was eine genaue Übereinstimmung zwischen Rechenwert und experimentell ermittelter Tragfähigkeit bedeutet. Es ist zu erkennen, dass die tatsächlich ermittelten Werte für Probekörper mit Massivquerschnitt in einem Bereich zwischen ca. $\gamma_{\text{mod}} = 0,72$ und $\gamma_{\text{mod}} = 1,16$ variieren. Die Tragfähigkeit der Versuche V-Q-100-PS, V-Q-10-141-1 und V-Q-10-160-1 wird dabei durch den Berechnungsansatz unterschätzt, während die Tragfähigkeit aller weiteren Versuche mit $\gamma_{\text{mod}} \leq 1,0$ anhand der vorliegenden Materialparameter auf der unsicheren Seite liegend überschätzt werden. Weiterhin fällt auf, dass insbesondere die bereits in Abschn. 3.3.6.1 diskutierten Versuche mit ausgeschalteter Dübelwirkung der Längsbewehrung V-Q-10-170_D-1 sowie V-Q-10-180_D-1 und die Versuche mit 25 cm Plattendicke im unteren und somit unsicheren Streubereich der Probekörper mit Massivquerschnitt liegen. Dies wird auf den z. T. nicht vollständig ausgeschalteten

Traganteil der Dübelwirkung der Längsbewehrung zurückgeführt. Die Auswirkungen der Rissbildung bei den 25 cm hohen Probekörpern konnte jedoch nicht vollständig aufgeklärt werden. Ein Zusammenhang zwischen dem Modellsicherheitsbeiwert und der statischen Höhe lässt sich aufgrund der großen Streubreite der Einzelwerte nicht eindeutig feststellen. Gleichwohl kann bei Betrachtung der Versuchsreihen V-Q-100-PS bis V-Q-250-PS die Tendenz eines mit steigender statischer Höhe abnehmenden Modellsicherheitsbeiwertes erkannt werden. Daraus kann geschlossen werden, dass für die vorliegenden geometrischen und materialspezifischen Parameter die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit mit steigender statischer Höhe durch den Bemessungsansatz nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* systematisch überschätzt wird, was zu einer Berechnung auf der unsicheren Seite führt.

Die ermittelten Modellsicherheitsbeiwerte γ_{mod} für die Versuche mit integrierten Hohlkörpern konzentrieren sich unabhängig von der statischen Höhe um den Wert $\gamma_{\text{mod}} = 0,4$. Die deutlich geringere Streubreite gegenüber den Versuchen mit massivem Querschnitt lässt sich unter anderem dadurch begründen, dass hier jeweils drei Einzelversuche zusammengefasst dargestellt sind. Durch die Verwendung der 100 mm hohen Hohlkörper im Querschnitt wird die rechnerische mittlere Querkrafttragfähigkeit gegenüber der eines Probekörpers mit massivem Querschnitt auf etwa 40 % reduziert. Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecken wurde hier ein Abminderungsfaktor f eingeführt, mit dem der Rechenwert nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* $V_{\text{Rd,c}}$ je nach Größe der verwendeten Hohlkörper abgemindert wird. Der anhand der vorliegenden Versuche ermittelte Abminderungsfaktor von $f \approx 0,40$ unterschreitet jedoch den in *Cobiax Slim-Line 2018* festgelegten Abminderungsfaktor für Hohlkörper mit einer Höhe von bis zu 18 cm von $f = 0,5$ um etwa 20 %. Neben den gegenüber dieser Zulassung veränderten Materialeigenschaften durch die Verwendung von Feinkorn-Hochleistungsbeton ergibt sich diese Differenz insbesondere durch die bündige Verlegung der Hohlkörper ohne Mindestabstand, sowie durch die gegenüber den Anforderungen an normalfesten Beton deutlich reduzierten Betonüberdeckungen der Längsbewehrung und der Hohlkörper.

Eine tabellarische Darstellung der Auswertung nach Gl. (5.72) gem. *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* sowie ein Vergleich der Bemessungsansätze zwischen *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* und *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* ist in Abschn. 5.2.1.3 gegeben.

5.2.1.2 EN 1992-1-1 D4:2019-10-25

Abweichend zu der Querkraftbemessung nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* wird die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung in dem aktuell vorliegenden Entwurf des Eurocode 2 *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* auf Spannungsebene durchgeführt. Hierzu wird die einwirkende Schubspannung τ_{Ed} nach Gl. (2.86) dem maximalen Schubspannungswiderstand $\tau_{\text{Rd,c}}$ nach Gl. (5.74) gegenübergestellt (siehe auch Abschn. 2.3.2.3).

$$\tau_{\text{Ed}} = \frac{V_{\text{Ed}}}{b_w \cdot z} \quad (5.73)$$

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_c} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \quad (5.74)$$

Zur Auswertung der Untersuchungsergebnisse wird die experimentell ermittelte maximale Querkraft auf den Beton-Nettoquerschnitt des jeweiligen Probekörpers bezogen. Der maßgebende Schnitt zur Ermittlung der Beton-Restfläche bei den Probekörpern mit Hohlkörpern ist dabei so gewählt, dass die maximale Querschnittsfläche der Hohlkörper von der Betonfläche nach Gl. (5.75) in Abzug gebracht wird. Die Querschnittsfläche der Längsbewehrung wird nicht berücksichtigt.

$$A_{c,net} = A_c - n \cdot A_{vf} = b_w \cdot 0,9 \cdot d - n \cdot A_{vf} \quad (5.75)$$

Dabei ist:

n	Anzahl der über die Querschnittsbreite angeordneten Hohlkörper
A_{vf}	Querschnittsfläche der verwendeten Hohlkörper vom Typ „Cobiax SL-100“ nach <i>Cobiax Slim-Line 2018</i> $A_{vf} \approx 31.000 \text{ mm}^2$

Die im Bruchzustand maximal einwirkende Schubspannung τ_u berechnet sich somit nach Gl. (5.76).

$$\tau_u = \frac{V_u}{A_{c,net}} \quad (5.76)$$

Der Schubspannungswiderstand wird abweichend zu Gl. (5.74) ohne Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_c und unter Verwendung der an Probezylindern ermittelten mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} nach Gl. (5.77) berechnet. Zur Berücksichtigung des Mittelwertes und nicht des charakteristischen Wertes (5 %-Quantil) nach Gl. (5.74) wird der Vorfaktor 0,66 in Gl. (5.77) angepasst. Aufgrund vergleichbarer Variationskoeffizienten zwischen der Querkraftdatenbank des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (vgl. *Heft 597* sowie *Heft 617*) und der eigenen experimentellen Untersuchungen (vgl. Abschn. 5.2.3) wurde diese zur Kalibrierung des genannten Vorfaktors als Datengrundlage herangezogen. Darauf aufbauend ist der Abstand zwischen dem charakteristischen Wert (5 %-Quantil) und dem Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung in der aktuell gültigen Fassung des Eurocode 2 *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04* und *Heft 600* durch das Verhältnis der Vorfaktoren $V_{Rd,c} / V_{Rm,c} = 0,15 / 0,20$ definiert. Dieser Abstand wird nachfolgend in Gl. (5.77) übernommen. Die Regelungen zum Ansatz der statischen Höhe d , bzw. des Faktors a_v , gelten entsprechend Abschn. 2.3.2.3.

$$\tau_{Rm,c} = \frac{0,66 \cdot 0,2}{0,15} \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cm} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \quad (5.77)$$

Die probekörperspezifischen Abmessungen und Materialeigenschaften können Abschn. 3.2 und Anlage D entnommen werden.

Zur Bewertung der Modellgenauigkeit wird analog zu Abschn. 5.2.1.1 der Modellsicherheitsbeiwert γ_{mod} nach Gl. (5.78) eingeführt, in dem die experimentell ermittelte maximale Schubtragfähigkeit τ_u mit dem Mittelwert der Schubtragfähigkeit nach *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* $\tau_{Rm,c}$ ins Verhältnis gesetzt wird.

$$\gamma_{mod} = \frac{\tau_u}{\tau_{Rm,c}} \quad (5.78)$$

Zum Vergleich der Untersuchungsergebnisse werden die Modellsicherheitsbeiwerte getrennt nach den einzelnen Versuchsserien, sowie innerhalb der Versuchsserien aufgeteilt nach Referenzversuch ohne Hohlkörper (Endung -1) und dem Mittelwert aus drei Hohlkörperversuchen, über der statischen Höhe in Abb. 5.20 aufgetragen. Die Serien V-Q-100-PS bis V-Q-250-PS bestehen jeweils aus zwei Einzelversuchen ohne Hohlkörper im Querschnitt.

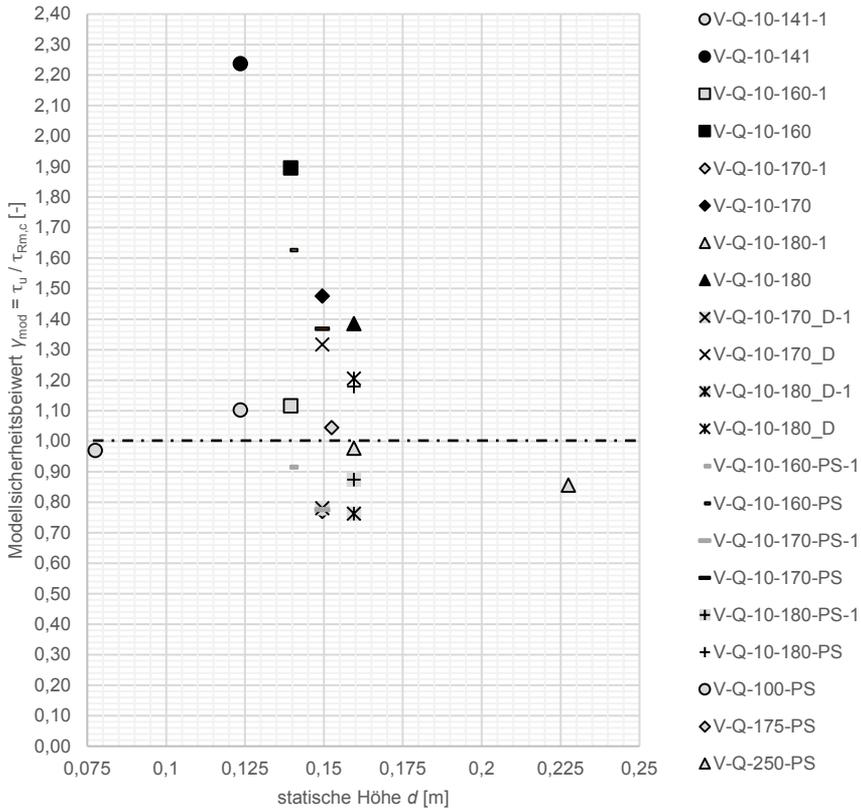


Abb. 5.20: Auswertung der Untersuchungsergebnisse gegenüber dem mittleren Schubwiderstand nach *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* (Versuche mit Massivquerschnitt mit grauer Markierung)

In Abb. 5.20 ist zu erkennen, dass die Modellsicherheitsbeiwerte der einzelnen Versuchsergebnisse einer großen Streubreite unterliegen. Der Wertebereich für γ_{mod} erstreckt sich von $\gamma_{\text{mod}} \approx 0,76$ in der Versuchsreihe V-Q-10-180_D bis hin zu $\gamma_{\text{mod}} \approx 2,24$ in der Versuchsreihe V-Q-10-141. Dennoch wird festgestellt, dass die Modellsicherheitsbeiwerte bis auf einige Ausnahmen relativ gleichmäßig um den Soll-Wert $\gamma_{\text{mod}} = 1,0$ verteilt sind.

Durch den Ansatz der Netto-Betonquerschnittsfläche zur Berechnung der Schubspannungen und der spannungsbasierten Ermittlung des Schubwiderstandes kann nach Abb. 5.20 der Einfluss der Hohlkörper auf die Querkrafttragfähigkeit nicht direkt abgelesen werden. Eine tabellarische Auswertung der Untersuchungsergebnisse, getrennt nach Referenzversuchen ohne Hohlkörper und Hohlkörperversuchen, ist in Tab. 5.3 und Tab. 5.4 dargestellt. Anhand des Mittelwertes für den Modellsicherheitsbeiwert für Versuche ohne Hohlkörper von $\gamma_{\text{mod,m}} = 0,94$ ist zu erkennen, dass der in Abb. 5.20 vermittelte Eindruck bestätigt werden kann. Die getrennte Auswertung nach Versuchskörpern mit Hohlkörpern und den Referenzversuchen zeigt, dass der Ansatz nach *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* gut mit der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit

der Referenzversuche übereinstimmt. Dem gegenüber steht der mittlere Modellsicherheitsbeiwert für die Probekörper mit Hohlkörpern von $\gamma_{\text{mod,m}} = 1,60$. Dieser zeigt, dass durch die Verwendung der Netto-Querschnittsfläche nach Gl. (5.75) zur Berechnung der maßgebenden Schubspannung im Bruch τ_u , der Ansatz nach Gl. (5.77) nicht stimmig angewendet werden kann. Die tatsächliche Tragfähigkeit wird durch das Berechnungsergebnis im Mittel um 60 % unterschritten. Eine Steuerungsmöglichkeit zur Verbesserung der Genauigkeit des Bemessungsansatzes liegt daher in der anzusetzenden Beton-Restfläche bei der Verwendung von Hohlkörpern (vgl. Abschn. 5.2.3). Ein Zusammenhang zwischen der statischen Höhe d und dem Modellsicherheitsbeiwert γ_{mod} kann an den vorliegenden Daten nicht verifiziert werden.

Zusammenfassend wird festgestellt, dass der Bemessungsansatz nach *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* insbesondere für die Anwendung bei geometrisch komplexen bzw. veränderlichen Querschnitten geeignet ist, da für die Bemessung auf Spannungsebene die für den Schubabtrag tatsächlich zur Verfügung stehende Betonfläche angesetzt werden kann. Der Schubspannungswiderstand für den in den eigenen experimentellen Untersuchungen verwendeten Feinkorn-Hochleistungsbeton ohne Verwendung von Hohlkörpern wird gut abgebildet. Die Tragfähigkeit der Probekörper mit integrierten Hohlkörpern wird im Mittel jedoch um 60 % unterschätzt, sodass hier eine Anpassung des Bemessungsansatzes erforderlich ist.

5.2.1.3 Vergleich und Diskussion

Im direkten Vergleich unterscheiden sich die Bemessungsansätze zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* und *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* durch die Vorgehensweise bei der Nachweisführung. In der aktuell gültigen Version des Eurocode 2 *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* erfolgt die Ermittlung von Einwirkungen und des Querkraftwiderstandes auf Kraftebene, während im Entwurf des Eurocode 2 *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* der Nachweis spannungsbasiert durchgeführt wird (vgl. Abschn. 2.3.2.3). Der Vorteil bei einer spannungsbasierten Nachweisführung liegt insbesondere in der auch für komplexe Querschnittsgeometrien vergleichsweise einfachen Berechnung der Schubspannung aus äußeren Lasten. Die Bauteilwiderstände werden unabhängig von dem statischen System und der Laststellung spannungsbasiert ermittelt. Durch die Analogie zu der Verwendung von z. B. Materialkennwerten, die ebenfalls als Spannungen angegeben werden, ist es für den Tragwerksplaner möglich, einen Erfahrungsschatz aufzubauen und wiederkehrende Konfigurationen einem bereits bekannten Widerstandsbereich zuzuordnen. Hierdurch können Fehler in der Bemessung früh erkannt und abgestellt werden. Dem gegenüber steht das kraftbasierte Nachweisverfahren nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. Es werden Einwirkungen auf das gesamte Bauteil ermittelt und auch die Bauteilwiderstände werden zumeist in absoluter Größe berechnet. Die Verwendung von absoluten Lasten und Widerständen erlaubt dem Tragwerksplaner wiederum ein verbessertes Verständnis des Gesamt-Tragwerks. Zudem können Berechnungsschritte gespart werden, die zur Umrechnung von Kräften in Spannungen und umgekehrt erforderlich wären.

Eine Überprüfung dieser Bemessungsansätze mittels der in Abschn. 3.2 beschriebenen Untersuchungen zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken

aus Feinkorn-Hochleistungsbeton hat gezeigt, dass sich diese hinsichtlich Abbildungsgenauigkeit und -systematik sehr ähnlich sind. Der Vergleich der in den Abbildungen Abb. 5.19 und Abb. 5.20 dargestellten Untersuchungsergebnisse zeigt jeweils Abweichungen der Modellsicherheitsbeiwerte von dem Idealwert $\gamma_{\text{mod}} = 1,0$. Sowohl durch die Nachrechnung der Untersuchungsergebnisse mit dem Ansatz aus *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* nach Gl. (5.72) als auch durch die Berechnung nach Gl. (5.77) aus *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* wird die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Probekörper überwiegend geringfügig überschätzt, was sich in den Werten $\gamma_{\text{mod}} \leq 1,0$ widerspiegelt.

Eine tabellarische Darstellung der Untersuchungsergebnisse, ausgewertet nach den genannten Ansätzen des Eurocode 2, ist in den Tabellen Tab. 5.3 und Tab. 5.4 enthalten. Es sind die Untersuchungsergebnisse der einzelnen Versuchsserien dargestellt. Die Bezeichnung mit der Endung -1 kennzeichnet hierbei jeweils den Referenzversuch ohne Hohlkörper. Die Versuchsergebnisse mit Hohlkörpern sind als Mittelwerte aus drei Einzelversuchen, getrennt nach den einzelnen Versuchsserien, dargestellt. Zum besseren Verständnis wurden alle Zeilen mit Hohlkörperversuchen grau markiert. Aufgrund der in Abschn. 3.3.6.1 beschriebenen Besonderheiten bei den Versuchen zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit mit ausgeschalteter Dübelwirkung der Längsbewehrung, sind diese Versuche in Tab. 5.4 gesondert dargestellt und werden nicht in die allgemeine Bewertung der Ergebnisse nach Tab. 5.3 mit einbezogen. Die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich somit ausschließlich auf die Werte in Tab. 5.3.

5 Bemessung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton

Tab. 5.3: Tabellarische Darstellung der Berechnungsergebnisse nach den Ansätzen aus DIN EN 1992-1-1 und Vergleich mit den experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeiten (Versuche mit Massivquerschnitt sind grau gekennzeichnet)

Bezeichnung	V_u	τ_u	DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010		EN 1992-1-1 D4:2019-10-25	
			$V_{Rm,c}$	$V_u / V_{Rm,c}$	$\tau_{Rm,c}$	$\tau_u / \tau_{Rm,c}$
	[kN]	[N/mm ²]	[kN]	[-]	[N/mm ²]	[-]
V-Q-10-141-1	209,83	2,59	187,36	1,12	2,61	1,10
V-Q-10-141	64,69	3,37	187,47	0,35	2,61	2,24
V-Q-10-160-1	231,32	2,52	211,95	1,09	2,51	1,12
V-Q-10-160	98,16	3,31	212,61	0,46	2,52	1,90
V-Q-10-170-1	171,47	1,75	230,13	0,75	2,52	0,77
V-Q-10-170	97,94	2,70	229,27	0,43	2,51	1,48
V-Q-10-180-1	233,01	2,22	246,08	0,94	2,53	0,98
V-Q-10-180	111,94	2,61	245,75	0,46	2,50	1,39
V-Q-10-160-PS-1	97,28	2,12	108,90	0,89	2,58	0,92
V-Q-10-160-PS	42,76	2,88	108,07	0,40	2,56	1,63
V-Q-10-170-PS-1	92,00	1,87	122,81	0,75	2,68	0,78
V-Q-10-170-PS	47,33	2,61	119,70	0,40	2,62	1,37
V-Q-10-180-PS-1	103,60	1,98	123,77	0,84	2,51	0,87
V-Q-10-180-PS	47,59	2,22	122,79	0,39	2,49	1,18
V-Q-100-PS	82,31	3,23	71,22	1,16	3,70	0,97
V-Q-175-PS	126,24	2,52	127,53	0,99	2,68	1,04
V-Q-250-PS	128,45	1,72	175,61	0,73	2,23	0,86
Referenz	Mittelwert		0,92		0,94	
	Standardabweichung		0,16		0,12	
	Variationskoeffizient		0,17		0,13	
Hohlkörper	Mittelwert		0,41		1,60	
	Standardabweichung		0,04		0,36	
	Variationskoeffizient		0,10		0,23	

Tab. 5.4: Tabellarische Darstellung der Berechnungsergebnisse der Probekörper mit ausgeschalteter Dübelwirkung der Längsbewehrung nach den Ansätzen aus DIN EN 1992-1-1 und Vergleich mit den experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeiten (Versuche mit Massivquerschnitt sind grau gekennzeichnet)

Bezeichnung	V_u	τ_u	DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010		EN 1992-1-1 D4:2019-10-25	
			$V_{Rm,c}$	$V_u / V_{Rm,c}$	$\tau_{Rm,c}$	$\tau_u / \tau_{Rm,c}$
	[kN]	[N/mm ²]	[kN]	[-]	[N/mm ²]	[-]
V-Q-10-170_D-1	170,89	1,74	225,86	0,76	2,48	0,78
V-Q-10-170_D	87,12	2,40	228,45	0,38	2,50	1,32
V-Q-10-180_D-1	182,48	1,74	250,32	0,73	2,54	0,76
V-Q-10-180_D	97,37	2,27	245,83	0,40	2,50	1,21
Referenz	Mittelwert		0,74		0,77	
	Standardabweichung		0,02		0,01	
	Variationskoeffizient		0,03		0,02	
Hohlkörper	Mittelwert		0,39		1,26	
	Standardabweichung		0,01		0,08	
	Variationskoeffizient		0,03		0,06	

Ein Vergleich der Mittelwerte für die Referenzversuche ohne Hohlkörper bestätigt, was bereits anhand der Abbildungen Abb. 5.19 und Abb. 5.20 festgestellt werden konnte. Der Ansatz nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* zeigt mit einem Mittelwert für den Modellsicherheitsbeiwert $\gamma_{mod} = 0,92$, dass die tatsächlich ermittelte Querkrafttragfähigkeit der Probekörper geringfügig überschätzt wird. Der Mittelwert für den Ansatz nach *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* beträgt $\gamma_{mod} = 0,94$ und unterstreicht somit ebenfalls die Beobachtung einer geringen Überschätzung der berechneten Tragfähigkeit. Insgesamt kann jedoch eine gute Übereinstimmung zwischen der berechneten und experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit bestätigt werden. Der Variationskoeffizient ist für beide Varianten ähnlich und liegt mit einem Wert von 0,13 bis 0,17 innerhalb des für Stahlbeton zu erwartenden Bereichs. Nach *Heft 617* liegt dieser für 744 nach dem Bemessungsansatz in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* ausgewertete Versuche ohne Querkraftbewehrung bei $\nu = 0,23$. Zur Bewertung der Versuche mit integrierten Hohlkörpern lässt sich der Modellsicherheitsbeiwert zu $\gamma_{mod} = 0,41$ für den Ansatz nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* und zu $\gamma_{mod} = 1,60$ für den Ansatz nach *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* bestimmen. Es wird darauf hingewiesen, dass die hier vorliegenden Werte jedoch nicht direkt miteinander vergleichbar sind. Durch den Ansatz nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* erfolgt die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit für einen massiven Querschnitt ohne Berücksichtigung der Einflüsse aus den verwendeten Hohlkörpern. Die Berechnung nach *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* wird auf Spannungsebene geführt, wodurch die tatsächlich vorhandene Betonrestfläche zum Abtrag der Schubspannungen nach Gl. (5.75) direkt berücksichtigt werden kann.

Mit den Ergebnissen in Tab. 5.3 kann gezeigt werden, dass die mittleren Modellsicherheitsbeiwerte signifikant für die untersuchten Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton von dem Soll-Wert $\gamma_{\text{mod}} = 1,0$ abweichen, sodass für die zwei aufgezeigten Ansätze aus dem Eurocode 2 keine treffende Berechnung der Querkrafttragfähigkeit bestätigt werden kann. Die Berechnung der Referenzversuche ohne Hohlkörper unterliegt einer geringen Abweichung. Aufgrund der geringen Größe dieser Abweichung und der ebenfalls im Erwartungsbereich liegenden Standardabweichung können die Berechnungsansätze jedoch durchaus als zutreffend bewertet werden, sodass diese zur Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen aus Feinkorn-Hochleistungsbeton ohne Querkraftbewehrung herangezogen werden können.

Im nachfolgenden Abschnitt werden die Untersuchungsergebnisse mit einem Berechnungsmodell auf Grundlage von *Albrecht 2014* und *Aldejohann 2009* nachgerechnet. Hierzu wird die Gesamt-Querkrafttragfähigkeit getrennt nach den drei Hauptbestandteilen, dem Traganteil der ungerissenen Betondruckzone, dem Traganteil der Rissreibung sowie dem Traganteil der Dübelwirkung der Längsbewehrung ermittelt. Dies ermöglicht die Berücksichtigung der durch die Hohlkörper reduzierten Beton-Querschnittsfläche und erlaubt die Bewertung, welche Traganteile in welcher Form durch die Verwendung von Hohlkörpern sowie den Feinkorn-Hochleistungsbeton beeinflusst werden.

5.2.2 Validierung eines bestehenden Modells zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit

Im Folgenden werden die eigenen experimentellen Untersuchungen nach Abschn. 3.2 mit einem Berechnungsmodell auf Grundlage der Überlegungen von *Albrecht 2014* und *Aldejohann 2009*, die auf dem Ansatz von *Görtz 2004* aufbauen, nachgerechnet. Mit der Nachrechnung der eigenen experimentellen Untersuchungen soll überprüft werden, ob dieses Rechenmodell auch für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton anwendbar ist und welchen Einfluss die verwendeten Hohlkörper auf die einzelnen Haupttraganteile ausüben.

Das Modell wurde ausgewählt, da sich die Gesamt-Querkrafttragfähigkeit aus den einzelnen zu ermittelnden Haupttraganteilen der ungerissenen Betondruckzone, der Rissreibung sowie der Dübelwirkung der Längsbewehrung zusammensetzt. Durch die separate Ermittlung der einzelnen Traganteile können die Auswirkung der Hohlkörper im Querschnitt auf diese bei der Berechnung direkt berücksichtigt werden.

Die Anwendung des Rechenmodells auf Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton wird nachfolgend beschrieben. Neben dem allgemeinen Ansatz werden die verwendeten geometrischen und materialspezifischen Parameter vorgestellt. Darauf folgt die Darstellung der Berechnungsergebnisse und eine abschließende Bewertung des Modells.

5.2.2.1 Traganteil der ungerissenen Betondruckzone

Die Berechnung des Traganteils der ungerissenen Betondruckzone erfolgt analog zu dem Modell nach *Zink 1999* (vgl. Abschn. 2.3.2.2). Zur Ermittlung des Traganteils werden die Schubspannungen über die Höhe der Betondruckzone nach Gl. (5.79) integriert.

$$V_{c,comp} = \int_0^{k_x d} \int_0^{b_w} \tau_{xz}(z) dy dz \quad (5.79)$$

Da bei dem Erreichen der Querkrafttragfähigkeit in der Regel von einer nur gering beanspruchten Biegedruckzone ausgegangen werden kann, wird der Berechnung ein linearer Normalspannungsverlauf im Bereich der Betondruckzone zugrunde gelegt. In der Dehnungs-Nulllinie des Querschnitts beträgt die Normalspannung Null und steigt dann linear bis zum gedrückten Bauteilrand auf den Maximalwert an. Damit einhergeht der parabelförmige Schubspannungsverlauf, der sich zu Null am gedrückten Querschnittsrand einstellt und bis zu dem Wert der Betonzugfestigkeit f_{ctm} im Bereich der Dehnungs-Nulllinie ansteigt (vgl. Abb. 5.21,a).

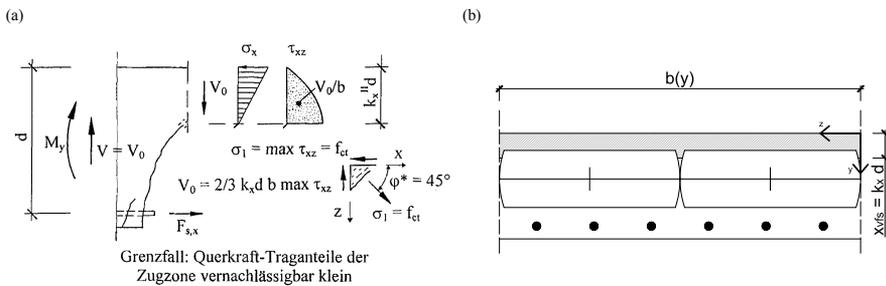


Abb. 5.21: Schubspannungsverteilung in der ungerissenen Betondruckzone nach *Zink 1999* (a) sowie eine reduzierte Fläche der Betondruckzone durch die Verwendung von Hohlkörpern (b)

Unter Ansatz des parabelförmigen Schubspannungsverlaufs und der über die Bauteilhöhe aufgrund der Hohlkörper veränderlichen Querschnittsbreite der Beton-Restfläche (vgl. Abb. 5.21, b), lässt sich die Schubspannung $\tau(y)$ für einen beliebigen Punkt im Bereich der Betondruckzone nach Gl. (5.80) berechnen (vgl. *Zink 1999*).

$$\tau(y) = \frac{-f_{ctm}}{(k_x \cdot d)^2} \cdot y^2 + \frac{2 \cdot f_{ctm}}{k_x \cdot d} \cdot y \quad (5.80)$$

Dabei ist:

f_{ctm} mittlere Betonzugfestigkeit, berechnet aus den Ergebnissen der Betondruckfestigkeitsprüfung nach dem Ansatz von *Remmel 1994* (vgl. Abschn. 3.3.2.2)

$k_x \cdot d$ Rechenwert der Druckzonenhöhe nach *Zink 1999*, vgl. Abschn. 2.3.2.2

Zur Integration der Schubspannungen wird die Betondruckzonenhöhe auf 100 Stützstellen gleichmäßig aufgeteilt. Darauf folgend wird der jeweils nach Gl. (5.80) berechnete Wert der Schubspannung $\tau(y)$ mit der Breite des Querschnitts $b(y)$ (vgl. Abb. 5.21, b) und dem Stützstellenabstand multipliziert. Das Aufsummieren aller 100 Stützstellen ergibt dann die Tragfähigkeit der ungerissenen Betondruckzone $V_{c,comp}$.

5.2.2.2 Traganteil der Rissreibung

Zur Berechnung des Traganteils der Rissreibung wird der Ansatz nach *Walraven 1980* herangezogen (vgl. Abschn. 2.3.2.2). Dieser basiert auf der Ermittlung von Schub- und Normalspannungen im Riss, die sich anhand der gegenseitigen Rissuferverschiebung ergeben. Die mathematische Beschreibung des Rissverlaufs erfolgt nach dem Modell von *Görtz 2004*. Dieser hat ermittelt, dass sich eine gute Übereinstimmung zwischen Rissbild und Tragfähigkeit mit einer Funktion 4. Grades zur Beschreibung des Rissverlaufs erzielen lässt. Diese Funktion ist in Gl. (5.81) dargestellt.

$$f(x_1) = \sqrt[4]{1,5 \cdot \frac{x_1}{a}} \cdot d \quad (5.81)$$

Zur weiteren Verwendung wird die Funktion, die den Rissverlauf ausgehend von der Achse der Längsbewehrung beschreibt, transformiert, sodass mit Gl. (5.82) der Rissverlauf ausgehend von der Risspitze im Bereich der Dehnungs-Nulllinie im Querschnitt beschrieben werden kann (vgl. Abb. 5.22).

$$y(x) = y_A - \sqrt[4]{1,5 \cdot \frac{(x_A - x)}{a}} \cdot d \quad (5.82)$$

Dabei ist:

$y(x), x$ y- sowie x-Koordinate des linken Rissufers, ausgehend von der Risspitze

y_A, x_A Koordinaten des Knotens A auf Höhe der Achse der Längsbewehrung bezogen auf die Risspitze, nach den Gleichungen (5.83) und (5.84)

$$y_A = d - x_{vfs} \quad (5.83)$$

$$x_A = \frac{y_A^4 \cdot a}{d^4 \cdot 1,5} \quad (5.84)$$

Dabei ist:

x_{vfs}	Druckzonenhöhe
a	Abstand zwischen Lasteinleitung und Auflagerachse

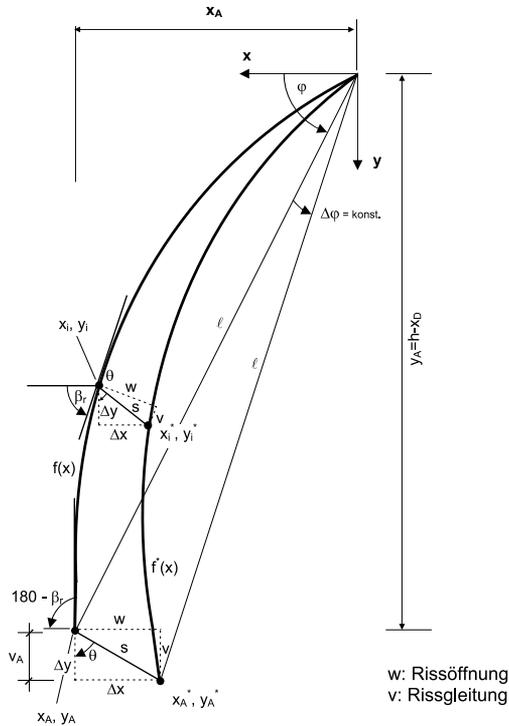


Abb. 5.22: Rotation des Rissufers um die Risspitze (Aldejohann 2009)

Nachdem der Riss durch die oben genannten Gleichungen beschrieben werden kann, erfolgt mithilfe der Koordinaten $y^*(x)$ und x^* sowie des Winkels $\Delta\varphi$ die Beschreibung der Rotation des Risses um die Risspitze und somit die Ermittlung der Koordinaten des rechten Rissufers. Die Herleitung und die sich daraus ergebenden Beziehungen sind in Anlage C.1 dargestellt.

Zur Beschreibung der im Riss vorherrschenden Normal- und Schubspannungen werden die Schubspannungs- und Normalspannungsbeziehungen nach Walraven 1980 verwendet. Diese basieren auf der Rissbreite $w(x)$ sowie der Rissuferverschiebung $v(x)$ und sind in Tab. 5.5 und Tab. 5.6 dargestellt. Zur Berechnung wird der Abstand a zwischen Lasteinleitung und Auflager in insgesamt 1.000 Stützstellen aufgeteilt, sodass der Riss immer über mindestens 100 Stützstellen abgebildet ist. Die Herleitungen der Beziehungen für die Rissbreite $w(x)$ sowie die Rissuferverschiebung $v(x)$ sind in Anlage C.2 aufgeführt.

Tab. 5.5: Berechnung der Schubspannungen im Biegeschubriss nach *Walraven 1980*

Bedingung	Schubspannung $\tau_{c,r}$ [N/mm ²]
$v < \frac{f_{cm,cube}}{30 \cdot [1,8 \cdot w^{-0,8} + (0,234 \cdot w^{-0,707} - 0,2) \cdot f_{cm,cube}]}$	$\tau_{c,r} = 0$
$\frac{f_{cm,cube}}{30 \cdot [1,8 \cdot w^{-0,8} + (0,234 \cdot w^{-0,707} - 0,2) \cdot f_{cm,cube}]}$ $< v <$ $\frac{(-1,336 \cdot w + 1,894) \cdot f_{cm,cube} + \frac{f_{cm,cube}}{30}}{1,8 \cdot w^{-0,8} + (0,234 \cdot w^{-0,707} - 0,2) \cdot f_{cm,cube}}$	$\tau_{c,r} = -\frac{f_{cm,cube}}{30} + [1,8 \cdot w^{-0,8} + (0,234 \cdot w^{-0,707} - 0,2) \cdot f_{cm,cube}] \cdot v$
$v > \frac{(-1,336 \cdot w + 1,894) \cdot f_{cm,cube} + \frac{f_{cm,cube}}{30}}{1,8 \cdot w^{-0,8} + (0,234 \cdot w^{-0,707} - 0,2) \cdot f_{cm,cube}}$	$\tau_{c,r} = (-1,336 \cdot w + 1,894) \cdot f_{cm,cube}^{0,56}$

Tab. 5.6: Berechnung der Normalspannungen im Biegeschubriss nach *Walraven 1980*

Bedingung	Normalspannung $\sigma_{c,r}$ [N/mm ²]
$v < \frac{f_{cm,cube}}{20 \cdot [1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,191 \cdot w^{-0,552} - 0,15) \cdot f_{cm,cube}]}$	$\sigma_{c,r} = 0$
$\frac{f_{cm,cube}}{20 \cdot [1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,191 \cdot w^{-0,552} - 0,15) \cdot f_{cm,cube}]}$ $< v <$ $\frac{(-1,417 \cdot w + 2,020) \cdot f_{cm,cube} + \frac{f_{cm,cube}}{20}}{1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,191 \cdot w^{-0,552} - 0,15) \cdot f_{cm,cube}}$	$\sigma_{c,r} = -\frac{f_{cm,cube}}{20} + [1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,191 \cdot w^{-0,552} - 0,15) \cdot f_{cm,cube}] \cdot v$
$v > \frac{(-1,417 \cdot w + 2,020) \cdot f_{cm,cube} + \frac{f_{cm,cube}}{20}}{1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,191 \cdot w^{-0,552} - 0,15) \cdot f_{cm,cube}}$	$\sigma_{c,r} = (-0,1417 \cdot w + 2,020) \cdot f_{cm,cube}^{0,56}$

Die Berechnung des Traganteils der Rissreibung erfolgt nach Gl. (5.85). Hierzu wird der vertikale Anteil der Riss Schub- und Rissnormalspannungen entlang der Stützstellen analog zu dem Vorgehen zur Ermittlung der Druckzonentragfähigkeit mit der Breite des Querschnitts an dieser Stelle $b(x)$ sowie dem Abstand zwischen den Stützstellen multipliziert. Die Integration aller Einzelwerte ergibt die Tragfähigkeit der Rissreibung $V_{c,r}$.

$$V_{c,r} = \int_0^{x_A} [\tau_{c,r}(x) \cdot \sin(\beta_r(x)) - \sigma_{c,r}(x) \cdot \cos(\beta_r(x))] \cdot [b - b_{v,r,ges}(x)] dx \quad (5.85)$$

Dabei ist:

- $\tau_{c,r}$ Schubspannung entlang des Risses aus Rissreibung nach *Walraven 1980*, vgl. Tab. 5.5
- $\sigma_{c,r}$ Normalspannung senkrecht zum Riss aus Rissreibung nach *Walraven 1980*, vgl. Tab. 5.6

b	Bauteilbreite
$b_{vf,ges}(x)$	Gesamtbreite aller Hohlkörper auf Höhe der Koordinate $y(x)$

Nach *Görtz 2004* und *Aldejohann 2009* wird die Schubspannung auf den Wert $0,5 \cdot f_{ctm}$ begrenzt und fällt bei Überschreitung dieses Wertes aus. Die Auswertung der eigenen Ergebnisse hat jedoch gezeigt, dass eine Begrenzung der maximalen Schubspannung auf $1,0 \cdot f_{ctm}$ analog zu *Albrecht 2014* zu genaueren Ergebnissen führt. Die in *Görtz 2004* und *Aldejohann 2009* empfohlene Abminderung wird durch das Auftreten eines Sekundärrisses erklärt. Dieser konnten in den vorliegenden Untersuchungen zwar ebenfalls beobachtet werden, jedoch trat der Sekundärriss erst bei der Überschreitung der Maximallast auf, womit die Reduktion der maximalen Schubspannung im Riss unbegründet ist.

Da sowohl der Traganteil aus Rissreibung als auch der Traganteil aus der Dübelwirkung der Längsbewehrung abhängig von der Rissuferverschiebung $v(x)$ sind, wird der Empfehlung von *Aldejohann 2009* gefolgt und das Maximum dieser beiden Traganteile aus der Variation der Rissuferverschiebung zwischen $v_A = 0,01$ mm und $v_A = 0,1$ mm iterativ ermittelt.

5.2.2.3 Traganteil der Dübelwirkung der Längsbewehrung

Der Traganteil der Dübelwirkung der Längsbewehrung wird analog zu *Görtz 2004* auf Grundlage des Modells nach *Baumann u. Rüsç 1970* ermittelt (vgl. Abschn. 2.3.2.2). Die Berechnung erfolgt nach Gl. (5.86). Hierzu wird die vertikale Rissuferverschiebung v_A auf 0,1 mm begrenzt (siehe auch Abschn. 2.3.2.2). Nachdem die maximale Dübelkraft $\max V_{c,do}$ für die Rissuferverschiebung von $v_A = 0,1$ mm ermittelt wurde, folgt die iterative Ermittlung des Maximums aus den Traganteilen der Rissreibung und der Dübelwirkung der Längsbewehrung durch die Variation der Rissuferverschiebung zwischen $v_A = 0,01$ mm und $v_A = 0,1$ mm.

$$V_{c,do} = \max V_{c,do} \cdot \frac{v_A [mm]}{0,1} \quad (5.86)$$

Dabei ist:

$\max V_{c,do}$	maximale Dübelkraft beim Erreichen der maximalen Rissuferverschiebung $v_A = 0,1$ mm nach Gl. (5.87) (vgl. Abschn. 2.3.2.2)
v_A	gegenseitige vertikale Verschiebung der Rissufer auf Höhe der Achse der Längsbewehrung

$$\max V_{c,do} = 1,77 \cdot b_n \cdot \varnothing_s \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} \quad (5.87)$$

Dabei ist:

b_n	Netto-Querschnittsbreite nach Gl. (5.88)
\varnothing_s	Durchmesser der Längsbewehrung in [mm]
f_{cm}	Mittelwert der Betondruckfestigkeit, ermittelt an Probezylindern

Durch die Verwendung von Hohlkörpern im Querschnitt wird die Tragfähigkeit der Dübelwirkung der Längsbewehrung negativ beeinflusst. Nach *Aldejohann 2009* steht eine geringere Netto-Querschnittsfläche zur Verfügung, über die die durch die Dübelwirkung induzierten Zugkräfte abgetragen werden können. Zur Erfassung dieser reduzierten Querschnittsfläche wird in *Aldejohann 2009* eine mittlere Querschnittsbreite b_n eingeführt. Diese setzt sich aus zwei maßgebenden Horizontalschnitten zusammen. Im ersten Schnitt wird die Nettobreite $b_{n,1}$ auf Höhe der Längsbewehrung ermittelt. Der zweite Schnitt zur Ermittlung der Nettobreite $b_{n,2}$ wird auf Höhe des Äquators der verwendeten Hohlkörper geführt. Durch die abgeflachte Form der in dieser Arbeit verwendeten Hohlkörper wird entgegen der allgemeinen Gleichung nach Gl. (5.88) lediglich der Anteil aus der Längsbewehrung zur Berechnung der Nettobreite $b_{n,1}$ angesetzt.

$$b_n = \frac{b_{n,1} + b_{n,2}}{2} \quad (5.88)$$

Dabei ist:

$b_{n,1}$	Netto-Querschnittsbreite auf Höhe der Achse der Längsbewehrung nach Gl. (5.89)
$b_{n,2}$	Netto-Querschnittsbreite auf Höhe des Äquators der Hohlkörper nach Gl. (5.90)

$$b_{n,1} = b - n_s \cdot \varnothing_s \left[-n_{Q,vf} \cdot \frac{\pi \cdot r_1^2}{S_{L,vf}} \right] \quad (5.89)$$

$$b_{n,2} = b - n_{Q,vf} \cdot \frac{\pi \cdot r_{D,vf}^2}{S_{L,vf}} \quad (5.90)$$

Dabei ist:

r_1	Radius der Hohlkörper in der Achse der Längsbewehrung im Horizontalschnitt
$r_{D,vf}$	Hohlkörperradius auf Höhe des Äquators der Hohlkörper im Horizontalschnitt

$s_{L,vf}$	Achsabstand der Hohlkörper in Längsrichtung
$n_{Q,vf}$	Anzahl der vorhandenen Hohlkörper über die Breite b

5.2.2.4 Auswertung der Berechnungsergebnisse

Zur Auswertung und Validierung des aufgezeigten Berechnungsmodells werden die in Abschn. 3.2 durchgeführten Untersuchungen nachgerechnet. Es wurde festgestellt, dass das Berechnungsergebnis maßgeblich von den eingesetzten Materialeigenschaften sowie den geometrischen Randbedingungen abhängig ist. Die in der vorliegenden Arbeit zur Nachrechnung verwendeten Parameter werden nachfolgend beschrieben. Die geometrie- und materialspezifischen Eigenschaften sind für jeden Versuch in Abschn. 3.2 sowie detailliert in Anlage D angegeben.

Betondruckfestigkeit

Es wird die mittlere Betondruckfestigkeit f_{cm} verwendet, die für den jeweiligen Probekörper an trockenen gelagerten Probezylindern ermittelt wurde. Die Umrechnung der Druckfestigkeit von trockenen gelagerten Proben $f_{cm,dry}$ auf Proben mit normgerechter Lagerung f_{cm} (Referenzverfahren nach *DIN EN 12390-2:2009-03*) erfolgt nach dem in Abschn. 3.3.2.2 beschriebenen Verfahren. Zur Auswertung der über den Riss übertragbaren Schub- und Normalspannungen nach *Walraven 1980* wird das beste Ergebnis ebenfalls durch die Verwendung der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} und nicht, wie von *Walraven 1980* vorgesehen, mit der Druckfestigkeit von Würfelpuben $f_{cm,cube}$ erzielt.

Betonzugfestigkeit

Die mittlere zentrische Betonzugfestigkeit f_{ctm} wird über einen empirischen Ansatz nach *Remmel 1994* aus der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} berechnet, wie er auch in *Model Code 2010* enthalten ist. Durch den logarithmischen Ansatz nach Gl. (3.3) führt die Berechnung trotz größerer Schwankungsbreite bei den zugrundeliegenden Betondruckfestigkeiten zu relativ gleichmäßigen Ergebnissen im Bereich von etwa $f_{ctm} = 5,5 \text{ N/mm}^2$.

Elastizitätsmoduln

Zur Nachrechnung der Versuche wird das für jeden Probekörper individuell an Probezylindern ermittelte mittlere E-Modul E_{cm} verwendet. Für die Längsbewehrung wird vereinfachend auf Grundlage der Ergebnisse in Abschn. 3.3.2.2 ein konstantes E-Modul $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$ angesetzt.

Geometrische Parameter

Die geometrischen Parameter haben einen entscheidenden Einfluss auf die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse. Sowohl durch die Angabe der äußeren Abmessungen des Probekörpers als auch durch die anzusetzende Geometrie der verwendeten Hohlkörper wird die zum Lastabtrag zur Verfügung stehende Betonrestfläche und damit die Tragfähigkeit erheblich beeinflusst. Zur Nachrechnung wird die nach Abb. 5.6 vereinfachte Geometrie der Hohlkörper angesetzt. Die hierdurch geringfügig größer in Abzug zu bringende Fläche des Hohlraums wirkt sich auf der sicheren Seite negativ

auf den zur Verfügung stehenden Betonrestquerschnitt aus. Somit wird von Hohlkörpern mit einem Durchmesser von $D_{vf} = 315$ mm ausgegangen. Durch die bündige Verlegung beträgt der Achsabstand der Hohlkörper in Längs- und in Querrichtung $a_{vfs} = 315$ mm. Als Probekörperbreite wird der ganzzahlige n -fache Durchmesser D_{vf} , je nach Anzahl der vorhandenen Hohlkörper in Querrichtung, angesetzt. Bei den Probekörpern z. B. der Versuchsreihe V-Q-10-141 ergibt sich somit für die Nachrechnung eine Bauteilbreite $b_{cal} = 2 \cdot 315$ mm = 630 mm statt der tatsächlich vorhandenen Bauteilbreite $b_{ist} = 656,8$ mm. Die Differenz dieser beiden Werte beträgt genau dem über die Bauteilbreite vorhandenen Anteil aus den im Realbauteil existierenden Fügerändern. Alle weiteren geometrischen Parameter entsprechen den tatsächlich im Bauteil vorhandenen Abmessungen. Die Nachrechnung der Referenzprobekörper ohne Hohlkörper wird ohne Modifizierung der Geometrie durchgeführt.

Die Berechnung der Gesamt-Querkräfttragfähigkeit erfolgt durch die getrennte Ermittlung der in den Abschnitten 5.2.2.1 bis 5.2.2.3 vorgestellten einzelnen Haupttraganteile. Anschließend wird das Maximum aus den Traganteilen der Dübeltragwirkung der Längsbewehrung und der Rissreibung durch Variation der Rissuferverschiebung zwischen $v_A = 0,01$ mm und $v_A = 0,1$ mm iterativ bestimmt. Die berechnete Querkräfttragfähigkeit V_{cal} ergibt sich dann durch Addition der drei Traganteile.

Zur Auswertung der Berechnungsergebnisse und der Validierung des vorliegenden Berechnungsmodells wird analog zu den bereits aufgezeigten Bemessungsmodellen ein Modellsicherheitsbeiwert γ_{mod} nach Gl. (5.91) eingeführt. Die ermittelten Modellsicherheitsbeiwerte werden getrennt nach den einzelnen Versuchsserien, sowie innerhalb der Versuchsserien aufgeteilt nach Referenzversuch ohne Hohlkörper (Endung -1) und dem Mittelwert aus drei Hohlkörperversuchen, über der statischen Höhe in Abb. 5.20 aufgetragen. Die Serien V-Q-100-PS bis V-Q-250-PS bestehen jeweils aus zwei Einzelversuchen ohne Hohlkörper im Querschnitt. Die Versuche mit ausgeschalteter Dübelwirkung der Längsbewehrung werden aufgrund der vorliegenden Untersuchungsergebnisse nicht betrachtet (vgl. Abschn. 3.3.6.1).

$$\gamma_{mod} = \frac{V_u}{V_{cal}} \quad (5.91)$$

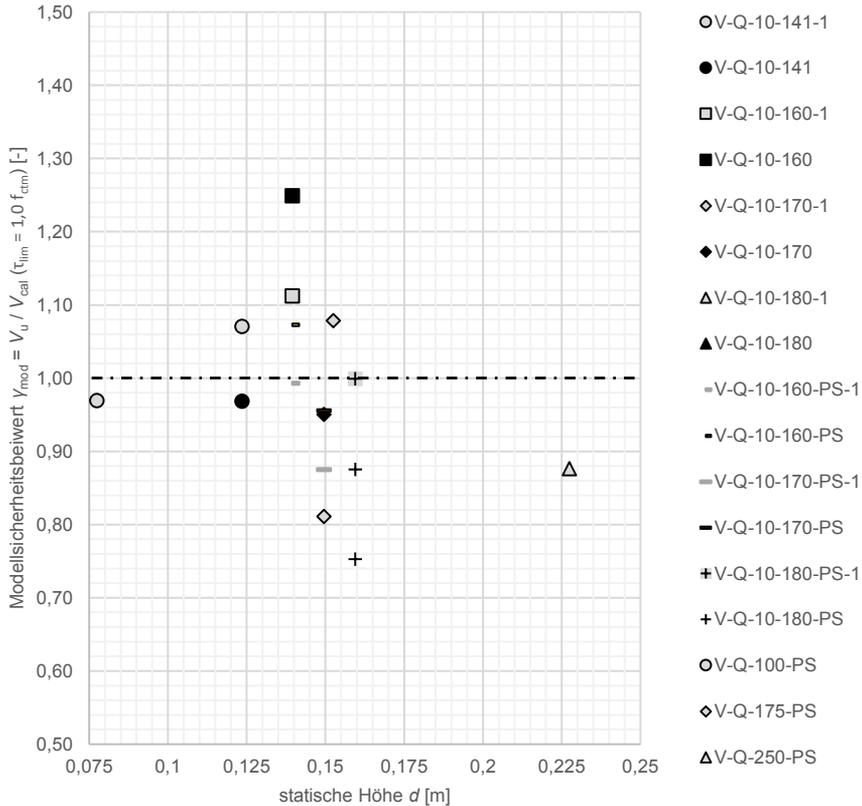


Abb. 5.23: Auswertung der Untersuchungsergebnisse mit dem Berechnungsmodell auf Grundlage der Haupttraganteile der Querkrafttragfähigkeit: Traganteil der ungerissenen Betondruckzone, Traganteil der Rissreibung, Traganteil der Dübelwirkung der Längsbewehrung (Versuche mit Massivquerschnitt mit grauer Markierung)

Die Auswertung der ermittelten Modellsicherheitsbeiwerte nach Abb. 5.23 zeigt einen Streubereich der Einzelwerte von $\gamma_{\text{mod}} = 0,75$ in der Versuchsreihe V-Q-10-180-PS bis $\gamma_{\text{mod}} = 1,25$ in der Versuchsreihe V-Q-10-160. Entgegen der Modelle nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* (vgl. Abb. 5.19) und *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* (vgl. Abb. 5.20) ist jedoch keine ausgeprägte Systematik hinsichtlich der Abweichungen zwischen dem Rechenwert und der experimentell ermittelten Tragfähigkeit erkennbar. Vielmehr zeigt sich eine gute Verteilung der Modellsicherheitsbeiwerte ober- und unterhalb des Soll-Wertes $\gamma_{\text{mod}} = 1,0$. Eine Abhängigkeit der Berechnungsergebnisse von der statischen Höhe kann anhand der vorliegenden Daten nicht bestätigt werden. Sowohl die Versuche mit Hohlkörpern als auch die Referenzversuche zeigen ein ähnliches Streuverhalten. Dies spricht für die Anwendung dieses Modells, da anhand unterschiedlicher Voraussetzungen homogene Berechnungsergebnisse erzielt werden. Die gute Übereinstimmung zwischen Rechenwerten und den Untersuchungsergebnissen kann insbesondere durch die Darstellung der einzelnen Traganteile sowie

5 Bemessung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton

die Berechnung des mittleren Modellsicherheitsbeiwertes über alle Versuche hinweg nach Tab. 5.7 gezeigt werden.

Tab. 5.7: Tabellarische Darstellung der Berechnungsergebnisse: Zusammensetzung der einzelnen Traganteile und Vergleich mit den experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeiten (Versuche mit Massivquerschnitt sind grau gekennzeichnet)

Bezeichnung	V_u	$V_{c,comp}$		$V_{c,r}$		$V_{c,do}$		V_{cal}	V_u / V_{cal}
	[kN]	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]	[-]
V-Q-10-141-1	209,83	92,22	47,07	23,24	11,86	80,47	41,07	195,93	1,07
V-Q-10-141	64,69	22,57	33,80	0,00	0,00	44,20	66,20	66,77	0,97
V-Q-10-160-1	231,32	102,88	49,48	25,74	12,38	79,32	38,15	207,94	1,11
V-Q-10-160	98,16	32,23	44,84	0,00	0,00	43,34	55,16	78,58	1,25
V-Q-10-170-1	171,47	106,02	50,15	27,32	12,92	78,06	36,93	211,40	0,81
V-Q-10-170	97,94	61,14	59,31	0,00	0,00	41,94	40,69	103,08	0,95
V-Q-10-180-1	233,01	120,57	51,70	35,53	15,24	77,11	33,06	233,21	1,00
V-Q-10-180	111,94	87,34	68,26	0,00	0,00	40,62	31,74	127,96	0,87
V-Q-10-160-PS-1	97,28	54,12	50,08	13,19	12,21	40,75	37,71	108,06	0,90
V-Q-10-160-PS	42,76	17,82	44,72	0,00	0,00	22,03	55,28	39,85	1,07
V-Q-10-170-PS-1	92,00	61,82	51,85	17,70	47,85	39,71	33,31	119,23	0,77
V-Q-10-170-PS	47,33	28,94	58,34	0,00	0,00	20,67	41,66	49,61	0,95
V-Q-10-180-PS-1	103,60	61,09	51,95	18,19	15,47	38,32	32,59	117,60	0,88
V-Q-10-180-PS	47,59	42,92	67,90	0,00	0,00	20,29	32,10	63,21	0,75
V-Q-100-PS	82,31	36,96	43,53	8,51	10,02	39,43	46,45	84,90	0,97
V-Q-175-PS	126,24	65,47	55,94	14,27	12,19	37,30	31,87	117,04	1,08
V-Q-250-PS	128,45	91,39	62,37	17,60	12,01	37,54	25,62	146,53	0,88
Mittelwert									0,96
Standardabweichung									0,13
Variationskoeffizient									0,14

Tab. 5.8: Tabellarische Darstellung der Berechnungsergebnisse der Probekörper mit ausgeschalteter Dübelwirkung der Längsbewehrung: Zusammensetzung der einzelnen Traganteile und Vergleich mit den experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeiten (Versuche mit Massivquerschnitt sind grau gekennzeichnet)

Bezeichnung	V_u	$V_{c,comp}$		$V_{c,r}$		$V_{c,do}$		V_{cal}	V_u/V_{cal}
	[kN]	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]	[-]
V-Q-10-170_D-1	170,89	107,53	77,93	30,46	22,07	0,00	0,00	137,99	1,24
V-Q-10-170_D	87,12	60,83	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	60,83	1,43
V-Q-10-180_D-1	182,48	115,38	78,20	32,16	21,80	0,00	0,00	147,54	1,24
V-Q-10-180_D	97,39	88,13	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	88,13	1,10
Mittelwert									1,25
Standardabweichung									0,13
Variationskoeffizient									0,11

Der mittlere Modellsicherheitsbeiwert für alle in Tab. 5.7 aufgezeigten Versuche bzw. Versuchsreihen beträgt $\gamma_{mod} = 0,96$. Die Standardabweichung liegt mit einem Wert von 0,13 in einem noch niedrigeren Bereich, wie er bereits für die Modelle des Eurocode 2 ermittelt wurde (vgl. Tab. 5.3).

Der Einfluss der Hohlkörper auf die einzelnen Traganteile der Querkraft nach Tab. 5.7 entspricht den Erwartungen und deckt sich mit den während der Versuchsdurchführung gemachten Beobachtungen (vgl. Abschn. 3.3.6). Es wird festgestellt, dass durch die bündige Verlegung der Hohlkörper und die Verwendung von Feinkorn-Hochleistungs-beton der Traganteil der Rissreibung für die untersuchten Konfigurationen vollständig ausgeschaltet wird. Die Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungs-beton setzt sich somit ausschließlich aus den Traganteilen der ungerissenen Betondruckzone sowie der Dübelwirkung der Längsbewehrung zusammen. Gegenüber den Referenzversuchen ohne Hohlkörper erfolgt jedoch nicht einfach nur eine Reduktion der Tragfähigkeit um den Anteil der Rissreibung, sondern vielmehr ändert sich die prozentuale Verteilung der Haupttraganteile hinsichtlich der Gesamttragfähigkeit. Bis zu einer Bauteilhöhe von 160 mm und damit einhergehend einer Betondeckung oberhalb der Hohlkörper von $c_{vf} = 22$ mm steigt der Anteil der Dübelwirkung der Längsbewehrung an der Gesamttragfähigkeit durch die Verwendung von Hohlkörpern im Querschnitt an. Die Tragfähigkeit der ungerissenen Betondruckzone reduziert sich hingegen auf einen kleineren Anteil. Bei den Probekörpern mit einer größeren Bauteilhöhe und einer Betondeckung der Hohlkörper von mindestens $c_{vf} = 32$ mm kehrt sich dieser Effekt um. Der Anteil der Druckzonentragfähigkeit nimmt zu, während sich der Traganteil der Dübelwirkung der Längsbewehrung reduziert.

Zusammenfassend kann eine sehr gute Übereinstimmung des Berechnungsmodells bestätigt werden. Dabei ist es unabhängig, ob es auf Probekörper aus Feinkorn-Hochleistungs-beton mit oder auch ohne Hohlkörper angewendet wird. Mit einem Wert des Variationskoeffizienten von $V_x = 0,14$ wird dies durch die geringe Streuung zusätzlich unterstrichen. Durch die Verwendung von Hohlkörpern im Querschnitt, die ohne Abstand zueinander verlegt werden, reduziert sich der Traganteil der Rissreibung auf

Null, sodass sich die Querkrafttragfähigkeit ausschließlich aus den Traganteilen der ungerissenen Betondruckzone sowie der Dübelwirkung der Längsbewehrung zusammensetzt. Auf Grundlage dieser Daten kann die Berechnung insofern vereinfacht werden, dass für Hohlkörperdecken der Anteil aus Rissreibung nicht explizit ermittelt werden muss. Dennoch unterliegt die Anwendung dieses detaillierten Rechenmodells einem gewissen Berechnungsaufwand, sodass diese Methode nicht für eine unkomplizierte und schnelle Überprüfung der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton geeignet ist. Aus diesem Grund wird zusätzlich ein vereinfachter Ansatz entwickelt, der die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit mittels einfach durchzuführender Handrechnungen ermöglicht.

5.2.3 Querkraftbemessung – vereinfachter Ansatz

Die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton mit dem zuvor aufgezeigten Berechnungsmodell basiert auf der theoretischen Ermittlung der einzelnen Haupttraganteile. Dieses Verfahren ist sehr komplex, da diese Traganteile jeweils einzeln berechnet werden müssen. Neben der Berücksichtigung des über die Bauteilhöhe veränderlichen Querschnitts durch die Hohlkörper, erfolgt die Auswertung der Rissreibung über mindestens 120 Stützstellen. Zudem wird mit einem iterativen Prozess die Wechselwirkung zwischen dem Traganteil der Rissreibung und dem Traganteil der Dübelwirkung der Längsbewehrung bestimmt. Ziel sollte jedoch ein ingenieurmäßiger Bemessungsansatz sein, mit dem die Querkrafttragfähigkeit für Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton praxisgerecht ermittelt werden kann.

Zur Formulierung eines solchen Ansatzes wird das Bemessungsmodell nach *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* herangezogen (vgl. Abschn. 2.3.2.3). Die Vor- und Nachteile der spannungsbasierten Beweisführung wurden bereits in Abschn. 5.2.1.2 diskutiert. Es wurde festgestellt, dass die Übereinstimmung zwischen dem Rechenwert des Schubwiderstandes und der einwirkenden Schubbeanspruchung stark durch die für den Schubabtrag zur Verfügung stehende Beton-Restfläche beeinflussbar ist.

Zur Festlegung einer Schnittfläche durch die Hohlkörperdecke werden die Versuchsbeobachtungen der experimentellen Untersuchungen nach Abschn. 3.3.6 herangezogen. Anhand der Rissbilder kann festgestellt werden, dass sich der maßgebende Biegeschubriss unabhängig von der Probekörpergeometrie überwiegend unter einem Winkel von ca. 45° zur Horizontalen einstellt (vgl. Anlage D.3). Diese um 45° zur Horizontalen geneigte Schnittfläche soll im Folgenden als Grundlage zur Ermittlung der Betonfläche für den Abtrag der Schubspannungen herangezogen werden.

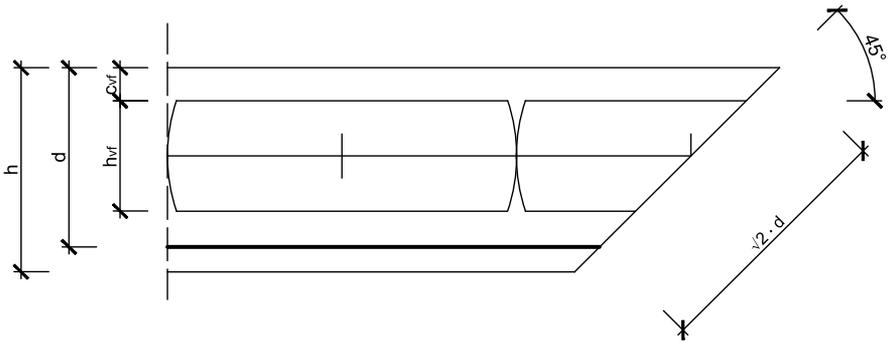


Abb. 5.24: 45°-Schnitt durch die Hohlkörperfläche

Der Schnitt wird nach Abb. 5.24 durch die Mitte der Hohlkörper geführt, um die maximale Hohlraumfläche und somit den kleinsten Beton-Restquerschnitt zu ermitteln. Für die verwendeten Hohlkörper wird die Schnittfläche aufgrund der komplexen Geometrie mit einem 3D-Modell ermittelt (vgl. Abb. 5.25).

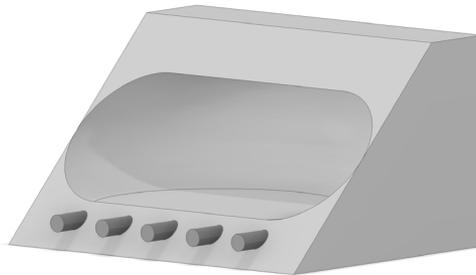


Abb. 5.25: 3D-Modell zur Ermittlung der Schnittfläche für den Hohlkörper Typ „Cobiax SL-100“

Zur Ermittlung der vom Querschnitt aufnehmbaren Schubspannung wird der Bemessungswert $\tau_{Rd,c}$ nach *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* mit dem Faktor 0,2 / 0,15 analog zu dem Vorgehen in Abschn. 5.2.1.2 auf den Mittelwert des maximalen Schubspannungswiderstandes $\tau_{Rm,c}$ umgerechnet. Der in *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* mit 0,66 angegebene Vorfaktor wurde zusätzlich zu 0,61 kalibriert, sodass der über alle Hohlkörperversuche gemittelte Modellsicherheitsbeiwert genau $\gamma_{mod,m} = 1,0$ ist. In Kombination mit der verbleibenden Beton-Restfläche für einen Schnittwinkel von 45° zur Horizontalen $A_{c,net,45}$ ergibt sich dann die maximale mittlere Querkrafttragfähigkeit für Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton $V_{Rm,c,vf}$ nach Gl. (5.92).

$$\begin{aligned}
 V_{\text{cal}} &= \tau_{\text{Rm,c}} \cdot A_{\text{c,net,45}} \\
 &= \frac{0,61 \cdot 0,2}{0,15} \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{\text{cm}} \cdot \frac{d_{\text{dg}}}{d} \right)^{1/3} \cdot (b_w \cdot z \cdot \sqrt{2} - n \cdot A_{\text{vf,45}}) \\
 &= 0,813 \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{\text{cm}} \cdot \frac{d_{\text{dg}}}{d} \right)^{1/3} \cdot (b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot \sqrt{2} - n \cdot A_{\text{vf,45}})
 \end{aligned}
 \tag{5.92}$$

Dabei ist:

$A_{\text{vf,45}}$ Querschnittsfläche der verwendeten Hohlkörper vom Typ „Cobix SL-100“ nach *Cobix Slim-Line 2018* bei einem Schnitt von 45° durch die Hohlkörpermitte, vgl. Abb. 5.24 sowie Abb. 5.25

$$A_{\text{vf}} \approx 40.630 \text{ mm}^2$$

d statische Höhe bzw. Faktor a_v , vgl. Abschn. 2.3.2.3

Zur Nachrechnung der Untersuchungsergebnisse der Probekörper mit Hohlkörpern nach Abschn. 3.2 werden die tatsächlich vorhandenen Geometrie- und Materialparameter nach Anlage D in Gl. (5.92) verwendet. Die Hohlräumfläche für einen Schnitt von 45° wird mit $A_{\text{vf}} \approx 40.630 \text{ mm}^2$ angesetzt. In Abb. 5.26 sind die nach diesem Modell ermittelten Rechenwerte V_{cal} den im Versuch ermittelten Querkräften V_u gegenübergestellt.

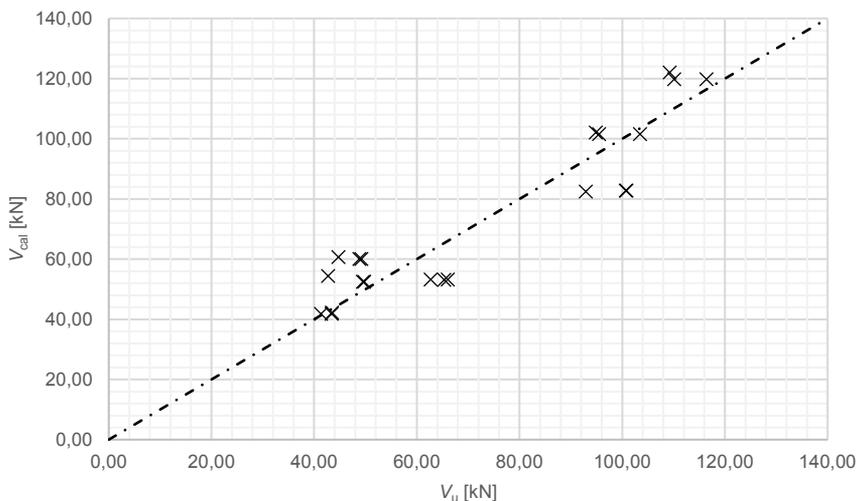


Abb. 5.26: Nach Gl. (5.92) berechnete Querkrafttragfähigkeit V_{cal} für alle Hohlkörperversuche, aufgetragen über der im Bruchzustand ermittelten Querkraft V_u

Es ist zu erkennen, dass die berechneten Werte sehr gut mit den experimentell ermittelten Werten übereinstimmen. Mit dem Berechnungsansatz nach Gl.(5.92) beträgt der Variationskoeffizient der Modellsicherheitsbeiwerte für eine Stichprobe nach *DIN EN*

1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010 $V_x = 0,15$ und ist damit kleiner, als der Variationskoeffizient für insgesamt 744 Querkraftversuche mit $V_x = 0,23$ nach *Heft 617*, ausgewertet für den Bemessungsansatz nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* (vgl. Tab. 5.9). Zur Ermittlung der charakteristischen Werte reicht es jedoch nicht aus, den Mittelwert über den Kehrwert des bereits bekannten Faktors $0,2 / 0,15$ zu berechnen. Vielmehr ist eine gesonderte statistische Auswertung erforderlich, um das für diesen Ansatz individuelle Sicherheitsniveau nach *DIN EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010* zu erreichen. Hierzu werden die Modellsicherheitsbeiwerte γ_{mod} statistisch ausgewertet. Die Auswertung zur Herleitung der Bemessungswerte unterliegt dabei den Regelungen in *DIN EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010*, wodurch ein Konfidenzniveau von 75 % erreicht wird. Die Ergebnisse können Tab. 5.9 entnommen werden.

Es ist zu erkennen, dass die einzelnen Versuchsreihen einer nur geringen Streuung unterliegen. Mit einem Variationskoeffizienten von $V_x = 0,10$ zeigt die Versuchsreihe V-Q-10-170-PS die größte Streuung, was sich in einem sehr niedrigen Faktor zur Ermittlung des 5 %-Quantils von $f_{5\%,c} = 0,65$ widerspiegelt. Der Variationskoeffizient dieser Versuchsreihe ist zwar geringer als der, der insgesamt 21 durchgeführten Querkraftversuche von $V_x = 0,15$, der Faktor zur Ermittlung des 5 %-Quantils liegt mit $f_{5\%,c} = 0,73$ jedoch deutlich darüber. Dies ist in der großen Anzahl der ausgewerteten Versuche zu begründen, wodurch der Faktor k_n nach *DIN EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010* mit $k_n = 1,757$ gegenüber der Auswertung von lediglich drei Versuchen ($k_n = 3,37$) deutlich kleiner wird. Zur Ermittlung des 5 %-Quantils des eigenen Bemessungsansatzes wird auf der sicheren Seite der kleinste Vorfaktor $f_{5\%,c} = 0,65$ nach Gl. (5.93) angesetzt.

5 Bemessung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsбетон

Tab. 5.9: Auswertung zur Ermittlung des Faktors $f_{5\%,c}$: 5 %-Quantile für unterschiedliche Parameterkonstellationen

Bezeichnung	$\gamma_{mod} = V_u / V_{cal}$	Variationskoeffizient V_x	Variationskoeffizient V_x	k_n nach DIN EN 1990 (Konfidenzniveau 75 %)	k_n nach DIN EN 1990 (Konfidenzniveau 75 %)	$f_{5\%,c} = 1 - k_n \cdot V_x$	$f_{5\%,c} = 1 - k_n \cdot V_x$
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
V-Q-10-141-2	1,23	0,03	0,15	3,37	1,757	0,91	0,73
V-Q-10-141-3	1,18						
V-Q-10-141-4	1,24						
V-Q-10-160-2	1,13	0,04		3,37		0,85	
V-Q-10-160-3	1,22						
V-Q-10-160-4	1,22						
V-Q-10-170-2	0,93	0,05		3,37		0,83	
V-Q-10-170-3	0,94						
V-Q-10-170-4	1,02						
V-Q-10-180-2	0,90	0,04		3,37		0,86	
V-Q-10-180-3	0,92						
V-Q-10-180-4	0,97						
V-Q-10-160-PS-2	1,03	0,03		3,37		0,91	
V-Q-10-160-PS-3	0,99						
V-Q-10-160-PS-4	1,04						
V-Q-10-170-PS-2	0,79	0,10		3,37		0,65	
V-Q-10-170-PS-3	0,94						
V-Q-10-170-PS-4	0,95						
V-Q-10-180-PS-2	0,74	0,06	3,37	0,81			
V-Q-10-180-PS-3	0,81						
V-Q-10-180-PS-4	0,82						

$$\begin{aligned}
 V_{\text{cal},5\%} &= f_{5\%,c} \cdot V_{\text{Rm},c,vf} \\
 &= 0,65 \cdot 0,813 \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{\text{cm}} \cdot \frac{d_{\text{dg}}}{d} \right)^{1/3} \\
 &\quad \cdot (b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot \sqrt{2} - n \cdot A_{\text{vf},45}) \\
 &= 0,53 \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{\text{cm}} \cdot \frac{d_{\text{dg}}}{d} \right)^{1/3} \cdot (b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot \sqrt{2} - n \cdot A_{\text{vf},45})
 \end{aligned} \tag{5.93}$$

Die nach Gl. (5.93) berechneten 5 %-Quantile sind in Abb. 5.27 dargestellt. Es wird deutlich, dass die experimentell ermittelte Querkraft V_u bei keiner der untersuchten Konstellationen durch das 5 %-Quantil $V_{\text{cal},5\%}$ überschritten wird. Es kann bestätigt werden, dass der entwickelte Bemessungsansatz Anwendung finden kann.

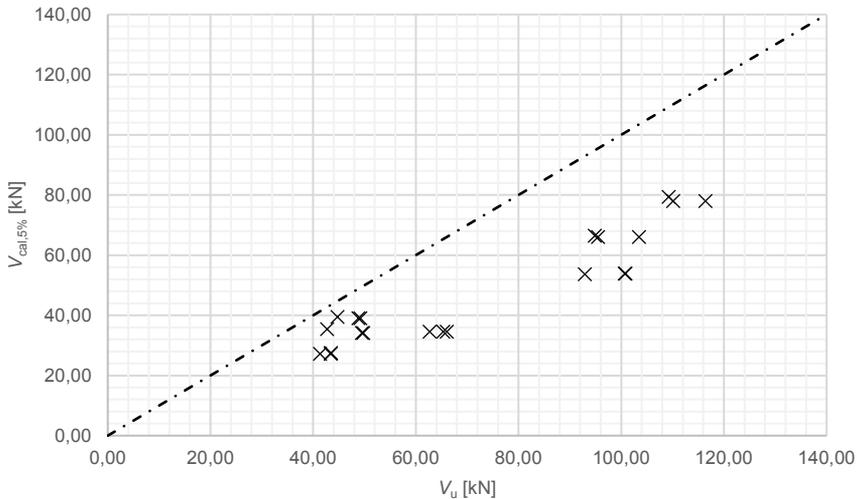


Abb. 5.27: Nach Gl. (5.93) berechnete 5 %-Quantil-Querkrafttragfähigkeit $V_{\text{cal},5\%}$ für alle Hohlkörperversuche, aufgetragen über der im Bruchzustand ermittelten Querkraft V_u

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Hochleistungsbeton $V_{\text{Rd},c,vf}$ kann abschließend nach Gl. (5.94) mit einer unter dem Winkel 45° zur Horizontalen verlaufenden Schnittfläche zur Ermittlung der Beton-Nettoquerschnittsfläche ermittelt werden.

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c,vf} &= \tau_{Rd,c} \cdot A_{c,net,45} \\
 &= \frac{0,53}{\gamma_c} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \cdot (b_w \cdot z \cdot \sqrt{2} - n \cdot A_{vf,45}) \\
 &= \frac{0,53}{\gamma_c} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \cdot (b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot \sqrt{2} - n \cdot A_{vf,45})
 \end{aligned} \tag{5.94}$$

Dabei ist:

γ_c	= 1,5 [-]
ρ_l	geometrischer Längsbewehrungsgrad [-] $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$
f_{ck}	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit in [N/mm ²]
d_{dg}	Koeffizient zur Berücksichtigung der Betoneigenschaften und der verwendeten Gesteinskörnung in [mm]: $16 + D_{max} \leq 40$ mm für Normalbeton mit $f_{ck} \leq 60$ N/mm ² $16 + D_{max} \cdot (60/f_{ck})^2 \leq 40$ mm für Normalbeton mit $f_{ck} > 60$ N/mm ²
d	statische Höhe [mm], für $a_{cs} < 4 \cdot d$ wird der Wert d durch a_v nach Gl. (5.96) ersetzt
b_w	Querschnittsbreite [mm]
n	Anzahl der über die Querschnittsbreite angeordneten Hohlkörper
$A_{vf,45}$	Querschnittsfläche der verwendeten Hohlkörper vom Typ „Cobix SL-100“ nach <i>Cobix Slim-Line 2018</i> bei einem Schnitt von 45° durch die Hohlkörpermitte, vgl. Abb. 5.24 sowie Abb. 5.25 $A_{vf} \approx 40.630$ mm ²

$$a_{cs} = \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right| \geq d \tag{5.95}$$

$$a_v = \sqrt{\frac{a_{cs}}{4}} \cdot d \tag{5.96}$$

Die mit dem Bemessungsansatz berechneten Werte sind in Abb. 5.28 den experimentell ermittelten Tragfähigkeiten gegenübergestellt. Es wurden die tatsächlich im Versuch vorhandenen Materialkennwerte eingesetzt. Die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} wurde vereinfachend für jeden Versuch mit $f_{ck} = f_{cm} - 8$ [N/mm²] berechnet.

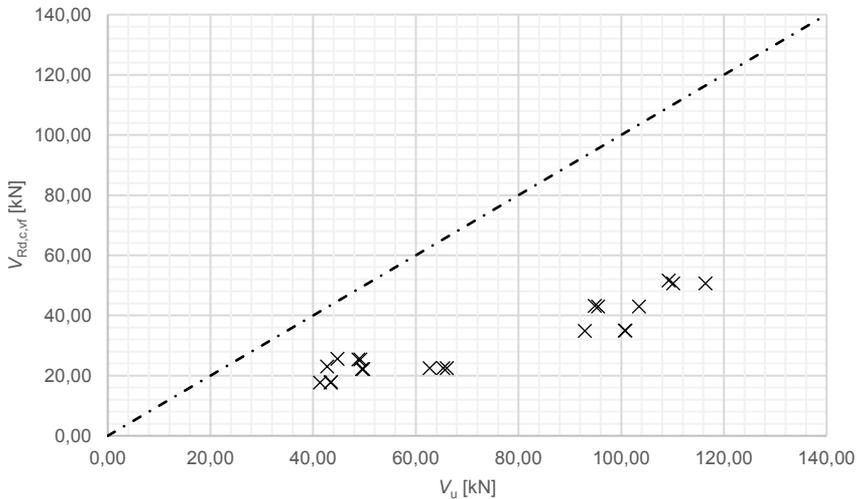


Abb. 5.28: Nach Gl. (5.94) berechnete Bemessungswerte $V_{Rd,c,vf}$ für alle Hohlkörperversuche, aufgetragen über der im Bruchzustand ermittelten Querkraft V_u

5.3 Lokale Durchstantragfähigkeit

Nachfolgend wird die Berechnung der lokalen Durchstantragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Hochleistungsbeton erläutert. Hierzu werden zunächst die nach Abschn. 3.4 ermittelten Untersuchungsdaten mit dem Berechnungsmodell nach *Albrecht 2014* (vgl. Abschn. 2.2.3) nachgerechnet und auf Übereinstimmung geprüft. Anschließend wird ein eigenes, darauf aufbauendes Berechnungsmodell vorgestellt und mittels der eigenen experimentellen Untersuchungsdaten validiert.

5.3.1 Auswertung der Versuchsergebnisse

Die im Rahmen der experimentellen Untersuchungen ermittelten Ergebnisse zur lokalen Durchstantragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton wurden in Abschn. 3.4.5 zusammenfassend dargestellt. An den Hohlkörperquerschnitten die mittels Sägeschnitten freigelegt wurden, konnte festgestellt werden, dass sich ein Durchstanzkegel ausgehend von den Rändern der Lasteinleitungsfläche tangential zu den abgerundeten Außenkanten der Hohlkörper ausgebildet hat. Diese Beobachtung wurde sowohl für die Betondeckung von 45 mm als auch für die Betondeckung von 15 mm bestätigt (vgl. Abb. 5.29, a). Ein Vergleich mit den Versuchsbeobachtungen von *Albrecht 2014* zeigt, dass sich das Bruchverhalten trotz der unterschiedlichen Betoneigenschaften und Betondeckungen gleich (vgl. Abb. 5.29, b).

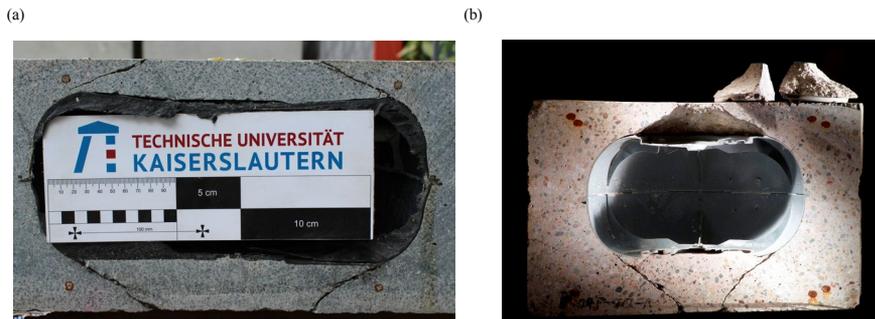


Abb. 5.29: Darstellung der Durchstanzkegel der eigenen experimentellen Untersuchungen (a) sowie von in *Albrecht 2014* ermittelten Durchstanzkegeln (b)

Auf Grundlage der identifizierten Gemeinsamkeiten zwischen dem eigenen und dem von *Albrecht 2014* festgestellten Bauteilverhalten, erscheint zunächst eine Anwendung des Berechnungsmodells über die Tragfähigkeit der Mantelfläche von *Albrecht 2014* auf die vorliegenden Untersuchungsergebnisse als gerechtfertigt.

Die Nachrechnung der Untersuchungsergebnisse erfolgte mit dem in Abschn. 2.2.3.2 dargestellten Berechnungsansatz für die in Tab. 3.13 gegebenen geometrischen und materialspezifischen Parameter. Zum Vergleich der berechneten Bruchlast $F_{\text{cal},l}$ mit der experimentell ermittelten Bruchlast F_u wurde der Quotient $f_{\text{cal},l}$ nach Gl. (5.97) eingeführt. Der Vorfaktor $f_{5\%,l}$ zur Berechnung von Bemessungswerten wurde nicht angesetzt.

$$f_{\text{cal},l} = \frac{F_u}{F_{\text{cal},l}} \quad (5.97)$$

Zur Überprüfung des Berechnungsmodells nach *Albrecht 2014* sind nachfolgend in Abb. 5.30 die berechneten Quotienten $f_{\text{cal},l}$ über dem Neigungswinkel der Mantelfläche zur Horizontalen β_r aufgetragen.

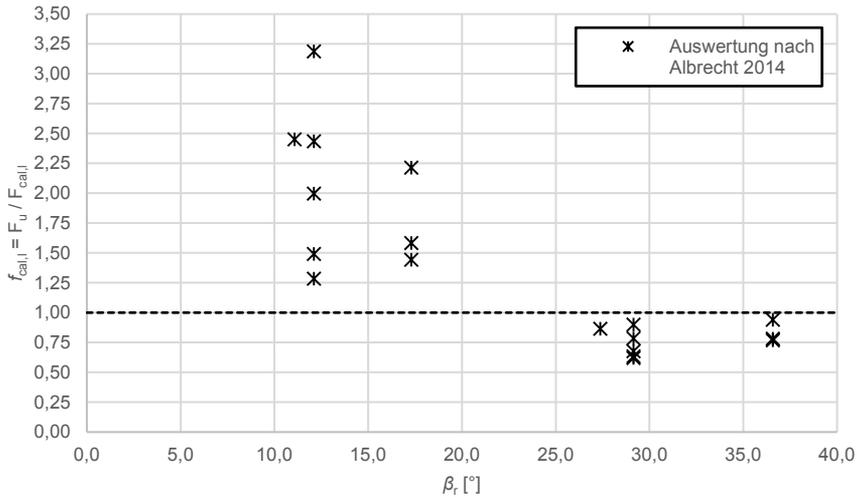


Abb. 5.30: Darstellung der berechneten Faktoren $f_{cal,i}$ aller Untersuchungsergebnisse in Abhängigkeit des Neigungswinkels der Mantelfläche zur Horizontalen β_r für den Ansatz nach *Albrecht 2014*

In Abb. 5.30 wird deutlich, dass der Berechnungsansatz nach *Albrecht 2014* die tatsächlich im Versuch ermittelten Lasten nicht treffend wiedergibt. Insbesondere bei kleiner Deckenspiegelhöhe von 15 mm, dargestellt im Bereich von $10^\circ \leq \beta_r \leq 20^\circ$, wird die tatsächliche Tragfähigkeit um einen Faktor von bis zu 3,25 unterschätzt. Mit steigendem β_r nähern sich die Werte für $f_{cal,i}$ dem Soll-Wert $f_{cal,i} = 1,0$ an, was einer besseren Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Werten entspricht.

Die aufgezeigten Abweichungen werden insbesondere durch die statistisch ermittelten Faktoren $\alpha_{tensile/strut}$, $\alpha_{A,i}$ sowie $\alpha_{bending}$ in *Albrecht 2014* begründet. Diese basieren auf Untersuchungen mit normalfesten Betonen der Festigkeitsklassen C20/25 und C45/55 und wurden an Probekörpern mit einer Betondeckung von 45 mm und 75 mm ermittelt. Da eine Übertragbarkeit auf die vorliegenden Untersuchungsparameter und Materialien nachweislich nicht gegeben ist, wird der Ansatz nach *Albrecht 2014* nachfolgend so modifiziert, dass eine Berechnung der Durchstantragfähigkeit für Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton zutreffend ermöglicht wird.

5.3.2 Berechnung der lokalen Durchstantragfähigkeit

Aufgrund der im vorhergehenden Abschnitt aufgezeigten Gemeinsamkeiten zwischen den Untersuchungsergebnissen aus *Albrecht 2014* und den eigenen experimentellen Untersuchungen nach Abschn. 3.4, wird die Berechnung der lokalen Durchstantragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton unter Verwendung des Ansatzes nach *Albrecht 2014* durchgeführt. Der Ansatz wird dabei so modifiziert, dass die Einflüsse aus einer geringen Spiegeldicke oberhalb des Hohlraums sowie der Verwendung von Feinkorn-Hochleistungsbeton zutreffend abgebildet werden.

Als wesentliche Einflussparameter auf das Berechnungsergebnis werden die Faktoren $\alpha_{tensile/strut}$, $\alpha_{A,i}$ sowie $\alpha_{bending}$ identifiziert (vgl. Abschn. 2.2.3.2). Diese basieren nach

Albrecht 2014 sowohl auf einer statistischen Auswertung der Versuchsergebnisse, als auch auf Annahmen zum Lastabtrag in der Mantelfläche des Durchstanzkegels. Nachfolgend werden die einzelnen Parameter kurz erläutert und die Auswirkungen auf die eigenen Untersuchungsergebnisse diskutiert.

Verhältnis zwischen Zugstrebenkraft und Druckstrebenkraft $\alpha_{\text{tensile/strut}}$

In Albrecht 2014 wird zur Beschreibung des Lastabtrags in der Mantelfläche das Modell der Druckspannungsfelder nach Schlaich u. Schäfer 2001 eingeführt. Die zentrische Einzellast F wird dabei über ein idealisiertes Stabwerk aus Druck- und Zugstreben in Abhängigkeit von der Breite der Lasteinleitungsfläche a sowie der Breite b durch eine schlanke Scheibe hindurchgeführt (vgl. Abb. 5.31). In Albrecht 2014 wurde von einer Scheibe mit unbegrenzter seitlicher Spannungsausbreitung ausgegangen, deren Lasteinleitungsbreite a ein 1/10 der Breite b (hier: Länge der Mantelfläche m , vgl. Abb. 5.32) betrug (vgl. Abb. 5.31, a).

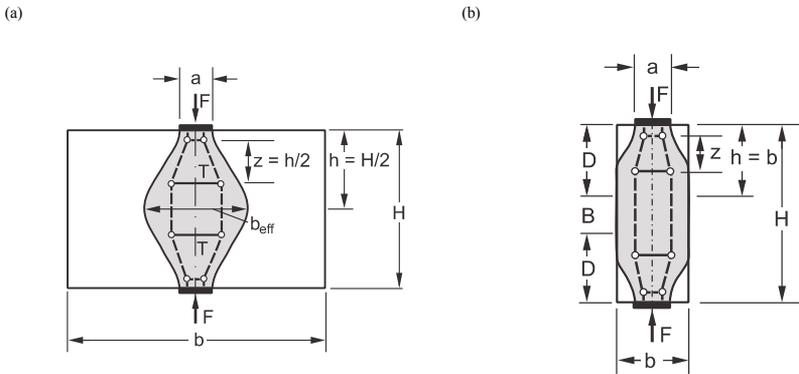


Abb. 5.31: Flaschenförmige Druckspannungsfelder mit unbegrenzter Ausbreitung (a) sowie begrenzter Ausbreitung (b) (Zilch 2010)

Diese Modellvorstellung eignet sich jedoch nur, wenn die Betondeckung oberhalb des Hohlraums c_{vf} ausreichend groß ist, damit sich das Druckspannungsfeld ungehindert ausbreiten kann. Die gute Übereinstimmung der eigenen Untersuchungsergebnisse mit dem Berechnungsmodell nach Albrecht 2014 für eine Betondeckung von $c_{\text{vf}} = 45 \text{ mm}$ bestätigt diese Überlegungen, sodass hier $\alpha_{\text{tensile/strut}} = 0,216$ analog zu Albrecht 2014 verwendet werden kann. Die Werte der Untersuchungen für die Betondeckung $c_{\text{vf}} = 15 \text{ mm}$ werden dagegen deutlich durch den Berechnungsansatz unterschätzt, sodass hier von einem veränderten Lastabtrag ausgegangen werden muss. Es wird angenommen, dass die geringe Betondeckung zu einer begrenzten Ausbreitung des Druckspannungsfeldes nach Abb. 5.31, (b) führt, was sich in einem geänderten Verhältnis von Zugstrebenkraft zu Druckstrebenkraft $\alpha_{\text{tensile/strut}}$ sowie dem Anteil der Mantelfläche $\alpha_{A,1}$, über den die Zugstrebenkraft abgetragen werden muss, widerspiegelt (vgl. Abb. 5.32). Zudem wird davon ausgegangen, dass bei kleiner Betondeckung c_{vf} und entsprechend kleinem Neigungswinkel der Mantelfläche zur Horizontalen β_r , die angenommene Breite der Lasteinleitungsfläche a des Druckspannungsfeldes in Anlehnung an Abb. 5.31 nach Abb. 5.32 sehr klein wird.

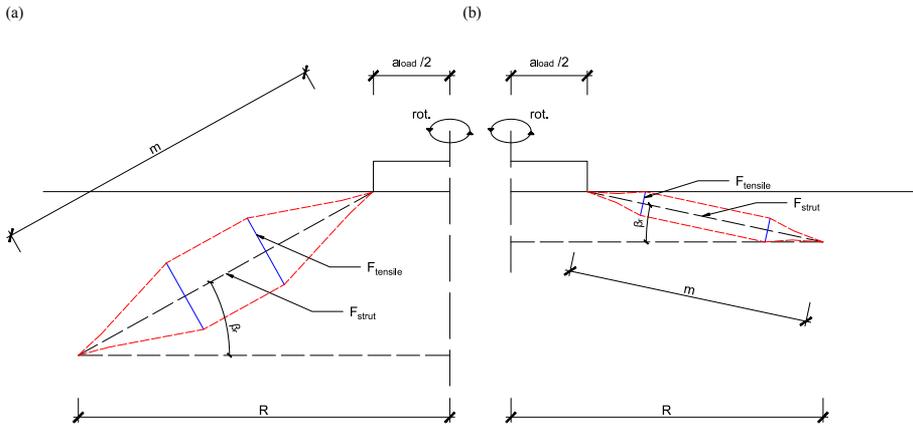


Abb. 5.32: Fachwerk der Druckspannungsfelder zum Lastabtrag über die Mantelfläche des Durchstanzkegels mit unbegrenzter Ausbreitung nach *Albrecht 2014* (a) sowie mit begrenzter Ausbreitung bei geringer Betondeckung (b)

Für eine Betondeckung von $c_{vf} = 15$ mm erfolgt die Berechnung der Zugstrebenkraft T daher nach Gl. (5.98) auf Grundlage von Gl. 6.58 aus *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. Entgegen der Angaben in *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* wird jedoch der Empfehlung in *Zilch 2010* gefolgt, wonach bei stark konzentrierten Lasten der Vorfaktor von 0,25 auf 0,3 erhöht werden sollte.

$$\begin{aligned}
 T &= 0,3 \cdot \frac{m - a}{m} \cdot F \\
 &= 0,3 \cdot \frac{m}{m} \cdot F \\
 &= 0,3 \cdot F
 \end{aligned}
 \tag{5.98}$$

Das Verhältnis von Zugstrebenkraft zu Druckstrebenkraft $\alpha_{tensile/strut}$ ergibt sich nach Gl. (5.99).

$$\alpha_{tensile/strut} = \frac{T}{F} = \frac{0,3 \cdot F}{F} = 0,3
 \tag{5.99}$$

Für $15 \text{ mm} < c_{vf} < 45 \text{ mm}$ darf $\alpha_{tensile/strut}$ nach Gl. (5.100) in Abhängigkeit von β_r linear interpoliert werden.

$$\alpha_{tensile/strut}(\beta_r) = -0,0033 \cdot \beta_r [^\circ] + 0,337
 \tag{5.100}$$

Anteil der Mantelfläche zum Abtrag der Zugstrebenkraft $\alpha_{A,I}$

Mit dem Verhältnis von Zugstrebenkraft zu Druckstrebenkraft $\alpha_{tensile/strut}$ ändert sich auch der Anteil der Mantelfläche, über den die Zugstrebenkraft abgetragen wird. Sowohl anhand von Abb. 5.31 als auch Abb. 5.32 ist erkennbar, dass bei einer Begrenzung der Ausbreitung des Druckspannungsfeldes der Anteil der Mantelfläche steigt, über den die Zugspannungen aus der Zugstrebenkraft $F_{tensile}$ aufgenommen werden. Ein weiterer Einflussparameter auf den Spannungsverlauf entlang der Lastachse ist die Breite a , über die die konzentrierte Druckkraft eingeleitet wird. In Abb. 5.33 ist der Verlauf der Spaltzugspannungen über die Höhe des Druckspannungsfeldes dargestellt. Dabei ist erkennbar, dass bei steigendem Verhältnis b/a der Anteil der Druckspannungen im Bereich der Lasteinleitung so weit abnimmt, dass bei infinitesimal kleiner Lasteinleitungsbreite a nahezu ausschließlich Zugspannungen entlang der Lastachse auftreten.

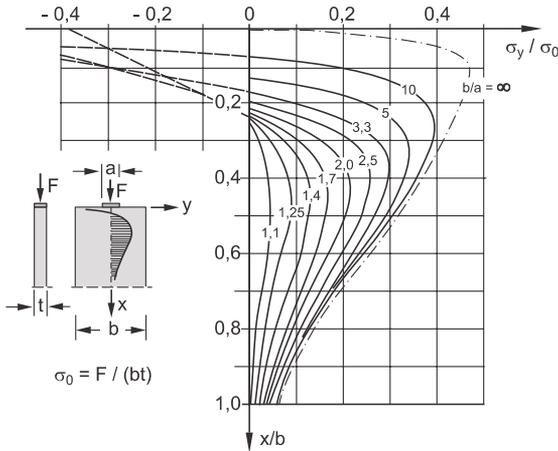


Abb. 5.33: Größe und Verlauf von Spaltzugspannungen σ_y in der Lastachse für verschiedene Verhältnisse b/a (Zilch 2010)

Aufgrund dieser Überlegungen und der statistischen Auswertung der Untersuchungsergebnisse wird davon ausgegangen, dass der Anteil der Mantelfläche zum Abtrag der Zugstrebenkraft mit sinkendem Neigungswinkel β_r steigt. Für die Betondeckung von $c_{vf} = 15$ mm wird $\alpha_{A,I} = 0,9$ festgelegt. Aufgrund der guten Übereinstimmung mit dem Berechnungsansatz nach *Albrecht 2014*, wird für die Betondeckung von $c_{vf} = 45$ mm der Anteil der Mantelfläche zu $\alpha_{A,I} = 0,25$ analog zu *Albrecht 2014* bestimmt. Zwischenwerte können für $15 \text{ mm} < c_{vf} < 45 \text{ mm}$ in Abhängigkeit des Neigungswinkels β_r nach Gl. (5.101) interpoliert werden.

$$\alpha_{A,I}(\beta_r) = -0,0256 \cdot \beta_r [^\circ] + 1,1868 \tag{5.101}$$

Einfluss der lokalen Biegebeanspruchung α_{bending}

Nach *Albrecht 2014* wurde festgestellt, dass ein lineares Verhältnis zwischen den im Versuch ermittelten Bruchlasten und dem Neigungswinkel der Mantelfläche zur Horizontalen β_r besteht. Während die Bruchlast bei $\beta_r = 45^\circ$ nahezu mit dem Berechnungsergebnis übereinstimmt, wird diese bei $\beta_r < 45^\circ$ überschätzt bzw. bei $\beta_r > 45^\circ$ unterschätzt. *Albrecht 2014* führt dies auf einen Einfluss einer lokalen Biegebeanspruchung im Bereich des Deckenspiegels oberhalb des Hohlraums zurück. Diese Abhängigkeit kann bei den eigenen Versuchen nach Abschn. 3.4 ebenfalls beobachtet werden. Zur Berücksichtigung dieser lokalen Biegebeanspruchung wurde der Faktor α_{bending} an den vorliegenden Untersuchungsergebnissen so kalibriert, dass auch bei der geringen Betondeckung $c_{\text{vf}} = 15 \text{ mm}$ realistische Werte berechnet werden und die tatsächliche Tragfähigkeit nicht überschätzt wird.

Für $15 \text{ mm} \leq c_{\text{vf}} \leq 45 \text{ mm}$ darf α_{bending} nach Gl. (5.102) in Abhängigkeit von β_r linear berechnet werden.

$$\alpha_{\text{bending}}(\beta_r) = 0,0101 \cdot \beta_r [^\circ] + 0,3180 \quad (5.102)$$

Unter Berücksichtigung der vorgenannten Parameter sowie den geometrischen Randbedingungen ist die Berechnung der lokalen Durchstanstragfähigkeit für Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton mit einer Betondeckung des Hohlraums von 15 mm bis 45 mm nach Gl. (5.103) durchzuführen.

$$F_{\text{cal},l} = \frac{\alpha_{A,l}}{\alpha_{\text{tensile/strut}}} \cdot A_l \cdot f_{\text{ctm}} \cdot \sin(\beta_r) \cdot \alpha_{\text{bending}} \quad (5.103)$$

Dabei ist:

$\alpha_{A,l}$	Anteil der Mantelfläche, über den die Zugstrebenkraft abgetragen wird, nach Gl. (5.101)
$\alpha_{\text{tensile/strut}}$	Verhältnis von Zugstrebenkraft zu Druckstrebenkraft, nach Gl. (5.100)
α_{bending}	Einfluss einer lokalen Biegebeanspruchung im Deckenspiegel oberhalb des Hohlraums auf die Durchstanstragfähigkeit, nach Gl. (5.102)
A_l	Mantelfläche des Durchstanzkegels, vgl. Abschn. 2.2.3.2, in [mm]
f_{ctm}	mittlere Betonzugfestigkeit in [N/mm ²]
β_r	Neigungswinkel der Mantelfläche zur Horizontalen, vgl. Abschn. 2.2.3.2

Der Vergleich der Berechnungsergebnisse aus dem Ansatz nach Gl. (5.103) mit den Untersuchungsergebnissen erfolgt durch den bereits zuvor nach Gl. (5.97) definierten Faktor $f_{\text{cal},l}$. Hierzu ist dieser zunächst in Abhängigkeit des Neigungswinkels β_r in der nachfolgenden Abbildung dargestellt.

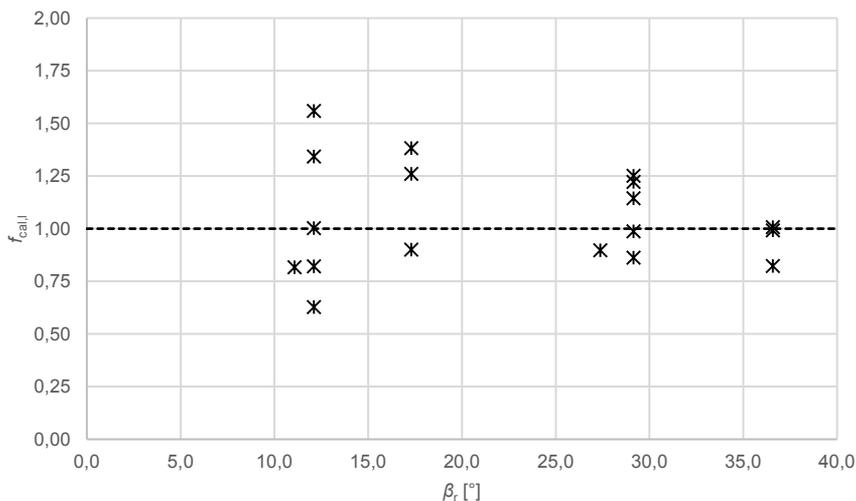


Abb. 5.34: Darstellung der berechneten Faktoren $f_{cal,i}$ aller Untersuchungsergebnisse in Abhängigkeit des Neigungswinkels der Mantelfläche zur Horizontalen β_r für den eigenen Berechnungsansatz nach Gl. (5.103)

Die Darstellung der berechneten Faktoren $f_{cal,i}$ nach dem modifizierten Berechnungsansatz nach Abb. 5.34 zeigt, dass das Berechnungsergebnis sowohl für kleine als auch größere Neigungswinkel β_r die im Versuch ermittelten Tragfähigkeiten gut widerspiegelt. Es wird jedoch auch festgestellt, dass die Ergebnisse einer Streuung unterliegen, die sich bei steigendem Neigungswinkel β_r reduziert. Dies wird auf die Empfindlichkeit der geringen Betondeckung $c_{vf} = 15$ mm gegenüber äußeren Einflüssen bei der Durchführung der experimentellen Untersuchungen zurückgeführt. Bereits in Abb. 3.29 wurde aufgezeigt, dass während der Versuchsdurchführung eine Rissbildung entlang der Bauteilaußenkanten eingetreten ist, sodass die Beeinträchtigung einzelner Versuche durch bereits eingeprägte Risse nicht ausgeschlossen werden konnte. Weitere Details sowie insbesondere die im Versuch aufgezeichneten Rissbilder sind in Anlage E dargestellt.

Eine Gegenüberstellung der tatsächlich ermittelten Bruchlasten F_u gegenüber der berechneten Bruchlast $F_{cal,i}$ in Abb. 5.35 bestätigt jedoch, dass das Berechnungsmodell unter den vorliegenden geometrischen sowie materialspezifischen Materialparametern zur Ermittlung der lokalen Durchstanztragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton angewendet werden kann.

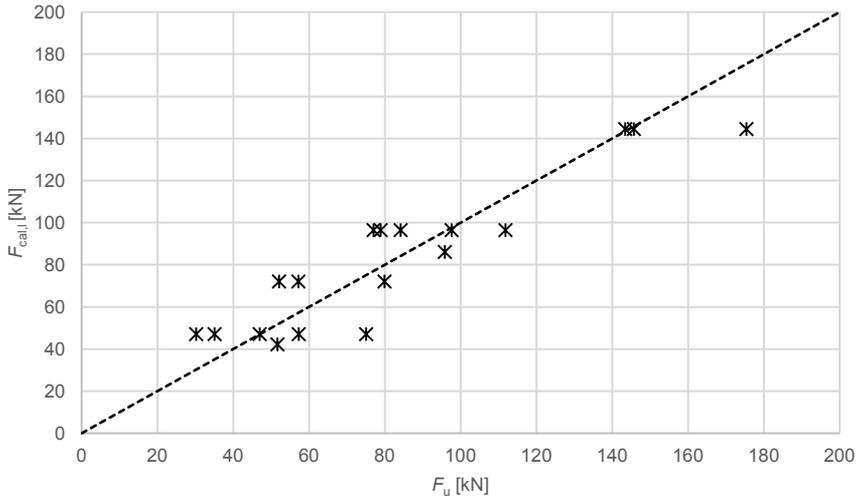


Abb. 5.35: Darstellung der nach Gl. (5.103) berechneten Bruchlast $F_{cal,i}$ aufgetragen über der experimentell ermittelten Bruchlast F_u

5.3.3 Bemessung der lokalen Durchstanstragfähigkeit

Der Bemessungswert der lokalen Durchstanstragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton wird auf Grundlage der vorgenannten Untersuchungen mit einer statistischen Auswertung nach *DIN EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010* ermittelt.

5.3.3.1 Vorfaktor $f_{5\%,i}$ zur Bestimmung der 5 %-Quantile

Zur Ermittlung des Vorfaktors $f_{5\%,i}$ werden die Quotienten $f_{cal,i}$ statistisch ausgewertet. Neben dem Mittelwert und der Standardabweichung, werden insbesondere der Variationskoeffizient sowie das 5 %-Quantil für verschiedene in Gruppen zusammengefasste Versuchskonstellationen berechnet. Die statistische Auswertung zur Herleitung der Bemessungswerte unterliegt dabei den Regelungen in *DIN EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010*, wodurch ein Konfidenzniveau von 75 % erreicht wird. Die der Auswertung zugrundeliegenden Versuchsparameter können Anlage E entnommen werden.

Die Berechnung des Variationskoeffizienten V_x für den Stichprobenumfang der insgesamt 18 Durchstanversuche nach *DIN EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010* ergibt $V_x = 0,23$. Aufbauend auf den Empfehlungen in *Schäper 2010* wird die logarithmische Normalverteilung (LNV) statt der Normalverteilung (NV) nach *DIN EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010* in der weiteren statistischen Auswertung zugrunde gelegt. Die Ergebnisse dieser Auswertung können Tab. 5.10 entnommen werden.

5 Bemessung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton

Tab. 5.10: Auswertung zur Ermittlung des Faktors $f_{5\%,l}$: 5 %-Quantile für unterschiedliche Parameterkonstellationen. Die Versuchskennwerte im Detail können Anlage E entnommen werden.

Information	Bezeichnung	Einheit	Anzahl n	Mittelwert m_x	Variationskoeffizient V_x	Mittelwert m_y	Standardabweichung s_y	k_n nach DIN EN 1990 (Konfidenzniveau 75 %)	$f_{5\%,l} = \exp [m_y - k_n \cdot s_y]$
Alle Versuche									
$F_u / F_{cal,l}$	$f_{cal,l}$	[-]	18	1,05	0,23	0,02	0,23	1,792	0,675
Versuche nach Höhe des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper									
$c_{vf} = 15 \text{ mm}$									
$F_u / F_{cal,l}$	$f_{cal,l}$	[-]	9	1,08	0,29	0,04	0,30	1,96	0,57
$c_{vf} = 45 \text{ mm}$									
$F_u / F_{cal,l}$	$f_{cal,l}$	[-]	9	1,02	0,15	0,01	0,15	1,96	0,75
Versuche nach Breite der Lasteinleitungsfläche									
$a_{load} = 5 \times 5 \text{ cm}^2$									
$F_u / F_{cal,l}$	$f_{cal,l}$	[-]	8	1,02	0,25	-0,01	0,25	2,00	0,59
$a_{load} = 10 \times 10 \text{ cm}^2$									
$F_u / F_{cal,l}$	$f_{cal,l}$	[-]	6	1,06	0,20	0,04	0,20	2,18	0,68
$a_{load} = 5 \times 5 \text{ cm}^2 \text{ exz.}$									
$F_u / F_{cal,l}$	$f_{cal,l}$	[-]	2	1,35	0,22	0,29	0,22		
$a_{load} = \varnothing 5 \text{ cm}$									
$F_u / F_{cal,l}$	$f_{cal,l}$	[-]	2	0,86	0,07	-0,15	0,07		

Die Auswertung aller 18 Versuche weist einen Mittelwert $m_x = 1,05$ auf. Daraus ergibt sich insgesamt ein Vorfaktor $f_{5\%,l} = 0,675$. Die Auswertung der Versuche in Abhängigkeit der Betonüberdeckung zeigt jedoch, dass insbesondere bei der geringen Betonüberdeckung von 15 mm der Variationskoeffizient $V_x = 0,29$ ansteigt. Der an diesen Werten ermittelte Vorfaktor $f_{5\%,l} = 0,57$ stellt den über alle untersuchten Konstellationen hinweg niedrigsten Wert dar und ist somit für die Ermittlung des Bemessungswertes der lokalen Durchstantragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton maßgebend. Die große Streuung der Untersuchungsergebnisse bei dieser geringen Betonüberdeckung gegenüber den Untersuchungen mit einer Betondeckung von $c_{vf} = 45 \text{ mm}$ wird z. B. in Abb. 5.34 deutlich. Diese wird auf die Sensitivität des Betons gegenüber äußeren Einflüssen sowie Fehlstellen oder lokalen Schwachpunkten im Gefüge zurückgeführt, die mit einer kleineren Beton-Querschnittsfläche und somit geringeren Betonüberdeckung c_{vf} ansteigt.

Die Betrachtung der Parameterkonstellationen hinsichtlich der Lastaufstandsfläche a_{load} wurde zur Verifizierung des Bemessungskonzeptes für den allgemeinen Anwendungsfall durchgeführt. Für die Lastaufstandsflächen $a_{load} = 5 \times 5 \text{ cm}^2$ und $a_{load} = 10 \times 10 \text{ cm}^2$ kann gezeigt werden, dass die Vorfaktoren $f_{5\%,l}$ zur Beschreibung des 5 %-Quantils mit $f_{5\%,l} = 0,59$ und $f_{5\%,l} = 0,68$ oberhalb des maßgebenden Werts von 0,57 liegen. Aufgrund der jeweils nur zweifach durchgeführten Versuche kann für die Lastaufstandsflächen $a_{load} = 5 \times 5 \text{ cm}^2$ exz. sowie $a_{load} = \emptyset \text{ cm}$ keine statistische Auswertung erfolgen. Diese ist gemäß *DIN EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010* erst ab einem Stichprobenumfang von $n = 3$ möglich.

Die exzentrisch angesetzte Lasteinleitung liegt mit einem Mittelwert von $m_x = 1,35$ deutlich oberhalb des Mittelwertes für alle Versuche. Die im Vergleich zum Rechenwert erhöhte experimentell ermittelte Tragfähigkeit wird auf die Umlagerungsmöglichkeiten des Kraftflusses zurückgeführt. Der für das vorliegende Bemessungsmodell ange-setzte Lastabtrag über die Mantelfläche des Durchstanzkegels stellt sich nicht mehr vollständig ein, da ein großer Anteil der Auflast über Druckstreben direkt in den Mas-sivbereich, der an den Hohlraum angrenzt, abgetragen werden kann. Dies spricht für die Verwendung des bereits dargestellten 5 %-Quantils.

Bei der Konstellation $a_{load} = \emptyset \text{ cm}$ liegt der Mittelwert mit $m_x = 0,86$ unterhalb des für alle Versuche berechneten Mittelwertes. Diese Beobachtungen decken sich mit den Ergebnissen, die bereits in *Albrecht 2014* festgestellt worden sind. Für runde Lastein-leitungsflächen wird somit analog zu *Albrecht 2014* empfohlen, bei der Berechnung das größtmögliche Quadrat innerhalb der Grenzen der runden Lasteinleitungsfläche nach Gl. (2.34) anzusetzen (vgl. Abschn. 2.2.3.2).

5.3.3.2 Bemessungswert der lokalen Durchstantragfähigkeit

Der Bemessungswert der lokalen Durchstantragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Hochleistungsbeton kann nach Gl. (5.104) ermittelt werden. Planmäßige Längszug-oder Längsdruckkräfte werden nicht berücksichtigt, wobei Längsdruckkräfte einen po-sitiven Einfluss auf die lokale Durchstantragfähigkeit ausüben.

$$F_{Rd,l} = f_{5\%,l} \cdot \frac{\alpha_{A,l}}{\alpha_{tensile/strut}} \cdot A_{l,d} \cdot f_{ctd,pl} \cdot \sin(\beta_r) \cdot \alpha_{bending} \quad (5.104)$$

Dabei ist:

$f_{5\%,l}$	= 0,57 [-] aus statistischer Auswertung
$\alpha_{A,l}$	Anteil der Mantelfläche, über den die Zugstrebenkraft abgetra-gen wird $\alpha_{A,l}(\beta_r) = -0,0256 \cdot \beta_r [^\circ] + 1,1868$
$\alpha_{tensile/strut}$	Verhältnis von Zugstrebenkraft zu Druckstrebenkraft $\alpha_{tensile/strut}(\beta_r) = -0,0033 \cdot \beta_r [^\circ] + 0,337$
$\alpha_{bending}$	Einfluss einer lokalen Biegebeanspruchung im Deckenspiegel oberhalb des Hohlraums auf die Durchstantragfähigkeit $\alpha_{bending}(\beta_r) = 0,0101 \cdot \beta_r [^\circ] + 0,3180$

5 Bemessung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton

$A_{1,d}$	Mantelfläche des Durchstanzkegels, vgl. Abschn. 2.2.3.2, in [mm], mit Berücksichtigung eines Vorhaltemaßes: $c_{vf,d} = c_{vf,soll} - \Delta c_{vf}$ mit $\Delta c_{vf} = 5 \text{ mm}$
$f_{ctd,pl}$	Bemessungswert der Betonzugfestigkeit für unbewehrte Betonbauteile in [N/mm ²], nach Gl. (5.105)
β_r	Neigungswinkel der Mantelfläche zur Horizontalen, vgl. Abschn. 2.2.3.2

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \quad (5.105)$$

Dabei ist:

$$\alpha_{ct,pl} = 0,70 \text{ [-]}$$

$f_{ctk;0,05}$ 5 %-Quantil der Betonzugfestigkeit

$$f_{ctk;0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 2,12 \cdot \ln \left[1 + \left(\frac{f_{cm}}{10} \right) \right]$$

$$= 1,484 \cdot \ln \left[1 + \left(\frac{f_{cm}}{10} \right) \right]$$

$$\gamma_c = 1,5 \text{ [-]}$$

Bereits mit dem maßgebenden Vorfaktor 0,57 wird deutlich, dass die nach Gl. (5.106) berechneten Lasten $F_{cal,1,5\%}$ kleiner sind, als die im Versuch ermittelten Lasten F_u . In Abb. 5.36 ist zudem zu erkennen, dass das 5 %-Quantil ein rein statistischer Wert ist, da tatsächlich kein einziger nach Gl. (5.106) berechneter Wert die experimentell ermittelte Tragfähigkeit überschreitet.

$$F_{cal,1,5\%} = f_{5\%,1} \cdot \frac{\alpha_{A,1}}{\alpha_{tensile/strut}} \cdot A_1 \cdot f_{ctm} \cdot \sin(\beta_r) \cdot \alpha_{bending} \quad (5.106)$$

Der Bemessungswert der lokalen Durchstanztragfähigkeit $F_{Rd,1}$ nach Gl. (5.104) ist in Abb. 5.37 über der Versuchslast F_u aufgetragen. Zur Berechnung der Werte in den zwei nachfolgenden Diagrammen wurden jeweils die tatsächlichen Abmessungen sowie Materialeigenschaften verwendet. Ein Vorhaltemaß des Deckenspiegels oberhalb der Hohlkörper wurde nicht berücksichtigt.

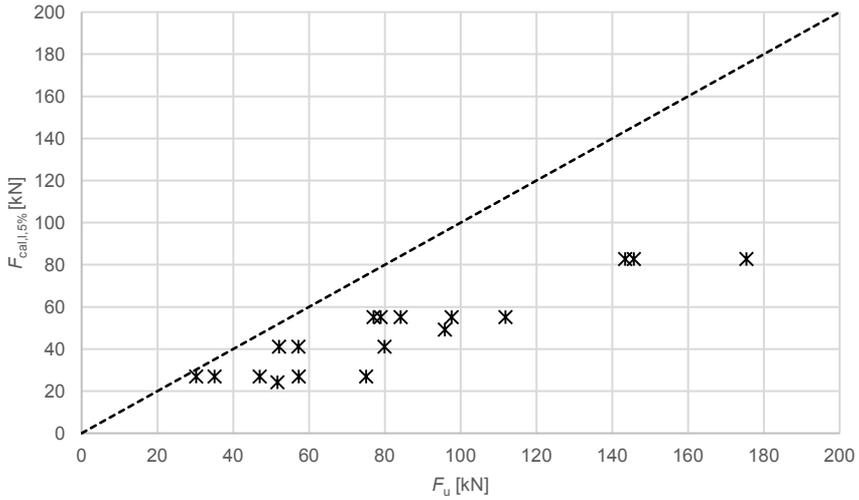


Abb. 5.36: Nach Gl. (5.106) mit dem Vorfaktor 0,57 berechnete Last $F_{cal,5\%}$ für alle Versuche, aufgetragen über der Versuchslast F_u

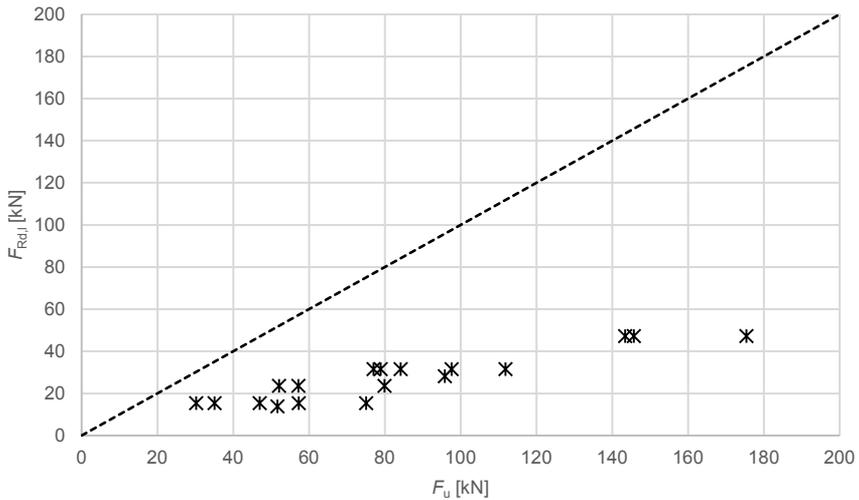


Abb. 5.37: Nach Gl. (5.104) berechneter Bemessungswiderstand $F_{Rd,i}$, aufgetragen über der experimentell ermittelten Versuchslast F_u . Die Berechnung wurde mit der tatsächlich vorhandenen Betonüberdeckung c_{vf} durchgeführt.

5.4 Zusammenfassung

In dem vorliegenden Kapitel wurden verschiedene Berechnungs- und Bemessungsmodelle zum Trag- und Verformungsverhalten auf die Anwendbarkeit bei Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton anhand von theoretischen Überlegungen sowie der Auswertung der eigenen experimentellen Untersuchungen überprüft, modifiziert oder durch eigene Ansätze ersetzt. Hierbei wurde festgestellt, dass sich die Verwendung von Hohlkörpern als auch die Verwendung eines Feinkorn-Betons z. T. erheblich auf das Trag- und Verformungsverhalten der untersuchten Bauteile auswirkt.

Die Bemessung der Biegetragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton wurde mittels theoretischer Überlegungen auf der Grundlage von *Albrecht 2014* hergeleitet. Sie basiert auf der Berechnung der Tragfähigkeit mittels Spannungsblock nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. Wesentliche Unterschiede zu dem Ansatz von *Albrecht 2014* ergeben sich insbesondere durch die Verwendung eines Hochleistungsbetons, da sich die ermittelte Höhe des Spannungsblocks gegenüber der eines normalfesten Betons in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit reduziert. Die im Querschnitt angeordneten Hohlkörper werden hierbei erst berücksichtigt, wenn der Spannungsblock bis in den Hohlraum hineinragt, sodass diese bei dem vorliegenden Feinkorn-Hochleistungsbeton aufgrund der kleineren Höhe des Spannungsblocks erst auf einem höheren Belastungsniveau maßgebend werden, als bei einem vergleichbaren Querschnitt aus normalfestem Beton. Die Biegebemessung kann anhand der hergeleiteten Gleichungen ausschließlich mittels Datenverarbeitungstools durchgeführt werden, da bei der Bemessung von Hohlkörperdecken zu viele Parameter (z. B. Hohlkörperabstand, Betonüberdeckung, Hohlkörperhöhe, etc.) frei wählbar sind. Für eine praktische Anwendung wurden dennoch drei allgemeine Bemessungsdiagramme erstellt, die die Biegebemessung für unterschiedliche Konfigurationen bis zu einer Plattendicke von 200 mm erlauben.

Zur Berechnung der Verformungen unter Kurzzeitbelastung wurde die direkte Berechnung nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* im vereinfachten Verfahren über Verteilungsbeiwerte in Verbindung mit *Heft 600* und *Heft 630* für die Probekörper mit Hohlkörpern sowie in Verbindung mit *Model Code 1990* bzw. *Heft 525* für die Referenzprobekörper herangezogen. Hierbei wurde festgestellt, dass die im Versuch gemessenen Verformungen von den berechneten Verformungen abweichen. Eine Modifikation der Berechnungsansätze führte dann sowohl für die Probekörper mit, als auch ohne Hohlkörper zu einer guten Übereinstimmung. Durch die Berücksichtigung des Verhältnisses von Probekörperhöhe zu Probekörperbreite in den modifizierten Berechnungsansätzen wurden sowohl die Verformungen der plattenartigen als auch balkenartigen Probekörper gut von dem jeweiligen Berechnungsansatz erfasst. Ein wesentlicher Aspekt bei der Berechnung der Verformungen ist die Betonzugfestigkeit des verwendeten Nanodur®-Betons. Diese wurde mit dem Ansatz von *Remmel 1994* für die vorliegenden Versuche anhand der mittleren Zylinderdruckfestigkeit ermittelt. Hierbei wurde festgestellt, dass die tatsächlich erforderliche Betonzugfestigkeit zur Abbildung des in den Versuchen ermittelten Verformungsverhaltens höher sein müsste, als sie nach *Remmel 1994* berechnet wurde. Mittels der Überlegungen von *Ortlepp 2006* wurde dies auf den Versuchsaufbau mit einer vergleichsweise hohen Belastungsgeschwindigkeit zurückgeführt, sodass die Kurzzeitfestigkeit des Betons die tatsächlich vorhan-

dene Festigkeit übersteigen konnte. Insgesamt dient die Verformungsberechnung jedoch ausschließlich der Abschätzung von möglicherweise zu erwartenden Verformungen. Es ist zudem nicht sichergestellt, dass die jeweils ermittelten Durchbiegungen in dem Realbauteil tatsächlich auftreten, sodass geringfügige Abweichungen zwischen dem Berechnungsergebnis und der tatsächlichen Verformung des Bauteils vernachlässigbar sind.

Die Bemessung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung basiert auf den in Abschn. 3.3 durchgeführten experimentellen Untersuchungen. Im ersten Schritt wurden hierzu die Bemessungsmodelle nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* sowie *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* mit den im Versuch ermittelten Tragfähigkeiten verglichen. Es wurde festgestellt, dass beide Ansätze zur Bemessung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung von Bauteilen aus Feinkorn-Hochleistungsbeton prinzipiell geeignet sind, die Tragfähigkeit der Bauteile mit Hohlkörpern jedoch nicht darüber abgebildet werden kann. Weiterhin wurde das Berechnungsmodell nach *Albrecht 2014*, das auf den Überlegungen von *Aldejohann 2009* und *Görtz 2004* basiert, zur Nachrechnung der Untersuchungsergebnisse herangezogen. Die Besonderheit bei diesem Modell besteht darin, dass die Gesamt-Querkrafttragfähigkeit aus der Summe der drei Haupttraganteile der ungerissenen Betondruckzone, der Rissreibung sowie der Dübelwirkung der Längsbewehrung ermittelt wird. Dies ermöglicht die Bewertung, welche Auswirkungen die Verwendung von Hohlkörpern sowie von Feinkorn-Hochleistungsbeton auf den jeweiligen Traganteil ausüben. Es wurde festgestellt, dass der Traganteil der Rissreibung in der vorliegenden Konfiguration vollständig ausgeschaltet wird, so dass sich die Tragfähigkeit der untersuchten Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton ausschließlich aus den Traganteilen der ungerissenen Betondruckzone sowie der Dübelwirkung der Längsbewehrung zusammensetzt. Da die Anwendung dieses Berechnungsmodells jedoch mittels aufwändiger Tabellenkalkulationen erfolgen muss, wurde ein Bemessungsansatz entwickelt, der mit einfachen Handrechnungen durchzuführen ist. Er basiert auf der Ermittlung des Schubwiderstandes nach *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25*, der auf die Verwendung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton kalibriert wurde. Der maßgebende Schnitt zur Ermittlung der schubabtragenden Betonrestfläche ist unter Berücksichtigung der eigenen Untersuchungsergebnisse in einem Winkel von 45° zur Bauteillängsachse mittig durch die Hohlkörperebene festgelegt worden. Hierdurch wird auf der sicheren Seite die maximale Hohlraumfläche von dem Betonquerschnitt in Abzug gebracht.

Die Bemessung der lokalen Durchstanztragfähigkeit wurde in Anlehnung an das Modell aus *Albrecht 2014* durchgeführt. Anhand der eigenen experimentellen Untersuchungen wurde dieses Modell im ersten Schritt für die Anwendung bei Hohlkörperdecken aus Hochleistungsbeton validiert. Es wurde festgestellt, dass eine Anwendung bei einer ausreichend hohen Betondeckung oberhalb der Hohlkörper von 45 mm trefende Ergebnisse erzielt, diese jedoch nicht auf niedrigere Betondeckungen übertragen werden kann. Der auf einem Druckstrebenmodell basierende Lastabtrag über die Mantelfläche des Durchstanzkegels wird durch die mit 15 mm sehr gering ausfallende Betondeckung beeinflusst. Dies wirkt sich im Wesentlichen auf die Größe der über die Mantelfläche abzutragenden Zugkräfte, als auch auf die zur Verfügung stehende Mantelfläche selbst aus. Weiterhin zeigt ein als lokale Biegebeanspruchung der Betondeckung identifizierter Effekt bei der geringeren Spiegeldicke einen größeren Einfluss,

als er bei der Betondeckung von 45 mm festgestellt werden konnte. Das Bemessungsmodell wurde daher so kalibriert, dass diese Faktoren in Abhängigkeit von der zur Verfügung stehenden Betondeckung der Hohlkörper über den Neigungswinkel der Mantelfläche β berücksichtigt werden.

Insgesamt wurde gezeigt, dass die Bemessung bzw. Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton durch viele verschiedene Faktoren beeinflusst wird, sodass bestehende Regelungen für Hohlkörperdecken aus normalfestem Beton nicht ohne Weiteres hierauf übertragen werden können. Die in diesem Kapitel erarbeiteten Modelle wurden im Wesentlichen an eigenen experimentellen Untersuchungen sowie Erkenntnissen aus der Literatur kalibriert. Eine Übertragbarkeit auf davon abweichende Konfigurationen kann nicht ohne weiteres bestätigt werden und sollte durch weiterführende Untersuchungen verifiziert werden.

6 Verwendung von Hohlkörperdecken aus Hochleistungsbeton

Die Verwendung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton eignet sich immer dann, wenn leichte, schlanke und tragfähige Konstruktionen erforderlich werden. Hierbei muss es sich jedoch nicht immer um besondere Anwendungen, wie in Abschn. 3.2.3 aufgezeigt, handeln. Auch praxisrelevante Problemstellungen sind für die Verwendung dieses Hochleistungswerkstoffes in Verbindung mit Hohlkörpern geeignet. In den nachfolgenden Abschnitten werden daher ein mögliches Anwendungsgebiet aufgezeigt, sowie die Verwendung der in Kapitel 5 erarbeiteten Berechnungs- und Bemessungsgleichungen an einem konkreten Fallbeispiel vorgestellt.

6.1 Anwendungsgebiet

Hochleistungsbeton wird immer dann eingesetzt, wenn erhöhte Ansprüche an die Struktur, die Tragfähigkeit aber auch das Erscheinungsbild eines Tragwerks aus Beton gestellt werden. Die hohe Druckfestigkeit, zumeist in Kombination mit einer gegenüber von normalfestem Beton erhöhten Zugfestigkeit, erlaubt die Herstellung von schlanken, materialeffizienten und dennoch hoch belastbaren Strukturen. Durch die Kombination mit Hohlkörpern kann die Materialeffizienz mit geringen Einbußen bei der Tragfähigkeit noch weiter gesteigert werden.

Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton zeichnen sich durch den geringen Betonverbrauch und damit verknüpft einem geringen Eigengewicht in Verbindung mit einer hohen Tragfähigkeit aus. Aufgrund dieser Eigenschaften wird ein breites Anwendungsfeld im Bereich des Bauens im Bestand identifiziert. Nach aktuellen Angaben von *BMWi 2014* besteht für die in Deutschland rund 19 Millionen Wohngebäude ein erheblicher Sanierungsbedarf, der sich in den nächsten Jahren auf etwa die Hälfte aller Bestandsgebäude ausbreiten wird. Dabei müssen nicht nur Anforderungen aus der energetischen Sanierung berücksichtigt werden, sondern auch die aus einer möglichen Umnutzung geänderten Anforderungen an die Tragstruktur. Nach *BMWi 2014* sind jedoch etwa 5 % der bis 1978 errichteten Gebäude vollständig oder zumindest teilweise denkmalgeschützt. Erhöhte Anforderungen hinsichtlich der Tragfähigkeit, die sich aus einer Umnutzung ergeben können, können somit nicht durch umfassende bauliche Maßnahmen oder eine Neuerrichtung der betreffenden Gebäude gelöst werden. Durch die Verwendung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton könnte die Tragfähigkeit der Deckensysteme von Gebäuden mit Bestandsschutz erhöht werden, ohne die lastabtragende Grundsubstanz und insbesondere die besonders erhaltenswerten Fassaden zu beeinträchtigen. Die gesteigerte Tragfähigkeit lässt sich hierbei durch den Austausch der alten Deckensysteme mit den Hohlkörperdecken realisieren. Durch den Einsatz von Fertigteilen kann zudem die Bauzeit verkürzt und insbesondere in innerstädtischen Bereichen die Beeinträchtigung durch Lärm, Schmutz und Platzbedarf reduziert werden. Im Vergleich zu Hohlkörperdecken aus normalfestem Beton ergeben sich durch die Verwendung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton zusätzliche Vorteile:

- geringere erforderliche Deckenhöhe und somit Vergrößerung der Raumhöhe
- geringere erforderliche Deckenhöhe und somit weitere Reduktion des Beton- und damit Zementverbrauchs

- erhöhte Festigkeit ermöglicht den Abtrag größerer Lasten

Die dargestellte Anwendungsmöglichkeit zeigt nur einen möglichen praxisrelevanten Aspekt für die Verwendung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton auf, der auf weitere Problemstellungen übertragen werden kann. Dennoch ist der Einsatz im allgemeinen Hochbau trotz der aufgezeigten Vorzüge voraussichtlich nur speziellen Anwendungsfällen vorbehalten, in denen die Lösung der strukturellen Aufgabenstellung unabhängig von dem damit einhergehenden Kostenfaktor an erster Stelle steht, da bei der Verwendung von Nanodur®-Beton mit einem Preis von ca. 500 bis 600 € / m³ gerechnet werden muss (vgl. *durcrete 2015*).

Zur Veranschaulichung der in Kapitel 5 entwickelten Berechnungs- und Bemessungsgleichungen werden diese nachfolgend an einem Anwendungsbeispiel aus dem Themengebiet des Bauens im Bestand angewendet.

6.2 Anwendungsbeispiel

Das nachfolgende Anwendungsbeispiel dient dem besseren Verständnis der in Kapitel 5 entwickelten Berechnungs- und Bemessungsgleichungen. Die Abmessungen wurden so vordimensioniert, dass jeder der Nachweise erfolgreich ist. Weitere Parameter, die sich aus Anforderungen aus z. B. Brand- oder Schallschutz ergeben können, werden nicht berücksichtigt.

6.2.1 Aufgabenstellung

Ein Bestandsgebäude soll saniert werden. Im Rahmen der Sanierungsmaßnahmen erfolgt eine Umnutzung von bisher herkömmlich genutztem Wohnraum (Nutzungskategorie A2, vgl. *DIN EN 1991-1-1:2002 + AC:2009*) hin zu einem Großraumbüro, das aufgrund der Anzahl und Anordnung der Schreibtische der Nutzungskategorie C1 zugeordnet werden kann. Hierdurch verdoppelt sich die anzusetzende Nutzlast von $q_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$ auf $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$. Die bestehenden Holzbalkendecken (vgl. Abb. 6.1) können für diese Nutzlast nicht nachgewiesen werden, sodass ein alternatives Tragssystem verwendet werden muss. Eine weitere Besonderheit besteht zudem darin, dass die Holzbalkendecken bis hin zur Dachfläche auf einer Tragkonstruktion aus Holz gelagert werden, da der Lastabtrag nicht über die Außenwände erfolgen kann.

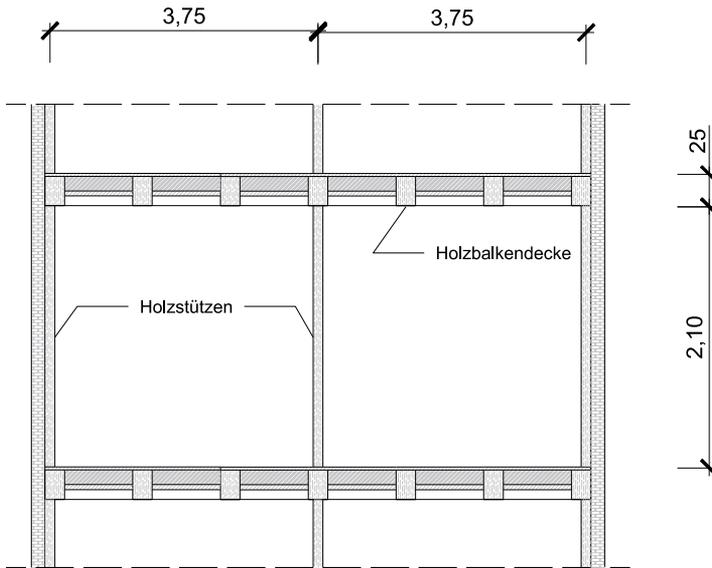


Abb. 6.1: Deckenkonstruktion im Bestand: Holzbalkendecke mit Abstützung in Feldmitte

Zur Auswahl der alternativen Tragstruktur sind folgende Randbedingungen einzuhalten:

- Der Lastabtrag muss durch eine zusätzliche Stützkonstruktion erfolgen. Die Außenwände dürfen nicht belastet werden
- Die Abstützung in Raummitte entfällt.
- Die Höhe der Deckenkonstruktion soll insgesamt niedriger werden als die Höhe der Holzbalkendecke, sodass eine größere lichte Raumhöhe erreicht werden kann.
- Die Beeinträchtigung des Verkehrs sowie der Anwohner soll während des Bauablaufs möglichst gering sein

Unter Berücksichtigung der vorgenannten Randbedingungen wird eine Hohlkörperdecke aus Feinkorn-Hochleistungsbeton gewählt, die auf einer Stahl-Rahmenkonstruktion einachsrig gespannt aufgelagert wird (vgl. Abb. 6.2). Durch den Entfall der Mittelstütze beträgt die Feldlänge 7,50 m. Aus der Vorbemessung wurde eine Deckenstärke von 17,0 cm ermittelt, was einen Zugewinn für die Raumhöhe gegenüber der Holzbalkendecke von 8,0 cm bedeutet. Da mit dem Ersatz der Tragstruktur aus Holz durch die Stahl-Rahmenkonstruktion auch das Dach des Gebäudes erneuert werden muss, werden die Hohlkörperdecken als Fertigteile von oben innerhalb der Gebäudehülle eingesetzt. Dies beschleunigt den Bauablauf und reduziert die Beeinträchtigung von Anwohnern und Verkehr.

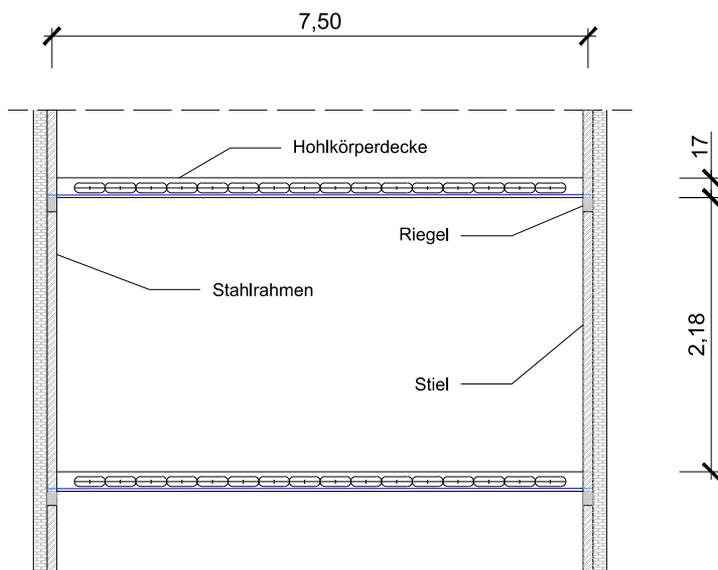


Abb. 6.2: Deckenkonstruktion nach Umnutzung: Einachsig gespannte Hohlkörperdecke aus Feinkorn-Hochleistungsbeton

Nachfolgend wird die Anwendung der einzelnen Berechnungs- und Bemessungsgleichungen an dem vorliegenden Beispiel aufgezeigt. Zur Wahrung einer übersichtlichen Darstellung werden alle hierzu erforderlichen Eingangsgrößen, Parameter, Berechnungswerte, etc. in Tab. 6.1 dargestellt. Es erfolgt ausschließlich die Bemessung der Hohlkörperdecke aus Feinkorn-Hochleistungsbeton für einen Plattenstreifen mit einem Meter Breite. Die Bemessung der lastabtragenden Bauteile sowie weitere Anforderungen werden nicht berücksichtigt.

Tab. 6.1: Eingangswerte Anwendungsbeispiel

Information		Bez.	Einheit	Wert
Statisches System	Stützweite	l_i	[m]	7,50
	Deckenhöhe	h	[mm]	170
	Statische Höhe	d	[mm]	151
	Auflagerbreite	b_A	[mm]	300
Hohlkörpereigenschaften	Hohlkörpertyp (vgl. <i>Cobiax Slim-Line 2018</i>)	-	-	SL-100
	Querschnittsfläche	A_{vf}	[mm ²]	31.000
	Querschnittsfläche 45°	$A_{vf,45}$	[mm ²]	40.630
	Eigenlastreduzierung	ρ_{red}	[kN/m ²]	1,60
	Hohlkörperhöhe	h_{vf}	[mm]	100
	Betonüberdeckung	c_{vf}	[mm]	30
	Hohlkörperachsabstand	a_{vfs}	[mm]	315
	Hohlkörperradius	r_{vf}	[mm]	157,5
	Hohlkörper je 1m Breite	n	-	3,17
	Lastaufstandsfläche	a_{load}	[mm ²]	100 x 100
Materialeigenschaften	Betondruckfestigkeitsklasse	-	-	C100/115
	Größtkorn	D_{max}	[mm]	3
	Betondruckfestigkeit	f_{cm}	[N/mm ²]	108,0
		f_{ck}	[N/mm ²]	100,0
		f_{cd}	[N/mm ²]	56,7
	mittlere Betonzugfestigkeit	f_{ctm}	[N/mm ²]	5,2
	Bemessungswert Zugfestigkeit für unbewehrten Beton	$f_{ctd,pl}$	[N/mm ²]	1,7
	E-Modul Beton	E_{cm}	[N/mm ²]	48.000
	effektiver E-Modul Nanodur®-Beton mit Kriechzahl 0,6 nach <i>Sagmeister 2017</i>	$E_{c,eff}$	[N/mm ²]	30.000
	Betonstahl	-	-	B500B
E-Modul Betonstahl	E_s	[N/mm ²]	200.000	
Zugfestigkeit	f_{yk}	[N/mm ²]	500	
Belastung	Eigenlast Hohlkörperdecke	g_{k1}	[kN/m ²]	2,65
	Ausbaulast	g_{k2}	[kN/m ²]	0,5
	Verkehrslast (Kat. C1)	q_k	[kN/m ²]	3,0
Querschnittswerte	Flächenträgheitsmoment ohne Hohlkörper bei einer Einheitsbreite 315 mm	$I_{Ref,315}$	[mm ⁴]	128.966.250
	Flächenträgheitsmoment mit Hohlkörpern bei einer Einheitsbreite 315 mm	$I_{vf,315}$	[mm ⁴]	109.593.820
	Abminderungsfaktor $I_{vf,315} / I_{Ref,315}$	-	-	0,85
Bemessungs-schnittgrößen	Moment in Feldmitte je Meter Bauteilbreite	M_{Ed}	[kNm/m]	61,54
		$M_{Ed,perm}$	[kNm/m]	43,24
	Querkraft im Abstand d vom Auflagerrand je Meter Bauteilbreite	V_{Ed}	[kN/m]	30,16
		$V_{Ed,perm}$	[kN/m]	21,21

6.2.2 Biegebemessung

Die Biegebemessung erfolgt nach den in Abschn. 5.1.2 hergeleiteten Bemessungsgleichungen und dem darauf aufbauenden Bemessungsdiagramm nach Abb. 5.8.

Zu Beginn wird das bezogene Moment $\mu_{Eds,vfs}$ nach Gl. (6.1) ermittelt. Da die Bemessung für einen Plattenstreifen mit der Breite von 1,0 m erfolgt, gilt $m_{Ed,s} = M_{Ed}$.

$$\begin{aligned}\mu_{Eds,vfs} &= \frac{m_{Ed,s} \cdot a_{vfs}}{d^3 \cdot f_{cd}} \\ &= \frac{0,06154 \cdot 0,315}{0,151^3 \cdot 56,67} = 0,099 \approx 0,1\end{aligned}\quad (6.1)$$

Mit $\mu_{Eds,vfs} = 0,1$ kann die bezogene Druckzonenfläche $\omega_{vfs} = 0,141$ aus dem Bemessungsdiagramm in Abb. 5.8 abgelesen werden. Die erforderliche Biegezugbewehrung pro Meter Bauteilbreite wird damit nach Gl. (6.2) ermittelt.

$$\begin{aligned}a_s &= \frac{1}{\sigma_{sd}} \cdot \left(\frac{\omega_{vfs} \cdot d^2 \cdot 0,75 \cdot f_{cd}}{a_{vfs}} \right) \\ &= \frac{1}{435} \cdot \left(\frac{0,141 \cdot 151^2 \cdot 0,75 \cdot 56,67}{315} \right) \approx 10,0 \frac{cm^2}{m}\end{aligned}\quad (6.2)$$

Bei der Durchführung der Vorbemessung wurde festgestellt, dass der maßgebende Wert der Biegezugbewehrung nicht aus der Biegebemessung, sondern aus der Begrenzung der Verformungen maßgebend wird. Da das hier aufgezeigte Anwendungsbeispiel ausschließlich zur Demonstration der eigenen Berechnungs- bzw. Bemessungsgleichungen dient, wird die Längsbewehrung bereits so gewählt, dass der nachfolgend durchgeführte Verformungsnachweis erbracht werden kann.

Es wird eine Längsbewehrung pro Meter Bauteilbreite von 14 x Ø 16 mm angesetzt, was einer Längsbewehrungsfläche von 28,15 cm²/m und einem geometrischen Längsbewehrungsgrad bezogen auf den Massivquerschnitt von $\rho = 0,0186$ entspricht.

6.2.3 Verformungsnachweis

Zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerks muss die zu erwartende Verformung gegenüber definierten Grenzwerten nachgewiesen werden. Hierbei kann nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* zwischen normalen Anforderungen ($l_i / 250$) und erhöhten Anforderungen ($l_i / 500$) an die Begrenzung des Durchhangs unterschieden werden. Der Grenzwert für erhöhte Anforderungen muss jedoch nur angesetzt werden, sofern angrenzende Bauteile durch die Verformung des nachzuweisenden Tragwerks beeinträchtigt werden könnten. Für das vorliegende Anwendungsbeispiel kann aufgrund der Nutzung als Großraum-Bürofläche der Grenzwert $l_i / 250$ angesetzt werden, den der nachfolgend berechnete Durchhang nicht überschreiten darf.

Nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* kann der Nachweis der Verformung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit entweder nach einem vereinfachten Verfahren durch die Begrenzung der Biegeschlankheit oder durch eine direkte Berechnung der Verformung erfolgen. Die in Abschn. 7.4.2 (2) nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*, für den vereinfachten Nachweis angegebenen Gleichungen wurden an normalfesten Betonen mit Massivquerschnitt kalibriert, sodass die Vorteile einer Hohlkörperdecke aus Feinkorn-Hochleistungs Beton darüber nicht erfasst werden.

Die nachfolgend durchgeführte Berechnung der Verformungen basiert auf der direkten Berechnung des Durchhangs nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *Heft 630* mit nach Abschn. 5.1.4 modifizierten Berechnungsgleichungen. Diese wurden jedoch ausschließlich unter Kurzzeitbelastungen kalibriert. Zur Berücksichtigung der zeitabhängigen Verformungen aus Kriechen werden der effektive E-Modul $E_{c,eff}$ nach Gl. (6.3) berücksichtigt und eine Kriechzahl von $\varphi = 0,6$ nach *Sagmeister 2017* angesetzt. Aufgrund des Herstellungsprozesses im Fertigteilwerk wird davon ausgegangen, dass das Schwinden bis zur Verlegung auf der Baustelle bereits abgeklungen ist.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} \quad (6.3)$$

Die grundsätzliche Vorgehensweise nach diesem Verfahren besteht darin, die Krümmung für den idealen Zustand I sowie für den idealen Zustand II zu ermitteln und dann über einen Verteilungsbeiwert ζ (vgl. Gl. (5.62)) die mittlere Krümmung für einen definierten Belastungszustand zu berechnen (vgl. Abschn. 5.1.4). Darauf aufbauend kann nach Gl. (5.59) und unter Berücksichtigung des statischen Systems (vgl. Abb. 5.13) der zu erwartende Durchhang w_m ermittelt werden. Der im vorliegenden Anwendungsbeispiel ohne Berücksichtigung der modifizierten Berechnungsgleichung, jedoch mit Berücksichtigung der reduzierten Steifigkeit der Hohlkörperdecke, ermittelte Durchhang $w_{m,t=\infty}$ ist in Gl. (6.4) angegeben.

$$\begin{aligned} w_{m,t=\infty} &= k \cdot l_{eff}^2 \cdot \kappa_m \\ &= \frac{5}{48} \cdot 7500^2 \cdot 5,647 \cdot 10^{-6} = 33,09 \text{ mm} \end{aligned} \quad (6.4)$$

Auf den nach Gl. (6.4) ermittelten Durchhang kann dann die modifizierte Bemessungsgleichung aus Abschn. 5.1.4 nach Gl. (6.5) in Verbindung mit Gl. (6.6) und Gl. (6.7) angewendet werden.

$$w = w_i \cdot \zeta_{HPC,vf}^{\theta_{HPC,vf}} \quad (6.5)$$

$$\zeta_{HPC,vf} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{4h}{b}} \quad (6.6)$$

$$\theta_{\text{HPC,vf}} = \left(\frac{M_{\text{Ed,perm}}^{\beta_{\text{vf}}}}{\alpha_{\text{vf}} \cdot V_{\text{Rm,c}}} \right) \quad (6.7)$$

Dabei ist:

$M_{\text{Ed,perm}}$	Momentenbeanspruchung aus quasi-ständiger Einwirkungskombination in [kNm]
$V_{\text{Rm,c}}$	Rechenwert der mittleren Querkrafttragfähigkeit nach <i>DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010</i> in Verbindung mit <i>Heft 600</i> in [kN]
α_{vf}	Kalibrierungsfaktor für die Verwendung von Hohlkörpern des Typs „Cobiax SL-100“ $\alpha_{\text{vf}} = 0,40$
β_{vf}	empirisch ermittelter Beiwert zur Berücksichtigung des Verhältnisses b/h $\beta_{\text{vf}} = 1,4$ für $b/h < 3,5$ $\beta_{\text{vf}} = 1,6$ für $b/h \geq 3,5$

Mit der aus der Vorbemessung nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *Heft 600* ermittelten mittleren Querkrafttragfähigkeit $V_{\text{Rm,c}} = 354$ kN sowie den bereits bekannten Werten nach Tab. 6.1 kann der für die Hohlkörperdecke aus Feinkorn-Hochleistungsbeton zu erwartende Durchhang zum Zeitpunkt $t = \infty$ berechnet werden:

$$w = 33,09 \cdot \left(1,15 \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot 170}{1000}} \right)^{\left(\frac{43,24^{1,6}}{0,4 \cdot 354} \right)} \quad (6.8)$$

$$= 28,33 \text{ mm} < 30,0 \text{ mm} = \frac{l_i}{250} = \frac{7500}{250} \checkmark$$

6.2.4 Querkraftbemessung

Die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton basiert auf der Bemessungsgleichung nach Abschn. 5.2.3.

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit wird nach Gl. (6.9) bestimmt.

$$V_{\text{Rd,c,vf}} = \frac{0,61}{\gamma_c} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{\text{ck}} \cdot \frac{d_{\text{dg}}}{d} \right)^{1/3} \cdot (b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot \sqrt{2} - n \cdot A_{\text{vf},45}) \quad (6.9)$$

Der Parameter d_{dg} zur Berücksichtigung des Größtkorns und der verwendeten Betondruckfestigkeitsklasse wird für $f_{\text{ck}} > 60$ N/mm² nach Gl. (6.10) ermittelt.

$$\begin{aligned}
 d_{dg} &= 16 + D_{\max} \cdot \left(\frac{60}{f_{ck}}\right)^2 \leq 40 \\
 &= 16 + 3 \cdot \left(\frac{60}{100}\right)^2 = 17,08 \leq 40 \quad \checkmark
 \end{aligned}
 \tag{6.10}$$

Die statische Höhe d im ersten Abschnitt von Gl. (6.9) wird in Abhängigkeit des M/V -Verhältnisses, ausgedrückt durch a_{cs} nach Gl. (6.11), eingesetzt. Für $a_{cs} < 4d$ wird d durch a_v nach Gl. (6.12) ersetzt.

$$\begin{aligned}
 a_{cs} &= \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right| \geq d \\
 &= \frac{61,54 \text{ kNm}}{30,16 \text{ kN}} = 2040,16 \text{ mm} \geq 4d = 604 \text{ mm}
 \end{aligned}
 \tag{6.11}$$

$$a_v = \sqrt{\frac{a_{cs}}{4} \cdot d}
 \tag{6.12}$$

Das Einsetzen von d_{dg} sowie der bereits bekannten Werte nach Tab. 6.1 und den Bemessungsergebnissen aus den vorgenannten Abschnitten in Gl. (6.9) ergibt den Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit nach Gl. (6.13).

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c,vf} &= \frac{0,61}{1,5} \cdot \left(100 \cdot 0,0186 \cdot 100 \cdot \frac{17,08}{151} \right)^{1/3} \\
 &\quad \cdot (1.000 \cdot 0,9 \cdot 151 \cdot \sqrt{2} - 3,17 \cdot 40.630) \\
 &= 72,13 \text{ kN} > 30,16 \text{ kN} = V_{Ed}
 \end{aligned}
 \tag{6.13}$$

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung für die Hohlkörperdecke aus Feinkorn-Hochleistungs-beton konnte erbracht werden.

6.2.5 Lokale Durchstanztragfähigkeit

Der Nachweis der lokalen Durchstanztragfähigkeit ist für den vorliegenden Anwendungsfall von untergeordneter Bedeutung, da weder im Bauzustand noch während der Nutzungsphase größere Einzellasten zu erwarten sind. Zur Vervollständigung der aufgezeigten Bemessungsansätze wird der Bemessungswert der maximalen Durchstanztragfähigkeit $F_{Rd,l}$ dennoch für eine Lastaufstandsfläche von $10 \times 10 \text{ cm}^2$ ermittelt.

Die Ermittlung des Bemessungswertes $F_{Rd,l}$ erfolgt nach Gl. (6.14). Die erforderlichen Eingangsgrößen sind Tab. 6.1 sowie Tab. 6.2 zu entnehmen. Die Berechnung erfolgt für eine Betonüberdeckung von $c_{vf,d} = 25 \text{ mm}$ unter Berücksichtigung eines Vorhaltemaßes von $\Delta c_{vf} = 5 \text{ mm}$.

$$F_{Rd,l} = f_{5\%,l} \cdot \frac{\alpha_{A,l}}{\alpha_{\text{tensile/strut}}} \cdot A_{l,d} \cdot f_{ctd,pl} \cdot \sin(\beta_r) \cdot \alpha_{\text{bending}} \quad (6.14)$$

Tab. 6.2: Ergänzende Kennwerte zur Bemessung der lokalen Durchstantragfähigkeit

Information	Vgl.	Bez.	Einheit	Wert
Radius der seitlichen Abrundung der Hohlkörper	-	R_{vf}	[mm]	50
Hilfsgröße	Gl. (2.38)	r_m	[mm]	82,50
Hilfsgröße	Gl. (2.37)	h_m	[mm]	111,50
Länge der Mantelfläche	Gl. (2.36)	m	[mm]	99,66
Neigung des Durchstanzkegels zur Vertikalen	Gl. (2.40)	α_r	[rad]	1,30
Neigung des Durchstanzkegels zur Horizontalen	Gl. (2.39)	β_r	[rad]	0,27
unterer Radius des Durchstanzkegels	Gl. (2.35)	R	[mm]	120,97
Mantelfläche des Durchstanzkegels	Gl. (2.33)	$A_{l,d}$	[mm ²]	45.700
Beiwert zur Berücksichtigung der Mantelfläche, über die die Zugstrebenkraft abgetragen wird	Abschn. 5.3.3.2	$\alpha_{A,l}$	[-]	0,787
Beiwert zur Berücksichtigung des Verhältnisses von Zugstrebenkraft zu Druckstrebenkraft		$\alpha_{\text{tensile/strut}}$	[-]	0,285
Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses einer lokalen Biegebeanspruchung im Deckenspiegel oberhalb des Hohlraums		α_{bending}	[-]	0,476

Einsetzen aller erforderlichen Parameter in Gl. (6.14) ergibt den Bemessungswert der lokalen Durchstantragfähigkeit für die vorliegende Hohlkörperdecke aus Feinkorn-Hochleistungsbeton nach Gl. (6.15).

$$\begin{aligned}
 F_{Rd,l} &= 0,57 \cdot \frac{0,787}{0,285} \cdot 45700 \cdot 1,71 \cdot \sin(0,27) \cdot 0,476 \\
 &= 15,73 \text{ kN}
 \end{aligned} \quad (6.15)$$

6.3 Zusammenfassung

Es wird eine Anwendung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton überall dort vorgeschlagen, wo eine leichte, tragfähige und materialeffiziente Konstruktion aus Stahlbeton erforderlich ist. Einsatzgebiete werden hierbei insbesondere bei der Umnutzung oder Sanierung von Bestandsgebäuden identifiziert. Neben einem verringerten Materialverbrauch bietet dieses System weitere Vorteile, z. B. hinsichtlich der Tragfähigkeit und Aufbauhöhe gegenüber konventionellen Deckensystemen aus normalfestem Stahlbeton.

Zur Veranschaulichung der in Kapitel 5 erarbeiteten Berechnungs- bzw. Bemessungsgleichungen wurden diese an einem Beispiel aus dem Themengebiet des Bauens im Bestand angewendet. Hierbei konnte nachgewiesen werden, dass eine 17 cm hohe Hohlkörperdecke aus Feinkorn-Hochleistungsbeton ausreichend ist, um die Anforderung

rungen der Aufgabenstellung zu erfüllen. Es wurde jedoch festgestellt, dass die erforderliche Längsbewehrung nicht aus der Biegebemessung resultiert, sondern insbesondere für die Begrenzung der Verformungen angesetzt werden muss. Trotz des vergleichsweise hohen Längsbewehrungsgrades von $\rho = 0,0186$ überwiegen die Vorteile der Hohlkörperdecke aus Feinkorn-Hochleistungsbeton. Eine in dieser Arbeit nicht weiter thematisierte Vergleichsrechnung hat gezeigt, dass eine Stahlbetondecke der Festigkeitsklasse C30/37 mit Massivquerschnitt eine Mindesthöhe von 24,0 cm aufweisen müsste. Die Verwendung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton ermöglicht somit nicht nur die um 7,0 cm reduzierte Querschnittshöhe, sondern spart zudem etwa 55 % des für die 24 cm hohe Deckenplatte erforderlichen Betons. Der Zementverbrauch reduziert sich von etwa 72 kg/m² (ca. 300 kg/m³) bei einem Beton C30/37 auf etwa 65 kg/m² (ca. 1.050 kg/m³ Nanodur® Compound 5941, Zementgehalt 59 %) bei Verwendung des Nanodur®-Betons.

Mit dem Anwendungsbeispiel wurde demonstriert, dass sich die entwickelten Ansätze für eine praxisnahe und einfache Bemessung der Tragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton eignen. Für die Ermittlung der Verformungen liegt dagegen kein vereinfachter Berechnungsansatz vor.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde das Trag- und Verformungsverhalten von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton untersucht. Neben einer Literaturrecherche wurden insbesondere umfangreiche experimentelle Untersuchungen zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung sowie der lokalen Durchstantragfähigkeit durchgeführt. Die Berechnung der Verformungen sowie die Bemessung der Biegetragfähigkeit wurden an den vorliegenden Untersuchungsdaten abgeleitet und mittels theoretischer Betrachtungen erarbeitet.

Durch die Verwendung von Hochleistungsbeton wird eine materialeffiziente Herstellung tragfähiger Strukturen ermöglicht, die sich durch eine hohe Druck- und Zugfestigkeit des Betons insbesondere zur Ausbildung schlanker Strukturen eignen. Somit ist die Entwicklung neuer Tragstrukturen eng mit der Entwicklung immer leistungsfähigerer Materialien verknüpft. Zur Sicherstellung eines einfachen und praxisgerechten Umgangs bei der Herstellung und Untersuchung der Versuchskörper wurde ein Hochleistungsbeton auf Grundlage der Bindemittelvormischung Nanodur®-Compound 5941 verwendet. Dieser sog. Nanodur®-Beton zeichnet sich neben einer hohen Druck- und Zugfestigkeit insbesondere durch einen gegenüber herkömmlichen Betonen hohen E-Modul sowie die einfache Handhabung während der Betonage aus. Durch die Verwendung von Nanodur®-Beton in Hohlkörperdecken konnte eine leistungsfähige Tragstruktur geschaffen werden, die mit einem verringerten Beton- und Zementverbrauch auch ökologischen Gesichtspunkten gerecht werden kann. Durch die Anordnung von Hohlkörpern im Deckenquerschnitt ändert sich jedoch auch das Tragverhalten. Untersuchungen zu bisher auf dem Markt verwendeten Hohlkörperdecken haben gezeigt, dass insbesondere die Querkrafttragfähigkeit signifikant durch die Verwendung von Hohlkörpern reduziert wird. Ziel der eigenen Untersuchungen war daher, den Einfluss auf die drei Haupttraganteile der Querkrafttragfähigkeit (ungerissene Betondruckzone, Rissreibung und Dübelwirkung der Längsbewehrung) zu ermitteln.

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden insgesamt 42 Bauteilversuche zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit sowie 18 weitere Versuche zur Ermittlung der lokalen Durchstantragfähigkeit durchgeführt. Der Nanodur®-Beton wurde mit einem Größtkorn von 3,0 mm ausgeführt, sodass Betondeckungen von minimal 1,0 cm realisiert werden konnten. In jeder Konfiguration wurden neben drei Versuchen an Probekörpern mit Hohlkörpern jeweils ein Referenzversuch mit Massivquerschnitt geprüft. Die Bauteilhöhe der Hohlkörperdecken wurde zwischen 14,1 cm und 18,0 cm variiert, im Rahmen der Referenzversuche wurde der Untersuchungsbereich von 10,0 cm bis 25,0 cm Plattenhöhe ausgeweitet. Die lokale Durchstantragfähigkeit wurde für einen Deckenspiegel oberhalb der Hohlkörper von $c_{vf} = 15$ mm und $c_{vf} = 45$ mm untersucht. Hierbei wurden die Größe und Form sowie die Position der Lasteinleitungsfläche im Bezug auf die Grundrissfläche des Hohlkörpers variiert. Anhand der Untersuchungsdaten wurde zum einen ein Finite-Elemente-Modell abgeleitet, das für zukünftige Untersuchungen und zur Erweiterung des Parameterraums herangezogen werden kann. Zum anderen wurden an diesen verschiedene Berechnungs- und Bemessungsmodelle verifiziert und modifiziert sowie eigene Ansätze entwickelt.

Die Finite-Elemente-Berechnung wurde mittels Abaqus FEA von SIMULIA – Dassault Systèmes® (vgl. *Abaqus 2018*), einer weit verbreiteten Softwareanwendung zur Modellierung von Tragwerken aus Stahlbeton, durchgeführt. Zur Abbildung des komplexen nichtlinearen Materialverhaltens des Betons wurde das Concrete-Damaged-Plasticity-Modell verwendet. Die erforderlichen Eingabeparameter sind dabei im Rahmen der experimentellen Untersuchungen entnommen sowie durch einzelne Parameter aus der Literatur ergänzt worden. Zur Verifizierung des eigenen Berechnungsmodells wurde die Last-Verformungs-Kurve von ausgesuchten Probekörpern vorausberechnet und dann mit nachträglich durchgeführten experimentellen Untersuchungen abgeglichen. Es wurde festgestellt, dass sowohl das Tragverhalten der Probekörper mit Hohlkörpern als auch der Referenzprobekörper gut durch die Simulation abgebildet werden konnte. Neben der maximalen Tragfähigkeit wurde eine gute Übereinstimmung der Verformungen sowie der experimentell aufgezeichneten Rissbilder durch die Berechnung bestätigt. Schwächen sind bei der Abbildung des Nachbruchverhaltens aufgetreten. Dieses ist jedoch für die Berechnung von Hohlkörperdecken von untergeordneter Bedeutung, da das Erreichen der maximalen Tragfähigkeit mit dem Gesamt-Systemversagen einhergeht.

Die Bemessung der Biegetragfähigkeit erfolgt auf Grundlage des Spannungsblocks nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. Dieser weist gegenüber von normalfesten Betonen eine geringere Höhe auf, sodass die Betondruckzone erst bei einer höheren Beanspruchung durch die Hohlkörper im Querschnitt beeinflusst wird. Aufgrund der für die Berechnung vereinfachten Geometrie sowie der bündigen Verlegung der Hohlkörper steht in dem Querschnittsbereich nur eine geringe Betonrestfläche zur Verfügung, sodass sich die Biegetragfähigkeit nur noch unwesentlich steigern lässt. Es wird empfohlen, die Biegedruckzone für eine baupraktische Bemessung auf die Betonüberdeckung c_{vf} zu begrenzen, um den Berechnungsaufwand auf ein Minimum zu reduzieren. Dennoch ist aufgrund der vielen möglichen Parameter eine allgemeingültige Biegebemessung nicht möglich, sodass drei allgemeine Bemessungsdiagramme erstellt wurden, um einen praxisrelevanten Bereich von 17 cm bis 20 cm Plattenhöhe abzudecken. Die Berechnung der Verformungen wurde anhand der eigenen experimentellen Untersuchungen kalibriert. Für die Hohlkörperdecken wurde ein Ansatz nach dem vereinfachten Verfahren über Verteilungsbeiwerte nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *Heft 600* und *Heft 630*, für die Referenzversuche ohne Hohlkörper nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* in Verbindung mit *Model Code 1990* bzw. *Heft 525* entwickelt. Zur Nachrechnung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung wurden unterschiedliche Modelle auf deren Anwendbarkeit anhand der eigenen Querkraftversuche überprüft. Es wurde sowohl für den aktuell gültigen Bemessungsansatz nach *DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010* als auch den spannungsbasierten Nachweis nach *EN 1992-1-1 D4:2019-10-25* festgestellt, dass die Abbildung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung für Probekörper aus Feinkorn-Hochleistungsbeton treffend wiedergegeben werden kann. Eine Anwendung für Hohlkörperdecken konnte nicht bestätigt werden, sodass an den Untersuchungsergebnissen auch das Berechnungsmodell nach *Albrecht 2014* auf der Grundlage von *Aldejohann 2009* und *Görtz 2004* validiert wurde. Dabei wurde festgestellt, dass die Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecken gut darüber erfasst werden kann, die Gesamttragfähigkeit jedoch ausschließlich auf den Traganteilen der ungerissenen Beton-

druckzone sowie der Dübelwirkung der Längsbewehrung basiert. Durch die Verwendung von Hohlkörpern sowie eines Feinkorn-Hochleistungsbetons wird der Traganteil der Rissreibung vollständig ausgeschaltet. Aufgrund der Komplexität dieses Berechnungsmodells wurde zudem ein eigenes Bemessungsmodell entwickelt. Dieses basiert auf der Ermittlung der maximal übertragbaren Schubspannungen im Querschnitt sowie der Berücksichtigung der Betonrestfläche bei einem Schnitt von 45° zur Bauteillängsachse in der Achse der Hohlkörper. Hierdurch kann eine praxisgerechte Bemessung mittels Handrechnung gewährleistet werden.

Für die Ermittlung der lokalen Durchstanstragfähigkeit im Bereich der Hohlkörper wurde das Modell nach *Albrecht 2014* herangezogen. Über dieses konnte die Tragfähigkeit bei einer Betonüberdeckung von $c_{vf} = 45$ mm gut abgebildet werden. Für die Betonüberdeckung von $c_{vf} = 15$ mm sind die experimentell ermittelten Ergebnisse nicht treffend dargestellt worden, sodass hier eine Modifikation vorgenommen wurde. Als wesentliche Einflüsse bei der Erfassung der lokalen Durchstanstragfähigkeit bei kleiner Betonüberdeckung wurden eine lokale Biegebeanspruchung, sowie veränderte Bedingungen für den Lastabtrag über die Mantelfläche des Durchstanzkegels identifiziert.

Zuletzt erfolgte die Demonstration der erarbeiteten Berechnungs- und Bemessungsansätze an einem praxisrelevanten Anwendungsbeispiel. Zur Verwendung von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton wurde hier insbesondere das Anwendungsgebiet des Bauens im Bestand identifiziert. Gestiegene Anforderungen an veraltete Tragsysteme in Verbindung mit Restriktionen aus z. B. dem Denkmalschutz erschweren oftmals bauliche Maßnahmen zur Tragfähigkeitssteigerung, die ggf. im Rahmen einer Umnutzung der Gebäude durchgeführt werden müssten. Der Einsatz von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton ermöglicht eine Erhöhung der Tragfähigkeit durch Ergänzung oder Ersatz bestehender Deckenkonstruktionen unter Berücksichtigung eines optimierten und somit ressourcenschonenden Materialeinsatzes.

7.2 Ausblick

Im Rahmen dieser Arbeit wurde das Trag- und Verformungsverhalten von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton in definierten Anwendungsgrenzen erfasst. Aufgrund einer Vielzahl an Einflussgrößen wie der Betonüberdeckung oberhalb der Hohlkörper, der Anordnung der Hohlkörper im Querschnitt, der Hohlkörperhöhe und vielen weiteren Variationsmöglichkeiten, sind die Untersuchungen nur für einen begrenzten Parameterraum durchgeführt worden.

Das an den eigenen experimentellen Untersuchungen kalibrierte FE-Modell kann für zukünftige Analysen herangezogen werden, um die hier betrachteten Konfigurationen zu erweitern. Fragestellungen im Zusammenhang mit der Verwendung von Flachdecken können hierüber abgedeckt und durch weitere experimentelle Untersuchungen ergänzt werden. Bei der Verwendung von schlanken Konstruktionen muss aufgezeigt werden, dass insbesondere die Stabilität sowie die Scheibenwirkung der Hohlkörperdecken gegeben ist, um diese äquivalent zu herkömmlichen Flachdecken aus Stahlbeton als aussteifende Elemente ansetzen zu können.

Die experimentellen Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit wurden an einachsiger gespannten Probekörpern ohne Einflüsse aus Längszug- oder -druck sowie aus Querbiegung durchgeführt. In den Untersuchungen von *Eilers 2016* bzw. *Schnell 2018* wurde festgestellt, dass die Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken insbesondere durch einwirkende Normalspannungen negativ oder positiv beeinflusst wird, da diese zu einer zusätzlichen Belastung der Druckzone für den Fall von Drucknormalspannungen führen sowie entlastend beim Auftreten von Zugnormalspannungen wirken. Auch die lokale Durchstanztragfähigkeit im Bereich der Hohlkörper wird durch Normalspannungen innerhalb des Querschnitts beeinflusst (vgl. *Albrecht 2014*). Zur Erfassung dieser Einflüsse insbesondere bei einer sehr gering ausgeführten Betonüberdeckung der Hohlkörper werden weitere experimentelle Untersuchungen empfohlen, die sowohl positive als auch negative Biegemomente bei gleichzeitig einwirkenden punktuellen Einzellasten berücksichtigen. Hierbei sollte zudem überprüft werden, ob hohe Drucknormalspannungen zu einem Stabilitätsversagen des Deckenspiegels im Bereich der Hohlkörper (Knicken) führen können.

Im Rahmen einer praxistauglichen Verwendung der Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton müssen neben der Bemessung der Tragfähigkeit weitere Anforderungen hinsichtlich Brandschutz oder Schallschutz erfüllt werden. Aufgrund der geringen Betondeckungen sowie dem dichten Gefüge des Nanodur®-Betons sollten aufbauend auf die durchgeführten Traglastversuche insbesondere der Feuerwiderstand in weiteren experimentellen Untersuchungen betrachtet werden.

8 Literatur

Abaqus 2018

Dassault Systèmes: *Abaqus Theory Guide*, 2017.

Abramski et al. 2010

Abramski, M., et al.: *Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Stahlbetondecken mit kugelförmigen Hohlkörpern*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 105, 2010, 6, S. 349–361.

Albert 2008

Albert, A.; Nitsch, A.: *Bericht zu Querkraftversuchen an Hohlkörperdecken Nr.: B08-01*, Institut für Betonfertigteiltbau, Bochum, 15.02.2008.

Albert 2017

Albert, A.; Pfeffer, K.; Schnell, J.: *Hohlkörperdecken*, in: *Betonkalender 2017*. Unter Mitarbeit von Cote, J.; Sadegh-Azar, H.; Stallmann, T., Bergmeister, Konrad; Fingerloos, Frank; Wörner, Johann-Dietrich (Hrsg.) Berlin, Ernst & Sohn, 2017, S. 521–549.

Albrecht 2014

Albrecht, C.: *Bemessung von Stahlbetondecken mit abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern und ein Beitrag zum besseren Verständnis der Querkrafttragfähigkeit*. Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, Massivbau & Baukonstruktion, 2014.

Albrecht et al. 2012

Albrecht, C., et al.: *Bemessung und Konstruktion von zweiachsig gespannten Stahlbetondecken mit abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 107, 2012, 9, S. 590–600.

Aldejohann 2009

Aldejohann, M.: *Zum Querkrafttragverhalten von Hohlkörperdecken mit zweiachsiger Lastabtragung*. Dissertation, Universität Duisburg-Essen, Institut für Massivbau, 2009.

BASF 2019

Produktdatenblatt: *MasterGlenium ACE 430*, Staßfurt, BASF Construction Solutions GmbH, Stand: 05/2019.

Baumann u. Rüsck 1970

Baumann, T.; Rüsck, H.: *Schubversuche mit indirekter Krafteinleitung*, Berlin, München, Düsseldorf, Ernst [in Komm.], 1970.

Beeplate 2017

Deutsches Institut für Bautechnik, Z-15.1-329: *BEEPLATE Hohlkörperdecke*, Berlin, 15.05.2017.

BMWi 2014

Bundesministerium für Wirtschaft und Energie: *Sanierungsbedarf im Gebäudebestand: Ein Beitrag zur Energieeffizienzstrategie Gebäude*, Berlin, Zentral- und Landesbibliothek Berlin, 2014.

Claßen 2016

Claßen, M.: *Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Verbunddübelleisten und großen Stegöffnungen*. Dissertation, Universitätsbibliothek der RWTH Aachen. Hegger, Josef; Feldmann, Markus; Kurz, Wolfgang, 2016.

Claßen et al. 2016

Claßen, M., et al.: *Numerische Simulation von balken- und plattenförmigen Bauteilen aus Stahlbeton und UHPC mit einem plastischen Schädigungsmodell*, in: Bauingenieur 91, 2016, 2, S. 46–56.

Cobiax Eco-Line 2015

Deutsches Institut für Bautechnik, Z-15.1-282: *Hohlkörperdecke System "COBIAX"*, Berlin, 01. März 2015.

Cobiax Slim-Line 2018

Deutsches Institut für Bautechnik, Z-15.1-307: *Hohlkörperdecke System "COBIAX SLIM-LINE"*, Berlin, 27. Februar 2018.

ConSol 2018

Krüger, D., et al.: *ConSol - Concrete Solar Collector : Ergebnisbericht im Rahmen der Förderbekanntmachung des BMU zum 6. Energieforschungsprogramm vom 13.12.2011 : Projektlaufzeit: 1.12.2015-31.05.2018*, Köln, 2018.

DAfStb 1995

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *DAfStb-Richtlinie für hochfesten Beton: Ergänzung zu DIN 1045 07.88 für die Festigkeitsklassen B 65 bis B 115*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 1995.

DAfStb-Rili SVB

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *DAfStb-Richtlinie Selbstverdichtender Beton (SVB-Richtlinie)*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2012-09.

Deuse 2009

Deuse, T.; Hornung, D.; Möllmann, M.: *Von der Mikro- zur Nanodur-Technologie*, in: BFT International 75, 2009, 05.

Deuse 2012

Deuse, T.; Sagmeister, B.: *Anwendungen von UHPC auf Basis eines Spezialbindemittels in Bautechnik und Maschinenbau*, in: BetonWerk International, 2012, 1.

DIN 1045:1988-07

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN 1045:1988-07: *Beton und Stahlbeton - Bemessung und Ausführung*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 1988-07.

DIN 1045-1:2001-07

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN 1045-1:2001-07: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2001-07.

DIN 1045-1:2008-08

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN 1045-1:2008-08: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2008-08.

DIN 1045-2:2008-08

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN 1045-2:2008-08: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2008-08.

DIN 4102-4:2016-05

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN 4102-4:2016-05: *Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile*, Berlin, Beuth Verlag GmbH.

DIN 4109-32:2016-07

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN 4109-32:2016-07: *Schallschutz im Hochbau – Teil 32: Daten für die rechnerischen Nachweise des Schallschutzes (Bauteilkatalog) – Massivbau*, Berlin, Beuth, 2016-07.

DIN 4882:2009-08

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN 488-2:2009-08: *Betonstahl - Betonstabstahl*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2009-08.

DIN EN 12350-12:2010-12

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 12350-12:2010-12: *Prüfung von Frischbeton – Teil 12: Selbstverdichtender Beton – Blockiering-Versuch; Deutsche Fassung EN 12350-12:2010*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2010-12.

DIN EN 12350-6:2011-03

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 12350-6:2011-03: *Prüfung von Frischbeton – Teil 6: Frischbetonrohddichte; Deutsche Fassung EN 12350-6:2011*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2011-03.

DIN EN 12350-7:2009-08

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 12350-7:2009-08: *Prüfung von Frischbeton – Teil 7: Luftgehalt D ruckverfahren; Deutsche Fassung EN 12350-7:2009*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2009-08.

DIN EN 12350-8:2010-12

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 12350-8:2010-12: *Prüfung von Frischbeton – Teil 8: Selbstverdichtender Beton – Setzfließversuch; Deutsche Fassung EN 12350-8:2010*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2010-12.

DIN EN 12350-9:2010-12

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 12350-9:2010-12: *Prüfung von Frischbeton – Teil 9: Selbstverdichtender Beton – Auslauftrichter-versuch; Deutsche Fassung EN 12350-9:2010*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2010-12.

DIN EN 12390-1:2012-09

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 12390-1:2012-09: *Prüfung von Festbeton – Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen; Deutsche Fassung EN 12390-1:2012*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2012-09.

DIN EN 12390-13:2014-06

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 12390-13:2014-06: *Prüfung von Festbeton – Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul); Deutsche Fassung EN 12390-13:2013*, Berlin, Beuth, 2014-06.

DIN EN 12390-2:2009-03

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 12390-2:2009-03: *Prüfung von Festbeton – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen; Deutsche Fassung EN 12390-2:2009*, Berlin, Beuth Verlag, 2009-03.

DIN EN 12390-3:2009-02

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 12390-3:2009-02: *Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2009*, Berlin, Beuth, 2009-02.

DIN EN 12390-7:2009-07

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 12390-7:2009-07: *Prüfung von Festbeton – Teil 7: Dichte von Festbeton; Deutsche Fassung EN 12390-7:2009*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2009-07.

DIN EN 12620:2002+A1:2008

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 12620:2002+A1:2008:

Gesteinskörnungen für Beton; Deutsche Fassung EN 12620:2002+A1:2008, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2008-07.

DIN EN 196-1:2016-11

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 196-1:2016-11: *Prüfverfahren für Zement – Teil 1: Bestimmung der Festigkeit; Deutsche Fassung EN 196-1:2016*, Berlin, Beuth, 2016-11.

DIN EN 197-1:2011

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 197-1:2011: *Zement – Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement; Deutsche Fassung EN 197-1:2011*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2011-11.

DIN EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010

DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2010-12.

DIN EN 1991-1-1:2002 + AC:2009

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 1991-1-1:2002 + AC:2009: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*, Berlin, Beuth Verlag GmbH.

DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: *National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2013-04.

DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2011-01.

DIN EN 1992-1-2:2004 + AC:2008

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 1992-1-2:2004 + AC:2008: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall*, Berlin, Beuth Verlag GmbH.

DIN EN 1998-1:2004 + AC:2009

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 1998-1:2004 + AC:2009:

Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Berlin, Beuth Verlag GmbH.

DIN EN 206:2017-01

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 206:2013+A1:2016: *Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013+A1:2016*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2017-01.

DIN EN 206-1:2001-07

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 206-1:2001-07: *Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2001-07.

DIN EN ISO 3262-13:1998-08

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN ISO 3262-13:1998-08: *Füllstoffe für Beschichtungsstoffe - Anforderungen und Prüfverfahren - Teil 13: Natürlicher Quarz (gemahlen)*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 1998-08.

Drucker-Prager 1952

Drucker, D. C.; Prager, W.: *Soil mechanics and plastic analysis or limit design*, in: *Quarterly of Applied Mathematics* 10, 1952, 2, S. 157–165.

durcrete 2015

durcrete GmbH: *Rezept Nanodur*, Limburg an der Lahn, 2015.

Dyckerhoff 2016

Dyckerhoff AG: *Dyckerhoff NANODUR Compound 5941*, in: *Product data sheet*, 2016.

Ehmann 2003

Ehmann, J.: *Querkrafttragfähigkeit zugbeanspruchter Stahlbetonplatten in Verbundbrücken*. Dissertation, Universität Stuttgart, 2003.

Eilers 2016

Eilers, S.; Albert, A.; Schnell, J.: *Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen - Querkrafttragfähigkeit unter Längszug*, in: *BFT International*, 2016, 02, S. 109–111.

Elliotis 2013

Elliotis, M. C.: *A Finite Element Approach for the Elastic-Plastic Behavior of a Steel Pipe Used to Transport Natural Gas*, in: *Conference Papers in Science* 2013, 2013.

EN 1992-1-1 D4:2019-10-25

DIN Deutsches Institut für Normung e.V., EN 1992-1-1 D4 Working file 2019-10-25: *ENTWURF: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von*

Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2019-11-04.

Fehling 2005

Fehling, E.; Schmidt, M.: *Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung ultrahochfester Betone (UHPC)*, Kassel, Kassel Univ. Press, 2005. 9783899581089.

Fehling u. Bunje 2003

Fehling, E.; Bunje, K.: *Ultra-Hochleistungsbeton - Grundlagen der Konstruktion und Bemessung*, in: Schmidt, Michael; Fehling, Ekkehard (Hg.), *Ultra-Hochfester Beton, Planung und Bau der ersten Brücke mit UHPC in Europa*; Tagungsbeiträge zu den 3. Kasseler Baustoff- und Massivbautagen. Kassel Univ. Press, Kassel, 2003, S. 21–36.

Fenwick u. Pauley 1968

Fenwick, R. C.; Pauley, T.: *Mechanism of Shear resistance of Concrete Beams*, in: *Journal of the Structural Division* 94, 1968, 10, S. 2325–2350.

fib 2008

fib Bulletin 42: *Constitutive modelling of high strength/high performance concrete*, Lausanne, fib, 2008.

Fingerloos 2016

Fingerloos, F.; Hegger, J.; Zilch, K.: *Eurocode 2 für Deutschland*, 2016. 978-3-433-03109-4.

Fischer 1997

Fischer, J.: *Versagensmodell für schubschlanke Balken, Heft 480*, Berlin, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1997.

Forman 2015

Forman, P., et al.: *Light concrete shells for parabolic trough collectors – Conceptual design, prototype and proof of accuracy.*, in: *Solar Energy*, 2015, 111, S. 364–377.

Forman 2017 (fib)

Forman, P., et al.: *Multi-level Optimisation of Parabolic Shells with Stiffeners Made from High-Performance Concrete*, in: Hordijk, D.A.; Luković, M. (Hg.), *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet*, Proceedings of the 2017 fib Symposium, held in Maastricht, The Netherlands, June 12-14, 2017. Springer International Publishing, Cham, 2018, S. 2503–2511.

Forman 2020 a

Forman, P., et al.: *Auslegung von Parabolrinnen Typ EuroTrough für So-*

larkraftwerke im Originalmaßstab (Erkenntnistransfer-Projekt), in: Scheerer, Silke; Curbach, Manfred (Hg.), *Leicht Bauen mit Beton - Forschung im Schwerpunktprogramm 1542, Förderphase 2* (bisher unveröffentlicht). Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, Dresden, 2020.

Forman 2020 b

Forman, P., et al.: *Adaptive Präzisionsstrukturen von Heliostaten aus Hochleistungsbeton für punktfokussierende Solarkraftwerke*, in: Scheerer, Silke; Curbach, Manfred (Hg.), *Leicht Bauen mit Beton - Forschung im Schwerpunktprogramm 1542, Förderphase 2* (bisher unveröffentlicht). Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, Dresden, 2020.

Görtz 2004

Görtz, S.: *Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton*. Dissertation, RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, 2004.

Grace 2006

Produktdatenblatt: *Eclipse®Floor*, Grace Bauprodukte GmbH, 2006.

Grasser et al. 1996

Grasser, E., et al.: *Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen nach EC2 für Biegung, Längskraft, Querkraft und Torsion*, in: *Betonkalender 1996*.

Gross et al. 2017

Gross, D., et al.: *Technische Mechanik 2*, Berlin, Springer Vieweg, 2017. 9783662536780.

Halász et al. 1970

Halász, R., et al.: *Massive Decken*, in: Franz, Gotthard (Hg.), *Beton-Kalender 1970*, Taschenbuch für Beton- und Stahlbetonbau und die verwandten Fächer. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1970.

Heft 177

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 177: *Umlagerung der Schnittkräfte in Stahlbetonkonstruktionen. Grundlagen der Berechnung bei statisch unbestimmten Tragwerken unter Berücksichtigung der plastischen Verformungen*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 1966.

Heft 240

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 240: *Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 1991.

Heft 525

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 525: *Erläuterungen zu DIN 1045-1*, Berlin, Beuth, 2010.

Heft 561

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 561: *Sachstandsbericht Ultra-hochfester Beton*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2008.

Heft 597

Reineck, K.-H.; Kuchma, D. A.; Fitik, B.: *Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und ohne Bügel*, Beuth, Berlin, 2012. 9783410652151.

Heft 600

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 600: *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)*, Berlin, Wien u.a., Beuth, 2012-09.

Heft 617

Reineck, K.-H.; Dunkelberg, D.: *ACI-DAfStb databases 2015 with shear tests for evaluating relationships for the shear design of structural concrete members without and with stirrups*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, Wien, Zürich, 2017. 9783410652953.

Heft 630

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 630: *Bemessung nach DIN EN 1992 in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit*, Berlin, Beuth Verlag, 2018.

Hegger 2006

Hegger, J.; Görtz, S.: *Querkraftmodell für Bauteile aus Normalbeton und Hochleistungsbeton*, in: *Beton - und Stahlbetonbau* 101, 2006.

Helena 2019

Ettore Ranalletta, bearbeitet von Matthias Holländer: *Kuppelansatz des Helenamausoleums in Rom*, <<https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/5/50/Helenamausoleum-Kuppel.jpg>> - 07.02.2019.

Hillerborg 1976

Hillerborg, A.; Modéer, M.; Petersson, P.-E.: *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements*, in: *Cement and Concrete Research* 6, 1976, 6, S. 773–781.

Hillerborg 1983

Hillerborg, A.: *Analysis of one single crack*, in: *Fracture Mechanics of Concrete (Developments in civil engineering)*, 1983, S. 223–249.

IASS 2017

Kämper, C., et al.: *Optimised High-Performance Concrete Shells for Parabolic Trough Collectors*, in: Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures 58, 2017, 1, S. 105–119.

Juhart 2011

Juhart, J.: *Adhäsion von UHPC an Stahl und Glas*. Dissertation, Technische Universität Graz, Fakultät für Bauingenieurwissenschaften, 2011.

Kämper 2017 (fib)

Kämper, C., et al.: *Hollow Core Concrete Shells for Large Aperture Parabolic Troughs*, in: Hordijk, D.A.; Luković, M. (Hg.), High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet, Proceedings of the 2017 fib Symposium, held in Maastricht, The Netherlands, June 12-14, 2017. Springer International Publishing, Cham, 2018, S. 1119–1127.

Kämper 2020

Kämper, C., et al.: *Leichte verformungsoptimierte Schalenträgerwerke aus mikrobewehrtem UHPC am Beispiel von Parabolrinnen solarthermischer Kraftwerke*, in: Scheerer, Silke; Curbach, Manfred (Hg.), Leicht Bauen mit Beton - Forschung im Schwerpunktprogramm 1542, Förderphase 2 (bisher unveröffentlicht). Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, Dresden, 2020.

Kani 1964

Kani, G. N. J.: *The Riddle of Shear Failure and its Solution*, in: ACI Journal Proceedings 61, 1964, 4, S. 441-468.

Kani 1966

Kani, G. N. J.: *Basic Facts Concerning Shear Failure*, in: Journal Proceedings 63, 1966, 6, S. 675–692.

Kani 1968

Kani, G. N. J.: *Was wissen wir heute über die Schubbruchssicherheit?*, in: Bauingenieur 43, 1968, 5, S. 167–174.

Keller 2007

Tue, Nguyen V.; Keller, Christina: *Ein Beitrag zum Querkrafttragverhalten von Stahl- und Spannbetonbauteilen*, Books on Demand, Norderstedt, 2007. 3833496681.

König 2000

König, G., et al.: *Der Einfluß der Rißreibung auf die Querkrafttragfähigkeit. Erkenntnisse aus experimentellen Untersuchungen an Bauteilen aus Leichtbeton und hochfestem Beton*, in: Beton- und Stahlbetonbau 95, 2000, 10, S. 584–591.

König 2001

König, G.; Tue, N. V.; Zink, M.: *Hochleistungsbeton*, Berlin, Ernst & Sohn, 2001. 3433017387.

Kordina u. Blume 1985

Kordina, K.; Blume, F.: *Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schub schlankheit stabförmiger Stahlbetonelemente, Heft 364*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1985.

Kueres et al. 2015

Kueres, D., et al.: *Numerische Abbildung von Beton mit einem plastischen Schädigungsmodell: Grundlegende Untersuchungen zu Normalbeton und UHPC*, in: *Bauingenieur* 90, 2015, 6, S. 252–264.

Latte 2010

Latte, S.: *Zur Tragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung*. Dissertation, Technische Universität Hamburg, 2010.

Lee 1998

Lee, J.; Fenves, G. L.: *Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures*, in: *Journal of Engineering Mechanics* 124, 1998, 8, S. 892–900.

Leonhardt u. Walther 1962

Leonhardt, F.; Walther, R.: *Versuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung, Heft 151*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1962.

Lubliner et al. 1989

Lubliner, J., et al.: *A plastic-damage model for concrete*, in: *International Journal of Solids and Structures* 25, 1989, 3, S. 299–326.

Mang 2018

Mang, H. A.; Hofstetter, G.: *Festigkeitslehre*, Berlin, Springer Vieweg, 2018. 9783662575635.

Marí et al. 2015

Marí, A., et al.: *Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams subjected to point or distributed loads*, in: *Frontiers of Structural and Civil Engineering* 8, 2014, 4, S. 337–353.

Mark 2006

Mark, P.: *Zweiachsig durch Biegung und Querkräfte beanspruchte Stahlbetonträger*, Aachen, Shaker, 2006. 978-3-8322-5261-8.

Mehlhorn 2002

Mehlhorn, G.: *Bemessung von Betonbauten im Hoch- und Industriebau*, Berlin, Ernst, 2002. 3433028540.

Model Code 1990

Ceb-Fip: *Model Code 1990*, London, Telford, 1993. 0727716964.

Model Code 2010

Ceb-Fip: *fib Model Code for Concrete Structures 2010*, Berlin, Ernst & Sohn, 2013.

Müller 2013

Müller, S., et al.: *Leichte Schalen aus hochfestem Beton als Parabolrinnen solarthermischer Kraftwerke*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 108, 2013, 11, S. 752–762.

Müller 2014 a

Müller, S., et al.: *Concrete collectors for parabolic trough solar power plants*, in: *Proceedings of the 10th fib international PhD Symposium in Civil Engineering*, Quebec City, Research Centre on Concrete Infrastructure (CRIB), Université Laval, Québec, 2014, S. 309–314.

Müller 2014 b

Müller, S., et al.: *Kollektorelemente solarthermischer Kraftwerke aus innovativen hochfesten Betonfertigteilen*, in: *BetonWerk International*, 2014, 5, S. 182–188.

Müller 2016

Müller, S.: *Zur Auslegung von innovativen Betonkollektorelementen für solarthermische Parabolrinnenkraftwerke*. Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, FG Massivbau & Baukonstruktion. Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell, 2016.

Muttoni 1990

Muttoni, A.: *Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton*. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETH), 1990.

Muttoni 2003

Muttoni, A.: *Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 98, 2003, 2, S. 74–84.

Muttoni 2008

Muttoni, A.; Fernández Ruiz, M.: *Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width*, in: *ACI Structural Journal* 105, 2008, S17, S. 163–172.

OpusC 2011

Benno Drössler GmbH & Co. KG; durcrete GmbH; Dyckerhoff AG: *Guter Empfang - UHPC-Garderobendielen im Bibelhaus Frankfurt*, in: *OpusC*, 2011, 6, S. 76-77.

Ortlepp 2006

Ortlepp, S.: *Zur Beurteilung der Festigkeitssteigerung von hochfestem Beton unter hohen Dehngeschwindigkeiten*. Dissertation, Technische Universität Dresden, 2006.

Pfeffer 2002

Pfeffer, K.: *Untersuchungen zum Biege- und Durchstanzverhalten von zweiachsigen Hohlkörperdecken*, in: *Fortschritt-Berichte VDI Reihe 4 Nr. 178* VDI Verlag, Düsseldorf, 2002.

Rasch 1985

Rasch, J. J.: *Die Kuppel in der römischen Architektur. Entwicklung, Formgebung, Konstruktion.*, in: *Architectura. Zeitschrift für Geschichte der Baukunst*, 15.1985, 1985.

Reineck 1990

Reineck, K.-H.: *Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen*, 1990.

Rommel 1994

Rommel, G.: *Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton*, Berlin, Beuth, 1994. 3410656448.

Ricker 2011

Ricker, M.: *Numerische Untersuchungen zum Durchstanzen von gedrun- genen Einzelfundamenten*, in: *Bauingenieur* 86, 2011, 10, S. 443 - 453.

RÖHBAU 1966

Ministerium NRW, B 2-2.420 ZUL. 231: *Stahlbetonhohlplatte RÖHBAU-Decke*, 22.12.1966.

Rombach 2009

Rombach, G.; Latte, S.: *Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 104, 2009, 10, S. 642–656.

Ruppert 2019

Johannes Ruppert: *CO₂-Abscheidung bei der Zementherstellung*, Düsseldorf, 22.08.2019.

Sagmeister 2017

Sagmeister, B.: *Maschinenteile aus zementgebundenem Beton*, Berlin, Wien, Zürich, Beuth Verlag, 2017. 978-3-410-27186-4.

Sargin 1971

Sargin, M.: *Stress-strain relationships for concrete and the analysis of structural concrete sections*, Waterloo, Ont., Solid Mechanics Division, University of Waterloo, 1971.

Schäper 2010

Schäper, M.: *Zur Anwendung der logarithmischen Normalverteilung in der Materialprüfung*, in: Bautechnik 87, 2010, 9, S. 541–549.

Schellen 2019

Schellen, M.: *Zur nichtlinearen numerischen Simulation des Querkrafttragverhaltens von Hohlkörperdecken aus hochfestem Beton*. Master Thesis, Technische Universität Kaiserslautern, Massivbau & Baukonstruktion, 2019.

Schlaich u. Schäfer 2001

Schlaich, J.; Schäfer, K.: *Konstruieren im Stahlbetonbau*, Beton-Kalender 2001. Ernst & Sohn, Berlin, 2001, S. 311–492.

Schneider 2018

Schneider, K.-J.; Goris, A.; Albert, A.: *Bautabellen für Ingenieure*, Köln, Bundesanzeiger Verlag, 2018. 9783846208809.

Schnell 2018

Schnell, J.; Albert, A.; Eilers, S.: *Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Zugbeanspruchung*, Stuttgart, Fraunhofer IRB Verlag, 2018. 9783738800968.

Schnellenbach-Held 2001

Schnellenbach-Held, M.; Pfeffer, K.: *Tragverhalten zweiachsiger Hohlkörperdecken*, in: Beton- und Stahlbetonbau 96, 2001, 9, S. 573–578.

Stallmann 2017

Stallmann, T., et al.: *Development and Construction of Light-Weight Parabolic Troughs made of High-Performance-Concrete*, in: Current Scientific Challenges in Concrete and Steel Structures, Abramski, M.; Korzeniowski, P. (eds.), Gdansk, Poland, 2017, S. 123–133.

Strohbusch 2010

Strohbusch, J.: *Beitrag zur Verformungsberechnung im Stahlbetonbau mit kritischer Bewertung bestehender Regelungen*. Dissertation, Universität Siegen, 2010.

Tran 2018

Tran, N. L.: *Shear strength of slender reinforced concrete members without shear reinforcement*, Darmstadt, Institut für Massivbau, 2018. 978-3-942886-18-5.

UHFB 2018

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, ENTWURF: *DAfStb-Richtlinie Ultrahochfester Beton (UHFB)*, Berlin, 2018-02.

VDZ 2012

Verein Deutscher Zementwerke e.V., Zement-Merkblatt Betontechnik - B 2: *Gesteinskörnungen für Normalbeton*, Düsseldorf, 1.2012.

Vecchio u. Collins 1986

Vecchio, F. J.; Collins, M. P.: *The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*, in: ACI Structural Journal 83, 1986, 22, S. 219–231.

Walraven 1980

Walraven, J.C.: *Aggregate Interlock: A theoretical and experimental analysis*. Dissertation, Delft University of Technology, 1980.

Wittmann 2002

Wittmann, F. H.: *Crack formation and fracture energy of normal and high strength concrete*, in: Sadhana 27, 2002, 4, S. 413–423.

WWF 2019

Bellmann, E.; Zimmermann, P.: *Klimaschutz in der Beton- und Zementindustrie*, Berlin, WWF Deutschland, 2019.

Z-12.5-96

Deutsches Institut für Bautechnik, Z-12.5-96: *Ankerstabstahl St 900/1100 mit Gewinderippen AWM 1100*, Berlin, 01.10.2015.

Zilch 2010

Zilch, K.; Zehetmaier, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*, Berlin, Heidelberg, Springer Berlin Heidelberg, 2010. 978-3-540-70637-3.

Zink 1999

Zink, M.: *Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung*. Dissertation, Universität Leipzig, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 1999.

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1:	Struktur der Arbeit – Vorgehensweise zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton	3
Abb. 2.1:	Ausbreitmaß eines Normalbetons mit $w/z = 0,5$ (a) sowie $w/z = 0,3$ (b) ohne Zugabe von Fließmitteln (<i>König 2001</i>)	7
Abb. 2.2:	Amphoren und Tontöpfe im Auflager der Kuppel im Helenamausoleum (<i>Helena 2019</i>)	10
Abb. 2.3:	Bewehrungsführung (a) und Anordnung der Hohlkörper (b) in einer RÖHBAU-Decke (<i>RÖHBAU 1966</i>).....	10
Abb. 2.4:	Darstellung einer zweiachsigen Hohlkörperdecke (eigene Darstellung nach <i>Schnellenbach-Held 2001</i>).....	11
Abb. 2.5:	Vereinfachter Querschnitt der Hohlkörper (a) und Querschnitt der Hohlkörperdecke mit Darstellung der verwendeten Parameter (b) nach <i>Albrecht 2014</i>	15
Abb. 2.6:	Definition der Parameter zur Herleitung der Bemessungsgleichung nach <i>Albrecht 2014</i>	16
Abb. 2.7:	Beeinflussung des Spannungsblocks durch den Hohlkörper nach <i>Albrecht 2014</i>	17
Abb. 2.8:	Variablen zur Berechnung des Spannungsblocks nach <i>Albrecht 2014</i> (Vergrößerte Darstellung in Anlage A.1).....	18
Abb. 2.9:	Lokales Durchstanzen im Bereich eines Hohlkörpers: Durchstanzkegel (a) und Darstellung im Schnitt (b) (<i>Albrecht 2014</i>)	24
Abb. 2.10:	Anordnung der Hohlkörper und Kraffteinleitung (a) und zangenartige Konstruktion zum Aufbringen von Biegemomenten (b) (<i>Albrecht 2014</i>).....	24
Abb. 2.11:	Parameter zur Berechnung der lokalen Durchstanztragfähigkeit (a) und zugrundeliegendes Stabwerkmodell in der Achse der Mantelfläche (b) (<i>Albrecht 2014</i>).....	25
Abb. 2.12:	Schubtal nach <i>Kani (Kani 1966)</i>	28
Abb. 2.13:	Verlauf der Hauptzugspannungen, dargestellt an einem Balken (<i>Zink 1999</i>).....	29
Abb. 2.14:	Balken mit ungerissenem Querschnitt (<i>Zilch 2010</i>)	30
Abb. 2.15:	Spannungsverteilung im ungerissenen (Zustand I, oben) und im gerissenen Rechteckquerschnitt (Zustand II, unten) (<i>Zink 1999</i>).....	32
Abb. 2.16:	Biegeschubbruch (<i>Zink 1999</i>).....	33

Abb. 2.17:	Plötzliches Versagen mit Biegeschubrissbildung und Durchtrennung / Zerstörung der Betondruckzone (a) und Ausbildung eines Sprengwerks mit Zugband (b) (<i>Zilch 2010</i>).....	34
Abb. 2.18:	Schubzugbruch bzw. Stegzugversagen (<i>Zink 1999</i>).....	35
Abb. 2.19:	Scherbruch an gedrunenem Balken (a) (<i>Leonhardt u. Walther 1962</i>) sowie Darstellung des Bruchbilds und der Lastabtragung (b) (<i>Kordina u. Blume 1985</i>).....	36
Abb. 2.20:	Verankerungsbruch (<i>Zilch 2010</i>).....	36
Abb. 2.21:	Traganteile der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach <i>Görtz 2004</i> (a) sowie nach <i>Latte 2010</i> (b)	37
Abb. 2.22:	Spannungsverteilung in der Biegedruckzone (<i>Zink 1999</i>).....	38
Abb. 2.23:	Kinematik des Biegeschubrisses mit Rissuferverzahnung (a) (<i>Zilch 2010</i>) und Spannungsbeziehungen im Riss nach <i>Walraven 1980</i> (b) (aus <i>Latte 2010</i>)	40
Abb. 2.24:	Dübelwirkung der Längsbewehrung: (a) Bettungsspannungen, (b) Zugspannungen innerhalb der Bewehrungsebene, (c) Dübelkräfte und Dübelriss (<i>Zilch 2010</i>).....	43
Abb. 2.25:	Querkraftabtrag in der Bruchprozesszone: (a) Schubspannungsverteilung in der Bruchprozesszone nach <i>Zink 1999</i> (<i>Rombach 2009</i>); (b) Zugspannungen im Bereich der Bruchprozesszone nach <i>Hillerborg 1983</i> (<i>Latte 2010</i>).....	45
Abb. 2.26:	Ausbildung eines Sprengwerks bei geringer Schubschlankheit (oben) und Bogenwirkung bei großer Schubschlankheit unter Gleichstreckenlast (<i>Zilch 2010</i> nach <i>Leonhardt u. Walther 1962</i>).....	47
Abb. 2.27:	Darstellung der Betonzähne anhand des idealisierten Biegeschubbildes (a) sowie der Kräfte und Spannungsverläufe am einzelnen Betonzahn (b) (<i>Zilch 2010</i>)	48
Abb. 2.28:	Traganteile des Querkraftmodells nach <i>Zink 1999</i> und Darstellung des Maßstabeffekts bei Querschnitten mit geringer (a) und großer (b) Höhe (<i>Zilch 2010</i>)	49
Abb. 2.29:	Rissöffnung w_i und Rissuferverschiebung v_A (<i>Görtz 2004</i>).....	51
Abb. 2.30:	Tragwirkungen am Balken unter Querkraftbeanspruchung: (a) Konsolenwirkung, (b) Verzahnungswirkung, (c) Dübelwirkung (<i>Muttoni 1990</i>).....	51
Abb. 2.31:	Lage des Kontrollschnittes und der korrelierenden Längsdehnung nach <i>Muttoni 2003</i> an einem Versuchsbalken von <i>Leonhardt u. Walther 1962</i> (<i>Latte 2010</i>)	52
Abb. 2.32:	Ermittlung der Längsdehnung ε_x (<i>Model Code 2010</i>)	53

Abb. 2.33:	Definition von A_{si} in Gl. (2.84)	56
Abb. 2.34:	Schubspannungsverteilung in der Betondruckzone mit kugelförmigen Hohlkörpern (<i>Aldejohann 2009</i>).....	60
Abb. 2.35:	Auswertung Versuchsdatenbank für die Ansätze nach <i>DIN 1045-1:2001-07</i> und <i>Zink 1999 (Hegger 2006)</i>	63
Abb. 3.1:	Bestandteile eines Hochleistungsbetons auf Grundlage der Bindemittelvormischung Nanodur® Compound 5941	68
Abb. 3.2:	Frischbetonuntersuchungen des Nanodur®-Betons – Fließfähigkeit ohne (a) und mit Blockkiering (b)	72
Abb. 3.3:	Garderobenstelen im Bibelhaus Frankfurt am Main (a) (<i>OpusC 2011</i>) sowie Maschinenbett für eine Fahrständermaschine (b) (<i>Sagmeister 2017</i>) aus Nanodur®-Beton.....	73
Abb. 3.4:	Großdemonstrator einer Parabolrinne aus Nanodur®-Beton im Originalmaßstab, Standort Borchten.....	74
Abb. 3.5:	Bezeichnung der Querkraftversuche	77
Abb. 3.6:	„Cobix SL-100“: Verbindung von zwei Halbschalen (a) zu einem Hohlkörper (b).....	78
Abb. 3.7:	Spannungs-Dehnungs-Diagramm der Längsbewehrung, exemplarisch für Probe 3	81
Abb. 3.8:	Vergleich der berechneten Betondruckfestigkeiten aus Würfeldruckprüfungen mit gemessenen Festigkeitswerten aus Zylinderdruckprüfungen	83
Abb. 3.9:	Herstellung zweier Probekörper mit Hohlkörpern	86
Abb. 3.10:	Ummantelung der Längsbewehrung und rissinduzierende Dreikantleiste	87
Abb. 3.11:	Einbringen des Nanodur®-Betons in die Schalung (a) und Ansammlung von Luftblasen an der Betonoberfläche (b)	88
Abb. 3.12:	Anordnung der induktiven Wegaufnehmer und der Dehnmessstreifen (DMS) am Beispiel der Versuchsserie V-Q-10-170 (Maße in [cm]).....	88
Abb. 3.13:	Versuchsaufbau am Beispiel der Versuchsserie V-Q-10-170 (Maße in [cm]).....	90
Abb. 3.14:	Versuchsaufbau am Beispiel des Versuchs V-Q-10-180-2.....	90
Abb. 3.15:	Zylinderkraft-Zeit-Diagramm am Beispiel des Versuchs V-Q-10-141-1.....	92
Abb. 3.16:	Rissbild nach Abschluss der zehn Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau am Beispiel des Versuchs V-Q-10-180-2	93

Abb. 3.17:	Rissbild im Bruchzustand am Beispiel des Versuchs V-Q-10-180-2.....	93
Abb. 3.18:	Verlauf des Biegeschubrisses bei Probekörpern mit ausgeschalteter Dübelwirkung der Längsbewehrung	95
Abb. 3.19:	Gleichmäßiges Rissbild orthogonal zur Bauteillängsachse nach dem Ausschalen, am Beispiel des Probekörpers V-Q-250-PS-1	96
Abb. 3.20:	Modell zur Beschreibung der Rissbildung in Querrichtung während des Erhärtungsprozesses der Versuchskörperserie V-Q-250-PS [mm].....	96
Abb. 3.21:	Übersicht der Untersuchungsergebnisse zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit (Versuche mit Massivquerschnitt mit grauer Markierung)	98
Abb. 3.22:	Querschnitt des Probekörpers (Maße in [cm])	101
Abb. 3.23:	Verankerung der Hohlkörper in der Schalung.....	102
Abb. 3.24:	Lagesicherung der Oberflächenbewehrung mittels Holzkonstruktion und Abstandhaltern (a) sowie Betonage des Versuchskörpers (b).....	102
Abb. 3.25:	Darstellung des Probekörpers im Grundriss mit Anordnung der Lasteinleitungsplatten sowie Nummerierung der Untersuchungsreihenfolge (Maße in [cm]).....	103
Abb. 3.26:	Versuchsaufbau zur Ermittlung der lokalen Durchstantragfähigkeit.....	104
Abb. 3.27:	Darstellung der Bruchkräfte für einen Deckenspiegel von $c_{vf} = 15 \text{ mm}$ (a), wobei die Anordnung in (a) der Versuchsanordnung in (b) entspricht	106
Abb. 3.28:	Darstellung der Bruchkräfte für einen Deckenspiegel von $c_{vf} = 45 \text{ mm}$ (a), wobei die Anordnung in (a) der Versuchsanordnung in (b) entspricht	106
Abb. 3.29:	Darstellung von Rissen im Bereich der Bauteilaußenkanten (a) sowie das Ausbilden von Durchstanzkegeln sowohl für eine Betondeckung von 45 mm als auch 15 mm am Beispiel eines mittels Sägeschnitten freigelegten Hohlkörperquerschnitts (b).....	107
Abb. 4.1:	Darstellung der Fließflächen in der Deviatorebene des negativen Hauptspannungsraums in Abhängigkeit des Formfaktors K_c (a) sowie in der biaxialen Spannungsebene (b) und Darstellung der hyperbolischen Potenzialfunktion des Typs Drucker-prager (c) aus <i>Abaqus 2018</i>	110
Abb. 4.2:	Ver- bzw. Entfestigung nach <i>Abaqus 2018</i> im Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Zugspannungen (a) und Druckspannungen (b)	111

Abb. 4.3:	Darstellung von Schädigungs-Rissöffnungs-Beziehungen (Kueres et al. 2015)	112
Abb. 4.4:	Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung (a) und Darstellung nach Betondruckfestigkeitsklassen (b) (fib 2008)	113
Abb. 4.5:	Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton unter Druck	115
Abb. 4.6:	Spannungs-Rissöffnungs-Beziehungen für Beton unter Zugbeanspruchung	117
Abb. 4.7:	Darstellung der Ansätze von <i>Von Mises</i> und <i>Tresca</i> für dreidimensionale Spannungszustände nach <i>Elliotis 2013</i>	118
Abb. 4.8:	Schematischer Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (a) und Darstellung der Verbundspannungen an einem Stabelement d_x (b) (<i>Zilch 2010</i>)	119
Abb. 4.9:	Darstellung der uniaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung sowie des Schädigungsparameters d_c für Nanodur®-Beton unter Druckbeanspruchung	123
Abb. 4.10:	Darstellung der uniaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung sowie des Schädigungsparameters d_c für Nanodur®-Beton unter Druckbeanspruchung im inelastischen Dehnungsbereich	124
Abb. 4.11:	Bruchenergie von Beton in Abhängigkeit des Größtkorndurchmesser (<i>Wittmann 2002</i>)	125
Abb. 4.12:	Darstellung der uniaxialen Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung sowie des Schädigungsparameters d_t für Nanodur®-Beton unter Zugbeanspruchung	126
Abb. 4.13:	Darstellung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Ankerstabstahls im plastischen Verformungsbereich	128
Abb. 4.14:	Vernetzung der Berechnungsmodelle	129
Abb. 4.15:	Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuche V-Q-10-160-1 und V-Q-10-160-PS-1	130
Abb. 4.16:	Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuche V-Q-10-170-1 und V-Q-10-170-PS-1	131
Abb. 4.17:	Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuche V-Q-10-170-1 und V-Q-10-170-PS-1 mit zusätzlichem Lastschritt auf dem 1,3-fachen Gebrauchslastniveau	132
Abb. 4.18:	Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuche V-Q-10-180-1 und V-Q-10-180-PS-1	132

Abb. 4.19:	Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu dem Untersuchungsergebnis des Versuchs V-Q-10-180-1, sowohl mit als auch ohne Berücksichtigung der Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau	133
Abb. 4.20:	Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuche V-Q-10-170-2 bis V-Q-10-170-4 sowie V-Q-10-170-PS-2 bis V-Q-10-170-PS-4	134
Abb. 4.21:	Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuche V-Q-10-180-2 bis V-Q-10-180-4 sowie V-Q-10-180-PS-2 bis V-Q-10-180-PS-4	134
Abb. 4.22:	Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuche V-Q-10-170-2 bis V-Q-10-170-4 sowie V-Q-10-170-PS-2 bis V-Q-10-170-PS-4, jedoch ohne Berücksichtigung der Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau	135
Abb. 4.23:	Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuche V-Q-10-180-2 bis V-Q-10-180-4 sowie V-Q-10-180-PS-2 bis V-Q-10-180-PS-4, jedoch ohne Berücksichtigung der Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau	136
Abb. 4.24:	Rissbild am Beispiel des Versuchs V-Q-10-180-PS-1 mit überlagerter Darstellung des Schädigungsparameters DAMAGET aus der FEM-Berechnung	137
Abb. 4.25:	Rissbild am Beispiel des Versuchs V-Q-10-180-3 mit überlagerter Darstellung des Schädigungsparameters DAMAGET aus der FEM-Berechnung	137
Abb. 4.26:	Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuchsreihe V-Q-100-PS, normiert auf $f_{cm}^{1/3}$ und ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau	139
Abb. 4.27:	Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuchsreihe V-Q-175-PS, normiert auf $f_{cm}^{1/3}$ und ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau	139
Abb. 4.28:	Ergebnis der FEM-Berechnung im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen der Versuchsreihe V-Q-250-PS, normiert auf $f_{cm}^{1/3}$ und ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau	139
Abb. 5.1:	Verzerrungsebene, resultierende Kräfte sowie Spannungsverteilung in der Druckzone als Grundlage der Biegebemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (gerissen) (Mehlhorn 2002)	144

Abb. 5.2:	Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Betonstahl B500 für die Bemessung mit den Grenzwerten nach <i>DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 (Fingerloos 2016)</i>	146
Abb. 5.3:	Allgemeines Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton unter Druck (<i>Fingerloos 2016</i>).....	147
Abb. 5.4:	Nach <i>DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010</i> berechnete Spannungs-Dehnungs-Verläufe für einen Beton der Druckfestigkeitsklasse C50/60 sowie Nanodur®-Beton.....	148
Abb. 5.5:	Spannungsblock gem. <i>DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (Fingerloos 2016)</i>	149
Abb. 5.6:	Querschnitte der Hohlkörperdecke zur Erstellung der allgemeinen Bemessungsdiagramme nach Abb. 5.5 bis Abb. 5.8	153
Abb. 5.7:	Allgemeine Darstellung der Parameter aus den Bemessungsdiagrammen nach Abb. 5.8 bis Abb. 5.10 (nach <i>Zilch 2010</i>).....	154
Abb. 5.8:	Bemessungsdiagramm für einen Beton C100/115 mit $d_{vfs} = 151,0$ mm, $a_{vfs} = 315$ mm, $h_{vf} = 100$ mm, $c_{vf} = 30$ mm sowie Betonstahl B500 bis zur Grenzdehnung des Stahls zum unwirtschaftlichen Bereich ($\varepsilon_{s,lim} = 2,175$ ‰).....	154
Abb. 5.9:	Bemessungsdiagramm für einen Beton C100/115 mit $d_{vfs} = 166,0$ mm, $a_{vfs} = 315$ mm, $h_{vf} = 100$ mm, $c_{vf} = 45$ mm sowie Betonstahl B500 bis zur Grenzdehnung des Stahls zum unwirtschaftlichen Bereich ($\varepsilon_{s,lim} = 2,175$ ‰).....	155
Abb. 5.10:	Bemessungsdiagramm für einen Beton C100/115 mit $d_{vfs} = 181,0$ mm, $a_{vfs} = 315$ mm, $h_{vf} = 100$ mm, $c_{vf} = 60$ mm sowie Betonstahl B500 bis zur Grenzdehnung des Stahls zum unwirtschaftlichen Bereich ($\varepsilon_{s,lim} = 2,175$ ‰).....	155
Abb. 5.11:	Reale Last-Verformungs-Kurve eines Stahlbetonbauteils mit Darstellung der Grenzwerte aus Zustand I und Zustand II (<i>Zilch 2010</i>).....	158
Abb. 5.12:	Druckzonenhöhe und Spannungen im gerissenen Rechteckquerschnitt mit Druckbewehrung ohne Berücksichtigung von Normalkräften (<i>Zilch 2010</i>)	161
Abb. 5.13:	Beiwert k für Einfeldträger (nach <i>Heft 630</i>).....	164
Abb. 5.14:	Berechnung der Flächenmomente ersten Grades S und zweiten Grades I für biegebeanspruchte Bauteile mit Rechteckquerschnitt (<i>Heft 630</i>)	165
Abb. 5.15:	Last-Verformungs-Kurve des Versuchs V-Q-10-170-1 ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau im Vergleich zu den berechneten Last-	

	Verformungs-Kurven nach <i>DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010</i> in Verbindung mit <i>Heft 630</i> sowie in Verbindung mit <i>Model Code 1990</i> bzw. <i>Heft 525</i>	167
Abb. 5.16:	Last-Verformungs-Kurven der Versuchsreihe V-Q-10-170 ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau im Vergleich zu den berechneten Last-Verformungs-Kurven nach <i>DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010</i> in Verbindung mit <i>Heft 630</i> sowie in Verbindung mit <i>Model Code 1990</i> bzw. <i>Heft 525</i>	168
Abb. 5.17:	Last-Verformungs-Kurven der Versuche V-Q-10-180-1 sowie V-Q-10-180-PS-1 ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau im Vergleich zu den berechneten Last-Verformungs-Kurven nach Gl. (5.66).....	170
Abb. 5.18:	Last-Verformungs-Kurven der 170 mm hohen Probekörper mit Hohlkörpern ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau im Vergleich zu den berechneten Last-Verformungs-Kurven nach Gl. (5.70).....	173
Abb. 5.19:	Auswertung der Untersuchungsergebnisse gegenüber der mittleren Querkrafttragfähigkeit nach <i>DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010</i> in Verbindung mit <i>Heft 600</i> (Versuche mit Massivquerschnitt mit grauer Markierung).....	175
Abb. 5.20:	Auswertung der Untersuchungsergebnisse gegenüber dem mittleren Schubwiderstand nach <i>EN 1992-1-1 D4:2019-10-25</i> (Versuche mit Massivquerschnitt mit grauer Markierung).....	179
Abb. 5.21:	Schubspannungsverteilung in der ungerissenen Betondruckzone nach <i>Zink 1999</i> (a) sowie eine reduzierte Fläche der Betondruckzone durch die Verwendung von Hohlkörpern (b).....	185
Abb. 5.22:	Rotation des Rissufers um die Risspitze (<i>Aldejohann 2009</i>).....	187
Abb. 5.23:	Auswertung der Untersuchungsergebnisse mit dem Berechnungsmodell auf Grundlage der Haupttraganteile der Querkrafttragfähigkeit: Traganteil der ungerissenen Betondruckzone, Traganteil der Rissreibung, Traganteil der Dübelwirkung der Längsbewehrung (Versuche mit Massivquerschnitt mit grauer Markierung).....	193
Abb. 5.24:	45°-Schnitt durch die Hohlkörperfläche	197
Abb. 5.25:	3D-Modell zur Ermittlung der Schnittfläche für den Hohlkörper Typ „Cobix SL-100“.....	197
Abb. 5.26:	Nach Gl. (5.92) berechnete Querkrafttragfähigkeit V_{cal} für alle Hohlkörperversuche, aufgetragen über der im Bruchzustand ermittelten Querkraft V_u	198

Abb. 5.27:	Nach Gl. (5.93) berechnete 5 %-Quantil-Querkrafttragfähigkeit $V_{cal,5\%}$ für alle Hohlkörperversuche, aufgetragen über der im Bruchzustand ermittelten Querkraft V_u	201
Abb. 5.28:	Nach Gl. (5.94) berechnete Bemessungswerte $V_{Rd,c,vf}$ für alle Hohlkörperversuche, aufgetragen über der im Bruchzustand ermittelten Querkraft V_u	203
Abb. 5.29:	Darstellung der Durchstanzkegel der eigenen experimentellen Untersuchungen (a) sowie von in <i>Albrecht 2014</i> ermittelten Durchstanzkegeln (b).....	204
Abb. 5.30:	Darstellung der berechneten Faktoren $f_{cal,l}$ aller Untersuchungsergebnisse in Abhängigkeit des Neigungswinkels der Mantelfläche zur Horizontalen β_r für den Ansatz nach <i>Albrecht 2014</i>	205
Abb. 5.31:	Flaschenförmige Druckspannungsfelder mit unbegrenzter Ausbreitung (a) sowie begrenzter Ausbreitung (b) (<i>Zilch 2010</i>).....	206
Abb. 5.32:	Fachwerk der Druckspannungsfelder zum Lastabtrag über die Mantelfläche des Durchstanzkegels mit unbegrenzter Ausbreitung nach <i>Albrecht 2014</i> (a) sowie mit begrenzter Ausbreitung bei geringer Betondeckung (b).....	207
Abb. 5.33:	Größe und Verlauf von Spaltzugspannungen σ_y in der Lastachse für verschiedene Verhältnisse b / a (<i>Zilch 2010</i>).....	208
Abb. 5.34:	Darstellung der berechneten Faktoren $f_{cal,l}$ aller Untersuchungsergebnisse in Abhängigkeit des Neigungswinkels der Mantelfläche zur Horizontalen β_r für den eigenen Berechnungsansatz nach Gl. (5.103)	210
Abb. 5.35:	Darstellung der nach Gl. (5.103) berechneten Bruchlast $F_{cal,l}$ aufgetragen über der experimentell ermittelten Bruchlast F_u	211
Abb. 5.36:	Nach Gl. (5.106) mit dem Vorfaktor 0,57 berechnete Last $F_{cal,l,5\%}$ für alle Versuche, aufgetragen über der Versuchslast F_u	215
Abb. 5.37:	Nach Gl. (5.104) berechneter Bemessungswiderstand $F_{Rd,l}$, aufgetragen über der experimentell ermittelten Versuchslast F_u . Die Berechnung wurde mit der tatsächlich vorhandenen Betonüberdeckung c_{vf} durchgeführt.....	215
Abb. 6.1:	Deckenkonstruktion im Bestand: Holzbalkendecke mit Abstützung in Feldmitte	221
Abb. 6.2:	Deckenkonstruktion nach Umnutzung: Einachsig gespannte Hohlkörperdecke aus Feinkorn-Hochleistungsbeton	222

Tabellenverzeichnis

Tab. 2.1:	Überblick mehraxialer Hohlkörperdecken-Systeme auf dem Markt (<i>Albert 2017</i>).....	12
Tab. 2.2:	Clusterung der Modelle zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit.....	46
Tab. 3.1:	Bindemittelkennwerte mit Normsand und $w/z = 0,5$ gem. <i>DIN EN 196-1:2016-11</i> (<i>Dyckerhoff 2016</i>).....	69
Tab. 3.2:	Rezeptur des verwendeten Nanodur®-Betons.....	70
Tab. 3.3:	Mischregime Nanodur®-Beton.....	71
Tab. 3.4:	Ermittelte Frischbetonkennwerte des Nanodur®-Betons. Die Kennwerte stellen jeweils Mittelwerte aus drei Proben dar.....	71
Tab. 3.5:	Ermittelte 28 d-Festbetonkennwerte des Nanodur®-Betons. Die Kennwerte stellen jeweils Mittelwerte aus drei Proben dar.....	71
Tab. 3.6:	Nanodur®-Beton im DFG Schwerpunktprogramm 1542.....	75
Tab. 3.7:	Untersuchungsprogramm Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung.....	76
Tab. 3.8:	Materialkennwerte der Längsbewehrung: St 900/1100.....	80
Tab. 3.9:	Festbetonkennwerte der Versuche zur Querkrafttragfähigkeit.....	85
Tab. 3.10:	Details der verwendeten Wegaufnehmer.....	89
Tab. 3.11:	Untersuchungsprogramm zum lokalen Durchstanzen.....	100
Tab. 3.12:	Festbetonkennwerte des Versuchskörpers zum lokalen Durchstanzen.....	101
Tab. 3.13:	Untersuchungsergebnisse zur lokalen Durchstanztragfähigkeit.....	105
Tab. 4.1:	Materialparameter des Nanodur®-Betons zur Beschreibung der linear-elastischen Betoneigenschaften.....	121
Tab. 4.2:	Materialparameter des Nanodur®-Betons zur Berechnung der uniaxialen Druckkennlinie.....	122
Tab. 4.3:	Materialparameter des Nanodur®-Betons zur Berechnung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung.....	125
Tab. 4.4:	Materialparameter des Nanodur®-Betons zur Beschreibung des mehraxialen Betontragverhaltens.....	127
Tab. 4.5:	Materialparameter des Ankerstabstahls zur Beschreibung der linear-elastischen Stahleigenschaften.....	127
Tab. 4.6:	Eingabewerte der verwendeten Querschnitte (Sections).....	128
Tab. 4.7:	Untersuchungsprogramm zur Validierung des numerischen Berechnungsmodells.....	138

Tabellenverzeichnis

Tab. 5.1:	Geometrische Parameter zur Erstellung der allgemeinen Bemessungsdiagramme	153
Tab. 5.2:	Flächenträgheitsmomente der Probekörper mit Hohlkörpern I_{vf} und den äquivalenten Probekörpern ohne Hohlkörper I_{Ref} sowie der Steifigkeitsfaktor I_{vf} / I_{Ref}	166
Tab. 5.3:	Tabellarische Darstellung der Berechnungsergebnisse nach den Ansätzen aus DIN EN 1992-1-1 und Vergleich mit den experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeiten (Versuche mit Massivquerschnitt sind grau gekennzeichnet)	182
Tab. 5.4:	Tabellarische Darstellung der Berechnungsergebnisse der Probekörper mit ausgeschalteter Dübelwirkung der Längsbewehrung nach den Ansätzen aus DIN EN 1992-1-1 und Vergleich mit den experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeiten (Versuche mit Massivquerschnitt sind grau gekennzeichnet)	183
Tab. 5.5:	Berechnung der Schubspannungen im Biegeschubriss nach <i>Walraven 1980</i>	188
Tab. 5.6:	Berechnung der Normalspannungen im Biegeschubriss nach <i>Walraven 1980</i>	188
Tab. 5.7:	Tabellarische Darstellung der Berechnungsergebnisse: Zusammensetzung der einzelnen Traganteile und Vergleich mit den experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeiten (Versuche mit Massivquerschnitt sind grau gekennzeichnet)	194
Tab. 5.8:	Tabellarische Darstellung der Berechnungsergebnisse der Probekörper mit ausgeschalteter Dübelwirkung der Längsbewehrung: Zusammensetzung der einzelnen Traganteile und Vergleich mit den experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeiten (Versuche mit Massivquerschnitt sind grau gekennzeichnet)	195
Tab. 5.9:	Auswertung zur Ermittlung des Faktors $f_{5\%,c}$: 5 %-Quantile für unterschiedliche Parameterkonstellationen	200
Tab. 5.10:	Auswertung zur Ermittlung des Faktors $f_{5\%,l}$: 5 %-Quantile für unterschiedliche Parameterkonstellationen. Die Versuchskennwerte im Detail können Anlage E entnommen werden.	212
Tab. 6.1:	Eingangswerte Anwendungsbeispiel	223
Tab. 6.2:	Ergänzende Kennwerte zur Bemessung der lokalen Durchstanztragfähigkeit.....	228

Anlage A Angaben zur Biegebemessung von Hohlkörperdecken

In Anlage A sind erforderliche Angaben enthalten, die zur Bemessung der Biegetragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton nach Abschn. 5.1.2 erforderlich sind. Zunächst werden alle der Berechnung zugrundeliegenden geometrischen Parameter der Hohlkörperdecke aufgezeigt. Danach werden die verbleibende Druckzonenfläche im Bereich der Hohlkörper A_{c2} sowie der innere Hebelarm z_{vf} hergeleitet. Diese Herleitung basiert auf den Überlegungen in *Albrecht 2014*, der den Bemessungsansatz aus *Pfeffer 2002* von kugelförmigen auf abgeflachte rotations-symmetrische Hohlkörper übertragen hat.

A.1 Geometrische Kenngrößen

Alle erforderlichen geometrischen Kenngrößen zur Berechnung der Biegetragfähigkeit für Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton sind nachfolgend übersichtlich und gegenüber Abschn. 2.2.3.1 und Abschn. 5.1.2 z. T. vergrößert dargestellt.

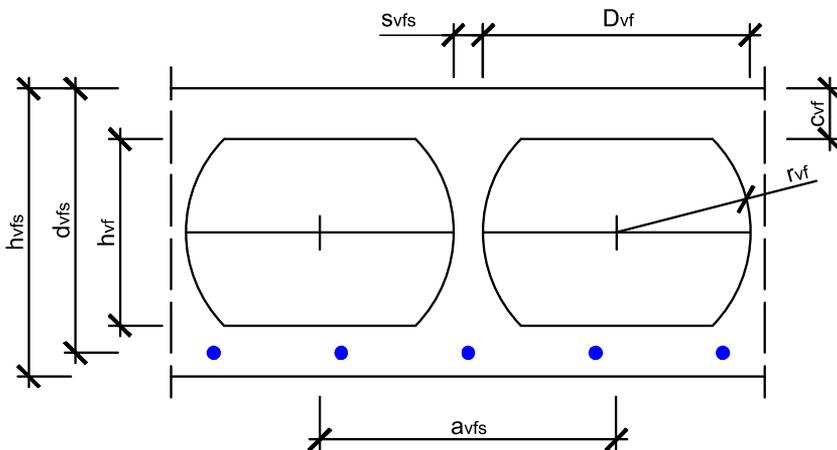


Abb. A.1: Geometrische Kenngrößen zur Beschreibung des der Berechnung zugrundeliegenden Plattenausschnitts, in Anlehnung an *Albrecht 2014*

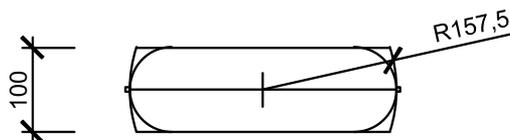


Abb. A.2: Vereinfachter Querschnitt der in der vorliegenden Arbeit verwendeten Hohlkörper des Typs „Cobiax SL-100“

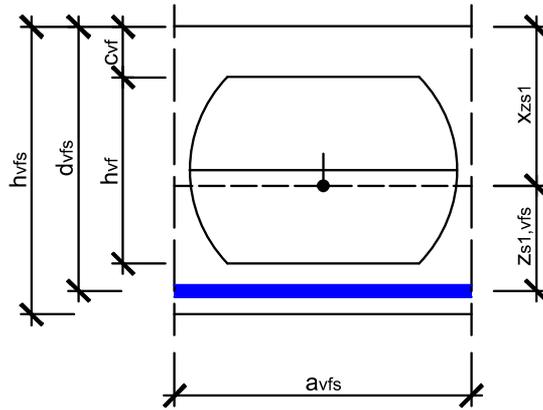


Abb. A.3: Hebelarm der Biegezugbewehrung sowie Randabstand der Betondruckzone, bezogen auf die Lage des Schwerpunkts der Hohlkörperdecke, nach *Albrecht 2014*

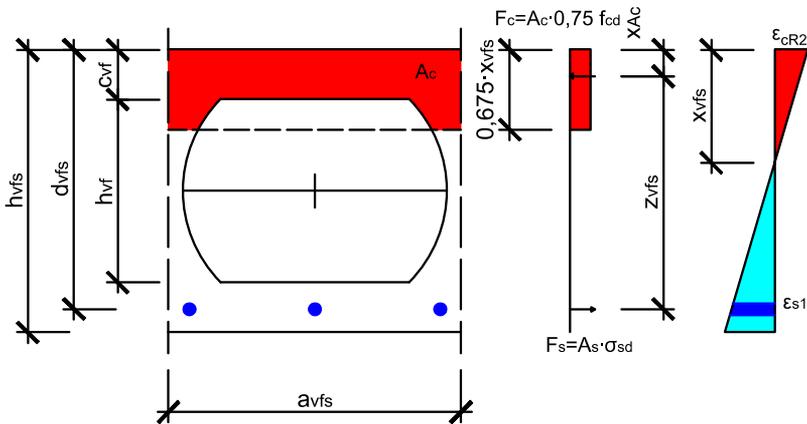


Abb. A.4: Allgemeine Darstellung der Verzerrungsebene sowie des Spannungsblocks und der für die Bemessung anzusetzenden Betondruckzonenfläche, nach *Albrecht 2014*

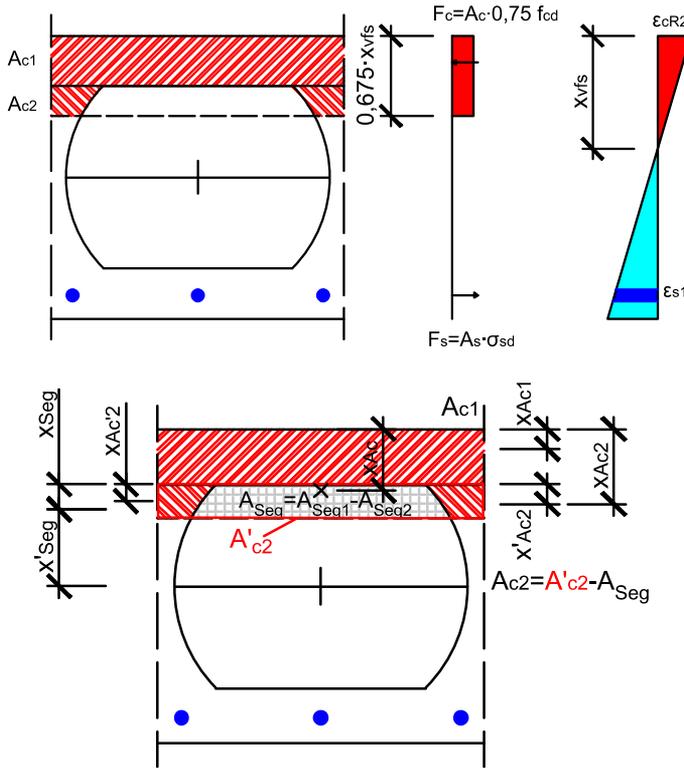


Abb. A.5: Allgemeine Variablen zur Berechnung des Spannungsblocks für einen Beton C100/115, nach Albrecht 2014

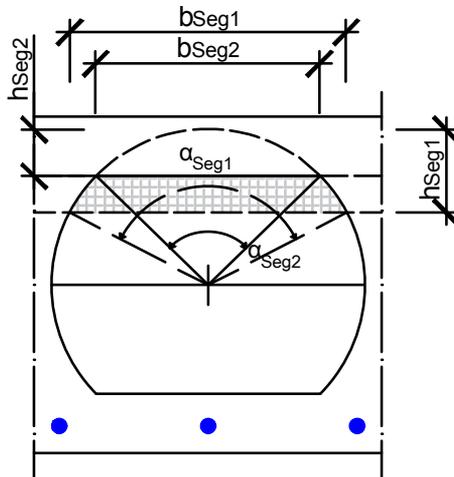


Abb. A.6: Spannungsblock liegt oberhalb der Hohlkörperachse, nach Albrecht 2014

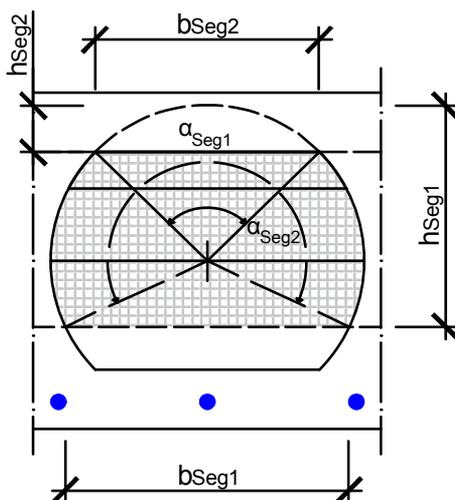


Abb. A.7: Spannungsblock reicht über die Hohlkörperachse hinaus, nach *Albrecht 2014*

A.2 Berechnung der Druckzonenfläche A_{c2} im Bereich der Hohlkörper

Durch die Verwendung von Hohlkörpern im Querschnitt wird die Druckzonenfläche erheblich reduziert, sobald die Druckzonenhöhe x_{vfs} größer als die Betondeckung oberhalb des Hohlraums c_{vf} wird. Vereinfachend wäre eine Begrenzung des Grenzmoments möglich, sodass die Druckzonenhöhe nicht bis in den Bereich der Hohlkörper hineinreicht. Tragreserven, die sich aus der Druckzonenfläche im Bereich der Hohlkörper A_{c2} ergeben werden hierdurch nicht berücksichtigt. Aus diesem Grund wird nachfolgend diese Fläche bei der Verwendung von abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern in Anlehnung an *Albrecht 2014* für die Verwendung von Hochleistungsbeton C100/115 hergeleitet.

Die reduzierte Druckzonenfläche im Bereich der Hohlkörper A_{c2} wird durch die Subtraktion der Hohlraumfläche A_{Seg} von der rechteckigen Druckzonenfläche im Bereich der Hohlkörper A'_{c2} berechnet.

$$A_{c2} = A'_{c2} - A_{Seg} \quad (A.1)$$

Dabei ist:

$$A'_{c2} = (0,675 \cdot x_{vfs} - c_{vf}) \cdot a_{vfs} = (0,675 \cdot \xi_{vfs} - \gamma_{vfs}) \cdot a_{vfs} \cdot d_{vfs}^2 \quad (A.2)$$

$$A_{Seg} = A_{Seg1} - A_{Seg2} \quad (A.3)$$

Die Kreissegmente A_{Seg1} sowie A_{Seg2} basieren auf der allgemeinen Formel nach Gl. (A.4) und werden in Gl. (A.6) bis Gl. (A.10) sowie Gl. (A.11) bis Gl. (A.15) hergeleitet.

$$A_{\text{Seg},i} = \frac{r_{\text{vfs}}^2}{2} \cdot (\alpha_{\text{Seg},i} - \sin(\alpha_{\text{Seg},i})) \quad (\text{A.4})$$

Dabei ist:

$$\alpha_{\text{Seg},i} = 2 \cdot \arccos\left(\frac{r_{\text{vfs}} - h_{\text{Seg},i}}{r_{\text{vfs}}}\right) \quad (\text{A.5})$$

Die von der Geometrie des Hohlkörpers abhängige Fläche $A_{\text{Seg}2}$ wird nach dem Ansatz gem. Gl. (A.6) berechnet. Durch Einsetzen der bereits bekannten Größen und Vereinfachung des Ansatzes ergibt sich schließlich Gl. (A.10).

$$A_{\text{Seg}2} = \frac{r_{\text{vfs}}^2}{2} \cdot (\alpha_{\text{Seg}2} - \sin(\alpha_{\text{Seg}2})) \quad (\text{A.6})$$

Dabei ist:

$$\alpha_{\text{Seg}2} = 2 \cdot \arccos\left(\frac{r_{\text{vfs}} - h_{\text{Seg}2}}{r_{\text{vfs}}}\right) = 2 \cdot \arccos\left(\frac{r_{\text{vfs}} - \left(r_{\text{vfs}} - \frac{h_{\text{vf}}}{2}\right)}{r_{\text{vfs}}}\right) \quad (\text{A.7})$$

$$h_{\text{Seg}2} = r_{\text{vfs}} - \frac{h_{\text{vf}}}{2} \quad (\text{A.8})$$

Somit ergibt sich:

$$\begin{aligned} \alpha_{\text{Seg}2} &= 2 \cdot \arccos\left(\frac{\rho_{\text{vfs}} - \left(\rho_{\text{vfs}} - \frac{h_{\text{vf}}}{2}\right)}{\rho_{\text{vfs}}}\right) \\ &= 2 \cdot \arccos\left(\frac{\rho_{\text{vfs}} - (\rho_{\text{vfs}} - \theta_{\text{vfs}})}{\rho_{\text{vfs}}}\right) \end{aligned} \quad (\text{A.9})$$

Einsetzen von Gl. (A.9) in Gl. (A.6) ergibt dann:

$$A_{\text{Seg}2} = \frac{\rho_{\text{vfs}}^2 \cdot d_{\text{vfs}}^2}{2} \cdot \left[\left(2 \cdot \arccos\left(\frac{\theta_{\text{vfs}}}{\rho_{\text{vfs}}}\right) \right) - \sin\left(2 \cdot \arccos\left(\frac{\theta_{\text{vfs}}}{\rho_{\text{vfs}}}\right) \right) \right] \quad (\text{A.10})$$

Die von der Druckzonenhöhe abhängige Fläche des Kreissegments $A_{\text{Seg}1}$ ergibt sich analog zu der Fläche $A_{\text{Seg}2}$ durch Einsetzen der bereits bekannten Größen.

$$A_{\text{Seg1}} = \frac{r_{\text{vfs}}^2}{2} \cdot (\alpha_{\text{Seg1}} - \sin(\alpha_{\text{Seg1}})) \quad (\text{A.11})$$

Dabei ist:

$$\alpha_{\text{Seg1}} = 2 \cdot \arccos\left(\frac{r_{\text{vfs}} - h_{\text{Seg1}}}{r_{\text{vfs}}}\right) \quad (\text{A.12})$$

Die Höhe des Kreissegments A_{Seg1} wird nach Gl. (A.13) in Abhängigkeit von der Höhe des Spannungsblocks für einen Beton C100/115 berechnet.

$$\begin{aligned} h_{\text{Seg1}} &= h_{\text{Seg2}} + (0,675 \cdot x_{\text{vfs}} - c_{\text{vf}}) = \left(r_{\text{vfs}} - \frac{h_{\text{vfi}}}{2}\right) + (0,675 \cdot x_{\text{vfs}} - c_{\text{vf}}) \\ &= \rho_{\text{vfs}} \cdot d_{\text{vfs}} - \theta_{\text{vfs}} \cdot d_{\text{vfs}} + (0,675 \cdot \xi_{\text{vfs}} - \gamma_{\text{vfs}}) \cdot d_{\text{vfs}} \end{aligned} \quad (\text{A.13})$$

Einsetzen von Gl. (A.13) in Gl. (A.12) ergibt Gl. (A.14).

$$\begin{aligned} \alpha_{\text{Seg1}} &= 2 \cdot \arccos\left(\frac{\rho_{\text{vfs}} \cdot d_{\text{vfs}} - (\rho_{\text{vfs}} \cdot d_{\text{vfs}} - \theta_{\text{vfs}} \cdot d_{\text{vfs}} + 0,675 \cdot \xi_{\text{vfs}} - \gamma_{\text{vfs}}) \cdot d_{\text{vfs}}}{\rho_{\text{vfs}} \cdot d_{\text{vfs}}}\right) \\ &= 2 \cdot \arccos\left(\frac{\theta_{\text{vfs}} - 0,675 \cdot \xi_{\text{vfs}} + \gamma_{\text{vfs}}}{\rho_{\text{vfs}}}\right) \end{aligned} \quad (\text{A.14})$$

Die Berechnung von A_{Seg1} berechnet sich somit final nach Gl. (A.15).

$$\begin{aligned} A_{\text{Seg1}} &= \frac{\rho_{\text{vfs}}^2 \cdot d_{\text{vfs}}^2}{2} \cdot \left[\left(2 \cdot \arccos\left(\frac{\theta_{\text{vfs}} - 0,675 \cdot \xi_{\text{vfs}} + \gamma_{\text{vfs}}}{\rho_{\text{vfs}}}\right) \right) \right. \\ &\quad \left. - \sin\left(2 \cdot \arccos\left(\frac{\theta_{\text{vfs}} - 0,675 \cdot \xi_{\text{vfs}} + \gamma_{\text{vfs}}}{\rho_{\text{vfs}}}\right) \right) \right] \end{aligned} \quad (\text{A.15})$$

Nachdem die beiden Teilflächen A_{c1} sowie A_{c2} hergeleitet wurden, lässt sich die erforderliche Fläche A_{Seg} nach Gl. (A.3) daraus ermitteln. Durch Einsetzen und Vereinfachen der Gleichungen Gl. (A.16) sowie Gl. (A.2) in Gl. (A.1) lässt sich die gesuchte Druckzonenfläche im Bereich der Hohlkörper letztendlich nach Gl. (A.17) berechnen.

A.3 Innerer Hebelarm z_{vfs} für Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton

$$\begin{aligned}
 A_{Seg} = & \frac{\rho_{vfs}^2 \cdot d_{vfs}^2}{2} \cdot \left[\left(2 \cdot \arccos \left(\frac{\theta_{vfs} - 0,675 \cdot \xi_{vfs} + \gamma_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) \right. \\
 & \left. - \sin \left(2 \cdot \arccos \left(\frac{\theta_{vfs} - 0,675 \cdot \xi_{vfs} + \gamma_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) \right] \\
 & - \left[\frac{\rho_{vfs}^2 \cdot d_{vfs}^2}{2} \cdot \left[\left(2 \cdot \arccos \left(\frac{\theta_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) - \sin \left(2 \cdot \arccos \left(\frac{\theta_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) \right] \right]
 \end{aligned} \tag{A.16}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c2} = & (0,675 \cdot \xi_{vfs} - \gamma_{vfs}) \cdot \alpha_{vfs} \cdot d_{vfs}^2 \\
 & + \frac{\rho_{vfs}^2 \cdot d_{vfs}^2}{2} \cdot \left[- \left(2 \cdot \arccos \left(\frac{\theta_{vfs} - 0,675 \cdot \xi_{vfs} + \gamma_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) \right. \\
 & + \sin \left(2 \cdot \arccos \left(\frac{\theta_{vfs} - 0,675 \cdot \xi_{vfs} + \gamma_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) \\
 & \left. + \left(2 \cdot \arccos \left(\frac{\theta_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) - \sin \left(2 \cdot \arccos \left(\frac{\theta_{vfs}}{\rho_{vfs}} \right) \right) \right]
 \end{aligned} \tag{A.17}$$

A.3 Innerer Hebelarm z_{vfs} für Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton

Für die Biegebemessung von Hohlkörperdecken aus Hochleistungsbeton ist eine Berechnung des inneren Hebelarms z_{vfs} in Abhängigkeit der Kenngrößen η sowie λ des Spannungsblocks erforderlich. Die gegenüber normalfestem Beton veränderte Größe des Spannungsblocks (vgl. Abschn. 5.1.2) ergibt veränderte geometrischen Voraussetzungen zur Berechnung der Druckzonenfläche und somit des inneren Hebelarms z_{vfs} .

Dieser wird durch die Subtraktion des Schwerpunktabstands der gesamten Druckzonenfläche ausgehend vom oberen Bauteilrand x_{Ac} von der statischen Höhe d_{vfs} ermittelt (vgl. Abb. A.5).

$$z_{vfs} = d_{vfs} - x_{Ac} \tag{A.18}$$

Dabei ist:

x_{Ac} Abstand des Schwerpunkts der Druckzonenfläche A_c vom oberen Bauteilrand

Da sich die Druckzonenfläche aus den einzelnen Betonflächen A_{c1} und A_{c2} zusammensetzt, müssen zunächst die Abstände x_{Ac1} sowie x_{Ac2} ermittelt werden. Die Berechnung erfolgt dabei mit den Hilfsgrößen x'_{Ac2} und x_{Seg} .

$$x_{Ac} = \frac{A_{c1} \cdot x_{Ac1} + A_{c2} \cdot x_{Ac2}}{A_{c1} + A_{c2}} \quad (\text{A.19})$$

mit:

$$x_{Ac1} = 0,5 \cdot c_{vf} = 0,5 \cdot \gamma_{vfs} \cdot d_{vfs} \quad (\text{A.20})$$

$$x_{Ac2} = c_{vf} + x'_{Ac2} = \gamma_{vfs} \cdot d_{vfs} + x'_{Ac2} \quad (\text{A.21})$$

Dabei ist:

x_{Ac1} Abstand zwischen Schwerpunkt der Druckzonenfläche A_{c1} und dem Bauteilrand

x_{Ac2} Abstand zwischen Schwerpunkt der Druckzonenfläche A_{c2} und dem Bauteilrand

Zur Berechnung von x_{Ac2} nach Gl. (A.21) wird die Hilfsgröße x'_{Ac2} eingeführt, die den Abstand zwischen dem Schwerpunkt und der Oberkante der Druckzonenfläche A_{c2} im Bereich der Hohlkörper wiedergibt (vgl. Abb. A.5).

$$x'_{Ac2} = \frac{A'_{c2} \cdot x_{A'c2} - A_{Seg} \cdot x_{Seg}}{A_{c2}} \quad (\text{A.22})$$

mit:

$$x'_{Ac2} = \frac{A'_{c2} \cdot x_{A'c2} - A_{Seg} \cdot x_{Seg}}{A'_{c2} - A_{Seg}} \quad (\text{A.23})$$

$$x_{A'c2} = (0,675 \cdot x_{vfs} - c_{vf}) \cdot 0,5 = (0,675 \cdot \xi_{vfs} - \gamma_{vfs}) \cdot 0,5 \cdot d_{vfs} \quad (\text{A.24})$$

Dabei ist:

$x_{A'c2}$ Abstand zwischen dem Schwerpunkt der rechteckigen Druckzonenfläche A'_{c2} und dem Bauteilrand nach Abb. A.5

x_{Seg} Abstand zwischen dem Schwerpunkt der Druckzonenfläche A_{Seg} und dem Bauteilrand nach Abb. A.5

Die Berechnung von x_{Seg} erfolgt nach Gl. (A.25). Hierzu wird die Größe x'_{Seg} eingeführt, die den Abstand zwischen der Schwerachse des Hohlkörpers und dem Schwerpunkt der Druckzonenfläche A_{Seg} darstellt.

A.3 Innerer Hebelarm zvfs für Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton

$$x_{\text{Seg}} = \frac{h_{\text{vf}}}{2} - x'_{\text{Seg}} \quad (\text{A.25})$$

mit:

$$x'_{\text{Seg}} = \frac{A_{\text{Seg1}} \cdot x_{\text{Seg1}} - A_{\text{Seg2}} \cdot x_{\text{Seg1}}}{A_{\text{Seg1}} - A_{\text{Seg2}}} \quad (\text{A.26})$$

Durch $x_{\text{Seg},i}$ wird der Abstand zwischen der Kreisachse des vereinfachten Hohlkörpers zu dem jeweiligen Schwerpunkt der Kreisabschnitte A_{Seg1} sowie A_{Seg2} eingeführt.

$$x_{\text{Seg},i} = \frac{b_{\text{Seg},i}^3}{12 \cdot A_{\text{Seg},i}} = \frac{\left[2 \cdot \rho_{\text{vfs}} \cdot d_{\text{vfs}} \cdot \sin\left(\frac{\alpha_{\text{Seg},i}}{2}\right)\right]^3}{12 \cdot A_{\text{Seg},i}} \quad (\text{A.27})$$

mit:

$$b_{\text{Seg},i} = 2 \cdot \rho_{\text{vfs}} \cdot d_{\text{vfs}} \cdot \sin\left(\frac{\alpha_{\text{Seg},i}}{2}\right) \quad (\text{A.28})$$

Dabei ist:

$b_{\text{Seg},i}$ Breite eines Kreissegments gem. Abb. A.6

Anlage B Übersicht Querkraftmodelle

Die nachfolgend dargestellte Zusammenfassung wesentlicher Modelle zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung wurde von *Albrecht 2014* erarbeitet. Die in den Tabellen Tab. B.1 und Tab. B.2 aufgelisteten Literaturquellen können ebenfalls dieser Arbeit entnommen werden.

Tab. B.1: Tabellarische Zusammenfassung (1/2)

Forscher Universität Jahr	Beitrag zu				Wertung der Traganteile ¹		
	Traganteile	Bogen-Zugband-Modell	Kamm-Zahnmodell	Modelle auf Basis der Druckkonzentrationstragfähigkeit	Druckzone	Rissreibung	Dübelwirkung
Leonhardt Stuttgart 1962	---	definierte das Tragverhalten durch ein Bogen-Zugband-Modell	---	---	---	---	---
Kani Toronto 1964	---	sieht in diesem Modell ein sekundäres Tragverhalten	entwickelte das Modell des in der Druckzone eingespannten Betonzahns	---	++	--	--
Fenwick & Paulay Canterbury 1968	---	---	die Traganteile der Rissver- zahnung und der Dübelwirkung sind nicht wie bei Kani zu ver- nachlässigen	---	+	++	0
Baumann & Rüsch München 1970	rechnerische Bestimmung des Traganteils der Dübelwirkung in einer Formel	---	---	---	---	---	---
Taylor London 1974	---	---	Anteil an der Tragfähigkeit: 20-40 % Druckzone 33-50 % Rissreibung 14-25 % Dübelwirkung	---	+	++	0
Walraven Delft 1980	erfasste die über Rissverzahnung übertragbaren Spannungen in ei- ner Formel	---	---	---	---	---	---
Reineck Stuttgart 1990	---	---	wies 60 % der Querkraft- tragfähigkeit der Riss- uferverzahnung zu	---	+	++	+

Tab. B.2: Tabellarische Zusammenfassung (2/2)

Forscher Universität Jahr	Beitrag zu			Wertung der Traganteile ¹			
	Traganteile	Bogen-Zugband-Modell	Kamm-Zahnmodell	Modelle auf Basis der Druckzonentragsfähigkeit	Druckzone	Rissreibung	Dübelwirkung
Muttoni Zürich 1990	Plastizitätstheorie durch den Einfluss der Rissbildung auf die Bruchlast nicht möglich	---	---	---	+	++	+
Specht & Scholz Berlin 1995	---	entwickelten ein kombiniertes Fachwerk-Stützbogenmodell	---	---		---	
Fischer Darmstadt 1997	---	---	bezeichnet den Ausfall der Dübelwirkung als maßgebend für das Versagen	---	++	+	+
Zink Leipzig 1999	rechnerische Bestimmung des Druckzonenanteils in einer Formel	---	---	führt die Querkrafttragsfähigkeit auf die Tragwirkung der Druckzone zurück	++	--	--
Muttoni Lausanne 2003	entwickelt das Modell auf Basis des kritischen Schubrisses, welches im Model Code 2010 Verwendung findet	---	---	---	+	++	+
Görtz Aachen 2004	---	sieht in diesem Modell ein sekundäres Tragverhalten	in dem Ansatz von Reineck wurde die Dübelwirkung unterschätzt und die Rissreibung überschätzt	kombinierte die Ansätze von Fischer und Zink	++	+	+
Keller Leipzig 2007	---	Vorschlag zur Ermittlung der Laststeigerung infolge einer Systemumlagerung in ein Sprengwerk	---	lieferte eine Erklärung für die Schräglast nach Zink	++	--	--

Anlage C Berechnung des Biegeschubrisses

Ergänzende Angaben zur Berechnung des Rissverlaufs, der Rissbreite sowie der Rissuferverschiebung zur Verwendung in den Abschnitten 2.3.3.2 und 5.2.2.2.

C.1 Berechnung der Rotation der Rissufer um die Rissspitze

$$f^*(x) = y^*(x) = l(x) \cdot \sin(\varphi(x) + \Delta\varphi) = \sqrt{x^2 + f(x)^2} \cdot \sin(\varphi(x) + \Delta\varphi) \quad (\text{C.1})$$

Dabei ist:

$y^*(x)$	y-Koordinate des rechten Rissufers bezogen auf die Rissspitze
$l(x)$	Abstand eines Knotens zur Rissspitze parallel zum Riss: $l(x) = \sqrt{x^2 + y(x)^2}$
$\varphi(x)$	Winkel eines beliebigen Knotens auf dem Riss bezogen auf das x-y-Koordinatensystem nach Gl. (C.2)
$\Delta\varphi$	Verdrehung eines betrachteten Punktes auf dem Riss um die Rissspitze nach Gl. (C.3)

$$\varphi(x) = \arctan \left[\frac{y(x)}{x} \right] = \arcsin \left[\frac{y(x)}{l(x)} \right] \quad (\text{C.2})$$

$$\begin{aligned} \Delta\varphi = \varphi_A^* - \varphi_A &= \arcsin \left(\frac{y_A^*}{l_A} \right) - \arcsin \left(\frac{y_A}{l_A} \right) \\ &= \arcsin \left(\frac{y_A + v_A}{l_A} \right) - \arcsin \left(\frac{y_A}{l_A} \right) \end{aligned} \quad (\text{C.3})$$

Dabei ist:

φ_A, φ_A^*	Winkel des Knotens A bzw. A* im x-y-Koordinatensystem
y_A^*	y-Koordinate des Knotens A* bezogen auf die Rissspitze
l_A	Abstand des Knotens A bis zur Rissspitze
v_A	Gegenseitige Vertikalverschiebung der beiden Rissufer auf Höhe der Längsbewehrungsachse

$$\begin{aligned}
 x^* &= \sqrt{x^2 + f(x)^2 - f^*(x)^2} \\
 &= \sqrt{x^2 + f(x)^2 - \left(\sqrt{(x^2 + f(x)^2)} \cdot \sin(\varphi + \Delta\varphi)\right)^2}
 \end{aligned}
 \tag{C.4}$$

C.2 Berechnung der Rissbreite $w(x)$ und der Rissuferverschiebung $v(x)$

$$w(x) = s \cdot \cos(\beta_r(x) - \theta) \tag{C.5}$$

$$v(x) = s \cdot \sin(\beta_r(x) - \theta) \tag{C.6}$$

Dabei ist:

- s Rissöffnung nach Gl. (C.7)
- $\beta_r(x)$ Risswinkel nach Gl. (C.8)
- θ Rissöffnungswinkel nach Gl. (C.10)

$$s = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \tag{C.7}$$

Dabei ist:

- $\Delta x, \Delta y$ Differenz zwischen den Koordinaten des linken und des rechten Rissufers:
 $\Delta x = |x^* - x|, \Delta y = |y^* - y|$

$$\beta_r = \arctan f'(x) = \arctan y'(x) \tag{C.8}$$

Dabei ist:

- $y'(x)$ Steigung des Risses, ermittelt durch erste Ableitung von Gl. (5.82), ergibt sich zu Gl. (C.9)

$$y'(x) = \frac{0,227 \cdot d}{\left(\frac{x_A - x}{a}\right)^{3/4} \cdot a} \tag{C.9}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{\Delta x}{\Delta y}\right) \quad (\text{C.10})$$

Anlage D Versuchsdetails Querkrafttragfähigkeit

Nachfolgend werden die Versuchsdetails zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit dargestellt. Zunächst sind die Montagepläne aller Probekörper aufgelistet. Darauffolgend sind die Untersuchungsergebnisse sowohl in tabellarischer Form, als auch in Form von Diagrammen dargestellt. Zusätzlich ist eine Fotodokumentation aufgeführt, die den Risszustand der entsprechenden Probekörper zum einen nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau und zum anderen im Bruchzustand bzw. nach Erreichen des Versagenskriteriums darstellt.

D.1 Montagepläne

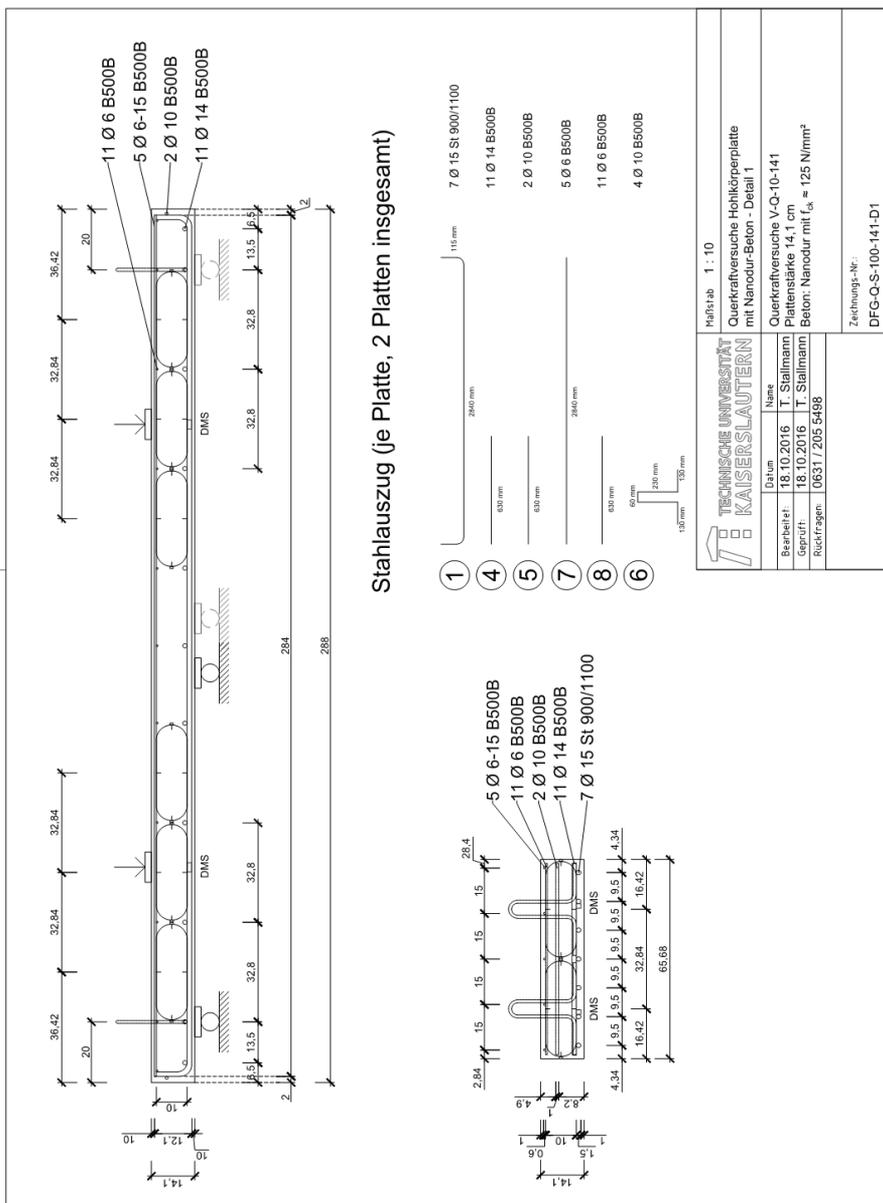


Abb. D.1: Montageplan Versuchsreihe V-Q-10-141

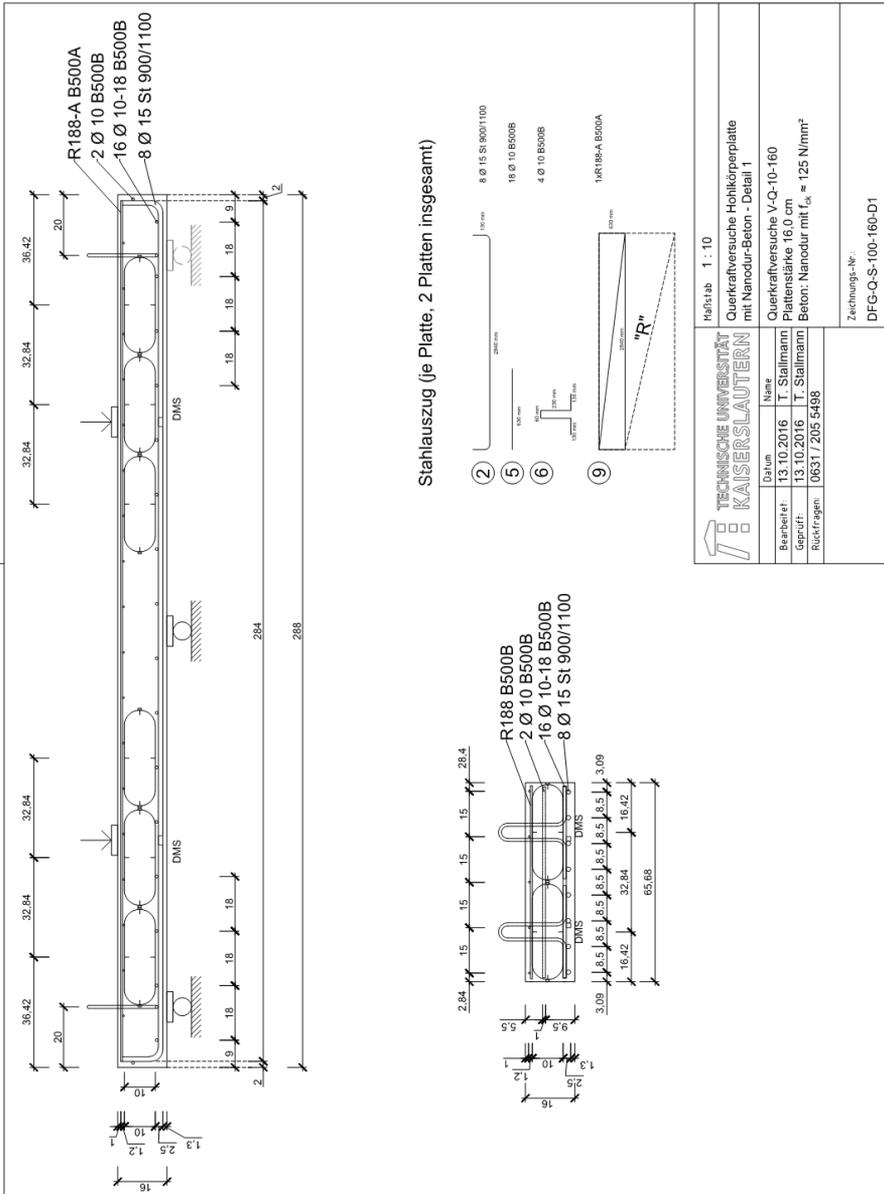
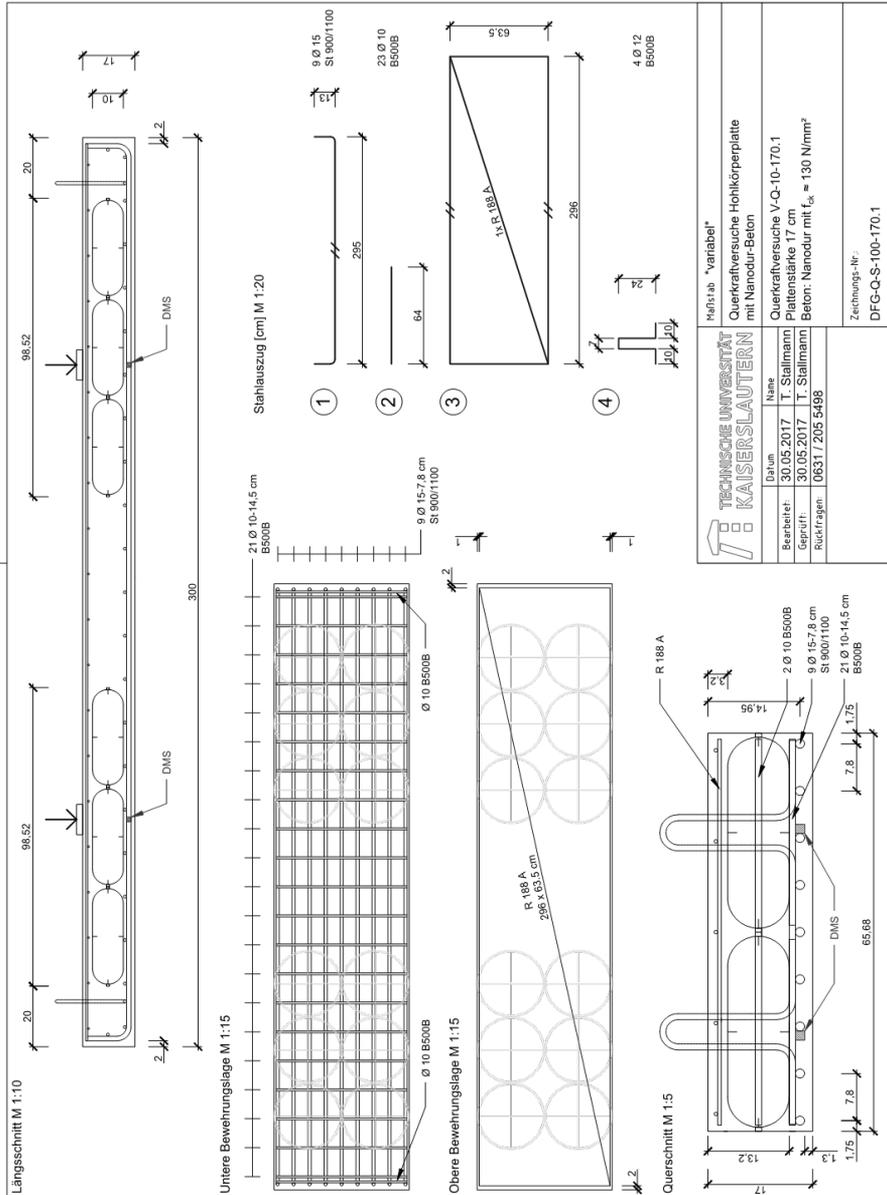


Abb. D.2: Montageplan Versuchsreihe V-Q-10-160

Anlage D Versuchsdetails Querkrafttragfähigkeit



		Institut "Variabel" Querkraftversuche Hohlkörperplatte mit Nanodur-Beton
Datum 30.05.2017	Name T. Stallmann	Querkraftversuche V-Q-10-170.1
Bearbeiter 30.05.2017	T. Stallmann	Plattenstärke 17 cm
Geprüft 30.05.2017	T. Stallmann	Beton: Nanodur mit $f_{ck} = 130 \text{ N/mm}^2$
Rückfragen 0631 / 205 5498		
		Zeichnung-Nr. DFG-Q-S-100-170.1

Abb. D.3: Montageplan 1 von 2 Versuchsreihe V-Q-10-170.1

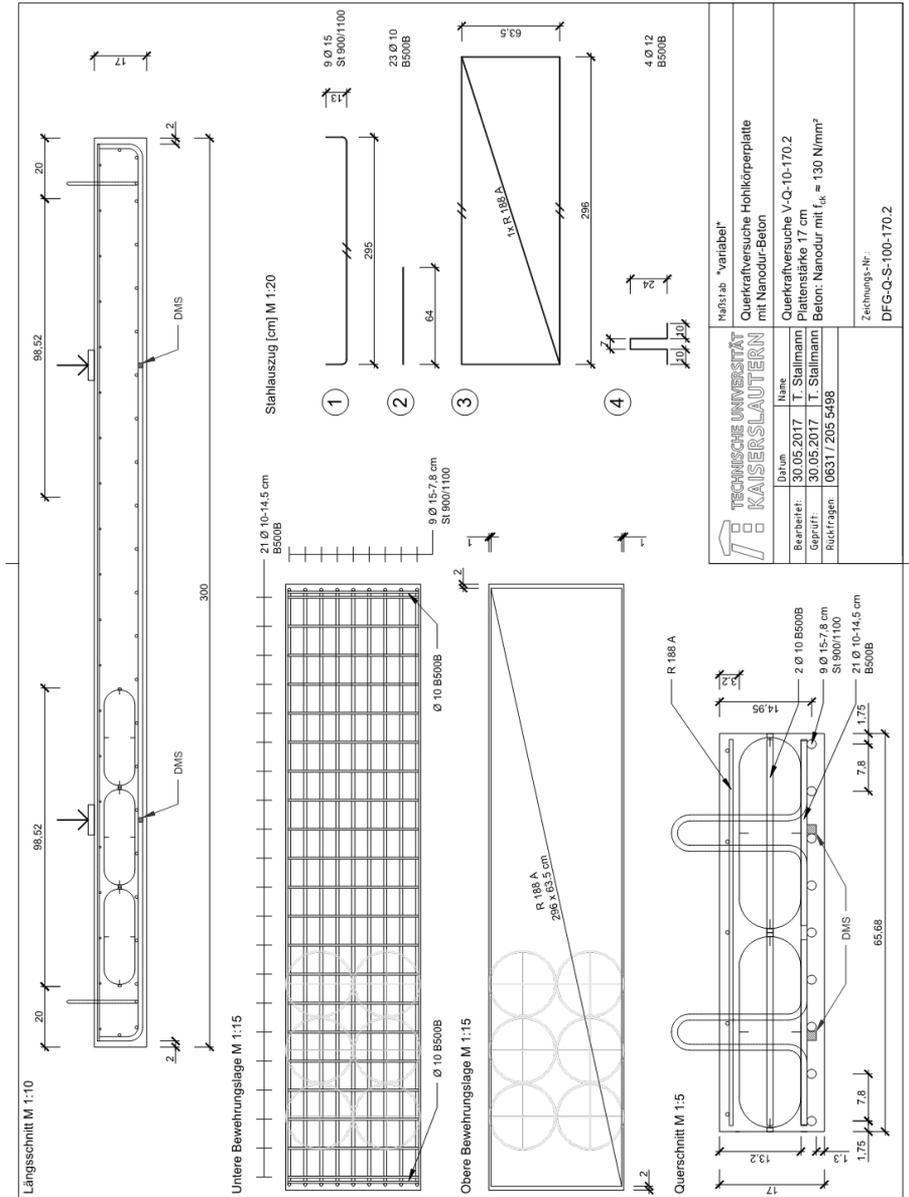


Abb. D.4: Montageplan 2 von 2 Versuchsreihe V-Q-10-170

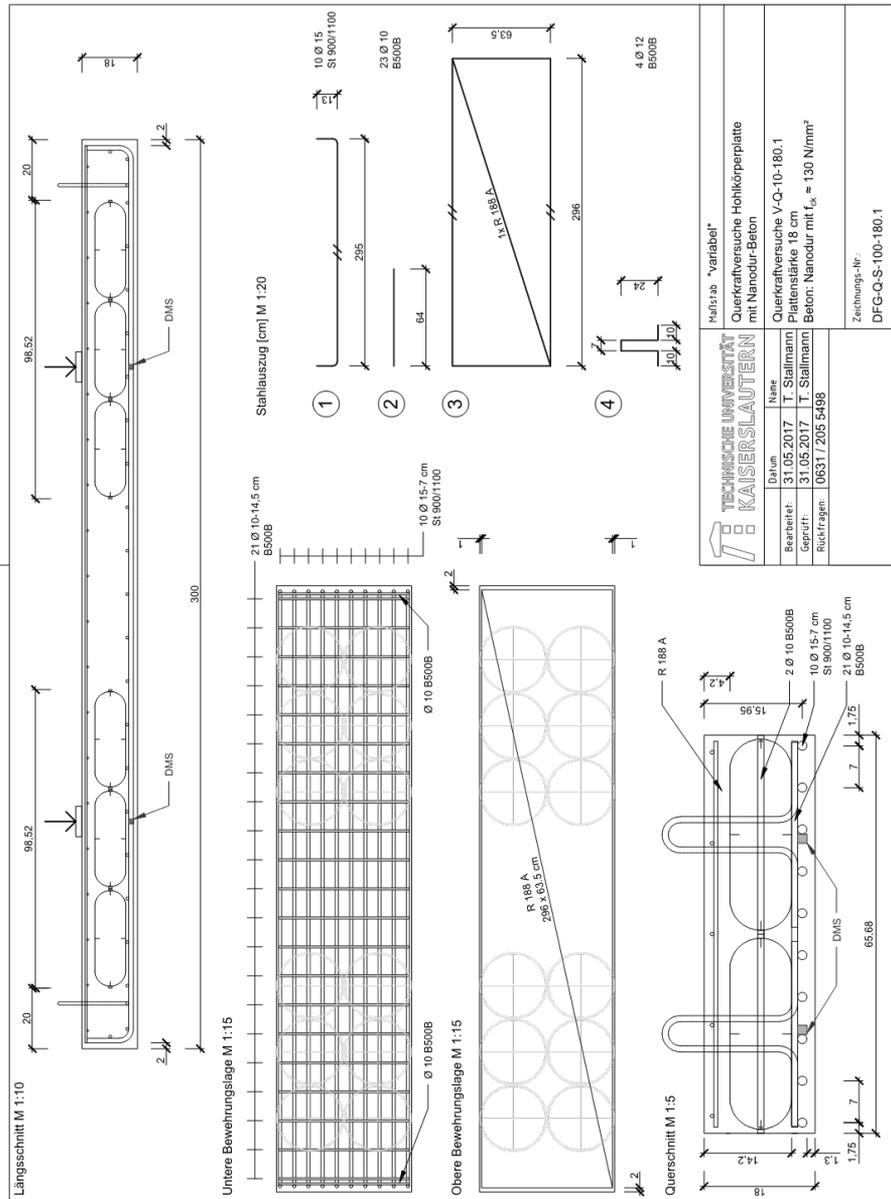


Abb. D.5: Montageplan 1 von 2 Versuchsreihe V-Q-10-180

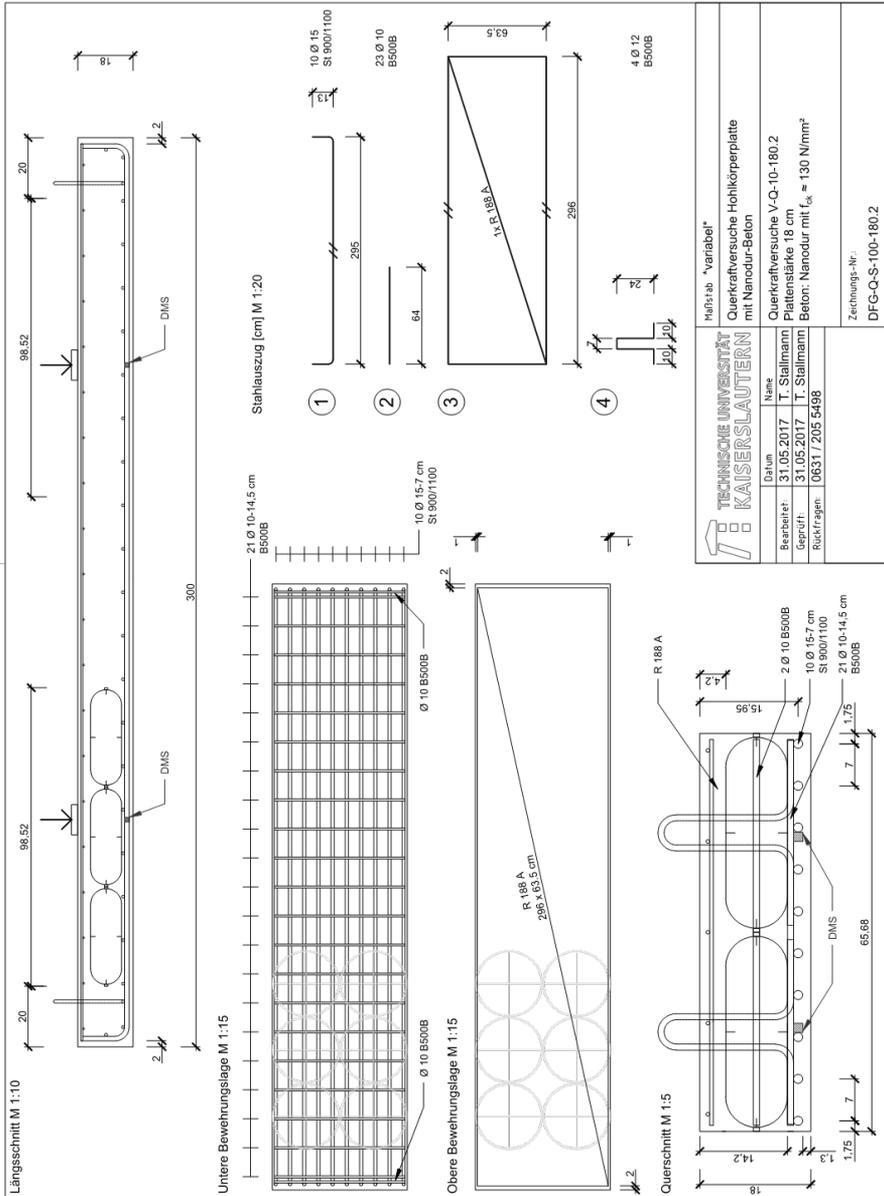


Abb. D.6: Montageplan 2 von 2 Versuchsreihe V-Q-10-180

Anlage D Versuchsdetails Querkrafttragfähigkeit

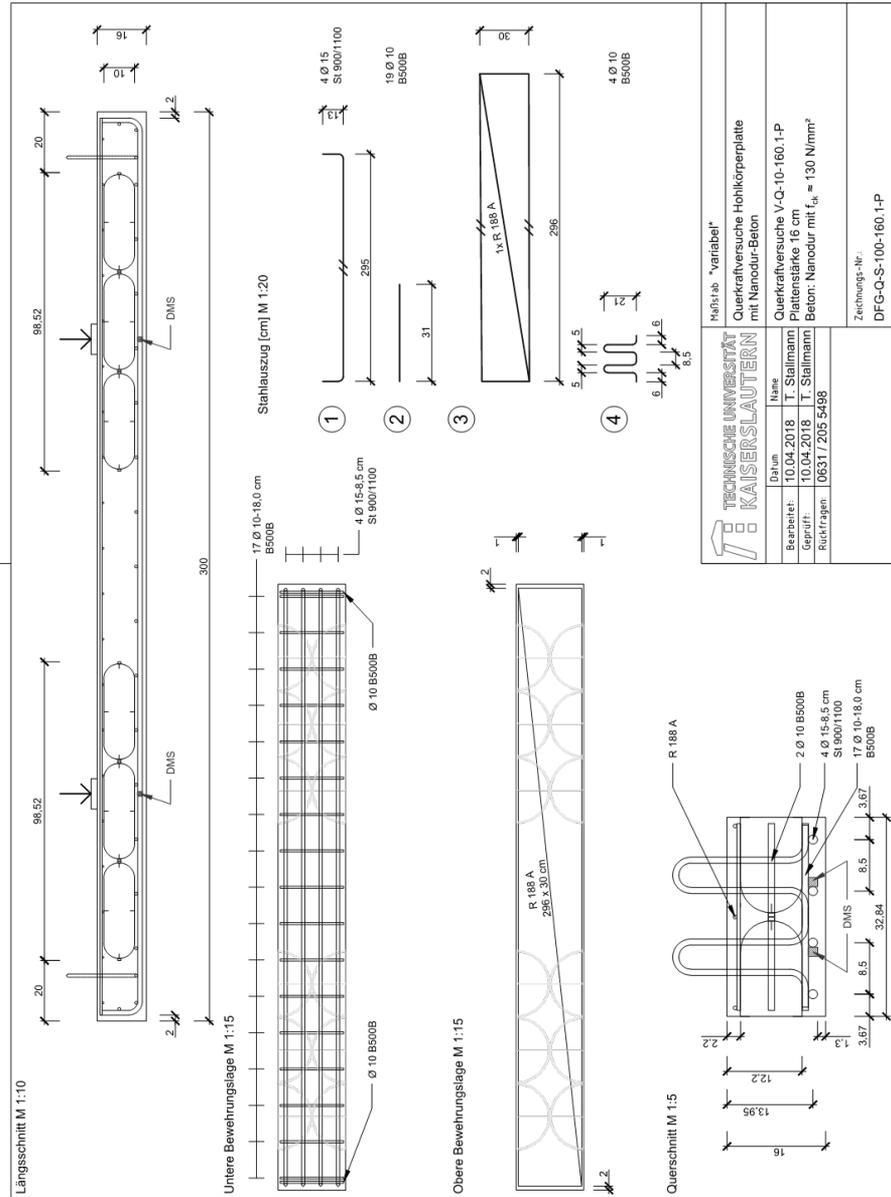


Abb. D.7: Montageplan 1 von 2 Versuchsreihe V-Q-10-160-PS

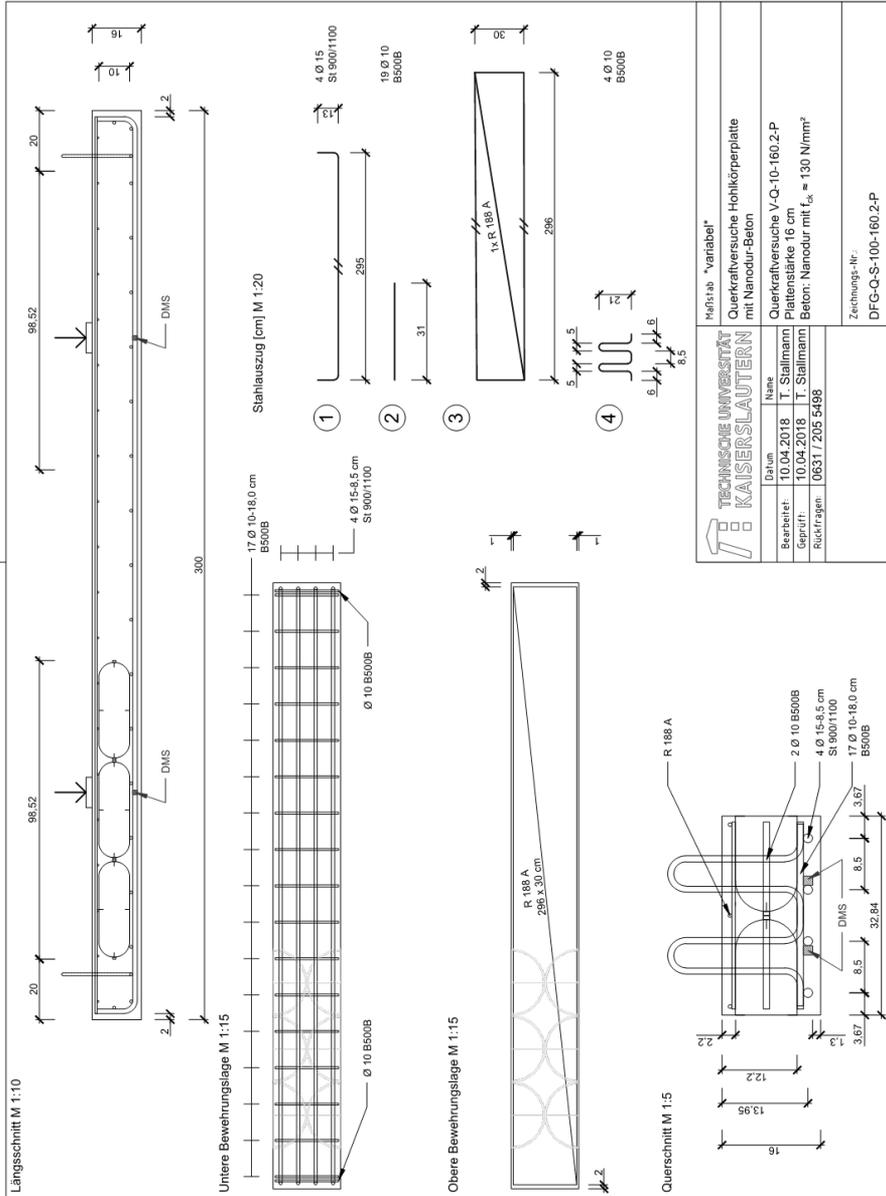
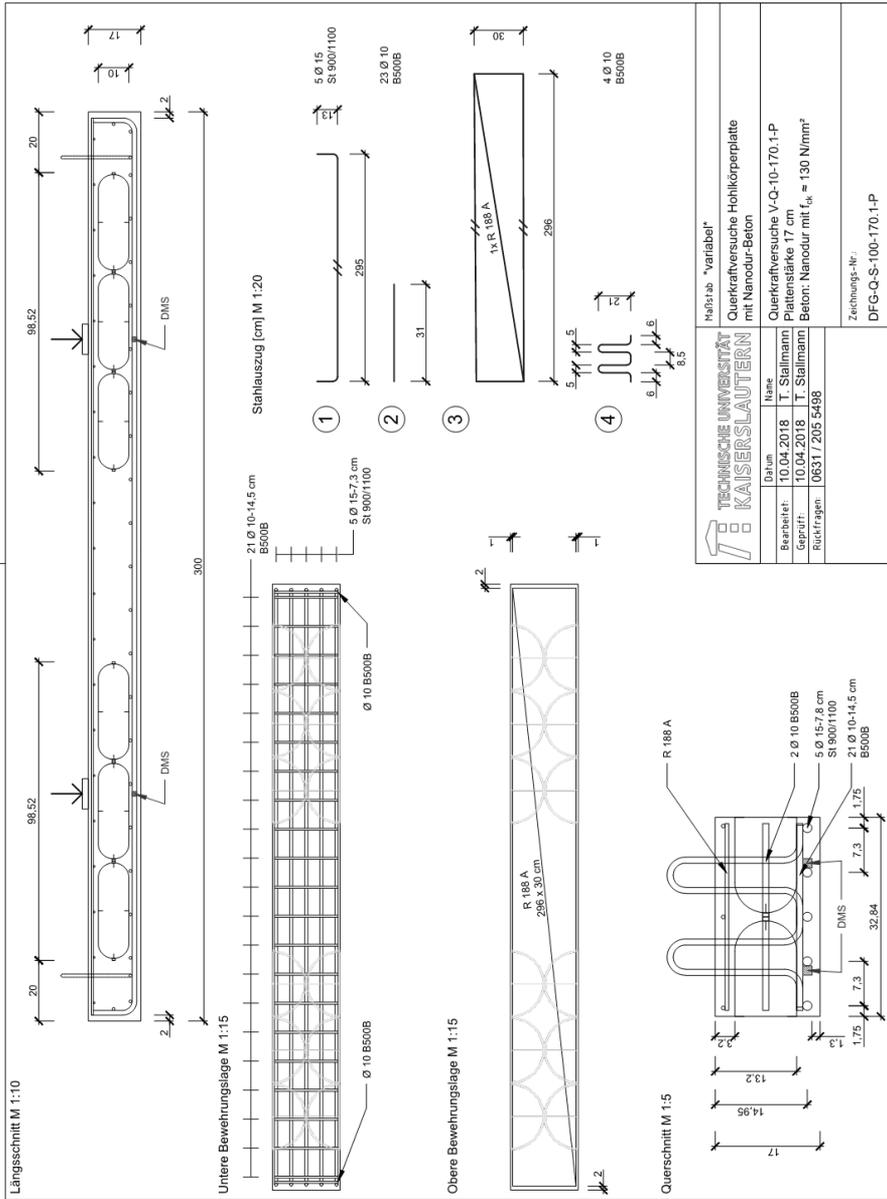


Abb. D.8: Montageplan 2 von 2 Versuchsreihe V-Q-10-160-PS

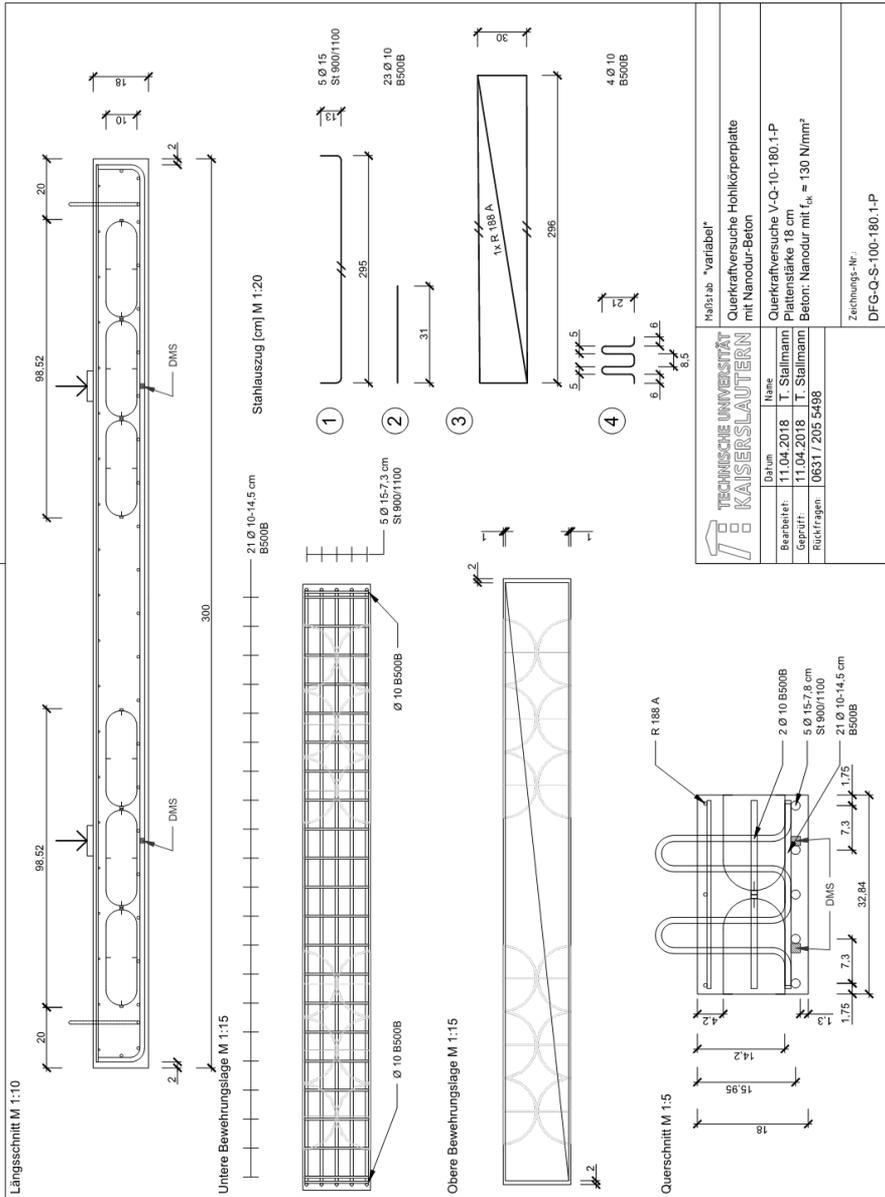
Anlage D Versuchsdetails Querkrafttragfähigkeit



TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN Institut "variabel" Querkraftversuche Hohlkörperplatte mit Nanodur-Beton	
Barum	Name
10.04.2018	T. Stallmann
Geprüft	T. Stallmann
Rückfragen	0631 7205 5488
Zeichnungs-Nr.: DFG-Q-S-100-170.1-P	

Abb. D.9: Montageplan 1 von 2 Versuchsreihe V-Q-10-170-PS

Anlage D Versuchsdetails Querkrafttragfähigkeit



TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN Material: "variabel" Querkraftversuche Hohlkörperplatte mit Nanodur-Beton	
Datum: 11.04.2018 Bearbeiter: T. Stallmann Geprüft: 11.04.2018 Rückfragen: 063172055488	Name: T. Stallmann Querkraftversuche V-Q-10-180-1-P Plattenstärke 18 cm Beton: Nanodur mit $f_{tk} \approx 130 \text{ N/mm}^2$
Zeichnungs-Nr.: DFG-Q-S-100-180-1-P	

Abb. D.11: Montageplan 1 von 2 Versuchsreihe V-Q-10-180-PS

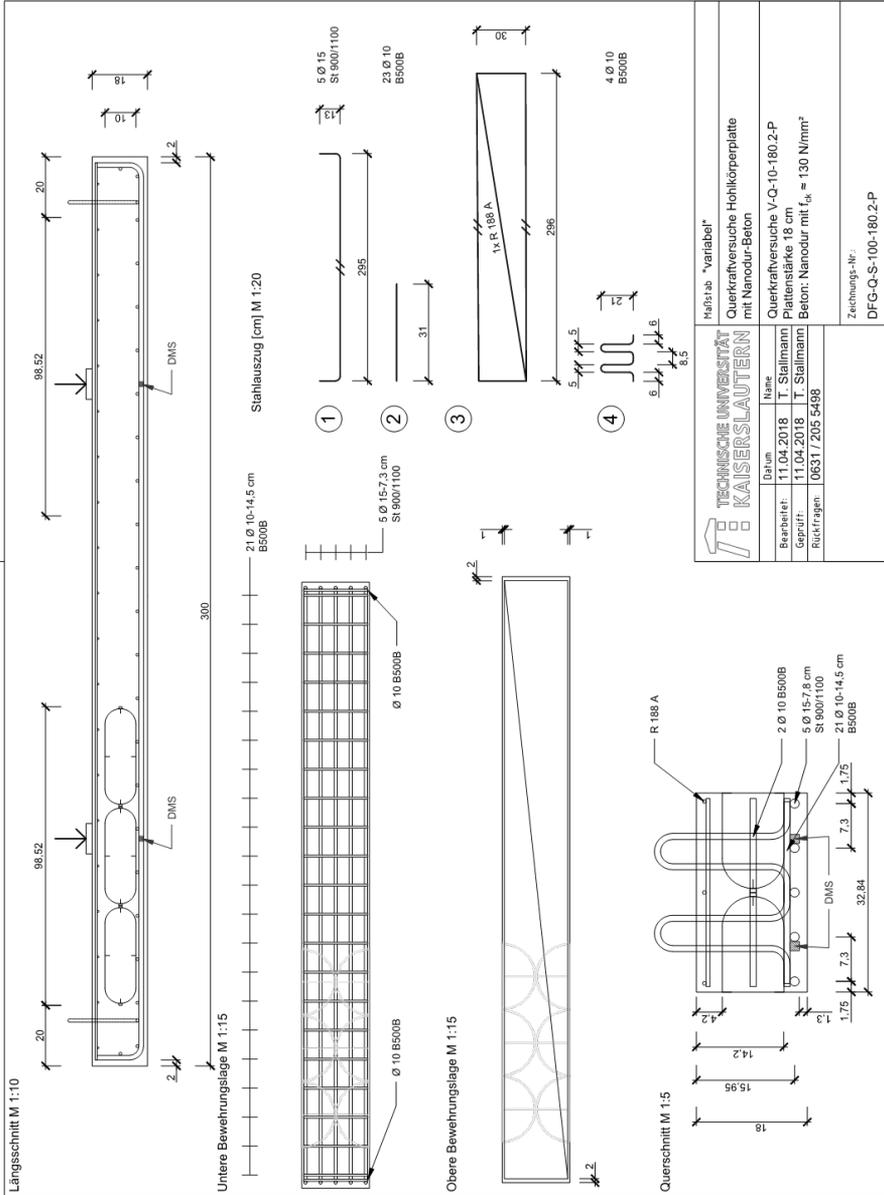


Abb. D.12: Montageplan 2 von 2 Versuchsreihe V-Q-10-180-PS

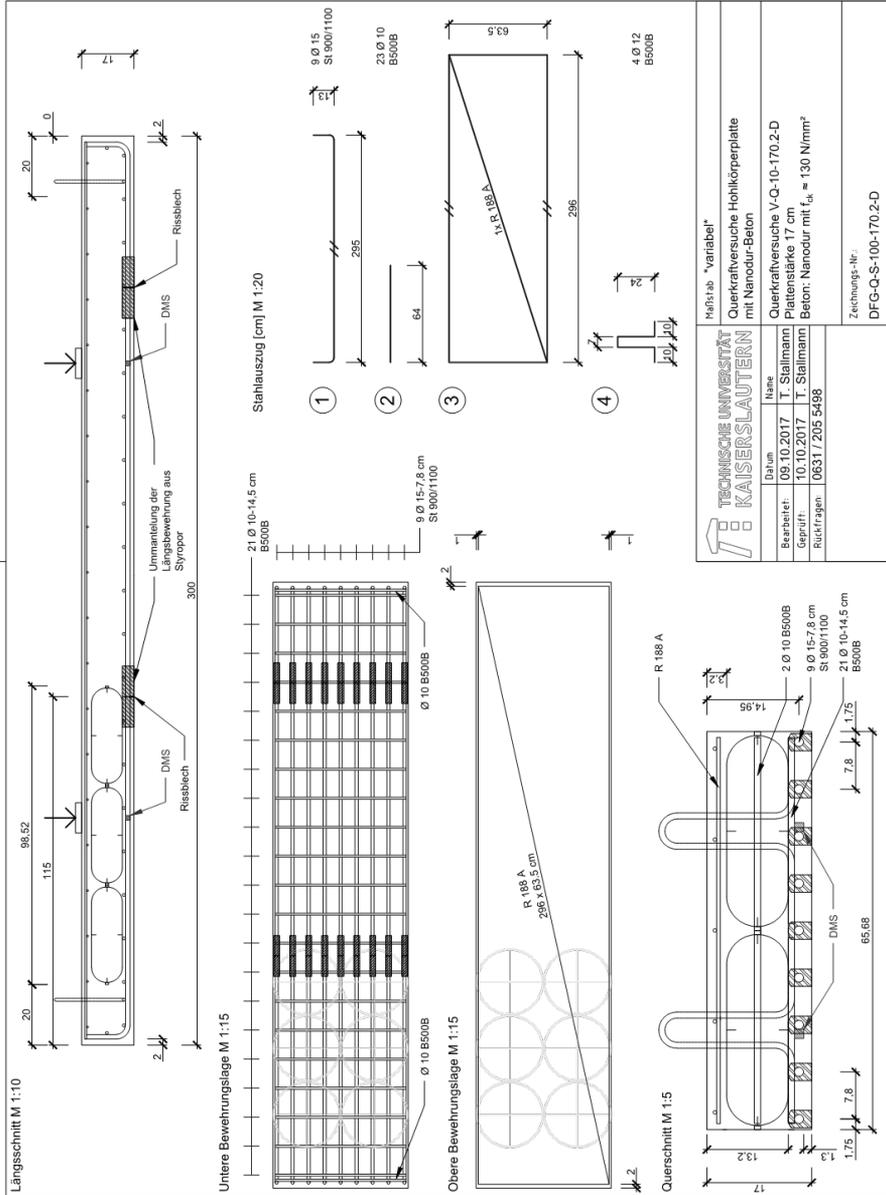


Abb. D.14: Montageplan 2 von 2 Versuchsreihe V-Q-10-170_D

Anlage D Versuchsdetails Querkrafttragfähigkeit

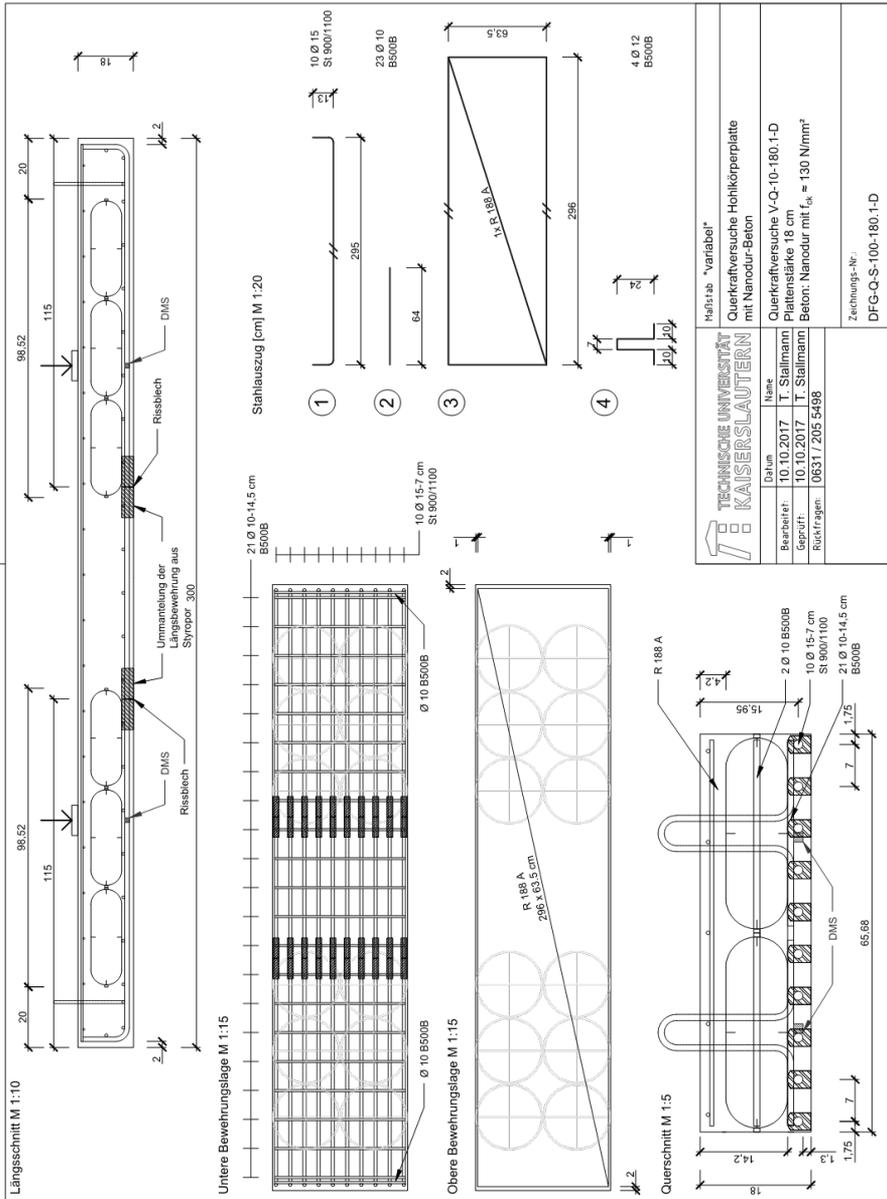


Abb. D.15: Montageplan 1 von 2 Versuchsreihe V-Q-10-180_D

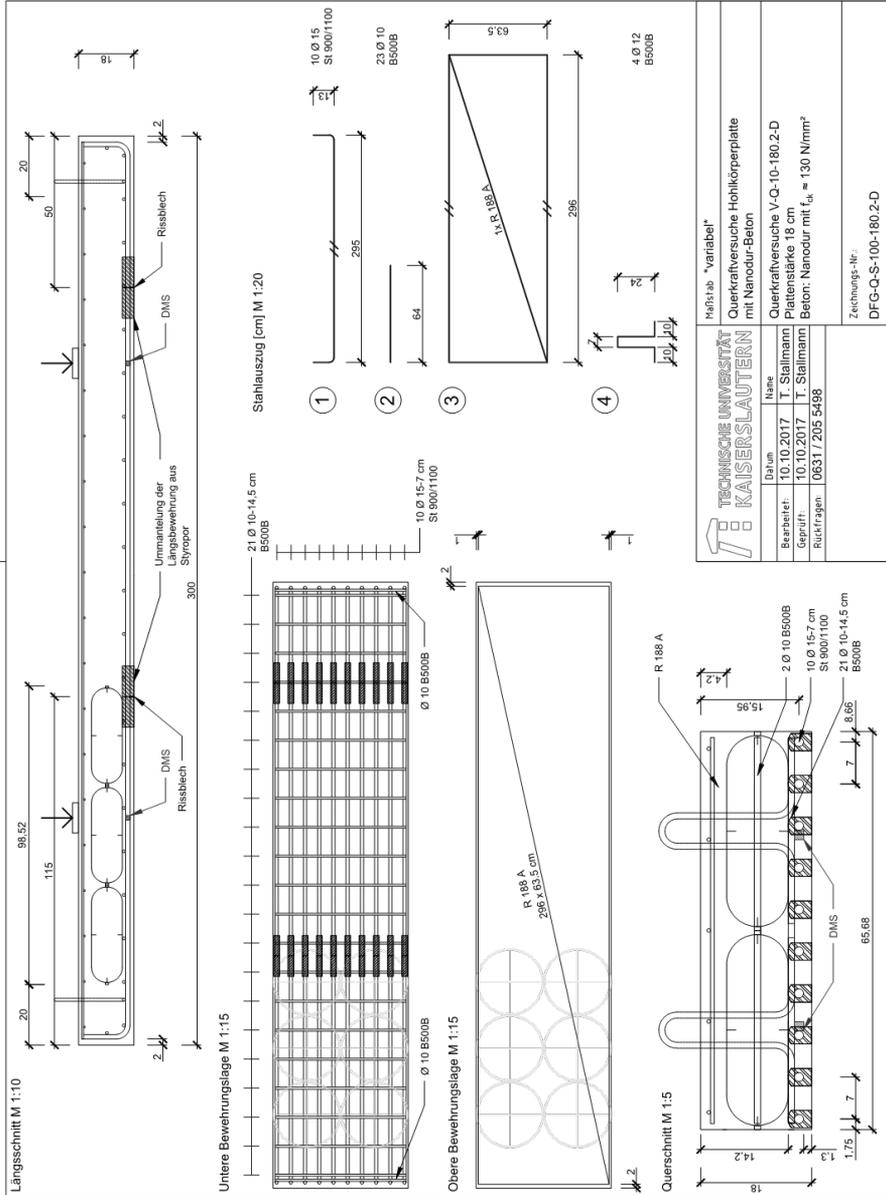


Abb. D.16: Montageplan 2 von 2 Versuchsreihe V-Q-10-180_D

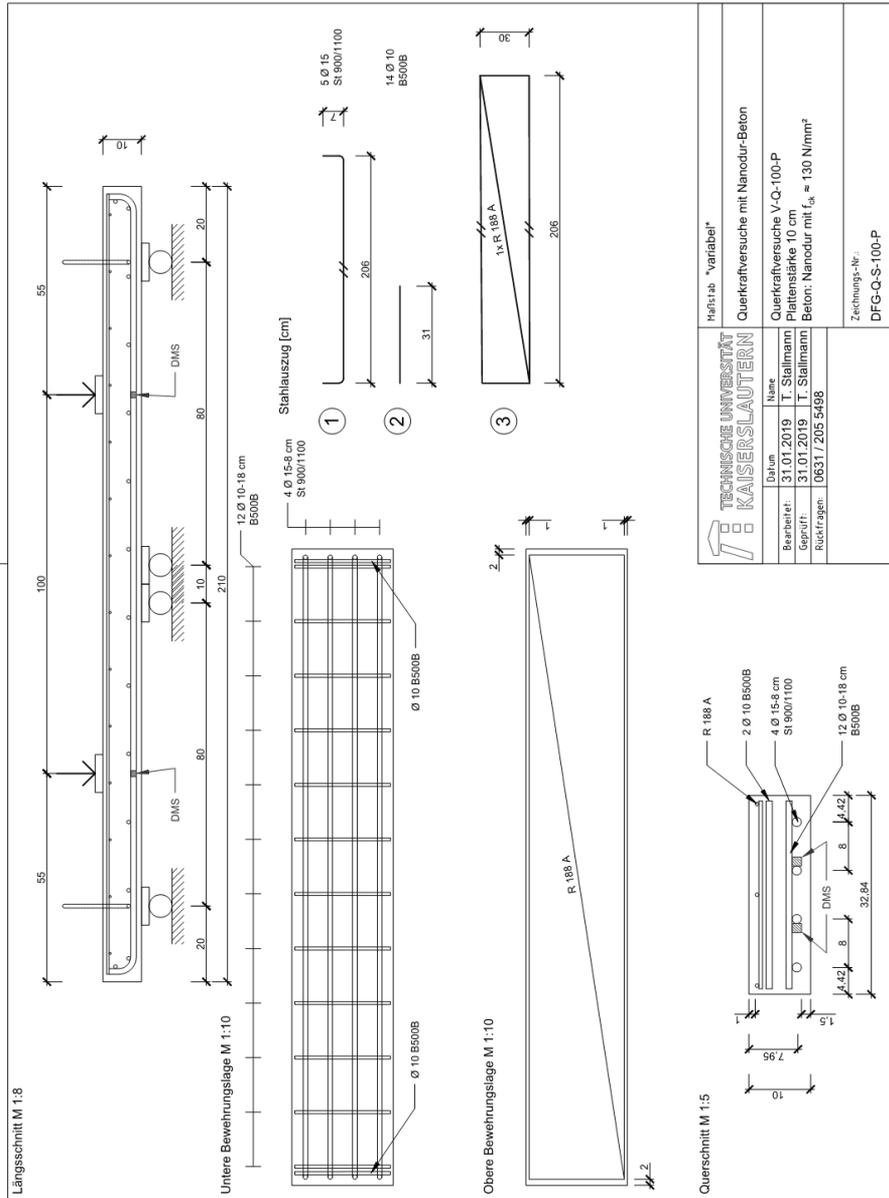
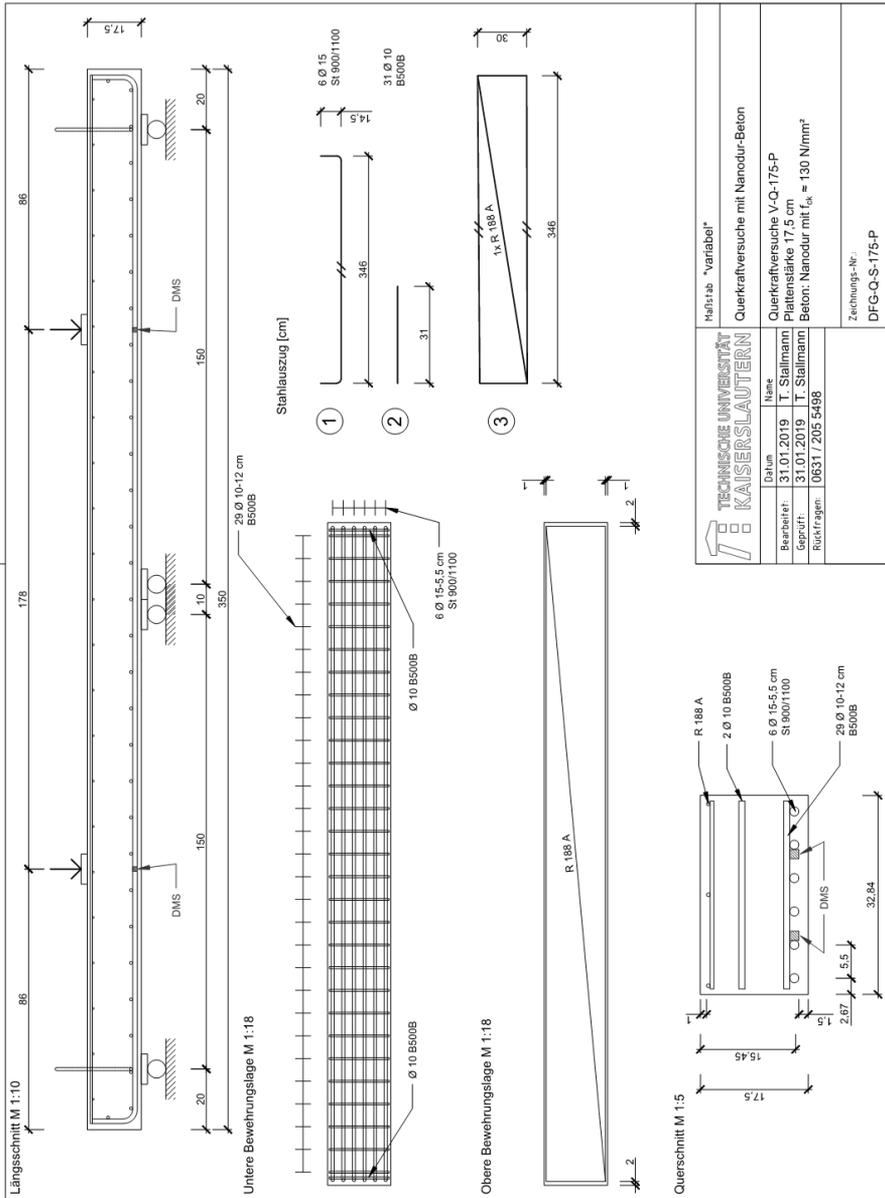


Abb. D.17: Montageplan Versuchsreihe V-Q-100



		Hilfsstab "variabel" Querkraftversuche mit Nanodur-Beton
Datum 31.01.2019	Name T. Stalldamm	Querkraftversuche V-Q-175-P Plattenstärke 17,5 cm Beton: Nanodur mit $f_{ck} \approx 130 \text{ N/mm}^2$
Bearbeiter 31.01.2019	T. Stalldamm	
Geprüft 06317/205 5498		
Rückfragen		Zeichnungs-Nr.: DFG-Q-S-175-P

Abb. D.18: Montageplan Versuchsreihe V-Q-175

Anlage D Versuchsdetails Querkrafttragfähigkeit

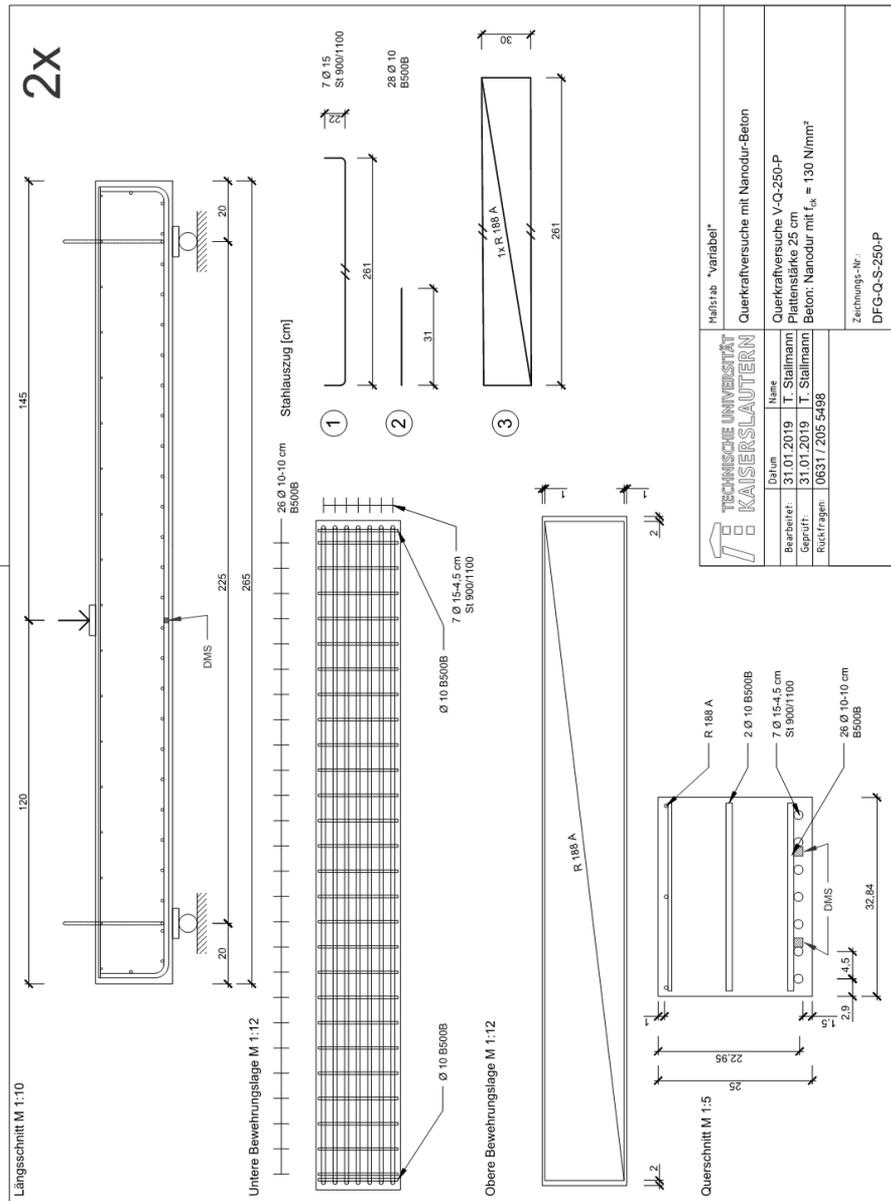


Abb. D.19: Montageplan Versuchsreihe V-Q-250

D.2 Untersuchungsergebnisse in tabellarischer Form

Tab. D.1: Versuchsdetails Versuchsreihe V-Q-10-141

		Bezeichnung	Einheit	141.2		141.1	
				V-Q-10-141-1	V-Q-10-141-2	V-Q-10-141-3	V-Q-10-141-4
Daten	Versuchstag	-	-	14.12.2016		15.12.2016	
	Betonalter am Versuchstag	-	[d]	26		27	
Geometrie	Plattenhöhe	h	[m]	0,141			
	Plattenbreite	b	[m]	0,6568			
	Betonüberdeckung	c_{vf}	[mm]	16			
	statische Höhe	d	[m]	0,1235			
	Maßstabsfaktor	k	[-]	2,000			
	Querkraft links	-	-	0,556			
	Abstand Lasteinleitung - Auflager	a_i	[m]	0,51			
	Verhältnis a / d	a / d	-	4,13			
Bewehrung	Längsbewehrung	-		St 900/1100			
	Durchmesser	d_s	[mm]	15			
	Anzahl	-	-	7			
	Fläche	A_{sl}	[mm ²]	1237			
	Bewehrungsgrad	ρ_l	-	0,0153			
	Querbewehrung	-	-	B500			
	Durchmesser	d_q	[mm]	14			
Beton-eigenschaften	Zylinderdruckfestigkeit (3 Proben, Bauteillagerung)	$f_{cm,dry}$	[N/mm ²]	132,90		133,28	
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	f_{cm}	[N/mm ²]	126,26		126,62	
	Zentrische Zugfestigkeit (berechnet)	f_{ctm}	[N/mm ²]	5,54		5,54	
	E-Modul	E_{cm}	[N/mm ²]	47806		47148	
Versuchsdaten	Zylinderkraft im Bruchzustand	F_U	[kN]	376,26	116,21	111,48	117,46
	Zylinderkraft im GZG	F_{SLS}	[kN]	155,00	60,00	60,00	60,00
	Laststufenabstand bis zum Bruch	ΔF	[kN]	15,00	10,00	10,00	10,00
	Querkraft aus Zylinderkraft im Bruchzustand	$V_{Z,u}$	[kN]	209,20	64,61	61,98	65,31
	Querkraft aus Zylinderkraft im GZG	$V_{Z,SLS}$	[kN]	86,18	33,36	33,36	33,36
	Querkraft aus Eigengewicht	V_G	[kN]	0,18	0,27	0,27	0,27
	Querkraft aus Lasteinleitung	V_{li}	[kN]	0,45	0,45	0,45	0,45
	Querkraft im GZG	V_{SLS}	[kN]	86,81	34,08	34,08	34,08
	Querkraft im Bruchzustand	V_u	[kN]	209,83	65,33	62,70	66,03
	Querkraft im Bruchzustand, kalibriert auf $f_{cm,dry}^{1/3}$	$V_{u,norm}$	[-]	1,5789	0,4916	0,4705	0,4954
	Max. Durchbiegung	w_{max}	[mm]	6,01	5,01	4,87	4,87

Anlage D Versuchsdetails Querkrafttragfähigkeit

Tab. D.2: Versuchsdetails Versuchsreihe V-Q-10-160

		Bezeichnung	Einheit	160.2		160.1	
				V-Q-10-160-1	V-Q-10-160-2	V-Q-10-160-3	V-Q-10-160-4
Daten	Versuchstag	-	-	12.12.2016		13.12.2016	
	Betonalter am Versuchstag	-	[d]	25		26	
Geometrie	Plattenhöhe	h	[m]	0,16			
	Plattenbreite	b	[m]	0,6568			
	Betonüberdeckung	c_{vf}	[mm]	22			
	statische Höhe	d	[m]	0,1395			
	Maßstabsfaktor	k	[-]	2,000			
	Querkraft links	-	-	0,556			
	Abstand Lasteinleitung - Auflager	a_i	[m]	0,55			
	Verhältnis a / d	a / d	-	3,94			
Bewehrung	Längsbewehrung	-		St 900/1100			
	Durchmesser	d_s	[mm]	15			
	Anzahl	-	-	8			
	Fläche	A_{sl}	[mm ²]	1414			
	Bewehrungsgrad	ρ_l	-	0,0154			
	Querbewehrung	-	-	B500			
		Durchmesser	d_q	[mm]	10		
Beton- eigenschaften	Zylinderdruckfestigkeit (3 Proben, Bauteillagerung)	$f_{cm,dry}$	[N/mm ²]	131,96		133,82	
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	f_{cm}	[N/mm ²]	125,36		127,13	
	Zentrische Zugfestigkeit (berechnet)	f_{ctm}	[N/mm ²]	5,52		5,55	
	E-Modul	E_{cm}	[N/mm ²]	49156		47463	
Versuchsdaten	Zylinderkraft im Bruchzustand	F_U	[kN]	414,86	165,83	180,02	179,85
	Zylinderkraft im GZG	F_{SLS}	[kN]	170,00	70,00	70,00	70,00
	Laststufenabstand bis zum Bruch	ΔF	[kN]	20,00	10,00	10,00	10,00
	Querkraft aus Zylinderkraft im Bruchzustand	$V_{Z,u}$	[kN]	230,66	92,20	100,09	100,00
	Querkraft aus Zylinderkraft im GZG	$V_{Z,SLS}$	[kN]	94,52	38,92	38,92	38,92
	Querkraft aus Eigengewicht	V_G	[kN]	0,21	0,28	0,28	0,28
	Querkraft aus Lasteinleitung	V_{li}	[kN]	0,45	0,45	0,45	0,45
	Querkraft im GZG	V_{SLS}	[kN]	95,18	39,65	39,65	39,65
	Querkraft im Bruchzustand	V_u	[kN]	231,32	92,93	100,82	100,73
	Querkraft im Bruchzustand, kalibriert auf $f_{cm,dry}^{(1/3)}$	$V_{u,norm}$	[-]	1,7530	0,7042	0,7534	0,7527
Max. Durchbiegung	W_{max}	[mm]	6,10	4,69	5,00	4,95	

Tab. D.3: Versuchsdetails Versuchsreihe V-Q-10-170

		Bezeichnung	Einheit	170.2		170.1	
				V-Q-10-170-1	V-Q-10-170-2	V-Q-10-170-3	V-Q-10-170-4
Daten	Versuchstag	-	-	14.08.2017		15.08.2017	
	Betonalter am Versuchstag	-	[d]	18		13	
Geometrie	Plattenhöhe	h	[m]	0,17			
	Plattenbreite	b	[m]	0,6568			
	Betonüberdeckung	c_{vf}	[mm]	32			
	statische Höhe	d	[m]	0,1495			
	Maßstabsfaktor	k	[-]	2,000			
	Querkraft links	-	-	0,56			
	Abstand Lasteinleitung - Auflager	a_i	[m]	0,55			
	Verhältnis a / d	a / d	-	3,68			
Bewehrung	Längsbewehrung	-		St 900/1100			
	Durchmesser	d_s	[mm]	15			
	Anzahl	-	-	9			
	Fläche	A_{sl}	[mm ²]	1590			
	Bewehrungsgrad	ρ_l	-	0,0162			
	Querbewehrung	-	-	B500			
	Durchmesser	d_q	[mm]	10			
Beton-eigenschaften	Zylinderdruckfestigkeit (3 Proben, Bauteillagerung)	$f_{cm,dry}$	[N/mm ²]	130,72		128,53	
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	f_{cm}	[N/mm ²]	124,18		122,10	
	Zentrische Zugfestigkeit (berechnet)	f_{ctm}	[N/mm ²]	5,50		5,47	
	E-Modul	E_{cm}	[N/mm ²]	56367		48133	
Versuchsdaten	Zylinderkraft im Bruchzustand	F_U	[kN]	305,00	168,08	169,22	183,45
	Zylinderkraft im GZG	F_{SLS}	[kN]	180,00	100,00	100,00	100,00
	Laststufenabstand bis zum Bruch	ΔF	[kN]	20,00	10,00	10,00	10,00
	Querkraft aus Zylinderkraft im Bruchzustand	$V_{z,u}$	[kN]	170,80	94,12	94,76	102,73
	Querkraft aus Zylinderkraft im GZG	$V_{z,SLS}$	[kN]	100,80	56,00	56,00	56,00
	Querkraft aus Eigengewicht	V_G	[kN]	0,24	0,31	0,31	0,31
	Querkraft aus Lasteinleitung	V_{ll}	[kN]	0,43	0,43	0,43	0,43
	Querkraft im GZG	V_{SLS}	[kN]	101,47	56,74	56,74	56,74
	Querkraft im Bruchzustand	V_u	[kN]	171,47	94,86	95,50	103,47
	Querkraft im Bruchzustand, kalibriert auf $f_{cm,dry}^{(1/3)}$	$V_{u,norm}$	[-]	1,3117	0,7257	0,7430	0,8050
	Max. Durchbiegung	w_{max}	[mm]	3,54	4,75	4,54	4,74

Anlage D Versuchsdetails Querkrafttragfähigkeit

Tab. D.4: Versuchsdetails Versuchsreihe V-Q-10-180

		Bezeichnung	Einheit	180.2		180.1	
				V-Q-10-180-1	V-Q-10-180-2	V-Q-10-180-3	V-Q-10-180-4
Daten	Versuchstag	-	-	14.08.2017		15.08.2017	
	Betonalter am Versuchstag	-	[d]	18		13	
Geometrie	Plattenhöhe	h	[m]	0,18			
	Plattenbreite	b	[m]	0,6568			
	Betonüberdeckung	c_{vf}	[mm]	42			
	statische Höhe	d	[m]	0,1595			
	Maßstabsfaktor	k	[-]	2,000			
	Querkraft links	-	-	0,56			
	Abstand Lasteinleitung - Auflager	a_i	[m]	0,55			
	Verhältnis a / d	a / d	-	3,45			
Bewehrung	Längsbewehrung	-		St 900/1100			
	Durchmesser	d_s	[mm]	15			
	Anzahl	-	-	10			
	Fläche	A_{sl}	[mm ²]	1767			
	Bewehrungsgrad	ρ_l	-	0,0169			
	Querbewehrung	-	-	B500			
	Durchmesser	d_q	[mm]	10			
Beton-eigenschaften	Zylinderdruckfestigkeit (3 Proben, Bauteillagerung)	$f_{cm,dry}$	[N/mm ²]	131,05		123,34	
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	f_{cm}	[N/mm ²]	124,50		117,17	
	Zentrische Zugfestigkeit (berechnet)	f_{ctm}	[N/mm ²]	5,51		5,39	
	E-Modul	E_{cm}	[N/mm ²]	50567		47933	
Versuchsdaten	Zylinderkraft im Bruchzustand	F_U	[kN]	414,86	193,75	195,29	206,53
	Zylinderkraft im GZG	F_{SLS}	[kN]	200,00	110,00	110,00	110,00
	Laststufenabstand bis zum Bruch	ΔF	[kN]	25,00	10,00	10,00	10,00
	Querkraft aus Zylinderkraft im Bruchzustand	$V_{z,u}$	[kN]	232,32	108,50	109,36	115,66
	Querkraft aus Zylinderkraft im GZG	$V_{z,SLS}$	[kN]	112,00	61,60	61,60	61,60
	Querkraft aus Eigengewicht	V_G	[kN]	0,26	0,32	0,32	0,32
	Querkraft aus Lasteinleitung	V_{ll}	[kN]	0,43	0,45	0,45	0,45
	Querkraft im GZG	V_{SLS}	[kN]	112,69	62,37	62,37	62,37
	Querkraft im Bruchzustand	V_u	[kN]	233,01	109,27	110,13	116,42
	Querkraft im Bruchzustand, kalibriert auf $f_{cm,dry}^{(1/3)}$	$V_{u,norm}$	[-]	1,7780	0,8338	0,8929	0,9439
	Max. Durchbiegung	w_{max}	[mm]	6,10	3,76	4,51	4,79

Tab. D.5: Versuchsdetails Versuchsreihe V-Q-10-160-PS

		Bezeichnung	Einheit	160.2-PS		160.1-PS	
				V-Q-10-160-PS-1	V-Q-10-160-PS-2	V-Q-10-160-PS-3	V-Q-10-160-PS-4
Daten	Versuchstag	-	-	25.06.2018		25.06.2018	
	Betonalter am Versuchstag	-	[d]	19		21	
Geometrie	Plattenhöhe	h	[m]	0,16			
	Plattenbreite	b	[m]	0,3284			
	Betonüberdeckung	c_{vf}	[mm]	22			
	statische Höhe	d	[m]	0,1395			
	Maßstabsfaktor	k	[-]	2,000			
	Querkraft links	-	-	0,556			
	Abstand Lasteinleitung - Auflager	a_l	[m]	0,55			
	Verhältnis a / d	a / d	-	3,94			
Bewehrung	Längsbewehrung	-		St 900/1100			
	Durchmesser	d_s	[mm]	15			
	Anzahl	-	-	4			
	Fläche	A_{sl}	[mm ²]	707			
	Bewehrungsgrad	ρ_l	-	0,0154			
	Querbewehrung	-	-	B500			
	Durchmesser	d_q	[mm]	10			
Beton-eigenschaften	Zylinderdruckfestigkeit (3 Proben, Bauteillagerung)	$f_{cm,dry}$	[N/mm ²]	143,18		138,32	
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	f_{cm}	[N/mm ²]	136,02		131,40	
	Zentrische Zugfestigkeit (berechnet)	f_{ctm}	[N/mm ²]	5,68		5,62	
	E-Modul	E_{cm}	[N/mm ²]	46567		46967	
Versuchsdaten	Zylinderkraft im Bruchzustand	F_U	[kN]	174,40	77,64	73,79	77,48
	Zylinderkraft im GZG	F_{SLS}	[kN]	85,00	50,00	50,00	50,00
	Laststufenabstand bis zum Bruch	ΔF	[kN]	10,00	10,00	10,00	10,00
	Querkraft aus Zylinderkraft im Bruchzustand	$V_{Z,u}$	[kN]	96,97	43,17	41,03	43,08
	Querkraft aus Zylinderkraft im GZG	$V_{Z,SLS}$	[kN]	47,26	27,80	27,80	27,80
	Querkraft aus Eigengewicht	V_G	[kN]	0,11	0,14	0,14	0,14
	Querkraft aus Lasteinleitung	V_{li}	[kN]	0,20	0,20	0,20	0,20
	Querkraft im GZG	V_{SLS}	[kN]	47,57	28,14	28,14	28,14
	Querkraft im Bruchzustand	V_u	[kN]	97,28	43,51	41,37	43,42
	Querkraft im Bruchzustand, kalibriert auf $f_{cm,dry}^{1/3}$	$V_{u,norm}$	[-]	0,6794	0,3039	0,2991	0,3139
	Max. Durchbiegung	w_{max}	[mm]	4,80	3,71	3,86	4,45

Anlage D Versuchsdetails Querkrafttragfähigkeit

Tab. D.6: Versuchsdetails Versuchsreihe V-Q-10-170-PS

		Bezeichnung	Einheit	170.2-PS		170.1-PS	
				V-Q-10-170-PS-1	V-Q-10-170-PS-2	V-Q-10-170-PS-3	V-Q-10-170-PS-4
Daten	Versuchstag	-	-	19.06.2018		19.06.2018	
	Betonalter am Versuchstag	-	[d]	13		15	
Geometrie	Plattenhöhe	h	[m]	0,17			
	Plattenbreite	b	[m]	0,3284			
	Betonüberdeckung	c_{vf}	[mm]	32			
	statische Höhe	d	[m]	0,1495			
	Maßstabsfaktor	k	[-]	2,000			
	Querkraft links	-	-	0,56			
	Abstand Lasteinleitung - Auflager	a_l	[m]	0,55			
	Verhältnis a / d	a / d	-	3,68			
Bewehrung	Längsbewehrung	-		St 900/1100			
	Durchmesser	d_s	[mm]	15			
	Anzahl	-	-	5			
	Fläche	A_{sl}	[mm ²]	884			
	Bewehrungsgrad	ρ_l	-	0,0180			
	Querbewehrung	-	-	B500			
	Durchmesser	d_q	[mm]	10			
Beton- eigenschaften	Zylinderdruckfestigkeit (3 Proben, Bauteillagerung)	$f_{cm,dry}$	[N/mm ²]	143,05		127,34	
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	f_{cm}	[N/mm ²]	135,90		120,97	
	Zentrische Zugfestigkeit (berechnet)	f_{ctm}	[N/mm ²]	5,68		5,45	
	E-Modul	E_{cm}	[N/mm ²]	46500		44467	
Versuchsdaten	Zylinderkraft im Bruchzustand	F_U	[kN]	163,09	74,99	87,08	87,54
	Zylinderkraft im GZG	F_{SLS}	[kN]	98,00	53,00	53,00	53,00
	Laststufenabstand bis zum Bruch	ΔF	[kN]	10,00	10,00	10,00	10,00
	Querkraft aus Zylinderkraft im Bruchzustand	$V_{Z,u}$	[kN]	91,33	41,99	48,76	49,02
	Querkraft aus Zylinderkraft im GZG	$V_{Z,SLS}$	[kN]	54,88	29,68	29,68	29,68
	Querkraft aus Eigengewicht	V_G	[kN]	0,24	0,31	0,31	0,31
	Querkraft aus Lasteinleitung	V_{li}	[kN]	0,43	0,43	0,43	0,43
	Querkraft im GZG	V_{SLS}	[kN]	55,55	30,42	30,42	30,42
	Querkraft im Bruchzustand	V_u	[kN]	92,00	42,73	49,50	49,76
	Querkraft im Bruchzustand, kalibriert auf $f_{cm,dry}^{(1/3)}$	$V_{u,norm}$	[-]	0,6431	0,2987	0,3887	0,3907
	Max. Durchbiegung	w_{max}	[mm]	3,91	3,34	4,03	4,44

Tab. D.7: Versuchsdetails Versuchsreihe V-Q-10-180-PS

		Bezeichnung	Einheit	180.2-PS		180.1-PS	
				V-Q-10-180-PS-1	V-Q-10-180-PS-2	V-Q-10-180-PS-3	V-Q-10-180-PS-4
Daten	Versuchstag	-	-	12.06.2018		20.06.2018	
	Betonalter am Versuchstag	-	[d]	6		16	
Geometrie	Plattenhöhe	h	[m]	0,18			
	Plattenbreite	b	[m]	0,3284			
	Betonüberdeckung	c_{vf}	[mm]	42			
	statische Höhe	d	[m]	0,1595			
	Maßstabsfaktor	k	[-]	2,000			
	Querkraft links	-	-	0,56			
	Abstand Lasteinleitung - Auflager	a_l	[m]	0,55			
	Verhältnis a / d	a / d	-	3,45			
Bewehrung	Längsbewehrung	-		St 900/1100			
	Durchmesser	d_s	[mm]	15			
	Anzahl	-	-	5			
	Fläche	A_{sl}	[mm ²]	884			
	Bewehrungsgrad	ρ_l	-	0,0169			
	Querbewehrung	-	-	B500			
	Durchmesser	d_q	[mm]	10			
Beton- eigenschaften	Zylinderdruckfestigkeit (3 Proben, Bauteillagerung)	$f_{cm,dry}$	[N/mm ²]	128,64	124,11		
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	f_{cm}	[N/mm ²]	122,21	117,90		
	Zentrische Zugfestigkeit (berechnet)	f_{ctm}	[N/mm ²]	5,47	5,40		
	E-Modul	E_{cm}	[N/mm ²]	48067	43233		
Versuchsdaten	Zylinderkraft im Bruchzustand	F_U	[kN]	183,77	78,54	85,80	86,47
	Zylinderkraft im GZG	F_{SLS}	[kN]	98,00	54,00	54,00	54,00
	Laststufenabstand bis zum Bruch	ΔF	[kN]	10,00	10,00	10,00	10,00
	Querkraft aus Zylinderkraft im Bruchzustand	$V_{Z,u}$	[kN]	102,91	43,98	48,05	48,42
	Querkraft aus Zylinderkraft im GZG	$V_{Z,SLS}$	[kN]	54,88	30,24	30,24	30,24
	Querkraft aus Eigengewicht	V_G	[kN]	0,26	0,32	0,32	0,32
	Querkraft aus Lasteinleitung	V_{li}	[kN]	0,43	0,45	0,45	0,45
	Querkraft im GZG	V_{SLS}	[kN]	55,57	31,01	31,01	31,01
	Querkraft im Bruchzustand	V_u	[kN]	103,60	44,75	48,82	49,19
	Querkraft im Bruchzustand, kalibriert auf $f_{cm,dry}^{(1/3)}$	$V_{u,norm}$	[-]	0,8053	0,3479	0,3933	0,3964
	Max. Durchbiegung	w_{max}	[mm]	3,87	2,05	3,34	2,94

Anlage D Versuchsdetails Querkrafttragfähigkeit

Tab. D.8: Versuchsdetails Versuchsreihe V-Q-10-170_D

		Bezeichnung	Einheit	170.2_D		170.1_D	
				V-Q-10-170_D-1	V-Q-10-170_D-2	V-Q-10-170_D-3	V-Q-10-170_D-4
Daten	Versuchstag	-	-	14.12.2017		13.12.2017	
	Betonalter am Versuchstag	-	[d]	21		19	
Geometrie	Plattenhöhe	h	[m]	0,17			
	Plattenbreite	b	[m]	0,6568			
	Betonüberdeckung	c_{vf}	[mm]	32			
	statische Höhe	d	[m]	0,1495			
	Maßstabsfaktor	k	[-]	2,000			
	Querkraft links	-	-	0,56			
	Abstand Lasteinleitung - Auflager	a_i	[m]	0,55			
	Verhältnis a / d	a / d	-	3,68			
Bewehrung	Längsbewehrung	-		St 900/1100			
	Durchmesser	d_s	[mm]	15			
	Anzahl	-	-	9			
	Fläche	A_{sl}	[mm ²]	1590			
	Bewehrungsgrad	ρ_l	-	0,0162			
	Querbewehrung	-	-	B500			
	Durchmesser	d_q	[mm]	10			
Beton-eigenschaften	Zylinderdruckfestigkeit (3 Proben, Bauteillagerung)	$f_{cm,dry}$	[N/mm ²]	123,58	130,07		
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	f_{cm}	[N/mm ²]	117,40	123,57		
	Zentrische Zugfestigkeit (berechnet)	f_{ctm}	[N/mm ²]	5,39	5,50		
	E-Modul	E_{cm}	[N/mm ²]	51867	52200		
Versuchsdaten	Zylinderkraft im Bruchzustand	F_U	[kN]	304,52	159,87	149,91	154,64
	Zylinderkraft im GZG	F_{SLS}	[kN]	130,00	50,00	50,00	50,00
	Laststufenabstand bis zum Bruch	ΔF	[kN]	20,00	10,00	10,00	10,00
	Querkraft aus Zylinderkraft im Bruchzustand	$V_{Z,u}$	[kN]	170,53	89,53	83,95	86,60
	Querkraft aus Zylinderkraft im GZG	$V_{Z,SLS}$	[kN]	72,80	28,00	28,00	28,00
	Querkraft aus Eigengewicht	V_G	[kN]	0,24	0,31	0,31	0,31
	Querkraft aus Lasteinleitung	V_{li}	[kN]	0,12	0,12	0,12	0,12
	Querkraft im GZG	V_{SLS}	[kN]	73,16	28,43	28,43	28,43
	Querkraft im Bruchzustand	V_u	[kN]	170,89	89,96	84,38	87,03
	Querkraft im Bruchzustand, kalibriert auf $f_{cm,dry}^{(1/3)}$	$V_{u,norm}$	[-]	1,3828	0,7279	0,6487	0,6691
	Max. Durchbiegung	w_{max}	[mm]	3,68	4,64	4,64	4,66

D.2 Untersuchungsergebnisse in tabellarischer Form

Tab. D.9: Versuchsdetails Versuchsreihe V-Q-10-180_D

		Bezeichnung	Einheit	180.2_D		180.1_D	
				V-Q-10-180_D-1	V-Q-10-180_D-2	V-Q-10-180_D-3	V-Q-10-180_D-4
Daten	Versuchstag	-	-	18.12.2017		15.12.2017	
	Betonalter am Versuchstag	-	[d]	32		29	
Geometrie	Plattenhöhe	h	[m]	0,18			
	Plattenbreite	b	[m]	0,6568			
	Betonüberdeckung	c_{vf}	[mm]	42			
	statische Höhe	d	[m]	0,1595			
	Maßstabsfaktor	k	[-]	2,000			
	Querkraft links	-	-	0,56			
	Abstand Lasteinleitung - Auflager	a_i	[m]	0,55			
	Verhältnis a / d	a / d	-	3,45			
Bewehrung	Längsbewehrung	-		St 900/1100			
	Durchmesser	d_s	[mm]	15			
	Anzahl	-	-	10			
	Fläche	A_{sl}	[mm ²]	1767			
	Bewehrungsgrad	ρ_l	-	0,0169			
	Querbewehrung	-	-	B500			
	Durchmesser	d_q	[mm]	10			
Beton-eigenschaften	Zylinderdruckfestigkeit (3 Proben, Bauteillagerung)	$f_{cm,dry}$	[N/mm ²]	133,02		122,57	
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	f_{cm}	[N/mm ²]	126,37		116,44	
	Zentrische Zugfestigkeit (berechnet)	f_{ctm}	[N/mm ²]	5,54		5,38	
	E-Modul	E_{cm}	[N/mm ²]	57033		47733	
Versuchsdaten	Zylinderkraft im Bruchzustand	F_U	[kN]	324,64	169,59	178,82	169,08
	Zylinderkraft im GZG	F_{SLS}	[kN]	140,00	55,00	55,00	55,00
	Laststufenabstand bis zum Bruch	ΔF	[kN]	20,00	10,00	10,00	10,00
	Querkraft aus Zylinderkraft im Bruchzustand	$V_{Z,u}$	[kN]	181,80	94,97	100,14	94,68
	Querkraft aus Zylinderkraft im GZG	$V_{Z,SLS}$	[kN]	78,40	30,80	30,80	30,80
	Querkraft aus Eigengewicht	V_G	[kN]	0,26	0,32	0,32	0,32
	Querkraft aus Lasteinleitung	V_{li}	[kN]	0,43	0,45	0,45	0,45
	Querkraft im GZG	V_{SLS}	[kN]	79,09	31,57	31,57	31,57
	Querkraft im Bruchzustand	V_u	[kN]	182,48	95,74	100,91	95,45
	Querkraft im Bruchzustand, kalibriert auf $f_{cm,dry}^{(1/3)}$	$V_{u,norm}$	[-]	1,3719	0,7197	0,8233	0,7788
	Max. Durchbiegung	w_{max}	[mm]	2,98	3,10	3,30	3,18

Tab. D.10: Versuchsdetails Versuchsreihe V-Q-100

		Bezeichnung	Einheit	100-PS	
				V-Q-100-PS-1	V-Q-100-PS-2
Daten	Versuchstag	-	-	11.06.2019	12.06.2019
	Betonalter am Versuchstag	-	[d]	28	29
Geometrie	Plattenhöhe	h	[m]	0,1	
	Plattenbreite	b	[m]	0,3284	
	statische Höhe	d	[m]	0,0775	
	Maßstabsfaktor	k	[-]	2,00	
	Querkraft links	-	-	0,563	
	Abstand Lasteinleitung - Auflager	a _i	[m]	0,35	
	Verhältnis a / d	a / d	-	4,52	
Bewehrung	Längsbewehrung	-		St 900/1100	
	Durchmesser	d _s	[mm]	15	
	Anzahl	-	-	4	
	Fläche	A _{sl}	[mm ²]	707	
	Bewehrungsgrad	ρ _l	-	0,0278	
	Querbewehrung	-	-	B500	
	Durchmesser	d _q	[mm]	10	
Beton- eigenschaften	Zylinderdruckfestigkeit (3 Proben, Bauteillagerung)	f _{cm,dry}	[N/mm ²]	131,26	128,29
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	f _{cm}	[N/mm ²]	124,70	121,88
	Zentrische Zugfestigkeit (berechnet)	f _{ctm}	[N/mm ²]	5,51	5,47
	E-Modul	E _{cm}	[N/mm ²]	46000	45300
Versuchsdaten	Zylinderkraft im Bruchzustand	F _u	[kN]	136,90	155,05
	Zylinderkraft im GZG	F _{SLS}	[kN]	50,00	50,00
	Laststufenabstand bis zum Bruch	ΔF	[kN]	10,00	10,00
	Querkraft aus Zylinderkraft im Bruchzustand	V _{z,u}	[kN]	77,07	87,29
	Querkraft aus Zylinderkraft im GZG	V _{z,SLS}	[kN]	28,15	28,15
	Querkraft aus Eigengewicht	V _G	[kN]	0,06	0,06
	Querkraft aus Lasteinleitung	V _{li}	[kN]	0,07	0,07
	Querkraft im GZG	V _{SLS}	[kN]	28,28	28,28
	Querkraft im Bruchzustand	V _u	[kN]	77,20	87,42
	Querkraft im Bruchzustand, kalibriert auf f _{cm,dry} ^(1/3)	V _{u,norm}	[-]	0,5882	0,6660
	Max. Durchbiegung	w _{max}	[mm]	3,83	4,44

Tab. D.11: Versuchsdetails Versuchsreihe V-Q-175

		Bezeichnung	Einheit	175-PS	
				V-Q-175-PS-1	V-Q-175-PS-2
Daten	Versuchstag	-	-	12.06.2019	
	Betonalter am Versuchstag	-	[d]	29	
Geometrie	Plattenhöhe	h	[m]	0,175	
	Plattenbreite	b	[m]	0,3284	
	statische Höhe	d	[m]	0,1525	
	Maßstabsfaktor	k	[-]	2,00	
	Querkraft links	-	-	0,56	
	Abstand Lasteinleitung - Auflager	a _l	[m]	0,66	
	Verhältnis a / d	a / d	-	4,33	
Bewehrung	Längsbewehrung	-	-	St 900/1100	
	Durchmesser	d _s	[mm]	15	
	Anzahl	-	-	6	
	Fläche	A _{sl}	[mm ²]	1060	
	Bewehrungsgrad	ρ _l	-	0,0212	
	Querbewehrung	-	-	B500	
	Durchmesser	d _q	[mm]	10	
Beton-eigenschaften	Zylinderdruckfestigkeit (3 Proben, Bauteillagerung)	f _{cm,dry}	[N/mm ²]	128,29	
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	f _{cm}	[N/mm ²]	121,88	
	Zentrische Zugfestigkeit (berechnet)	f _{ctm}	[N/mm ²]	5,47	
	E-Modul	E _{cm}	[N/mm ²]	45300	
Versuchsdaten	Zylinderkraft im Bruchzustand	F _U	[kN]	209,50	240,55
	Zylinderkraft im GZG	F _{SLS}	[kN]	98,00	98,00
	Laststufenabstand bis zum Bruch	ΔF	[kN]	20,00	20,00
	Querkraft aus Zylinderkraft im Bruchzustand	V _{Z,u}	[kN]	117,32	134,71
	Querkraft aus Zylinderkraft im GZG	V _{Z,SLS}	[kN]	54,88	54,88
	Querkraft aus Eigengewicht	V _G	[kN]	0,16	0,16
	Querkraft aus Lasteinleitung	V _{li}	[kN]	0,07	0,07
	Querkraft im GZG	V _{SLS}	[kN]	55,11	55,11
	Querkraft im Bruchzustand	V _u	[kN]	117,55	134,94
	Querkraft im Bruchzustand, kalibriert auf f _{cm,dry} ^(1/3)	V _{u,norm}	[-]	0,9163	1,0518
	Max. Durchbiegung	w _{max}	[mm]	5,86	6,71

Tab. D.12: Versuchsdetails Versuchsreihe V-Q-250

		Bezeichnung	Einheit	250.1-PS	250.2-PS
				V-Q-250-PS-1	V-Q-250-PS-2
Daten	Versuchstag	-	-	13.06.2019	
	Betonalter am Versuchstag	-	[d]	30	
Geometrie	Plattenhöhe	h	[m]	0,25	
	Plattenbreite	b	[m]	0,3284	
	statische Höhe	d	[m]	0,2275	
	Maßstabsfaktor	k	[-]	1,94	
	Querkraft links	-	-	0,556	
	Abstand Lasteinleitung - Auflager	a _l	[m]	1	
	Verhältnis a / d	a / d	-	4,40	
Bewehrung	Längsbewehrung	-		St 900/1100	
	Durchmesser	d _s	[mm]	15	
	Anzahl	-	-	7	
	Fläche	A _{sl}	[mm ²]	1237	
	Bewehrungsgrad	ρ _l	-	0,0166	
	Querbewehrung	-	-	B500	
	Durchmesser	d _q	[mm]	10	
Beton-eigenschaften	Zylinderdruckfestigkeit (3 Proben, Bauteillagerung)	f _{cm,dry}	[N/mm ²]	141,88	
	Zylinderdruckfestigkeit (berechnet)	f _{cm}	[N/mm ²]	134,79	
	Zentrische Zugfestigkeit (berechnet)	f _{ctm}	[N/mm ²]	5,67	
	E-Modul	E _{cm}	[N/mm ²]	45867	
Versuchsdaten	Zylinderkraft im Bruchzustand	F _U	[kN]	243,76	216,96
	Zylinderkraft im GZG	F _{SLS}	[kN]	140,00	140,00
	Laststufenabstand bis zum Bruch	ΔF	[kN]	30,00	30,00
	Querkraft aus Zylinderkraft im Bruchzustand	V _{Z,u}	[kN]	135,53	120,63
	Querkraft aus Zylinderkraft im GZG	V _{Z,SLS}	[kN]	77,84	77,84
	Querkraft aus Eigengewicht	V _G	[kN]	0,30	0,30
	Querkraft aus Lasteinleitung	V _{li}	[kN]	0,07	0,07
	Querkraft im GZG	V _{SLS}	[kN]	78,21	78,21
	Querkraft im Bruchzustand	V _u	[kN]	135,90	121,00
	Querkraft im Bruchzustand, kalibriert auf f _{cm,dry} ^(1/3)	V _{u,norm}	[-]	0,9579	0,8528
	Max. Durchbiegung	W _{max}	[mm]	9,83	8,72

D.3 Untersuchungsergebnisse im Detail

Versuch V-Q-10-141-1

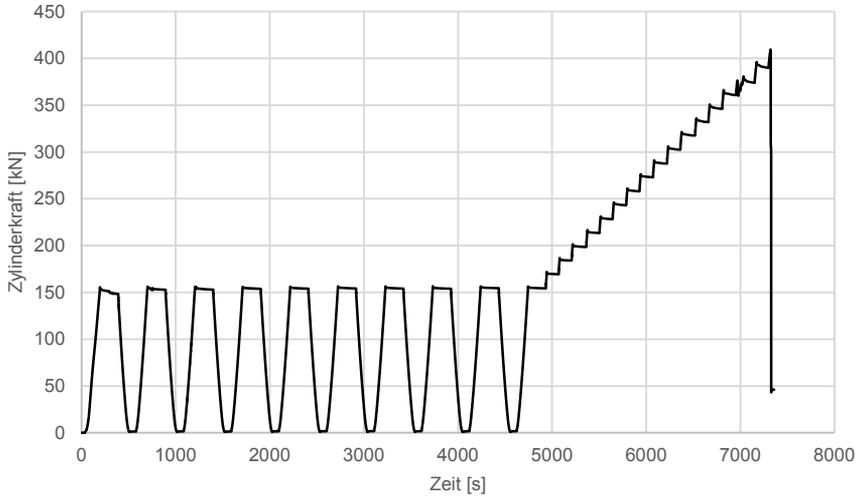


Abb. D.20: Versuch V-Q-10-141-1 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

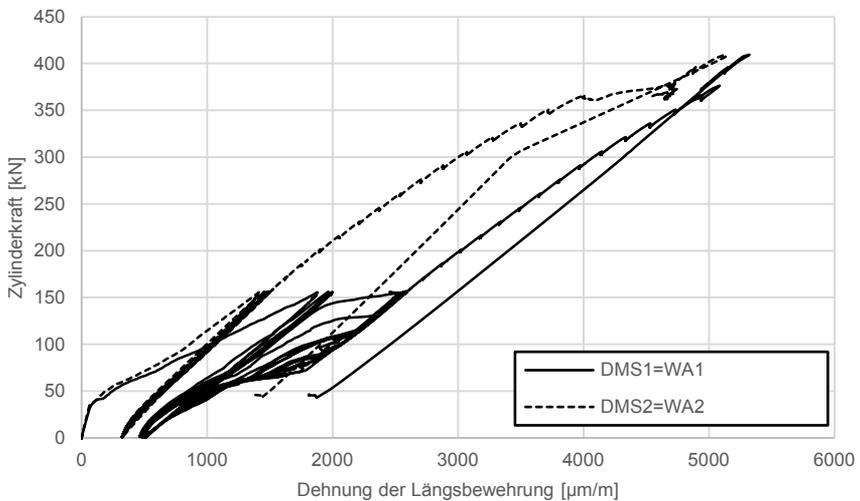


Abb. D.21: Versuch V-Q-10-141-1 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

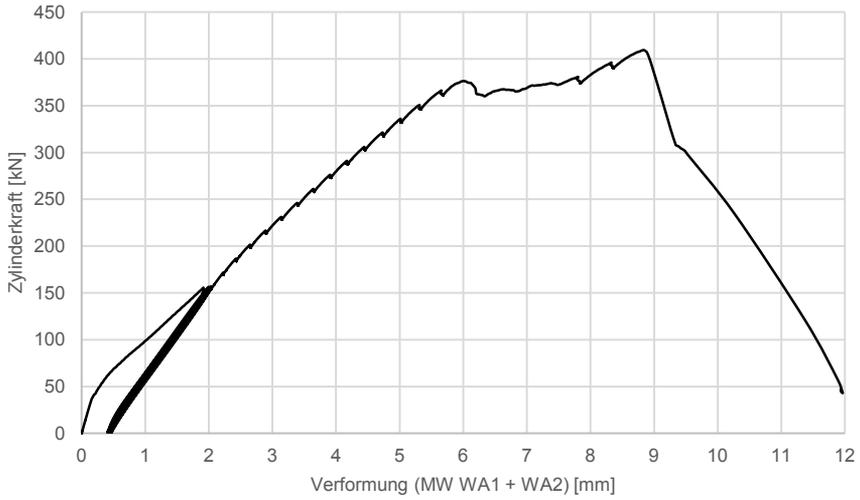


Abb. D.22: Versuch V-Q-10-141-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

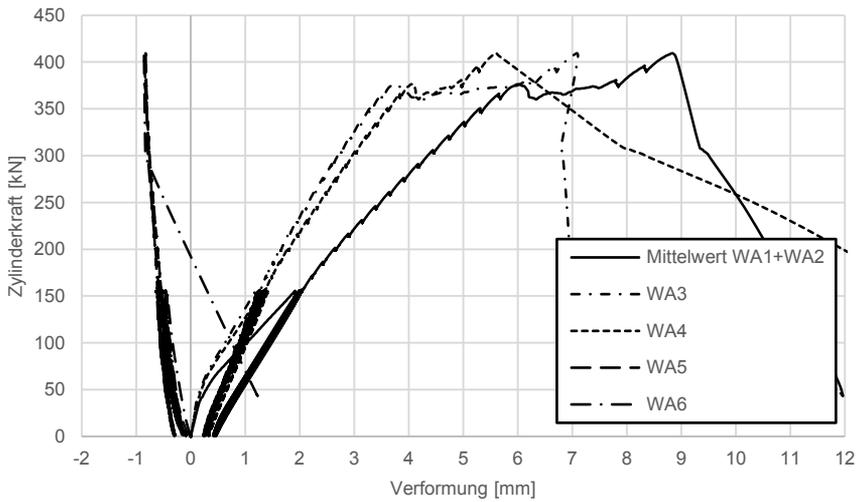


Abb. D.23: Versuch V-Q-10-141-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

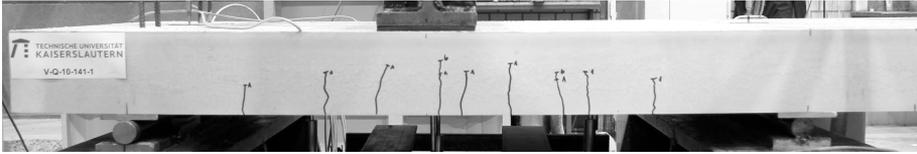


Abb. D.24: Versuch V-Q-10-141-1: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

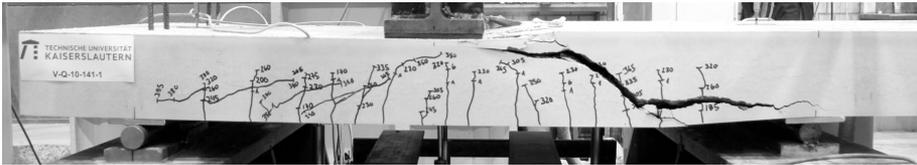


Abb. D.25: Versuch V-Q-10-141-1: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-141-2

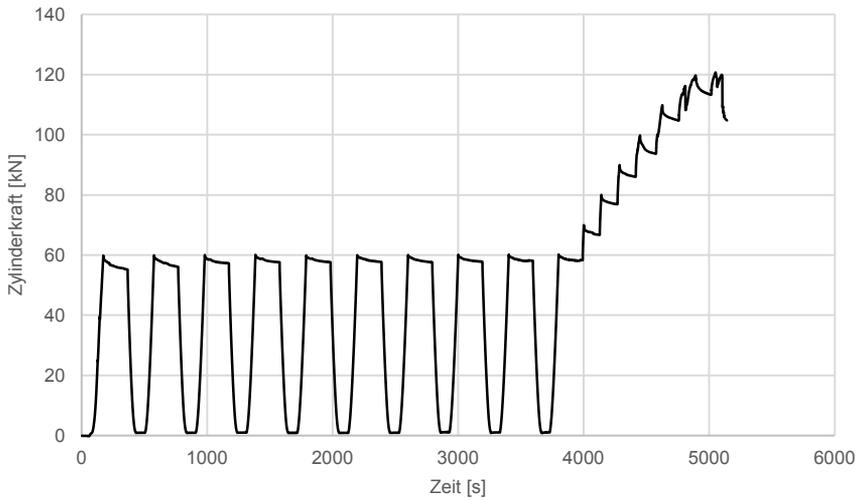


Abb. D.26: Versuch V-Q-10-141-2 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

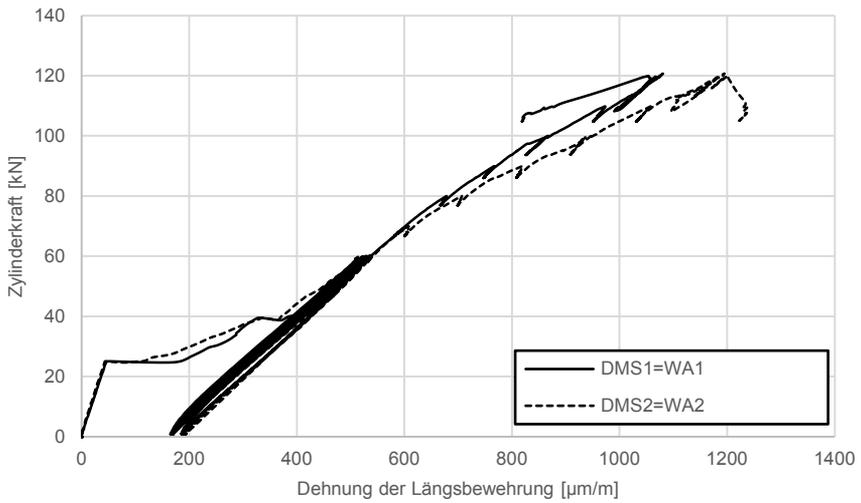


Abb. D.27: Versuch V-Q-10-141-2 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

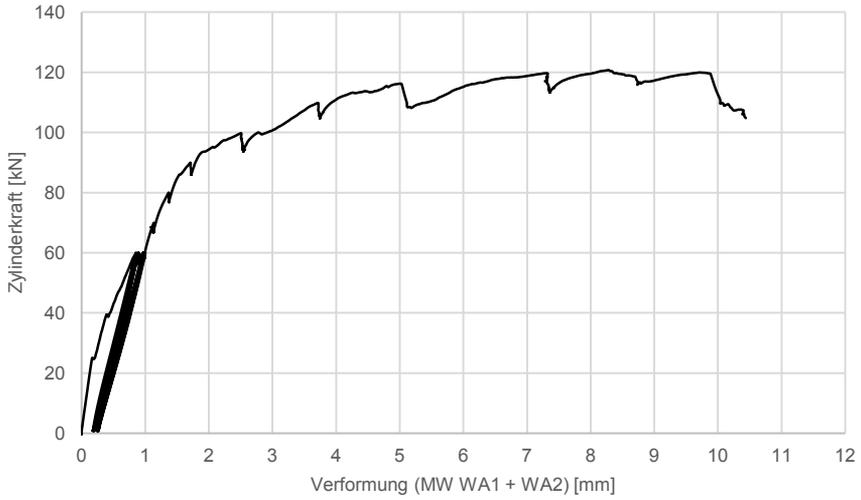


Abb. D.28: Versuch V-Q-10-141-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

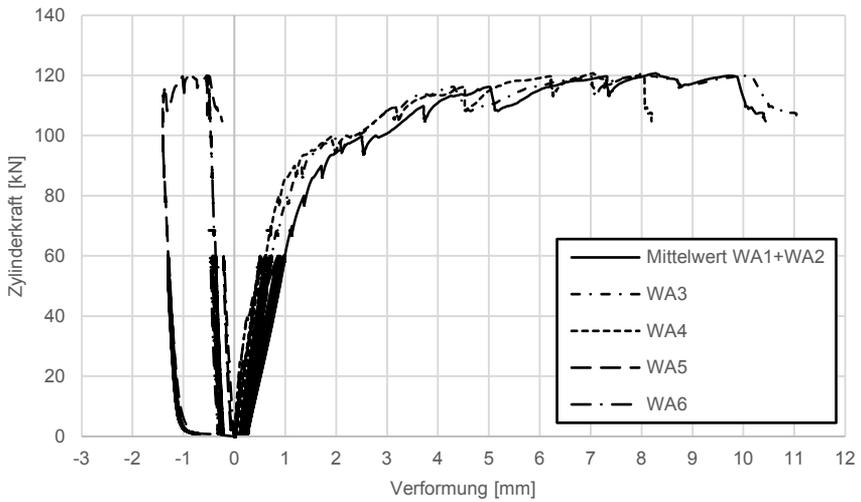


Abb. D.29: Versuch V-Q-10-141-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

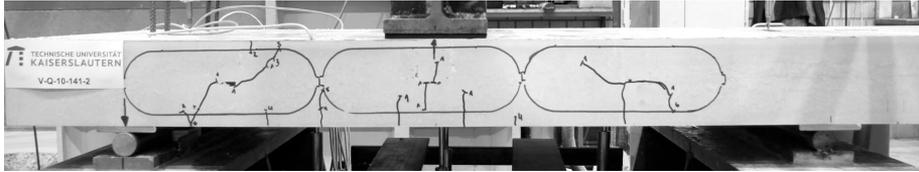


Abb. D.30: Versuch V-Q-10-141-2: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

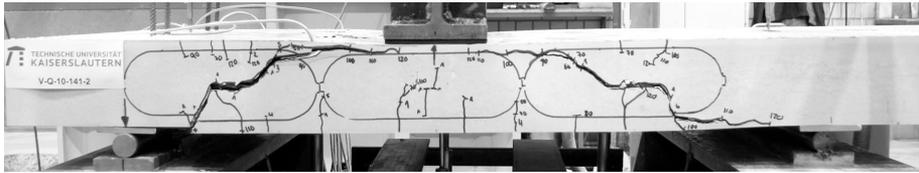


Abb. D.31: Versuch V-Q-10-141-2: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-141-3

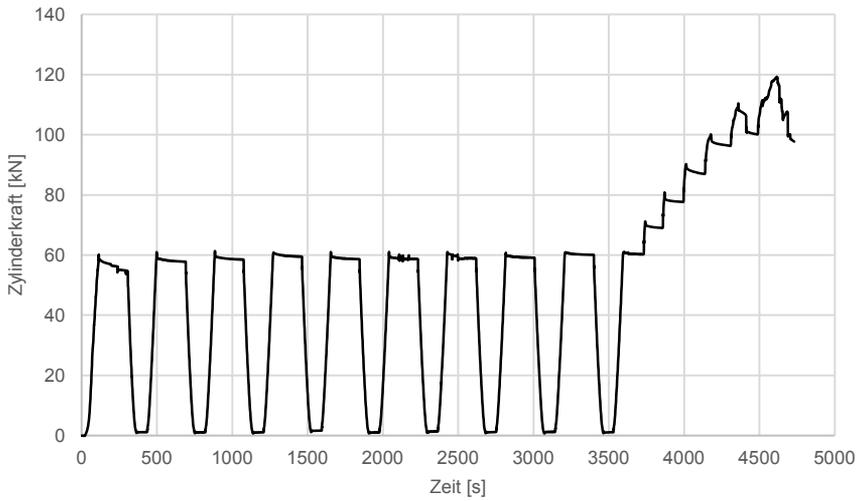


Abb. D.32: Versuch V-Q-10-141-3 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

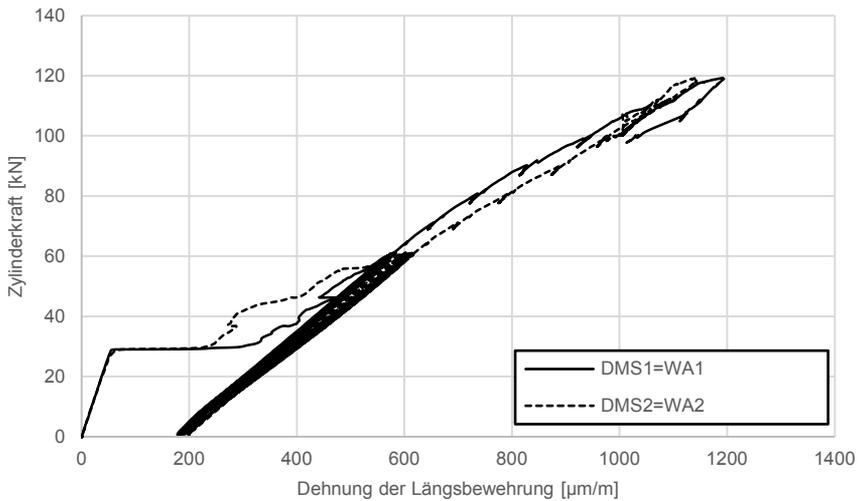


Abb. D.33: Versuch V-Q-10-141-3 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

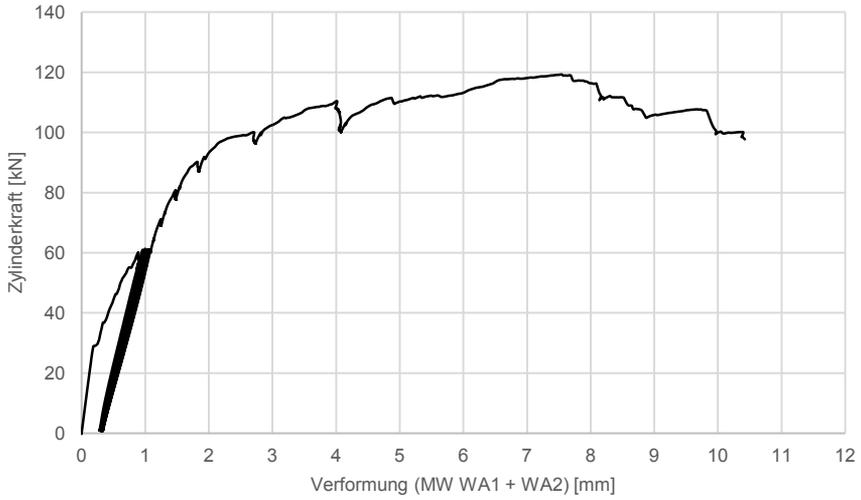


Abb. D.34: Versuch V-Q-10-141-3 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

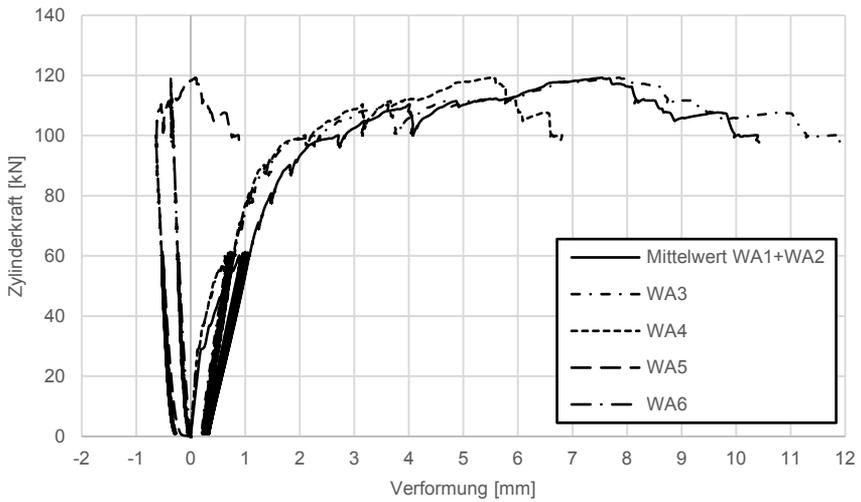


Abb. D.35: Versuch V-Q-10-141-3 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

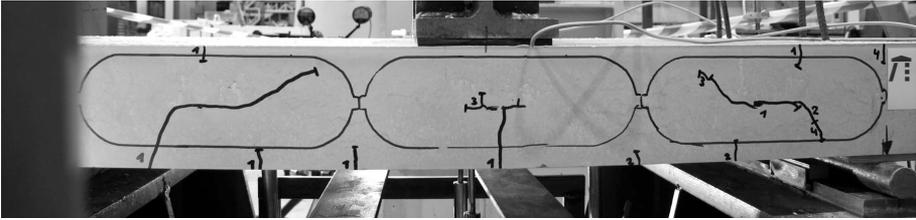


Abb. D.36: Versuch V-Q-10-141-3: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

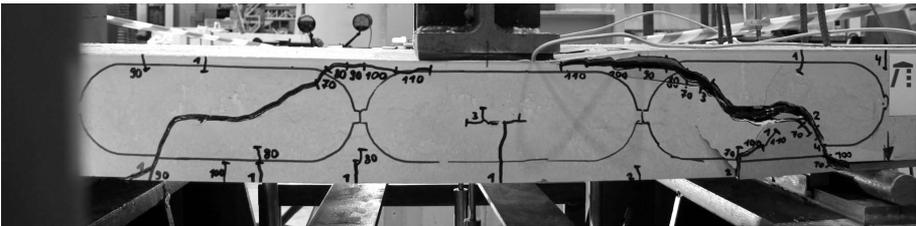


Abb. D.37: Versuch V-Q-10-141-3: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-141-4

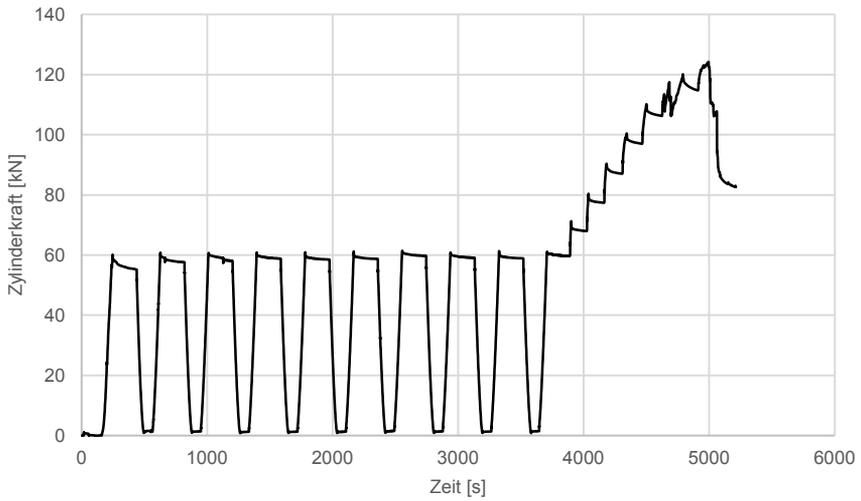


Abb. D.38: Versuch V-Q-10-141-4 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

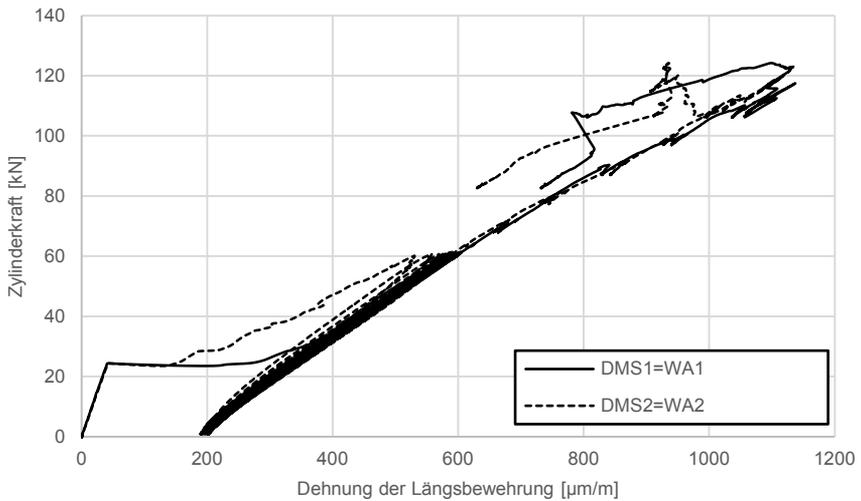


Abb. D.39: Versuch V-Q-10-141-4 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

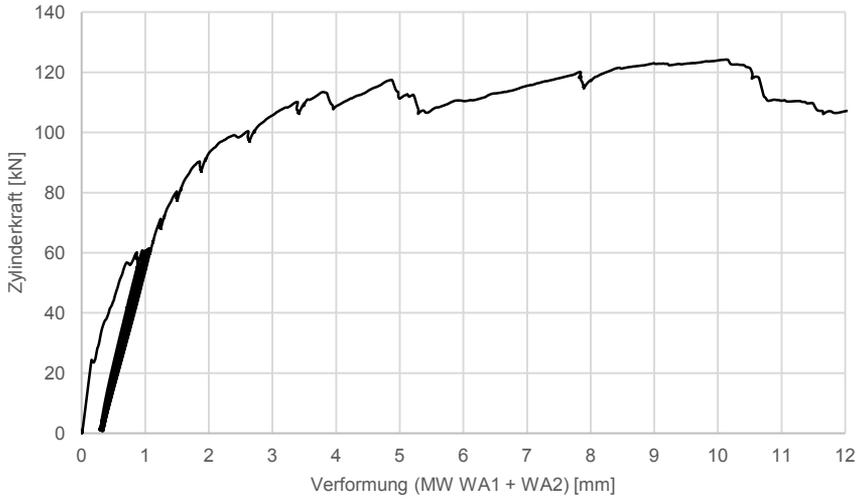


Abb. D.40: Versuch V-Q-10-141-4 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

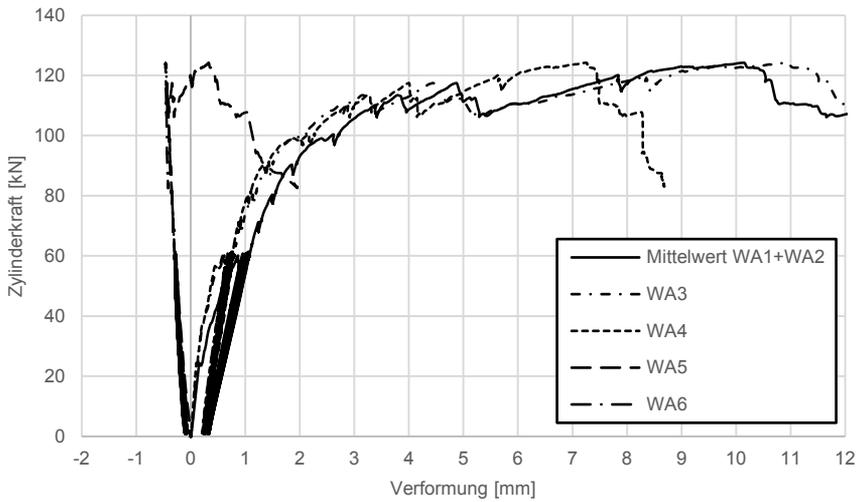


Abb. D.41: Versuch V-Q-10-141-4 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

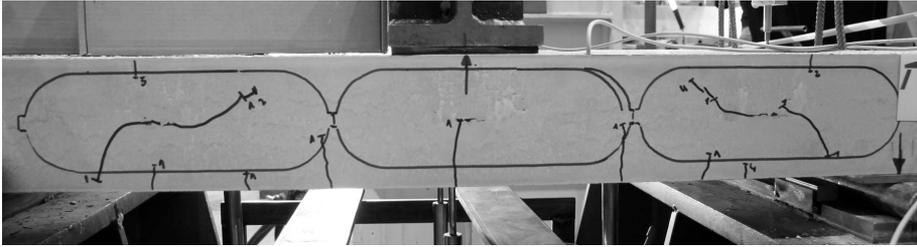


Abb. D.42: Versuch V-Q-10-141-4: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

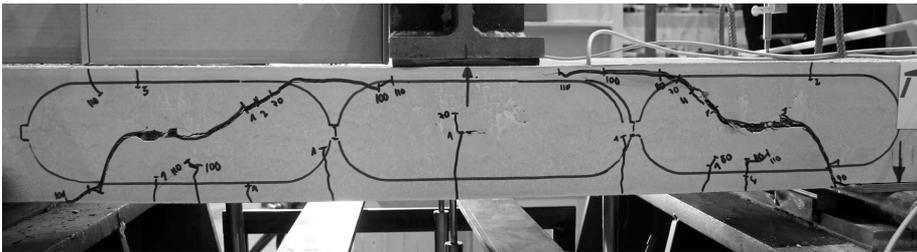


Abb. D.43: Versuch V-Q-10-141-4: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-160-1

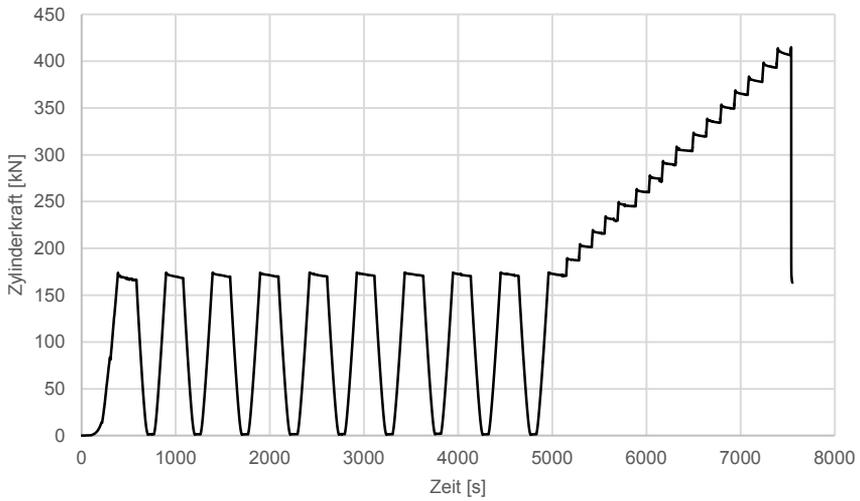


Abb. D.44: Versuch V-Q-10-160-1 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

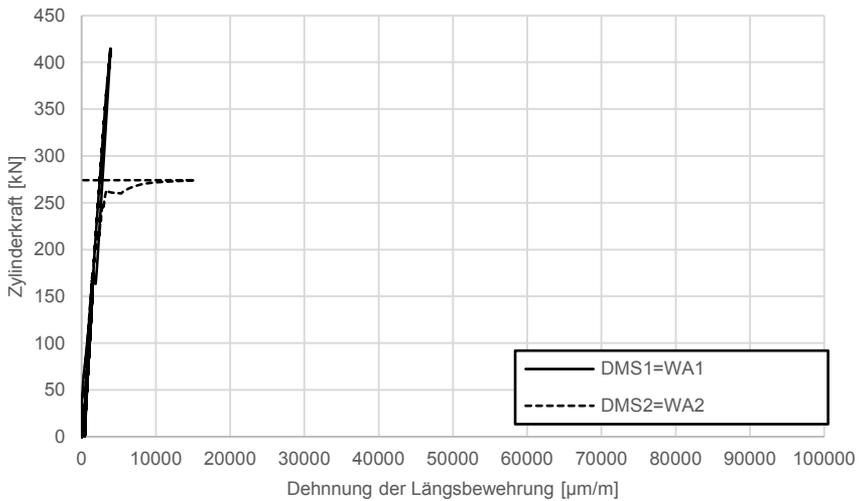


Abb. D.45: Versuch V-Q-10-160-1 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

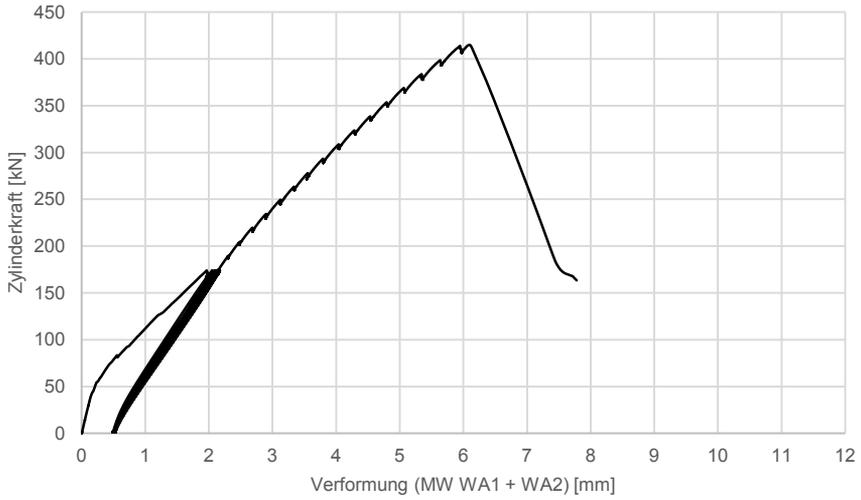


Abb. D.46: Versuch V-Q-10-160-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

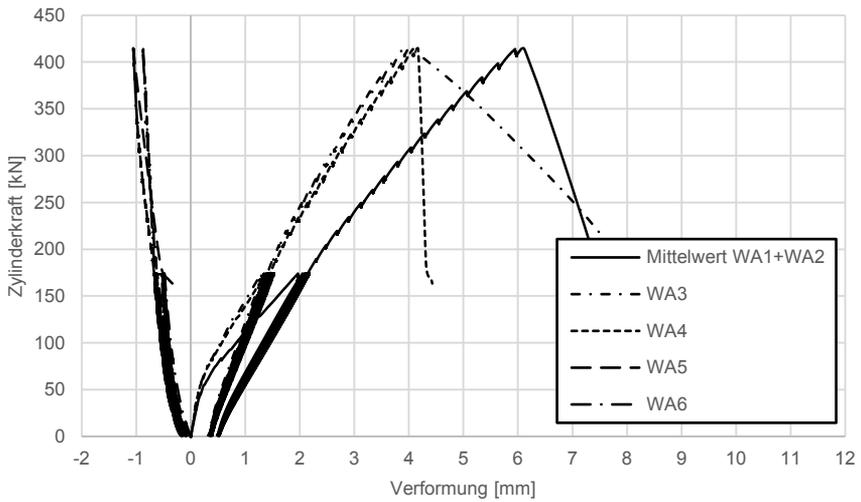


Abb. D.47: Versuch V-Q-10-160-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

Versuch V-Q-10-160-2

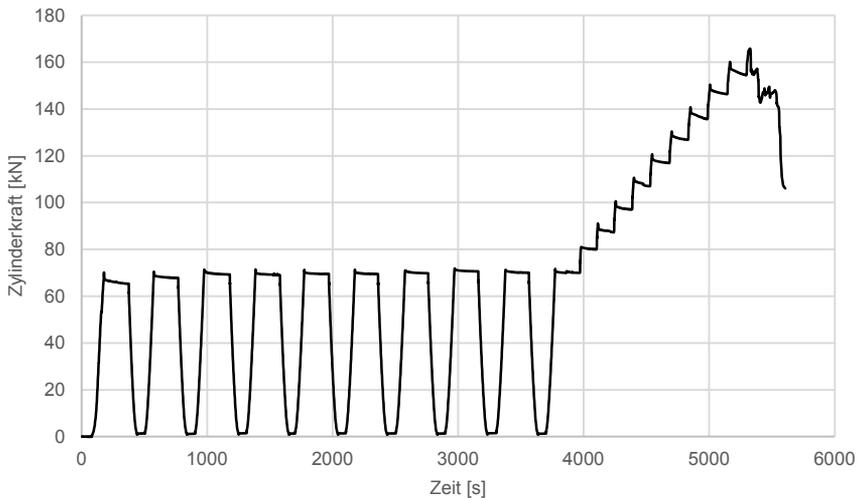


Abb. D.50: Versuch V-Q-10-160-2 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

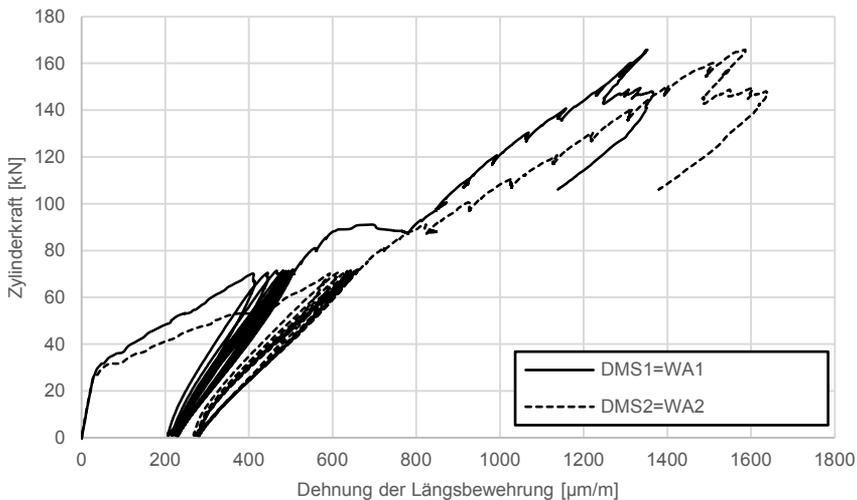


Abb. D.51: Versuch V-Q-10-160-2 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

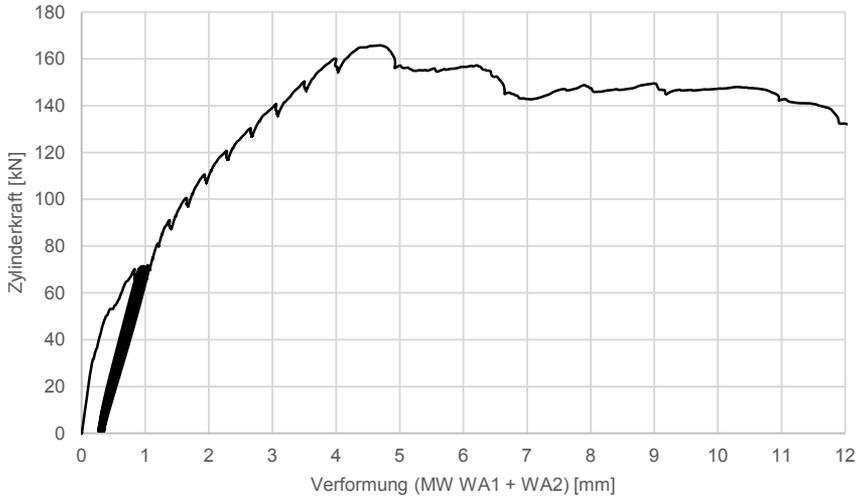


Abb. D.52: Versuch V-Q-10-160-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

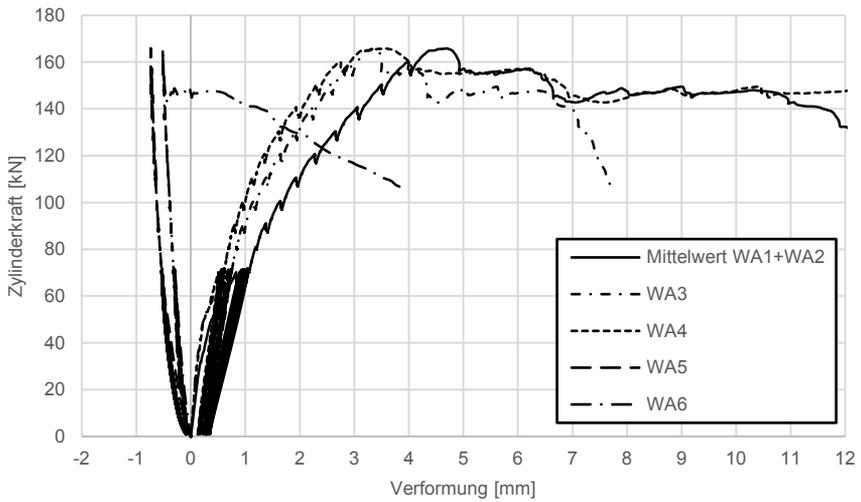


Abb. D.53: Versuch V-Q-10-160-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

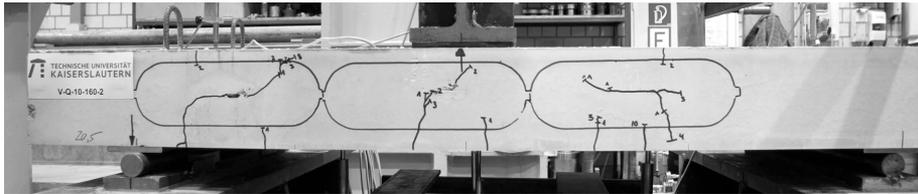


Abb. D.54: Versuch V-Q-10-160-2: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

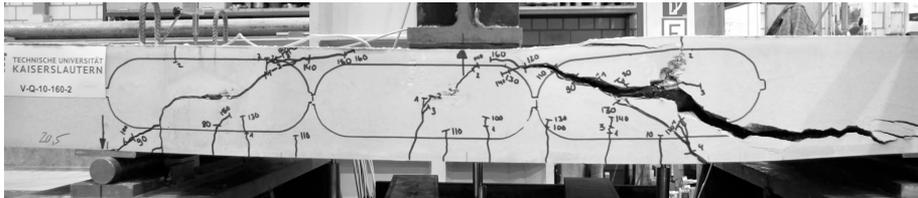


Abb. D.55: Versuch V-Q-10-160-2: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-160-3

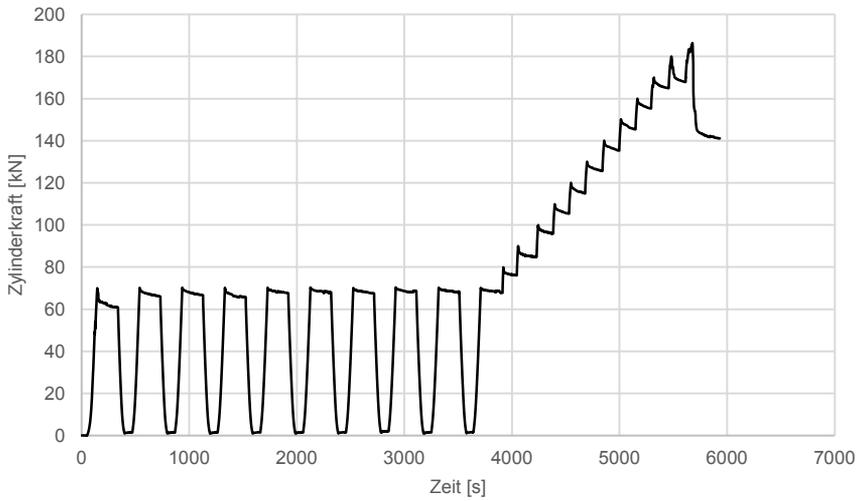


Abb. D.56: Versuch V-Q-10-160-3 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

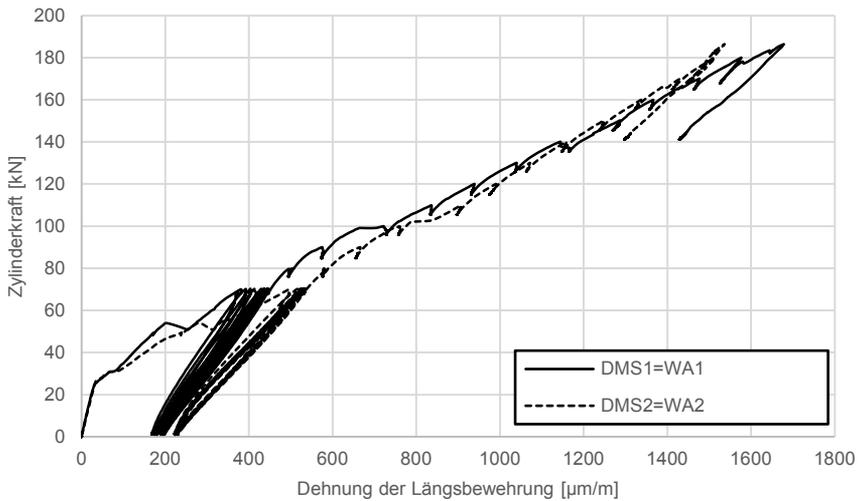


Abb. D.57: Versuch V-Q-10-160-3 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

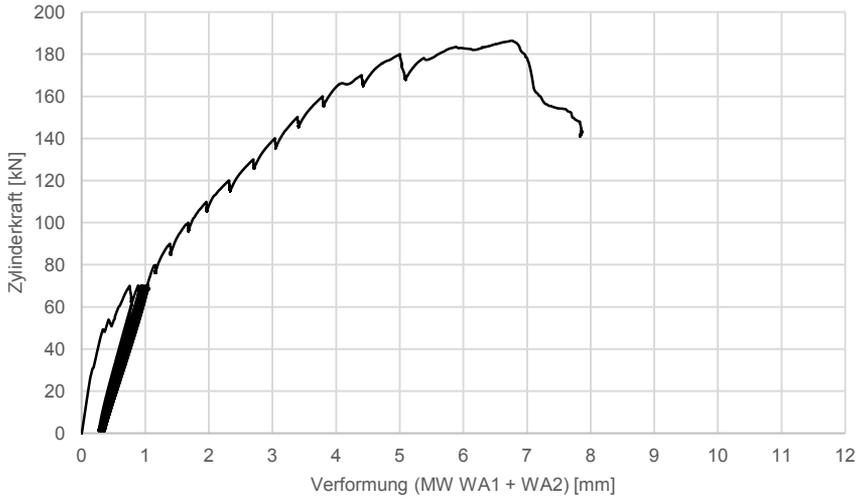


Abb. D.58: Versuch V-Q-10-160-3 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

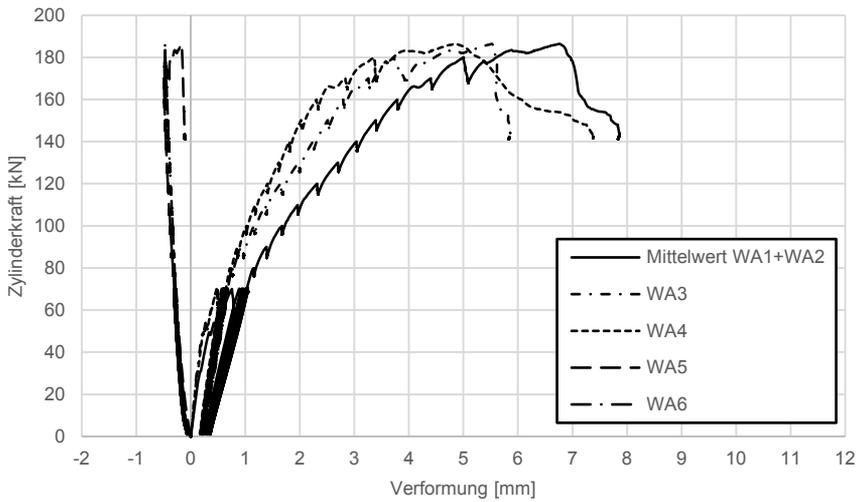


Abb. D.59: Versuch V-Q-10-160-3 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

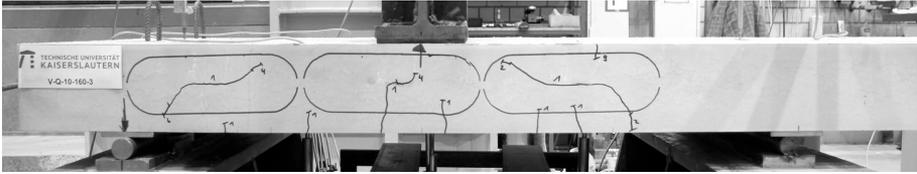


Abb. D.60: Versuch V-Q-10-160-3: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

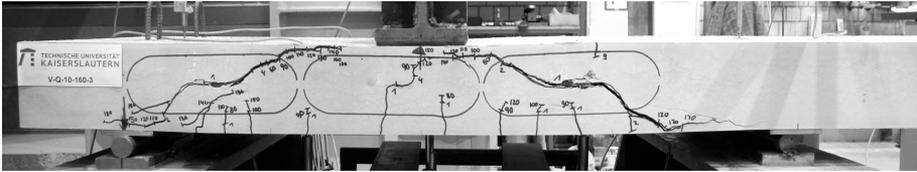


Abb. D.61: Versuch V-Q-10-160-3: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-160-4

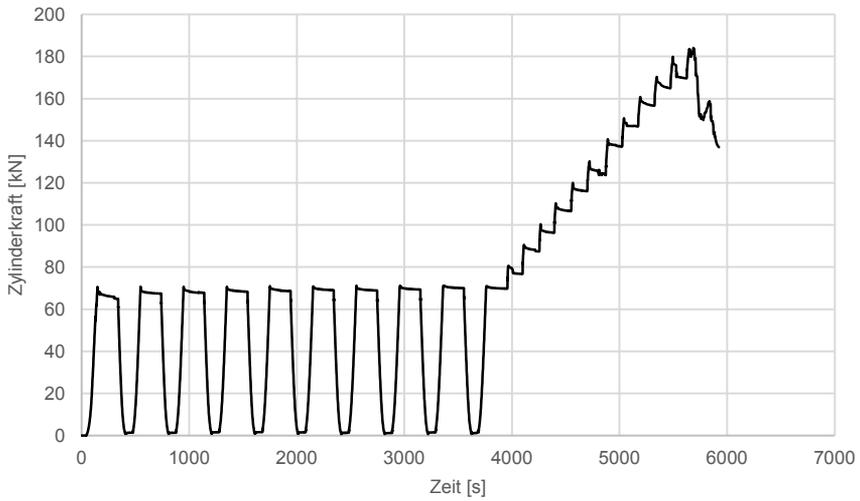


Abb. D.62: Versuch V-Q-10-160-4 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

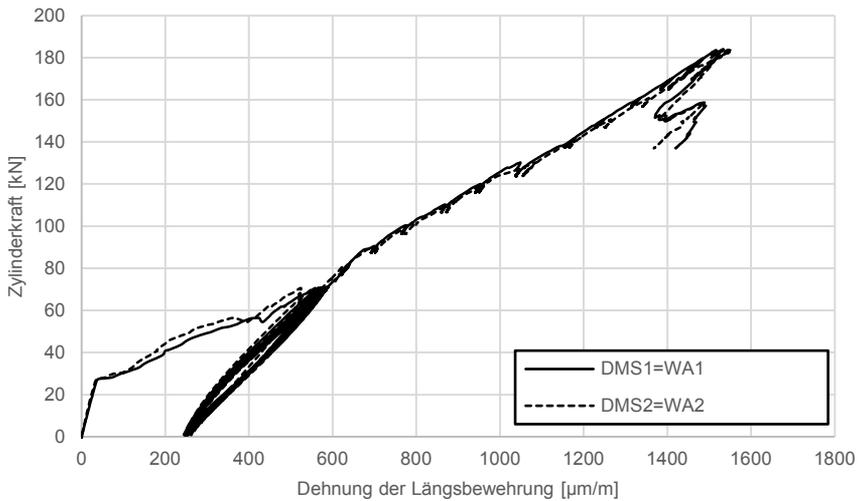


Abb. D.63: Versuch V-Q-10-160-4 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

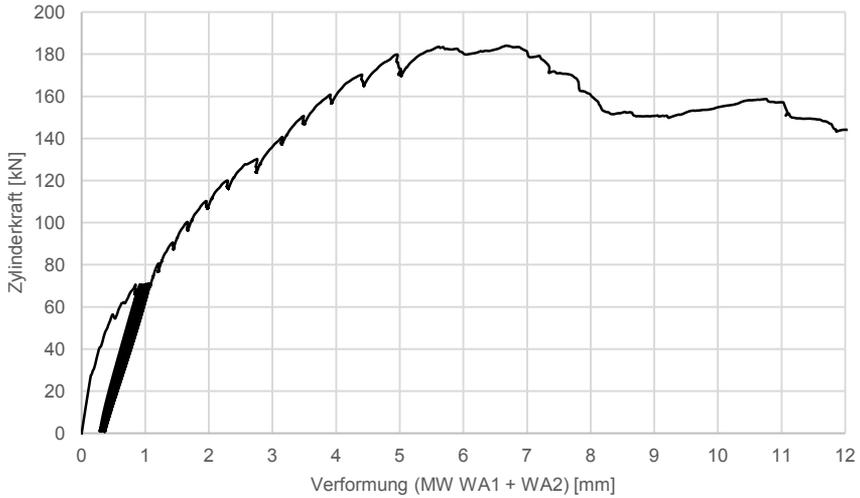


Abb. D.64: Versuch V-Q-10-160-4 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

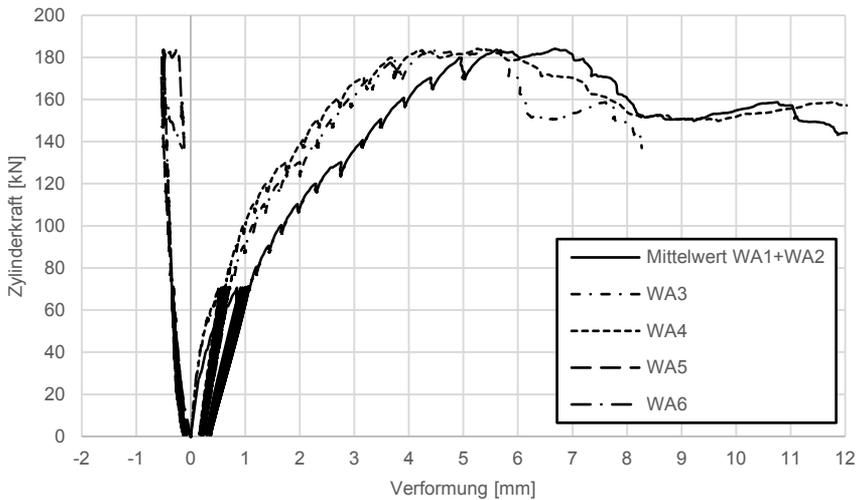


Abb. D.65: Versuch V-Q-10-160-4 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

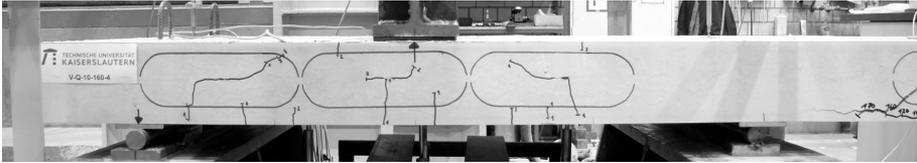


Abb. D.66: Versuch V-Q-10-160-4: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

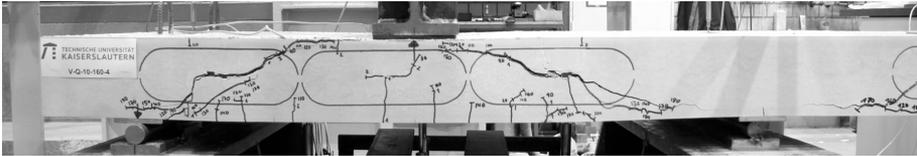


Abb. D.67: Versuch V-Q-10-160-4: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-170-1

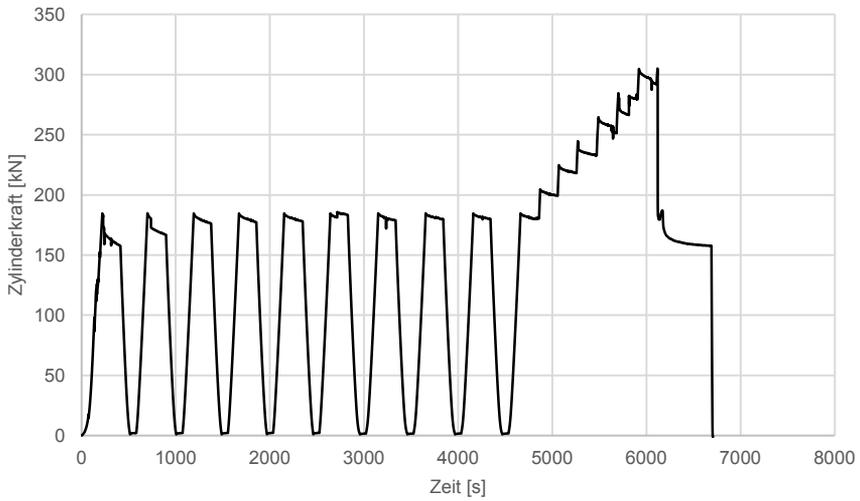


Abb. D.68: Versuch V-Q-10-170-1 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

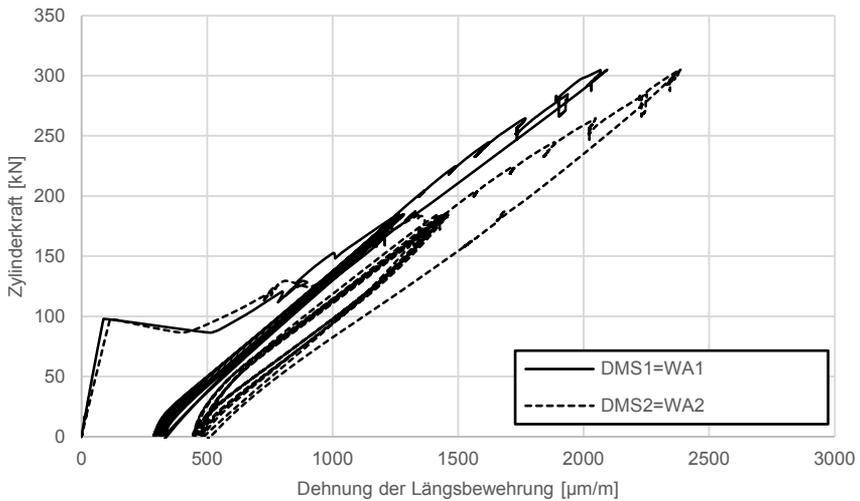


Abb. D.69: Versuch V-Q-10-170-1 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

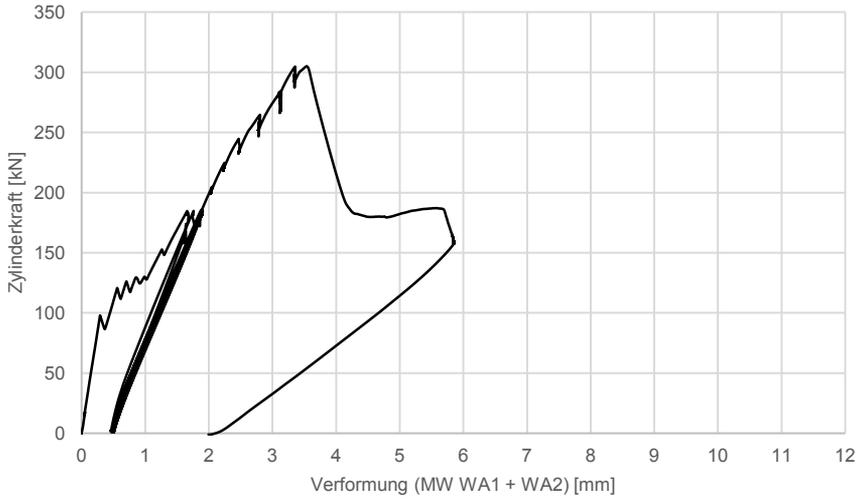


Abb. D.70: Versuch V-Q-10-170-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

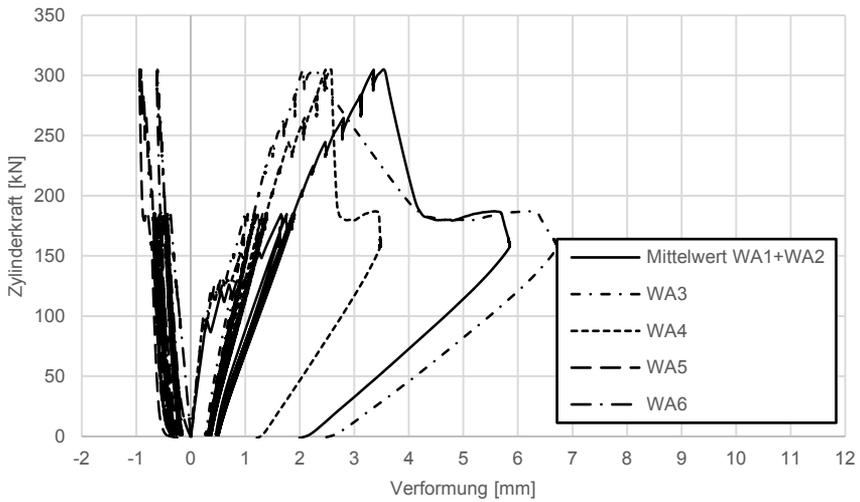


Abb. D.71: Versuch V-Q-10-170-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

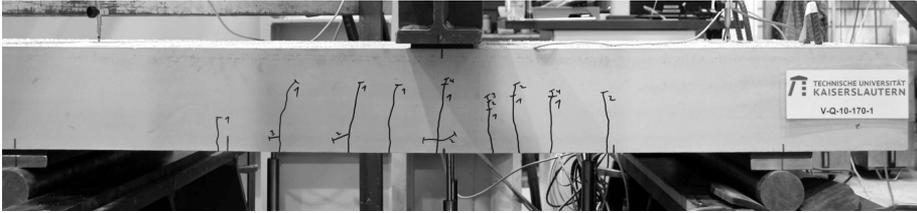


Abb. D.72: Versuch V-Q-10-170-1: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

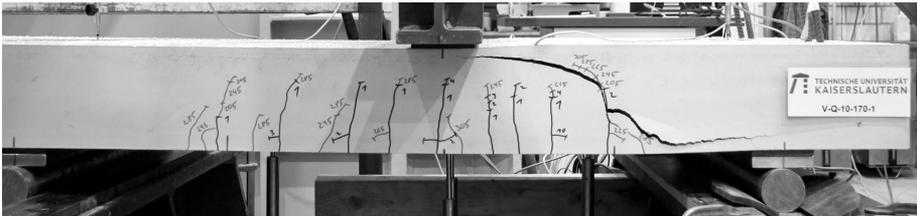


Abb. D.73: Versuch V-Q-10-170-1: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-170-2

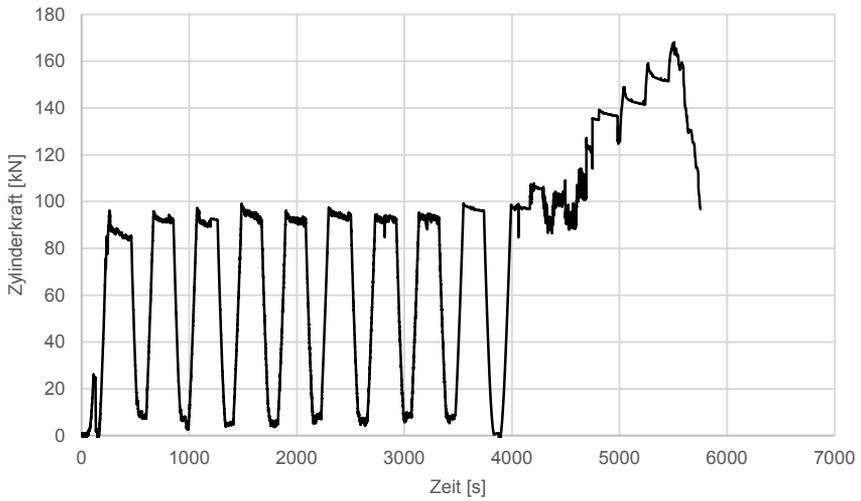


Abb. D.74: Versuch V-Q-10-170-2 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

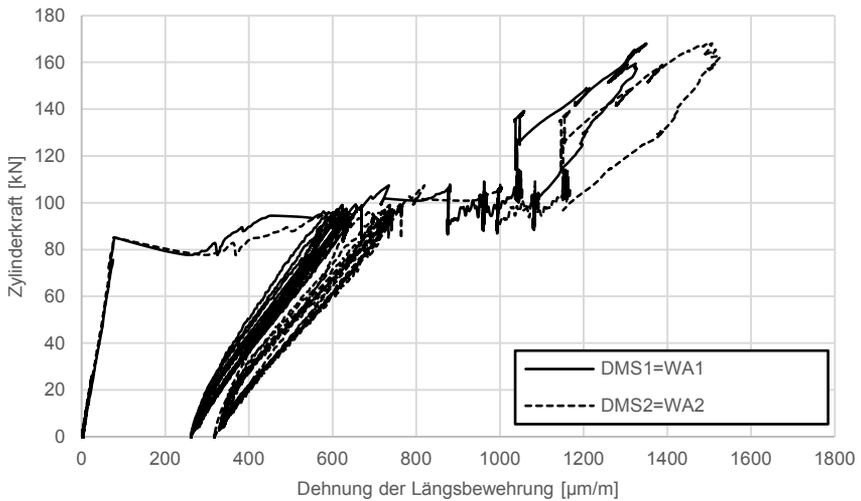


Abb. D.75: Versuch V-Q-10-170-2 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

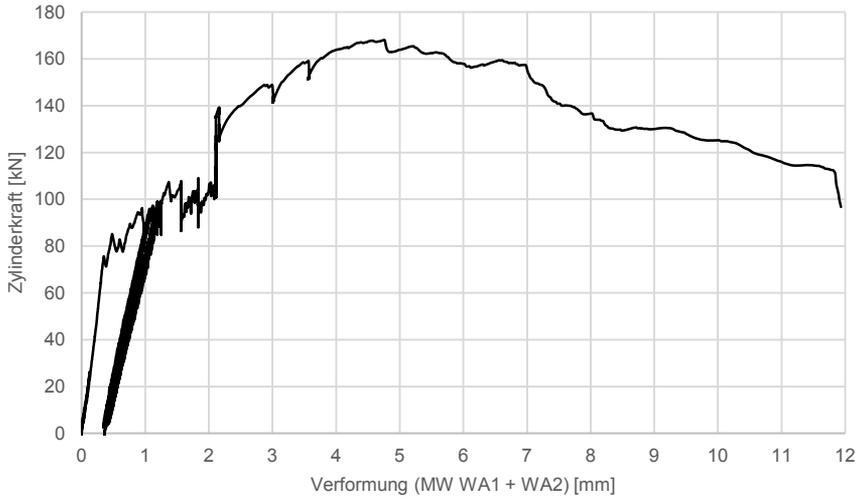


Abb. D.76: Versuch V-Q-10-170-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

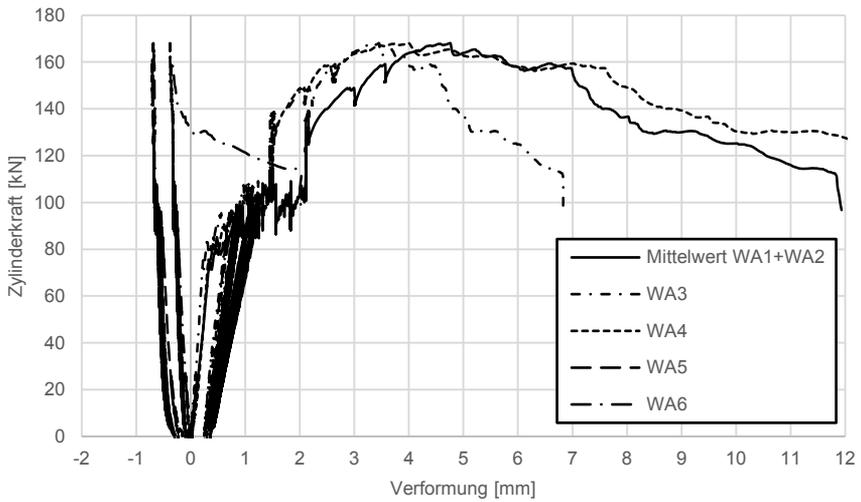


Abb. D.77: Versuch V-Q-10-170-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

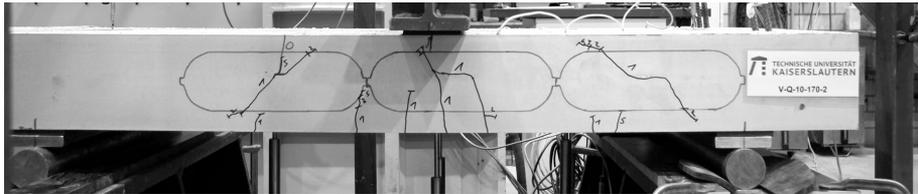


Abb. D.78: Versuch V-Q-10-170-2: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

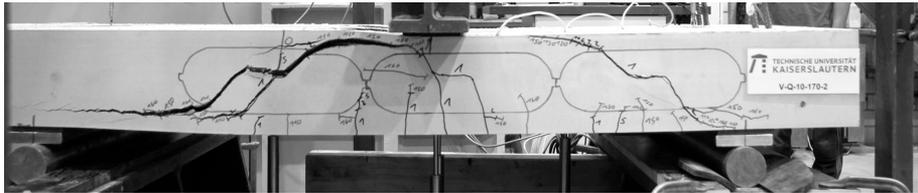


Abb. D.79: Versuch V-Q-10-170-2: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-170-3

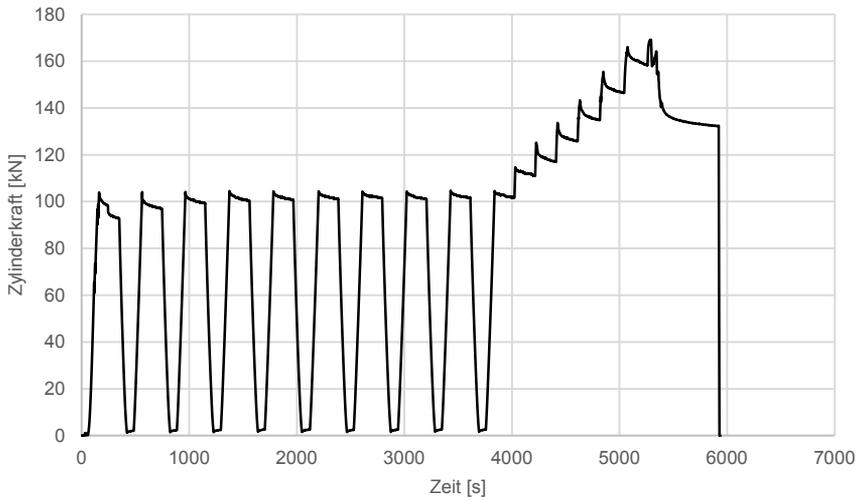


Abb. D.80: Versuch V-Q-10-170-3 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

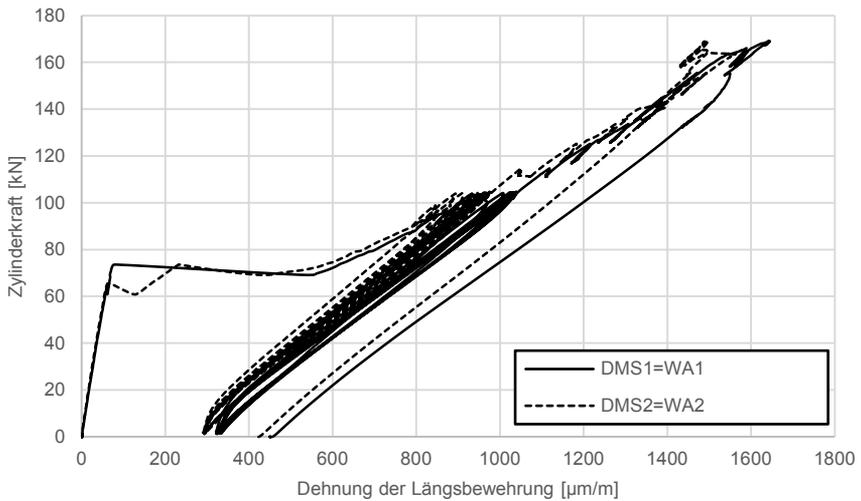


Abb. D.81: Versuch V-Q-10-170-3 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

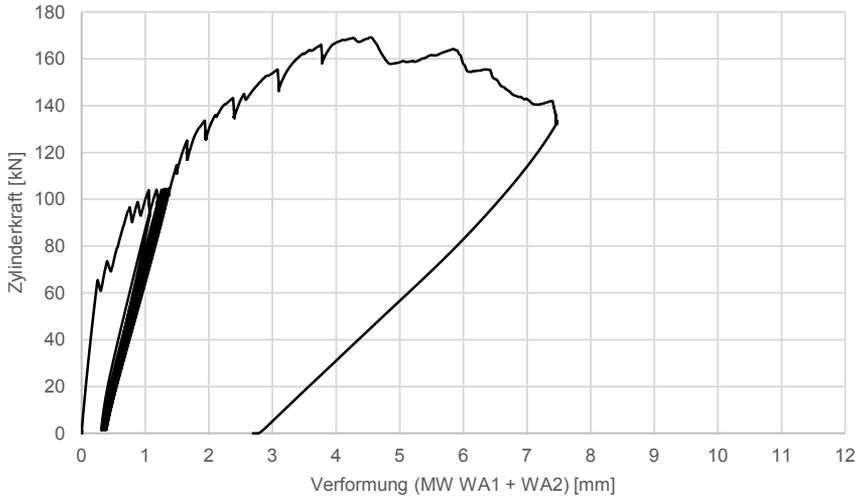


Abb. D.82: Versuch V-Q-10-170-3 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

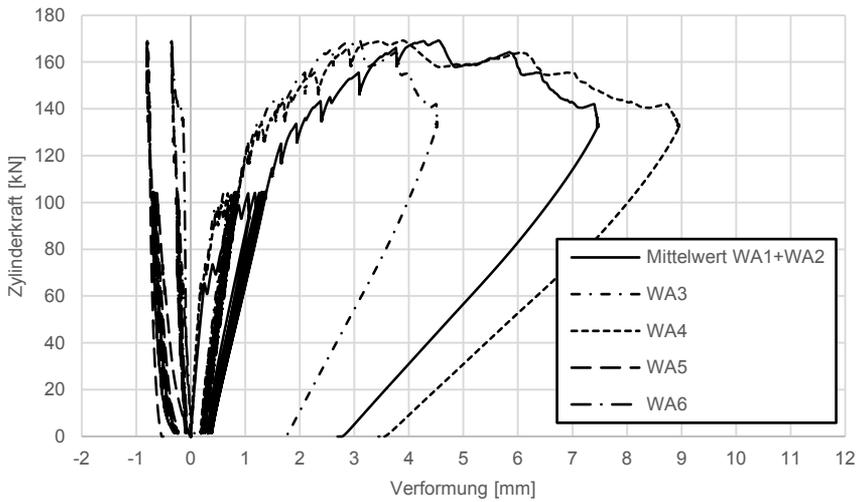


Abb. D.83: Versuch V-Q-10-170-3 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

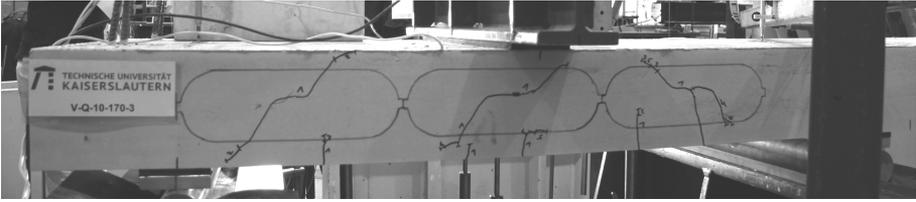


Abb. D.84: Versuch V-Q-10-170-3: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

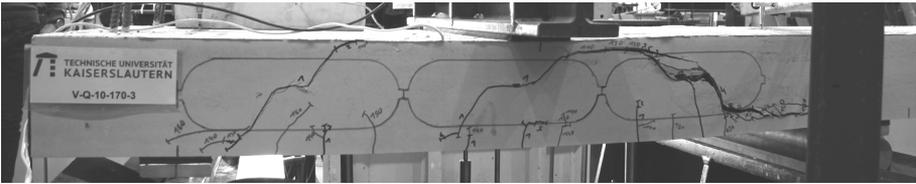


Abb. D.85: Versuch V-Q-10-170-3: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-170-4

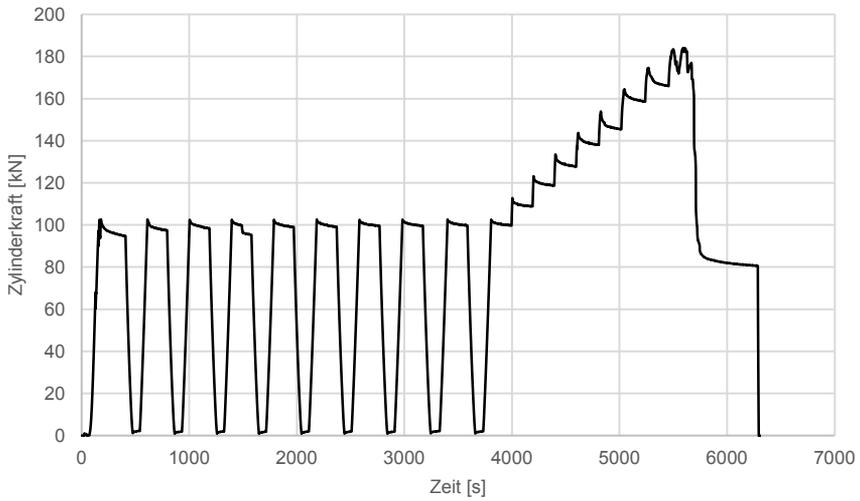


Abb. D.86: Versuch V-Q-10-170-4 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

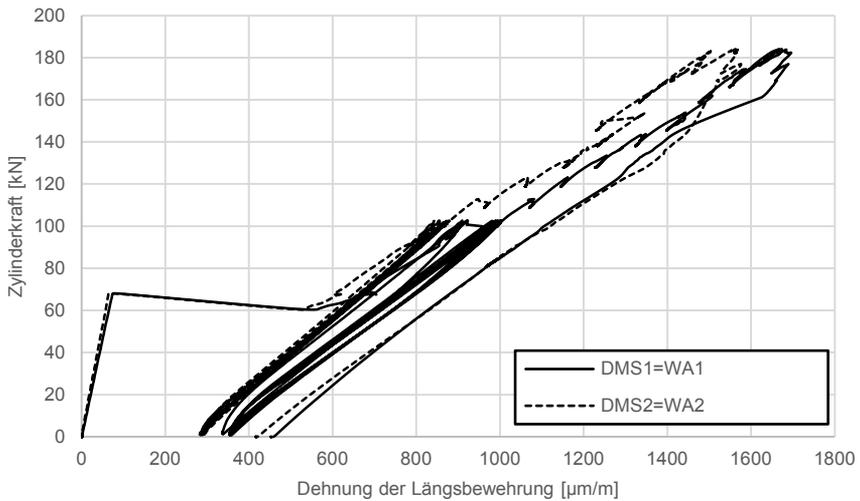


Abb. D.87: Versuch V-Q-10-170-4 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

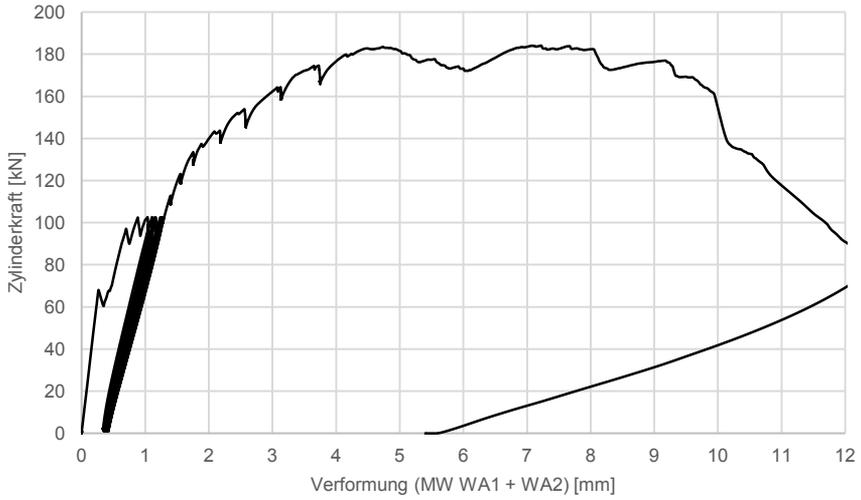


Abb. D.88: Versuch V-Q-10-170-4 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

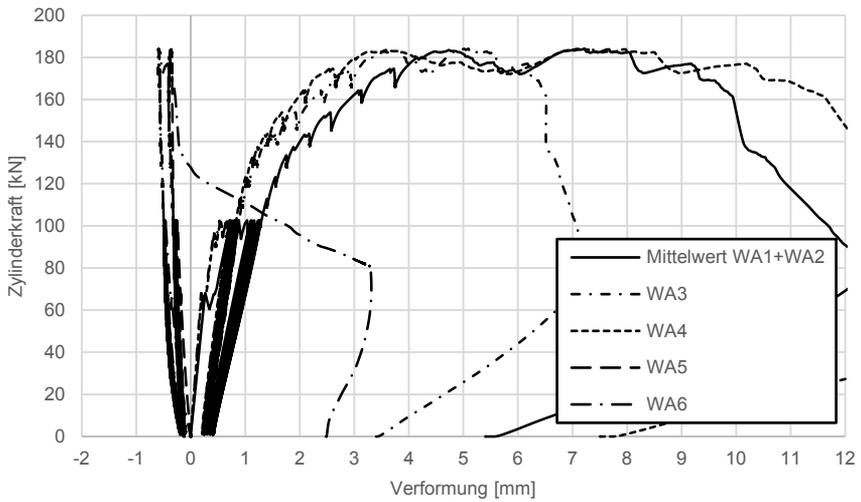


Abb. D.89: Versuch V-Q-10-170-4 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

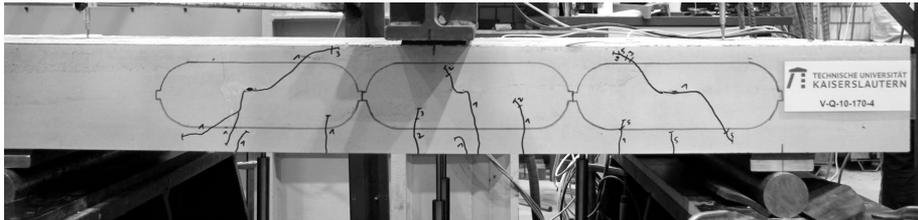


Abb. D.90: Versuch V-Q-10-170-4: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

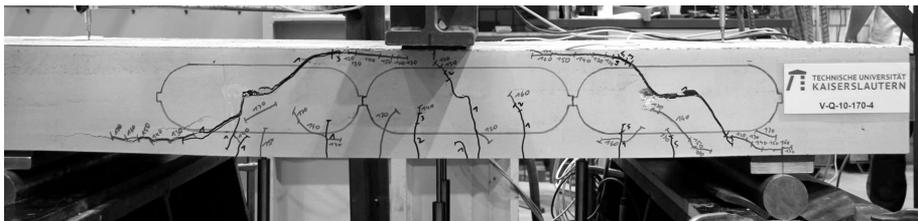


Abb. D.91: Versuch V-Q-10-170-4: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-180-1

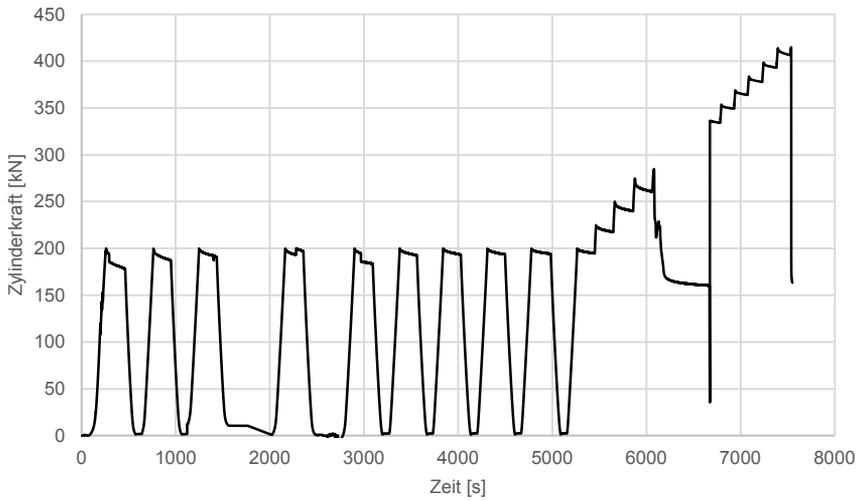


Abb. D.92: Versuch V-Q-10-180-1 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

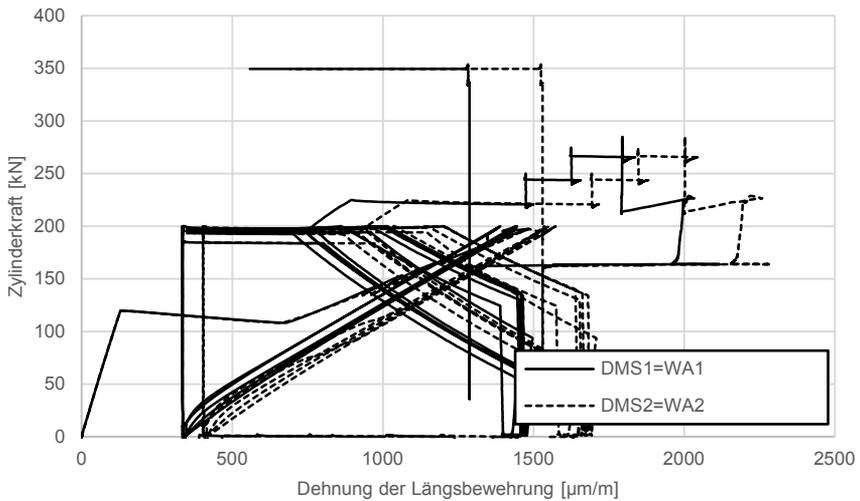


Abb. D.93: Versuch V-Q-10-180-1 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

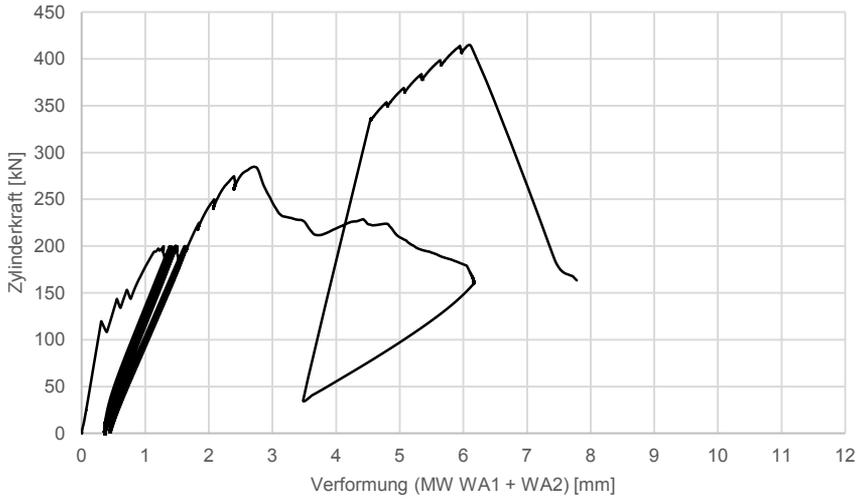


Abb. D.94: Versuch V-Q-10-180-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

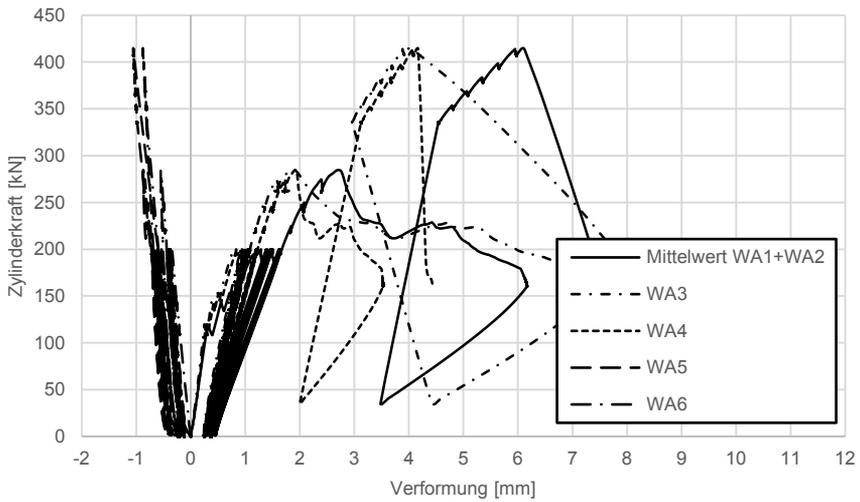


Abb. D.95: Versuch V-Q-10-180-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

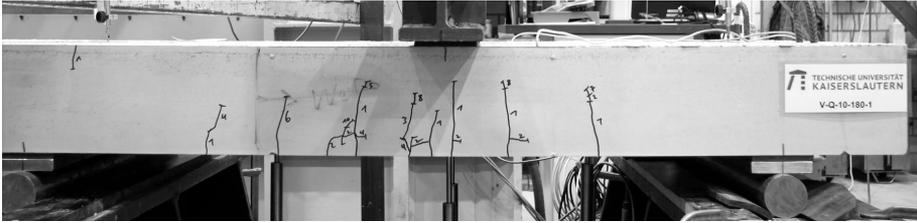


Abb. D.96: Versuch V-Q-10-180-1: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

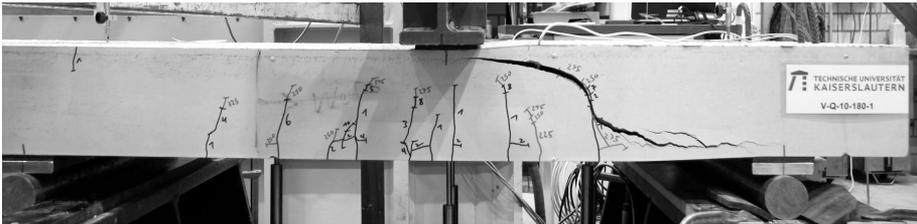


Abb. D.97: Versuch V-Q-10-180-1: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-180-2

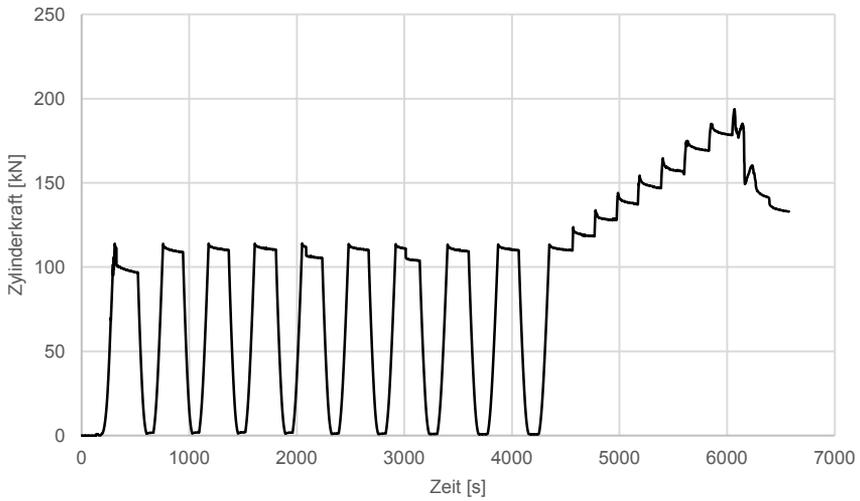


Abb. D.98: Versuch V-Q-10-180-2 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

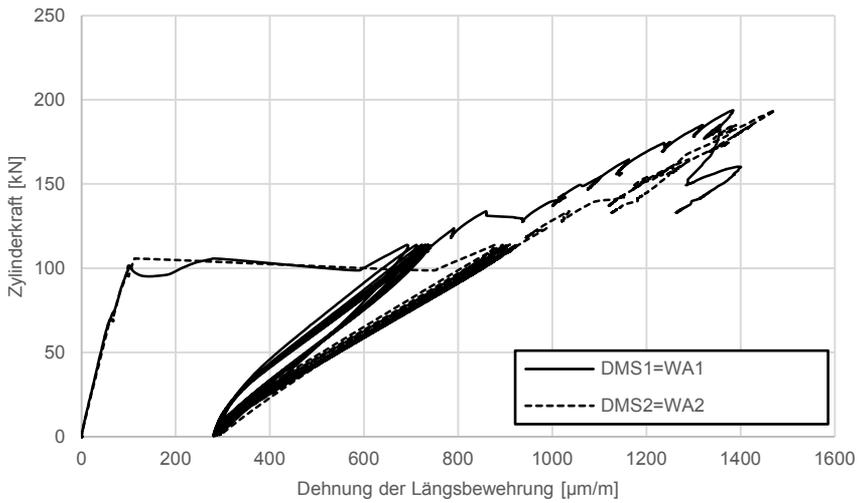


Abb. D.99: Versuch V-Q-10-180-2 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

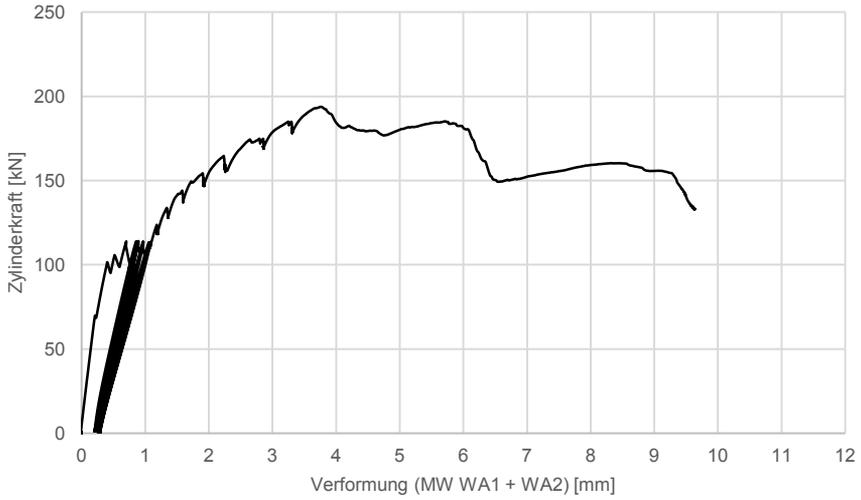


Abb. D.100: Versuch V-Q-10-180-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

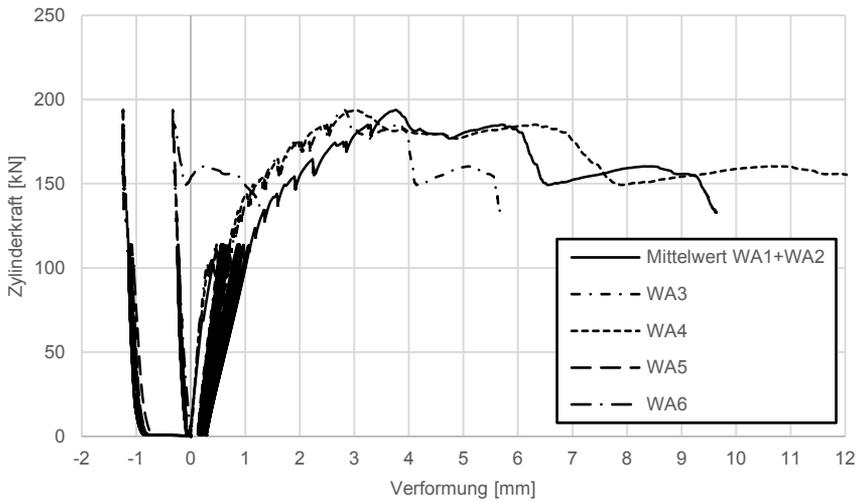


Abb. D.101: Versuch V-Q-10-180-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

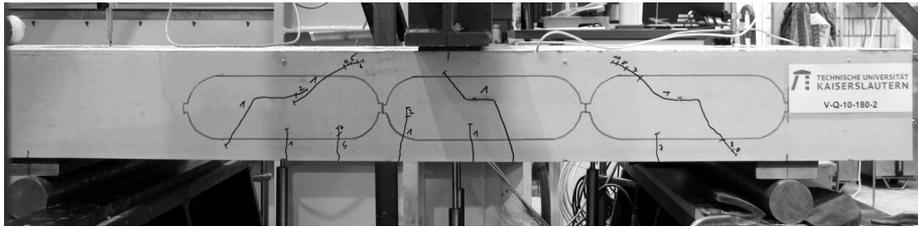


Abb. D.102: Versuch V-Q-10-180-2: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

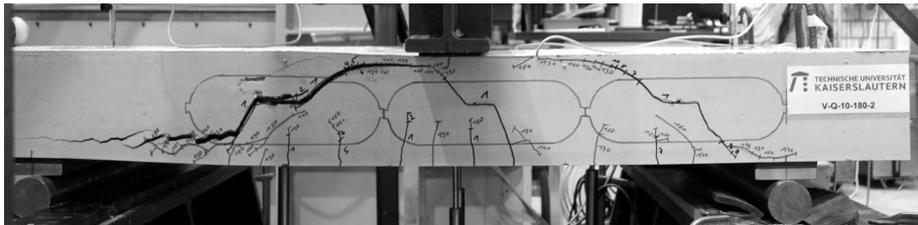


Abb. D.103: Versuch V-Q-10-180-2: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-180-3

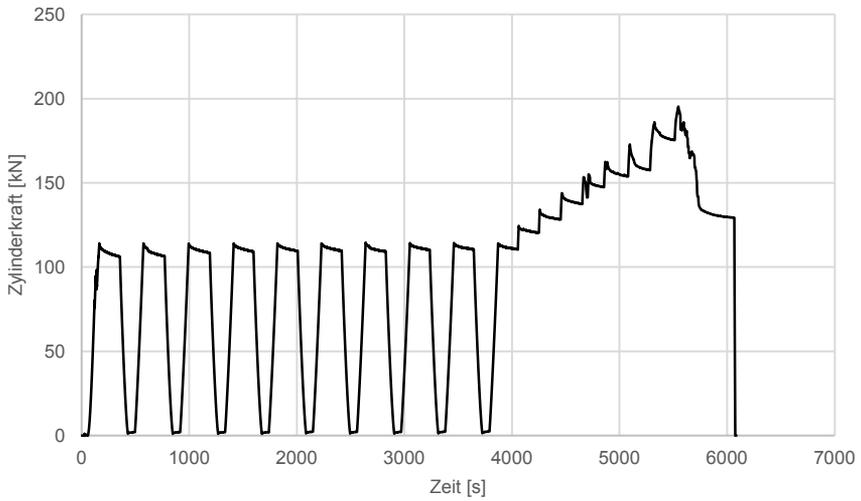


Abb. D.104: Versuch V-Q-10-180-3 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

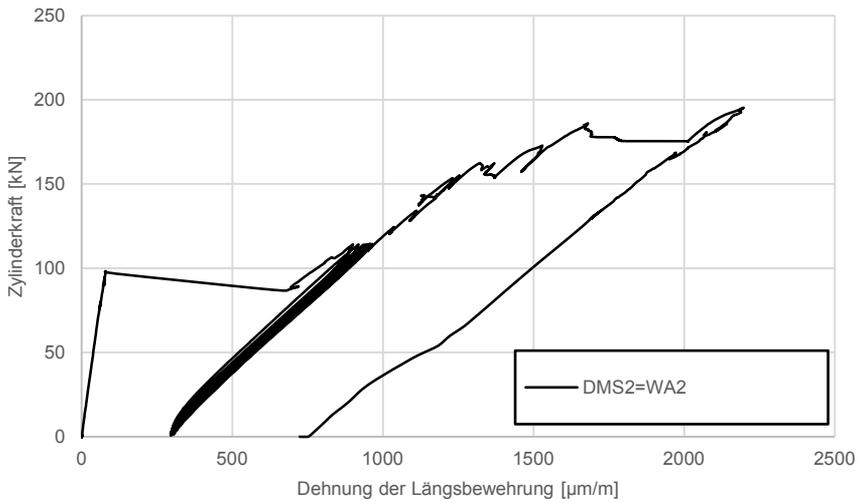


Abb. D.105: Versuch V-Q-10-180-3 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

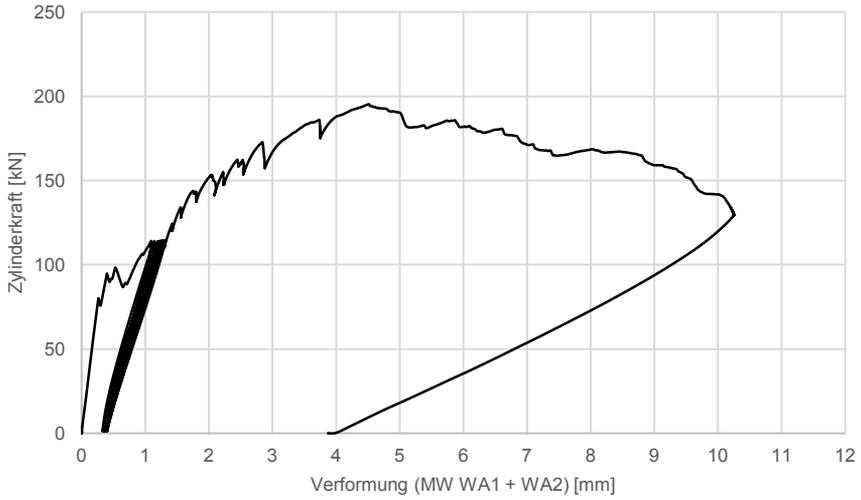


Abb. D.106: Versuch V-Q-10-180-3 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

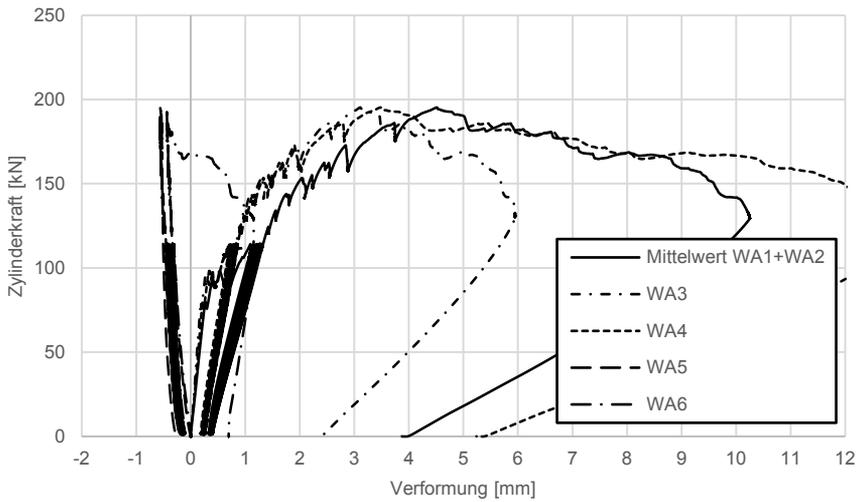


Abb. D.107: Versuch V-Q-10-180-3 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

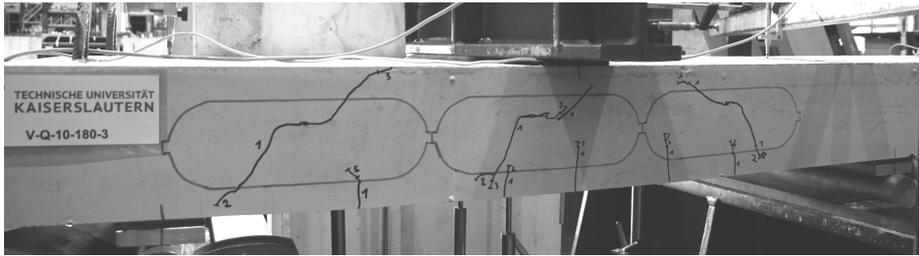


Abb. D.108: Versuch V-Q-10-180-3: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

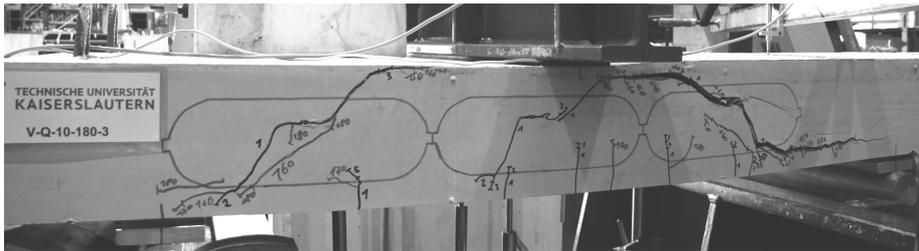


Abb. D.109: Versuch V-Q-10-180-3: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-180-4

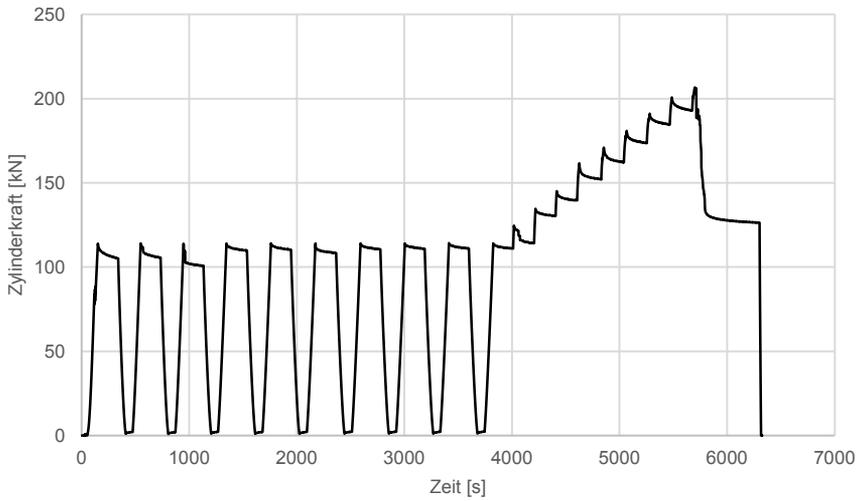


Abb. D.110: Versuch V-Q-10-180-4 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

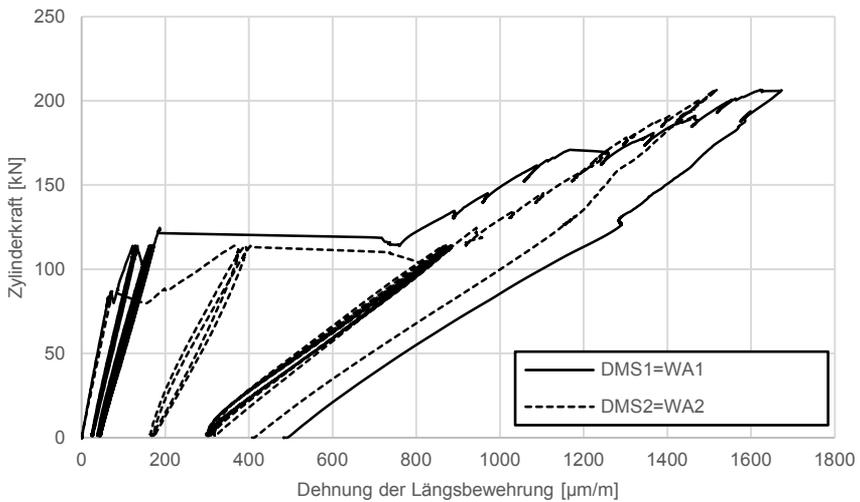


Abb. D.111: Versuch V-Q-10-180-4 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

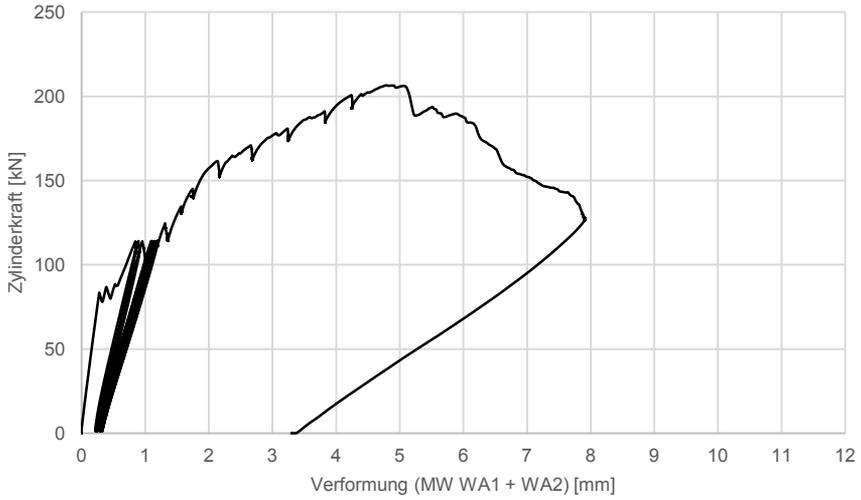


Abb. D.112: Versuch V-Q-10-180-4 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

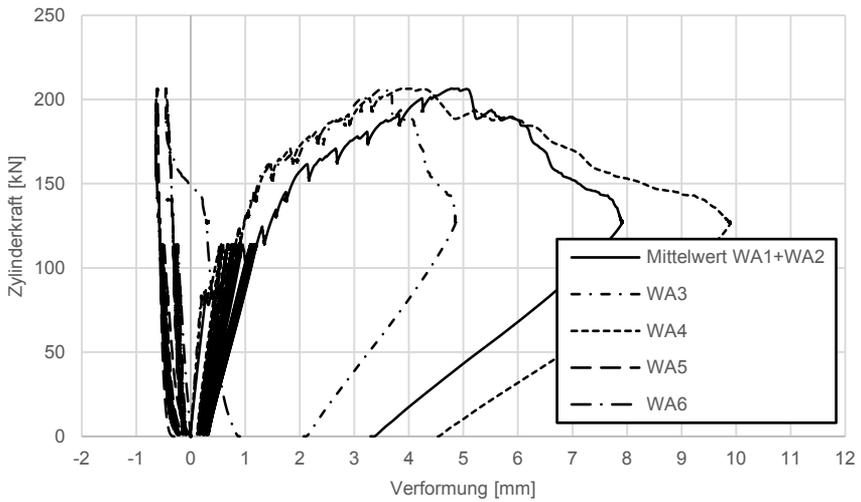


Abb. D.113: Versuch V-Q-10-180-4 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

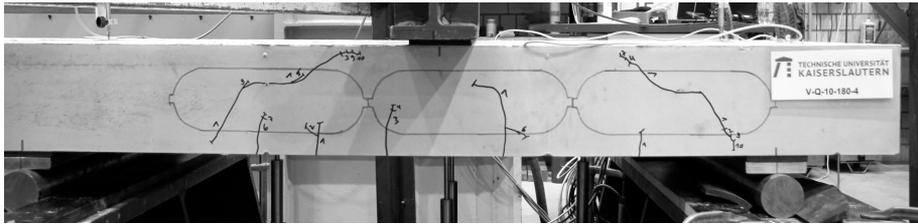


Abb. D.114: Versuch V-Q-10-180-4: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

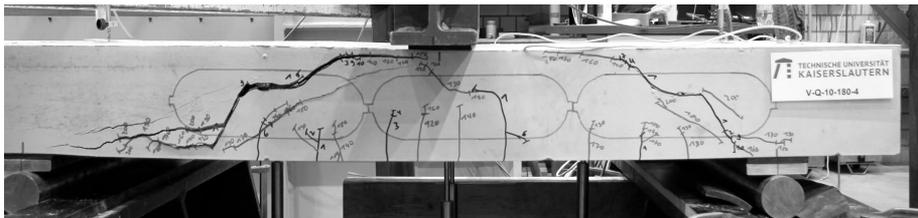


Abb. D.115: Versuch V-Q-10-180-4: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-170_D-1

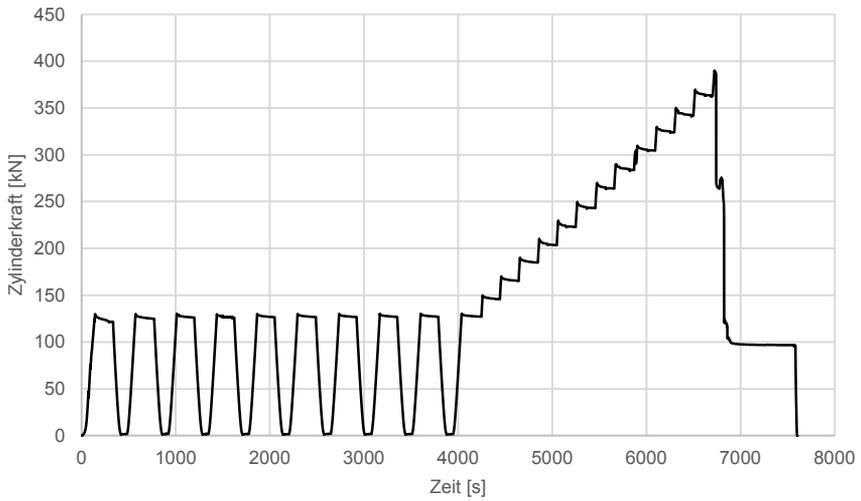


Abb. D.116: Versuch V-Q-10-170_D-1 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

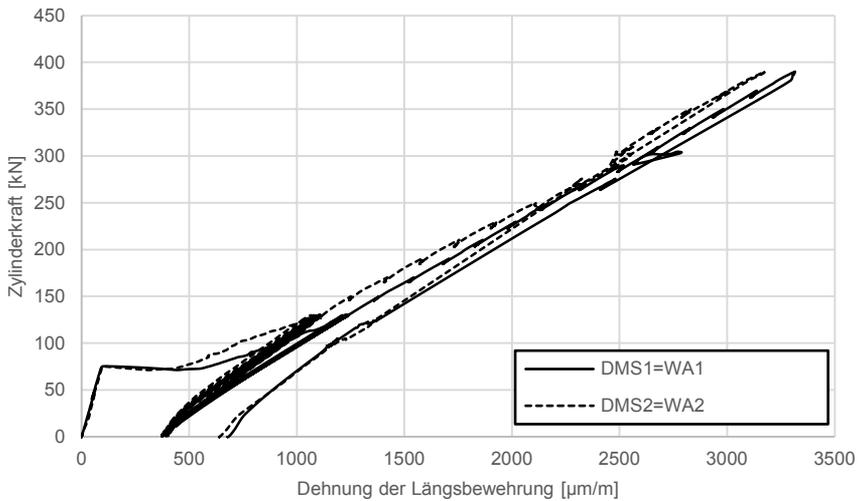


Abb. D.117: Versuch V-Q-10-170_D-1 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

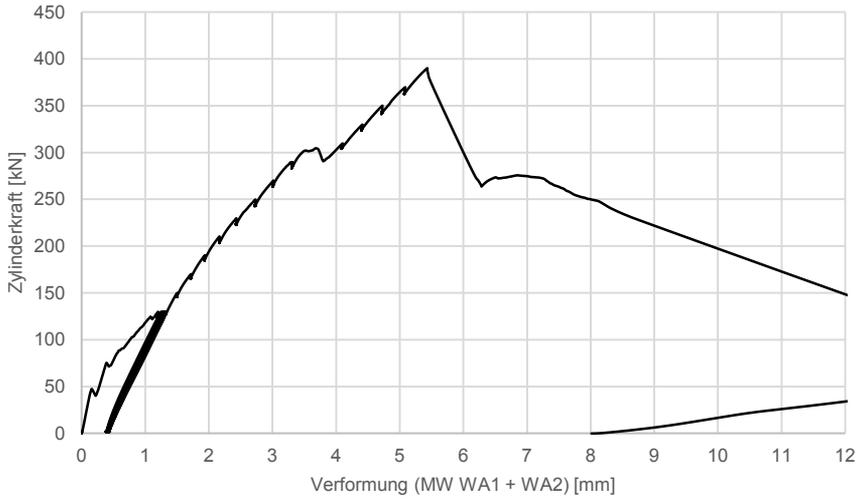


Abb. D.118: Versuch V-Q-10-170_D-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

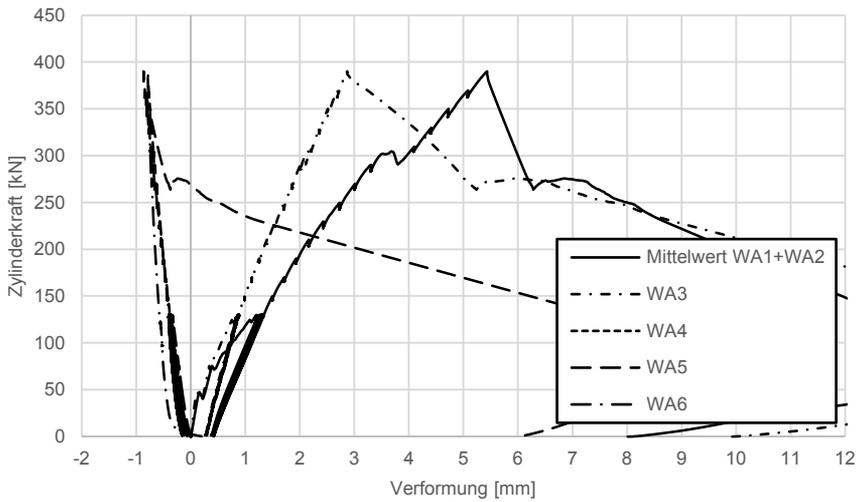


Abb. D.119: Versuch V-Q-10-170_D-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

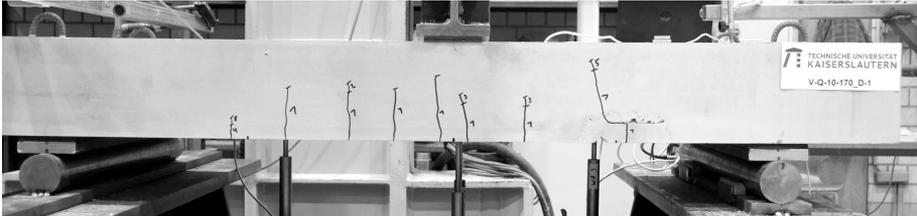


Abb. D.120: Versuch V-Q-10-170_D-1: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

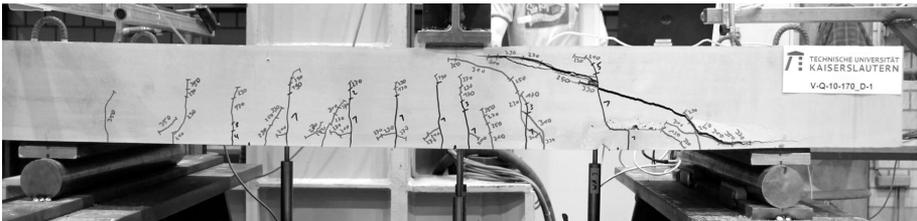


Abb. D.121: Versuch V-Q-10-170_D-1: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-170_D-2

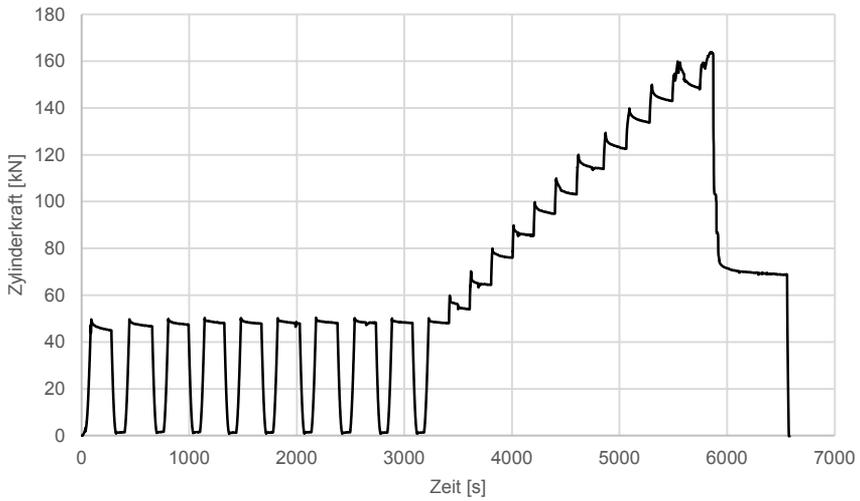


Abb. D.122: Versuch V-Q-10-170_D-2 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

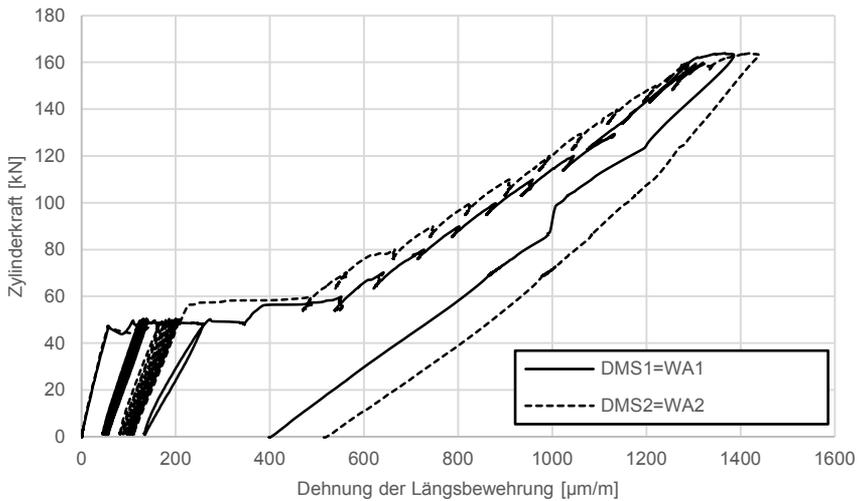


Abb. D.123: Versuch V-Q-10-170_D-2 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

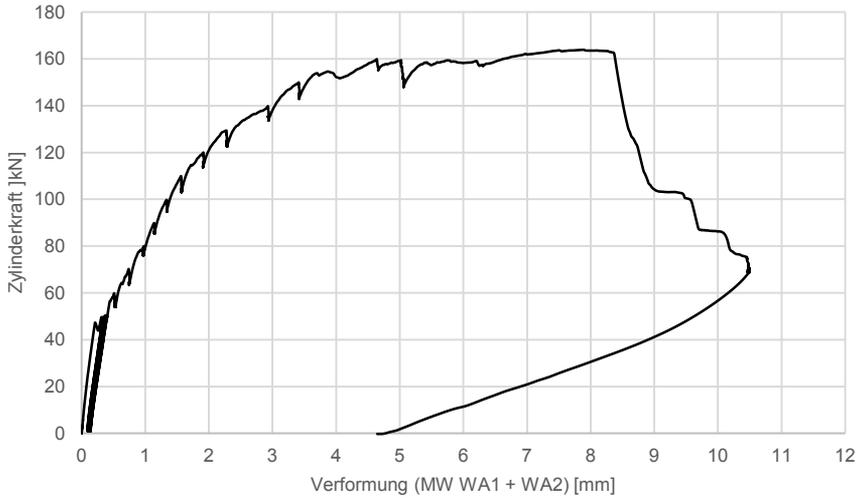


Abb. D.124: Versuch V-Q-10-170_D-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

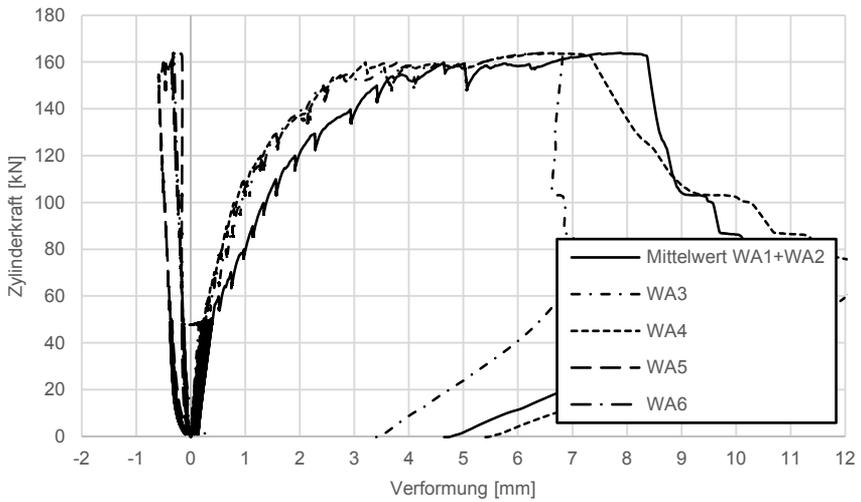


Abb. D.125: Versuch V-Q-10-170_D-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

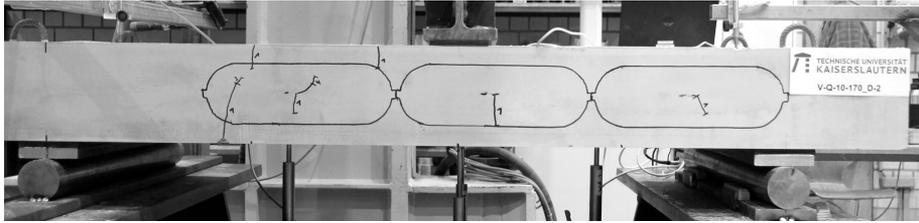


Abb. D.126: Versuch V-Q-10-170_D-2: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

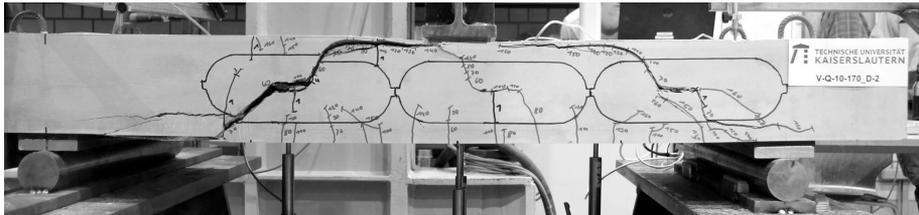


Abb. D.127: Versuch V-Q-10-170_D-2: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-170_D-3

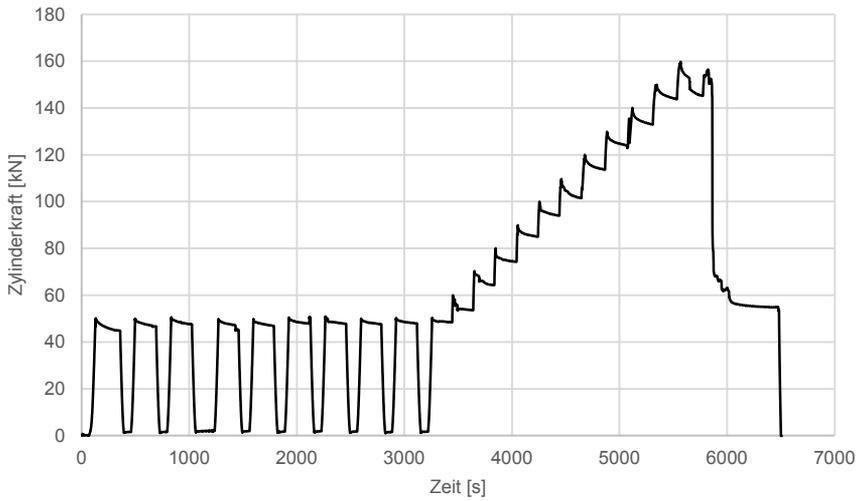


Abb. D.128: Versuch V-Q-10-170_D-3 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

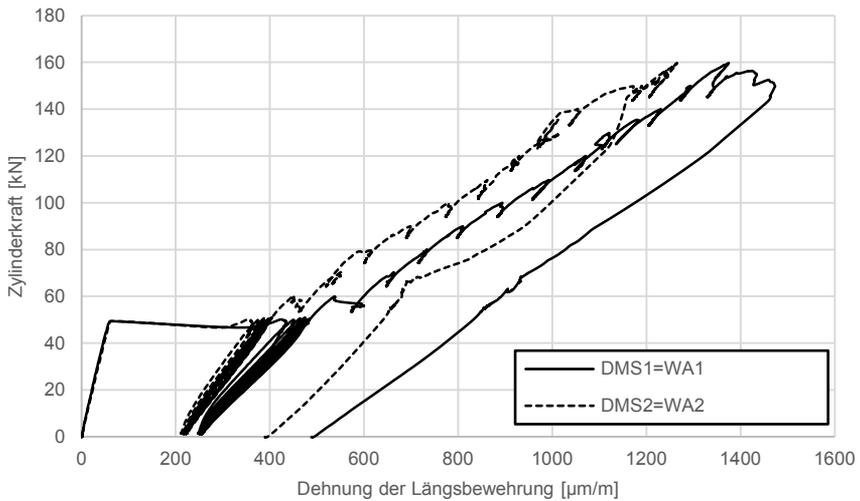


Abb. D.129: Versuch V-Q-10-170_D-3 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

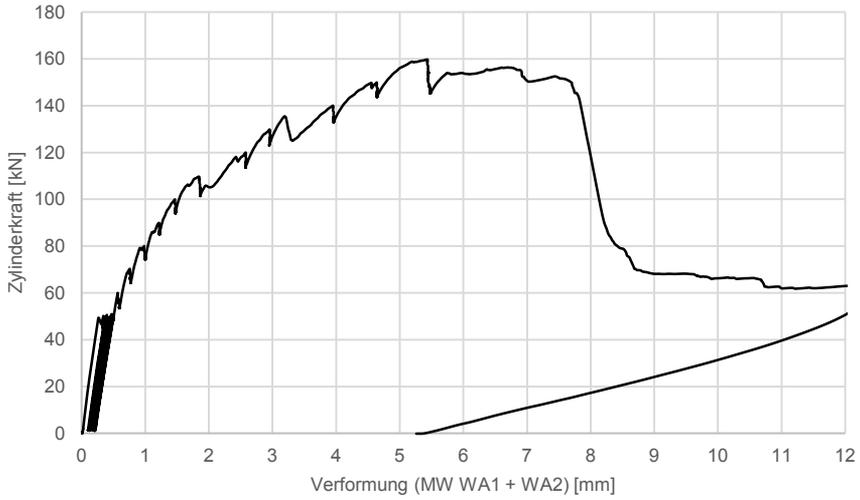


Abb. D.130: Versuch V-Q-10-170_D-3 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

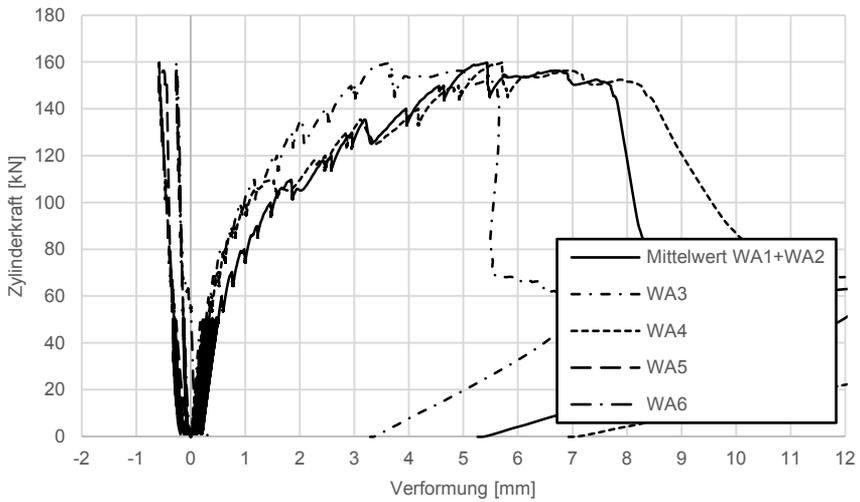


Abb. D.131: Versuch V-Q-10-170_D-3 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

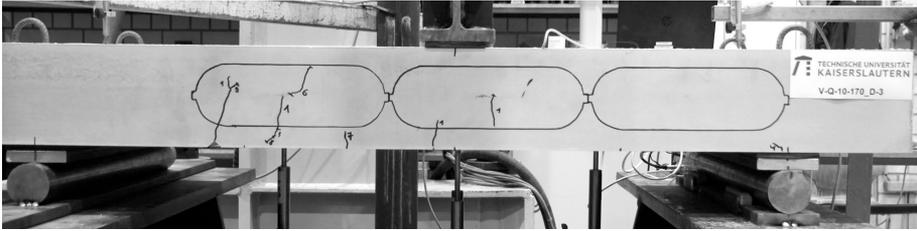


Abb. D.132: Versuch V-Q-10-170_D-3: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

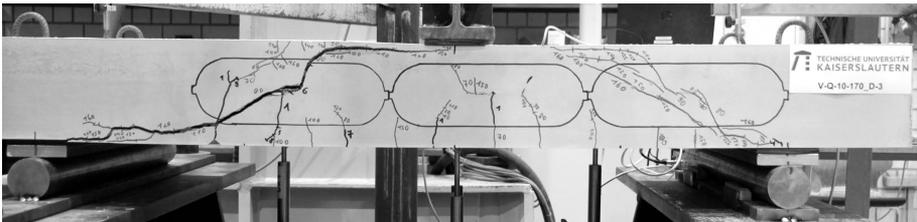


Abb. D.133: Versuch V-Q-10-170_D-3: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-170_D-4

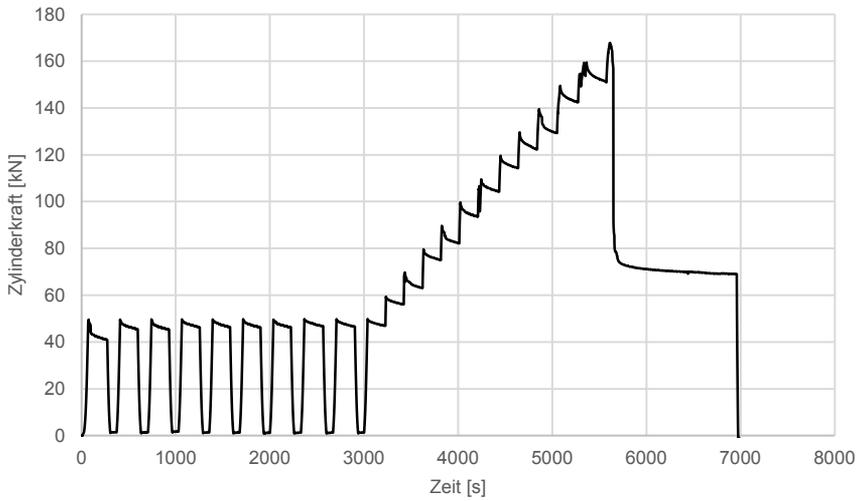


Abb. D.134: Versuch V-Q-10-170_D-4 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

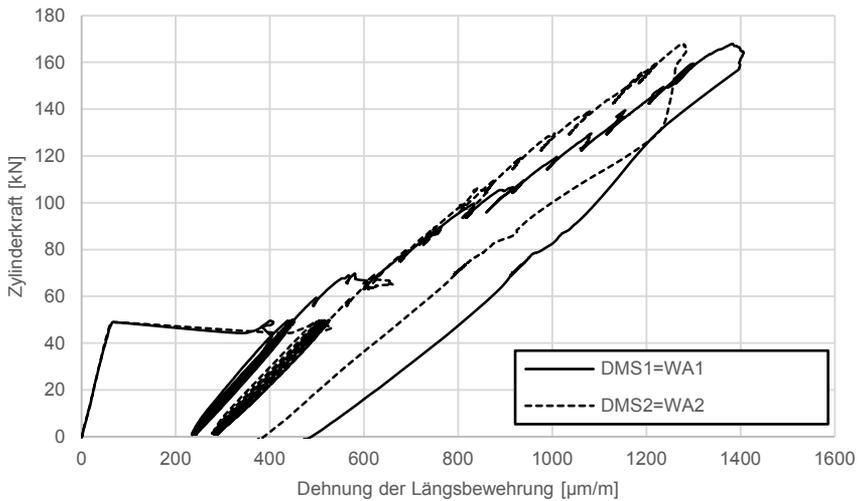


Abb. D.135: Versuch V-Q-10-170_D-4 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

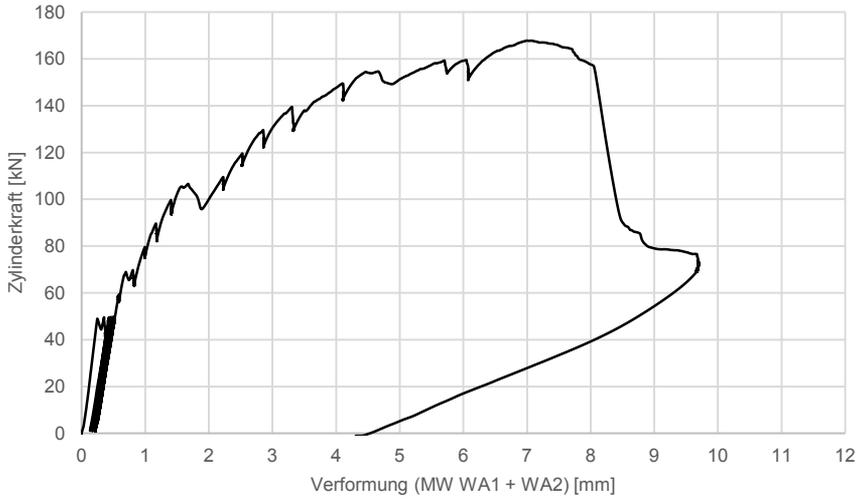


Abb. D.136: Versuch V-Q-10-170_D-4 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

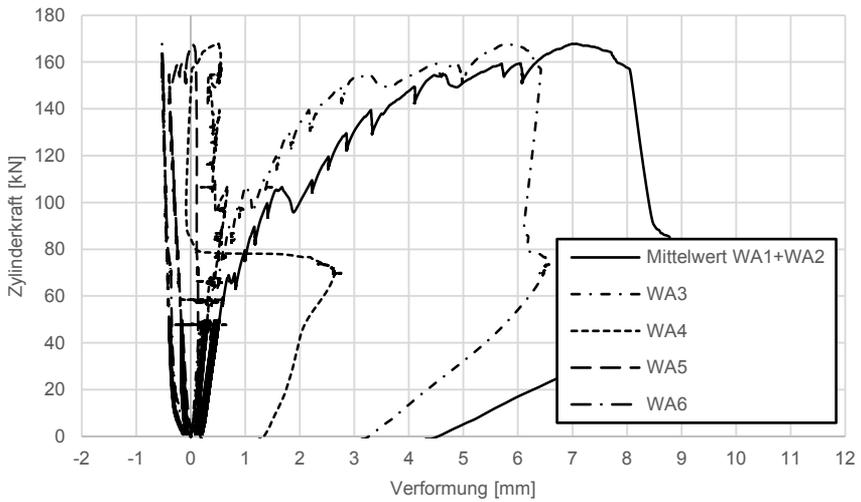


Abb. D.137: Versuch V-Q-10-170_D-4 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

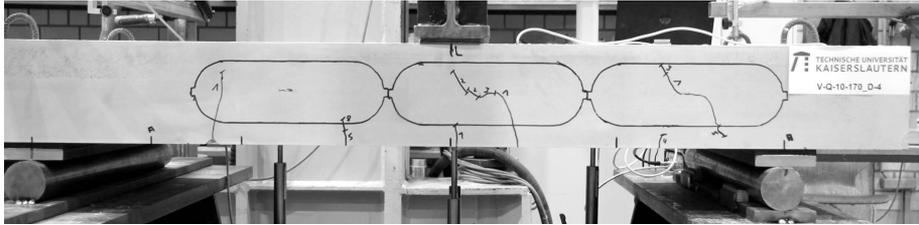


Abb. D.138: Versuch V-Q-10-170_D-4: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

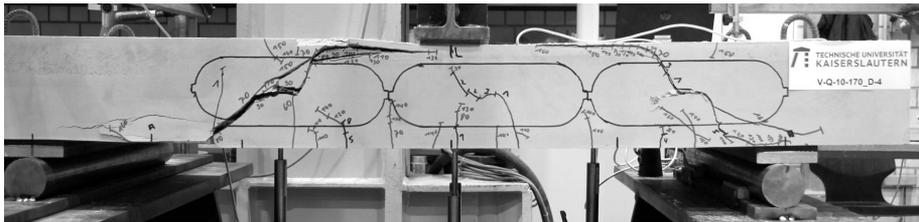


Abb. D.139: Versuch V-Q-10-170_D-4: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-180_D-1

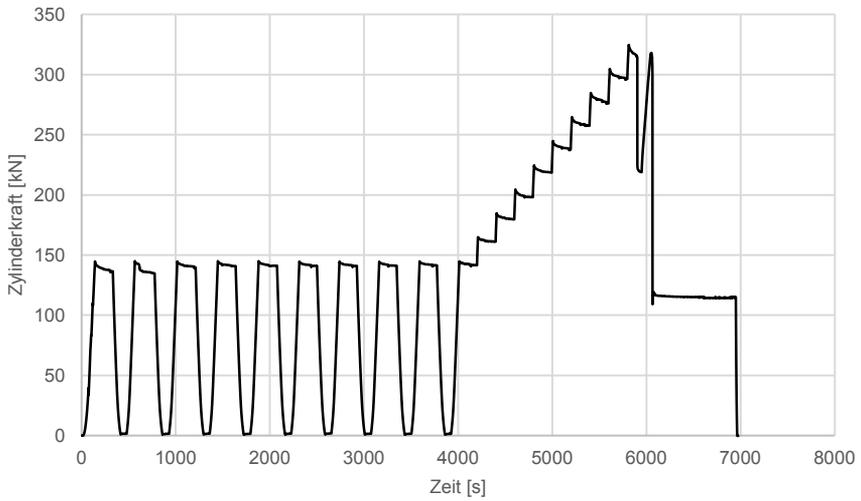


Abb. D.140: Versuch V-Q-10-180_D-1 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

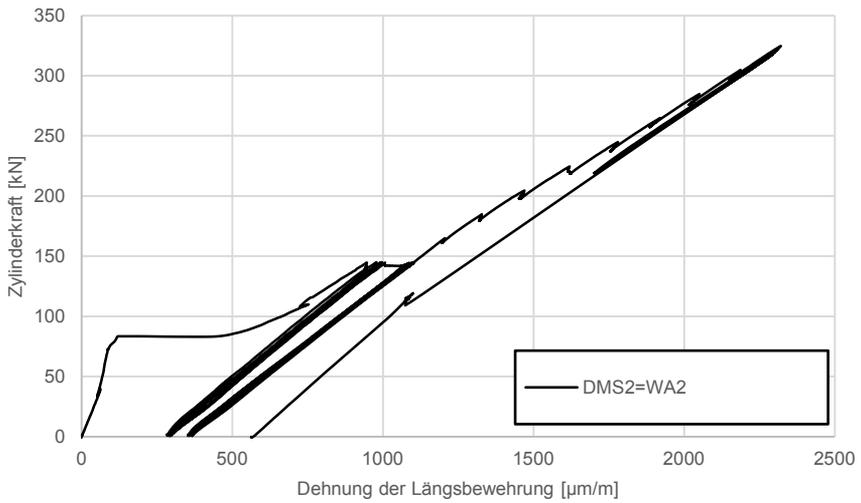


Abb. D.141: Versuch V-Q-10-180_D-1 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

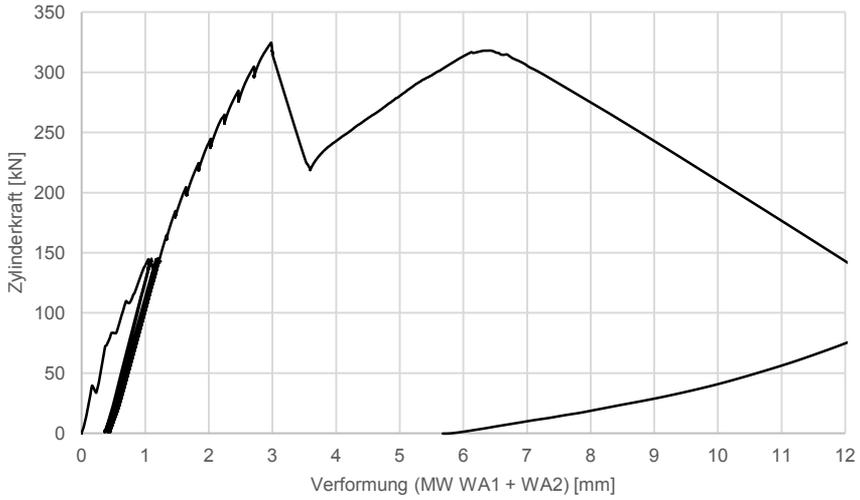


Abb. D.142: Versuch V-Q-10-180_D-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

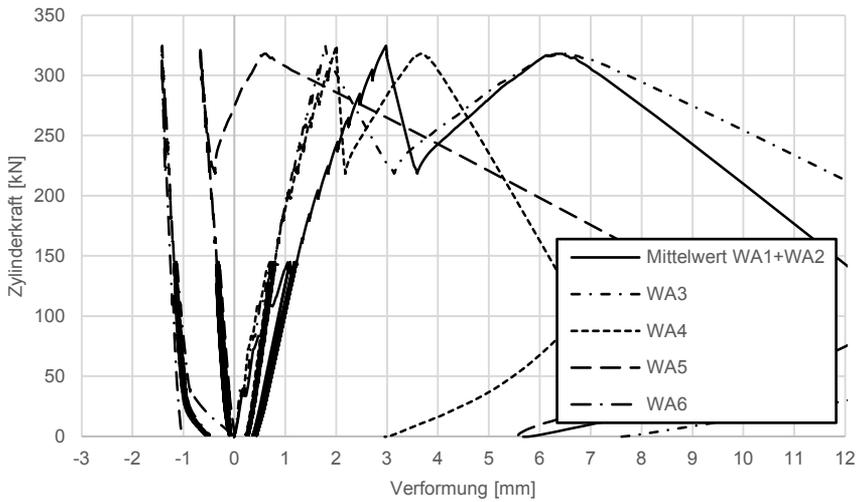


Abb. D.143: Versuch V-Q-10-180_D-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

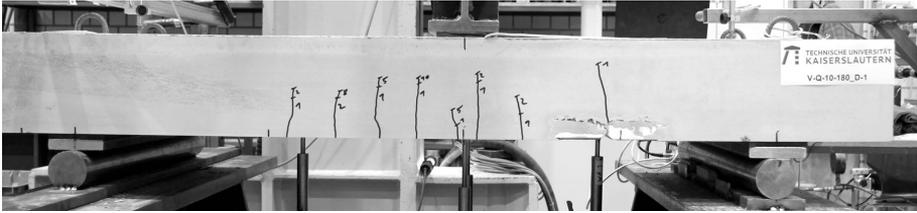


Abb. D.144: Versuch V-Q-10-180_D-1: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

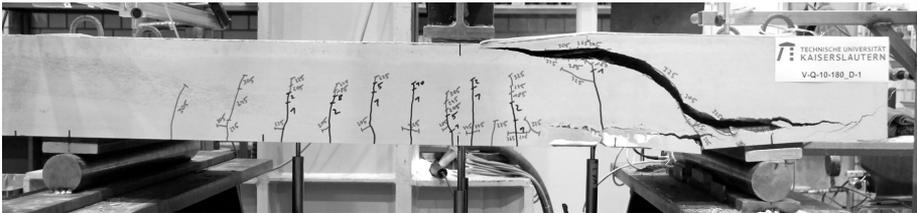


Abb. D.145: Versuch V-Q-10-180_D-1: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-180_D-2

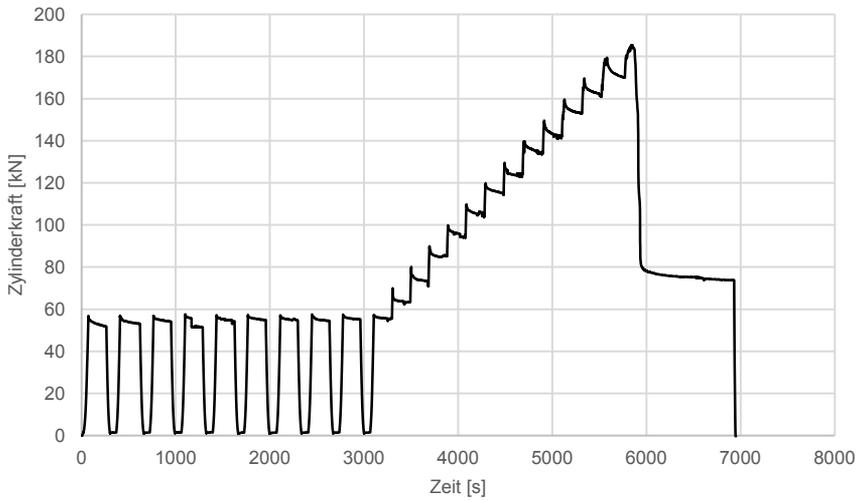


Abb. D.146: Versuch V-Q-10-180_D-2 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

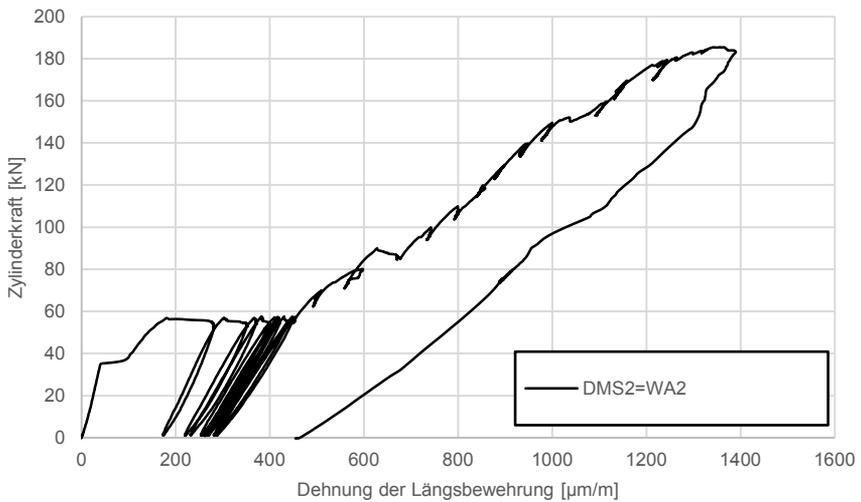


Abb. D.147: Versuch V-Q-10-180_D-2 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

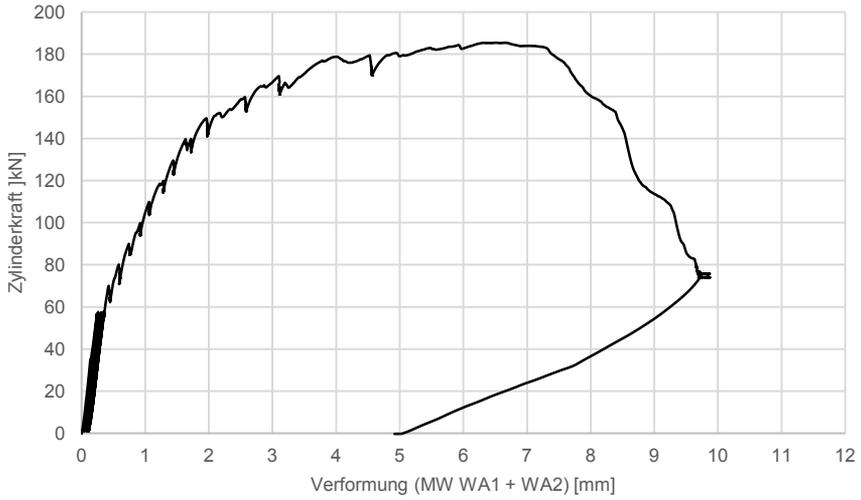


Abb. D.148: Versuch V-Q-10-180_D-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

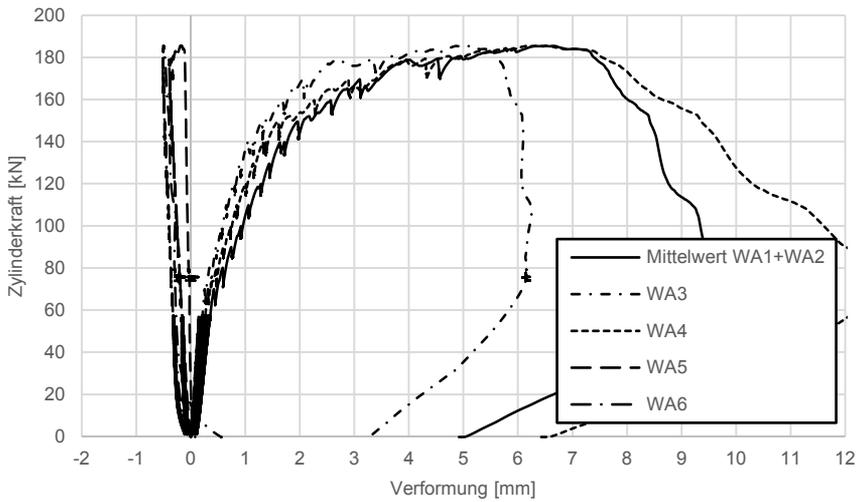


Abb. D.149: Versuch V-Q-10-180_D-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

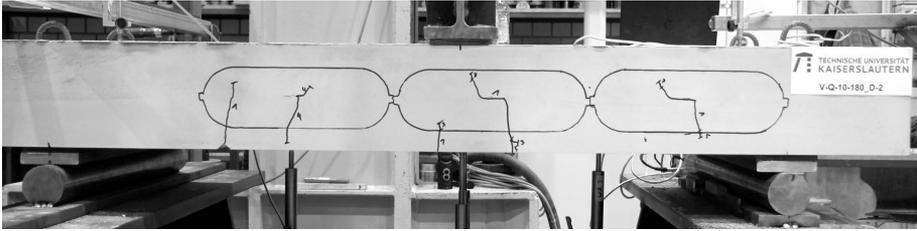


Abb. D.150: Versuch V-Q-10-180_D-2: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

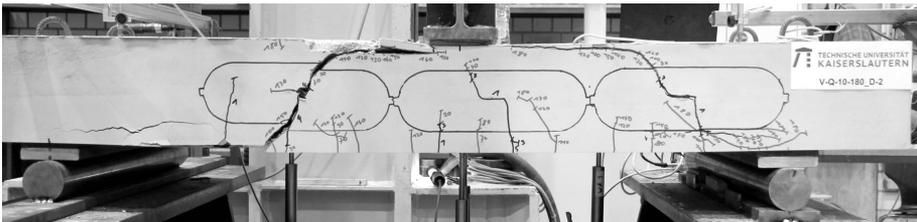


Abb. D.151: Versuch V-Q-10-180_D-2: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-180_D-3

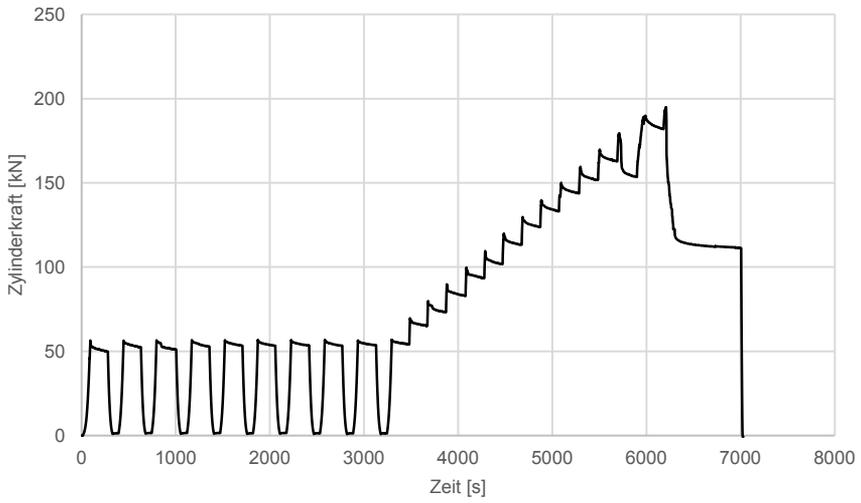


Abb. D.152: Versuch V-Q-10-180_D-3 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

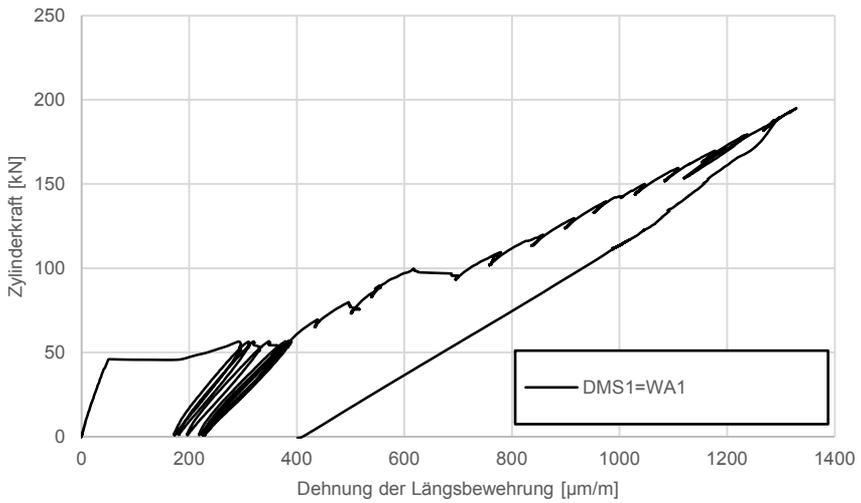


Abb. D.153: Versuch V-Q-10-180_D-3 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

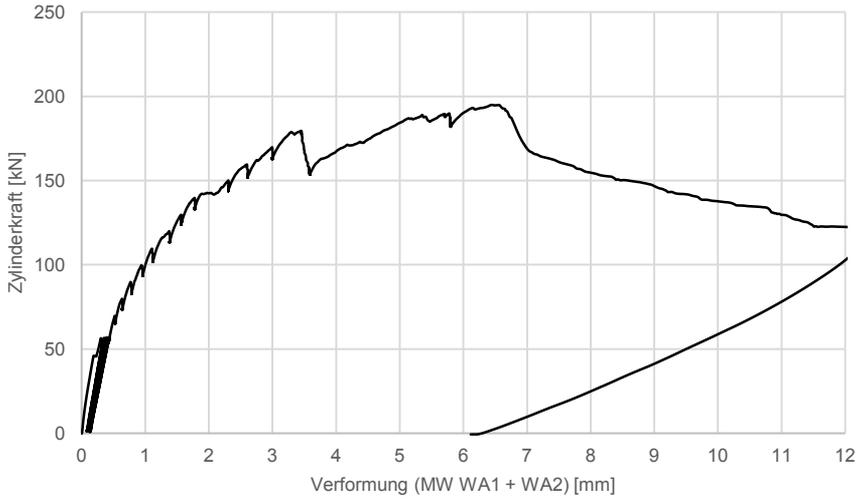


Abb. D.154: Versuch V-Q-10-180_D-3 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

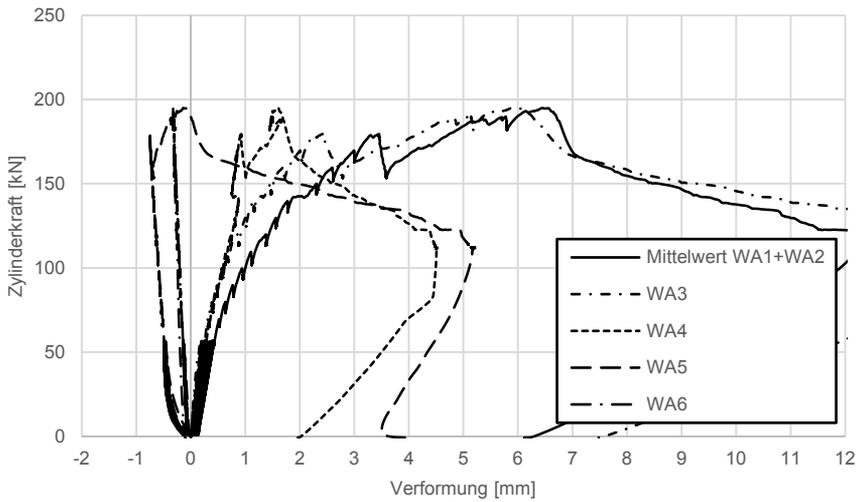


Abb. D.155: Versuch V-Q-10-180_D-3 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

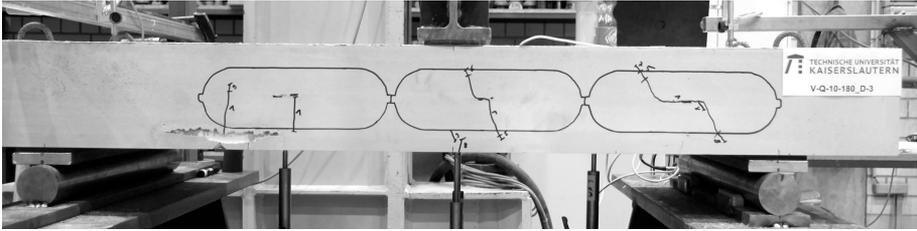


Abb. D.156: Versuch V-Q-10-180_D-3: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

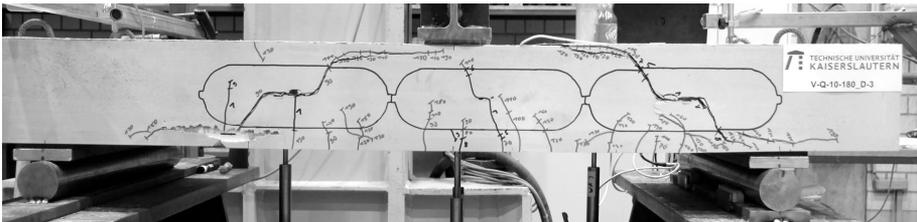


Abb. D.157: Versuch V-Q-10-180_D-3: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-180_D-4

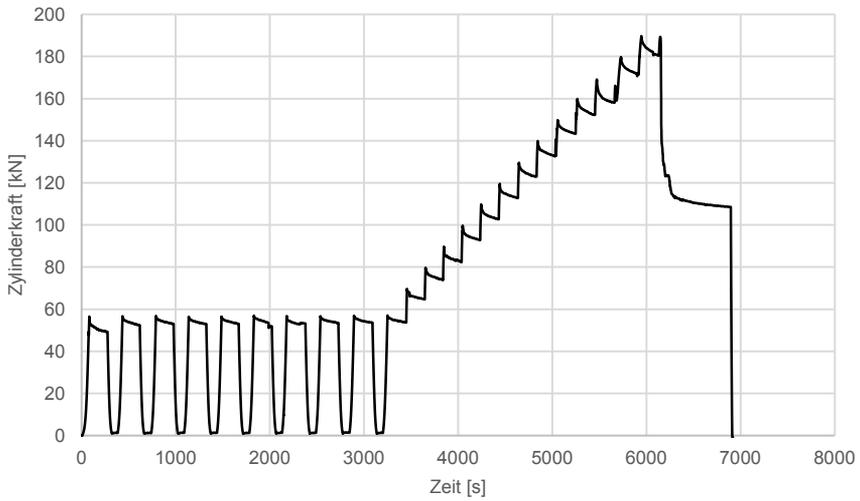


Abb. D.158: Versuch V-Q-10-180_D-4 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

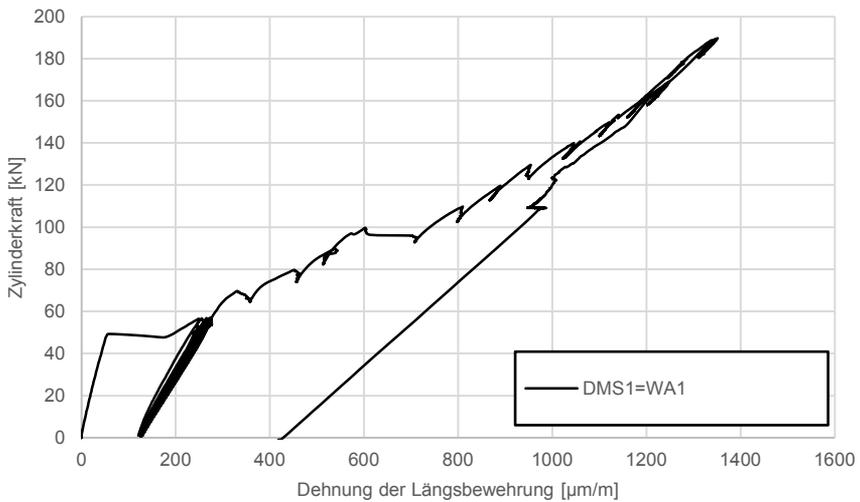


Abb. D.159: Versuch V-Q-10-180_D-4 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

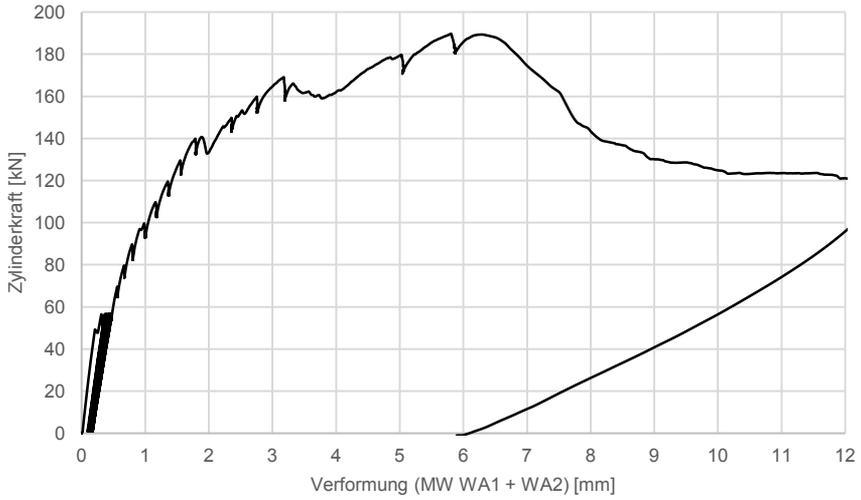


Abb. D.160: Versuch V-Q-10-180_D-4 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

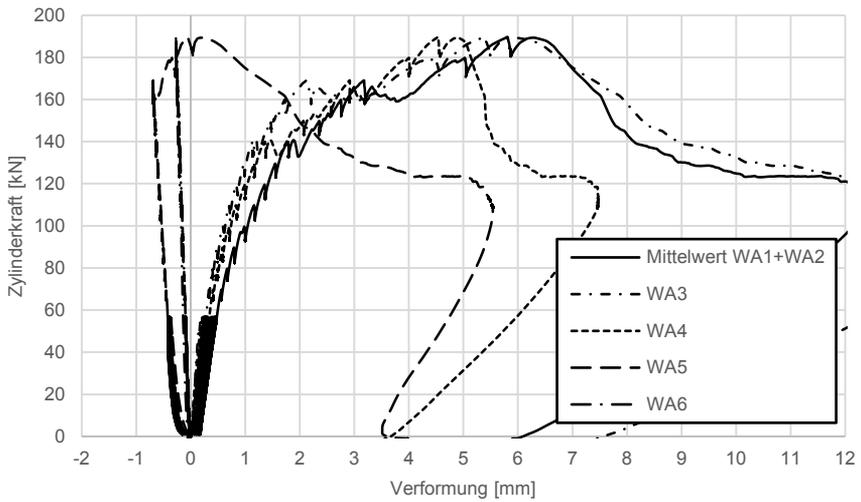


Abb. D.161: Versuch V-Q-10-180_D-4 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

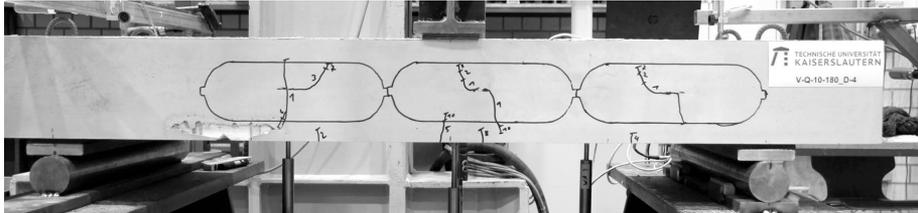


Abb. D.162: Versuch V-Q-10-180_D-4: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

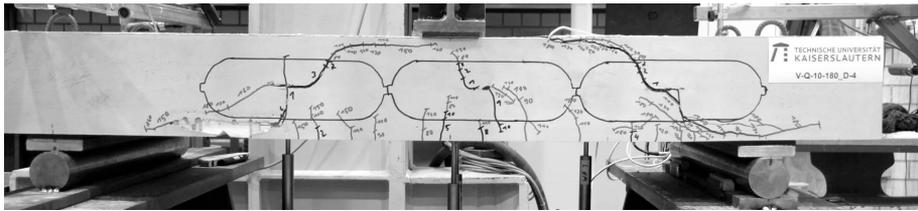


Abb. D.163: Versuch V-Q-10-180_D-4: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-160-PS-1

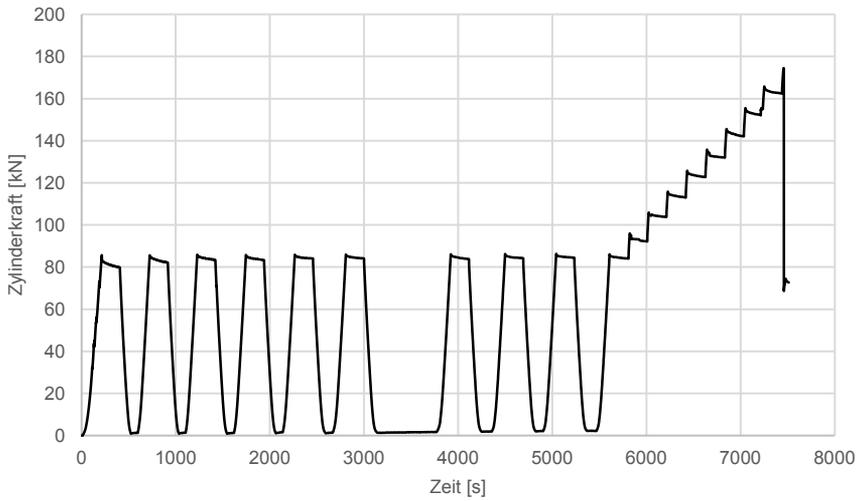


Abb. D.164: Versuch V-Q-10-160-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

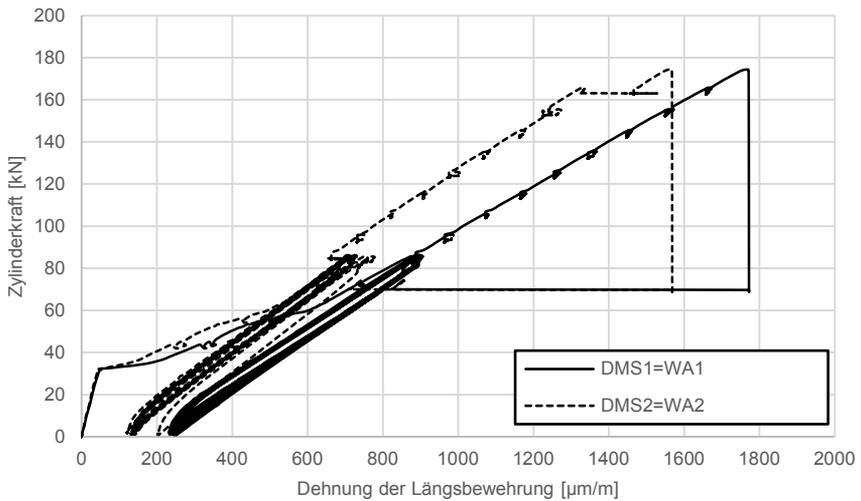


Abb. D.165: Versuch V-Q-10-160-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

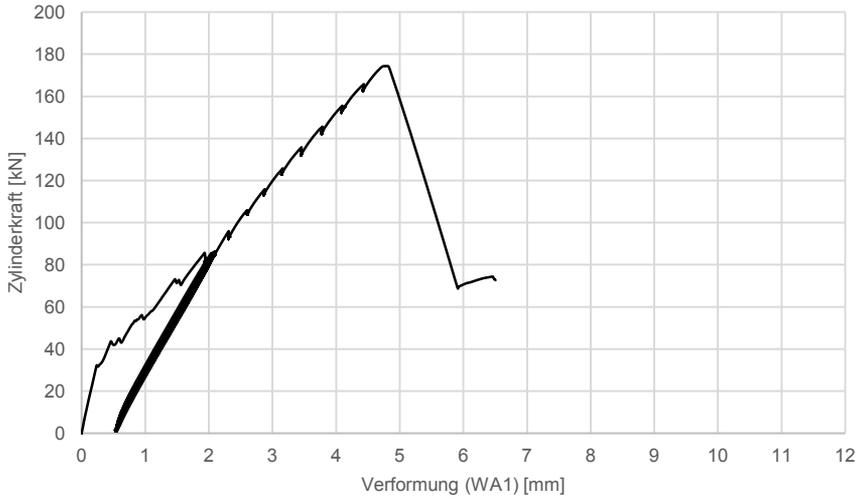


Abb. D.166: Versuch V-Q-10-160-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

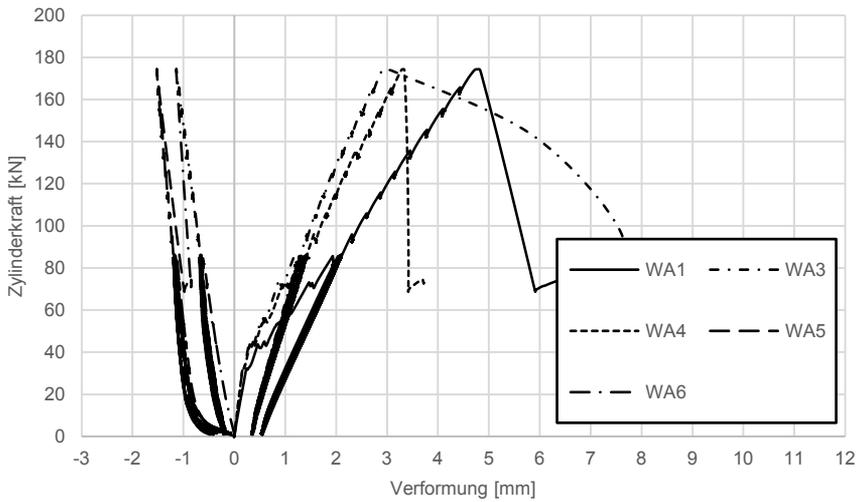


Abb. D.167: Versuch V-Q-10-160-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

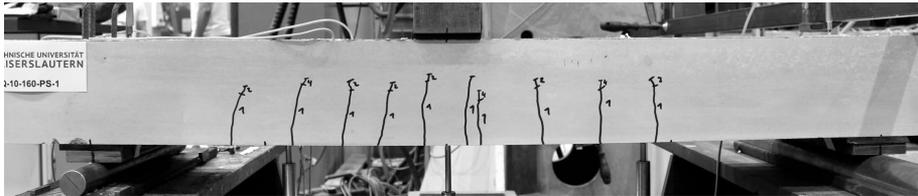


Abb. D.168: Versuch V-Q-10-160-PS-1: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

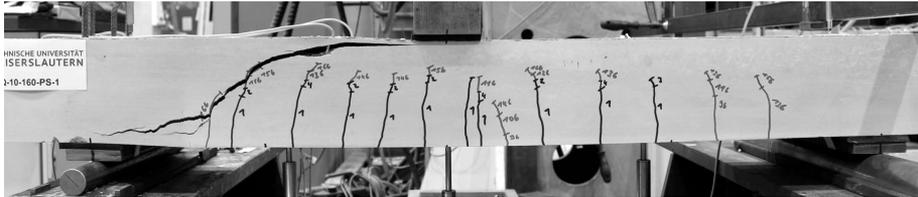


Abb. D.169: Versuch V-Q-10-160-PS-1: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-160-PS-2

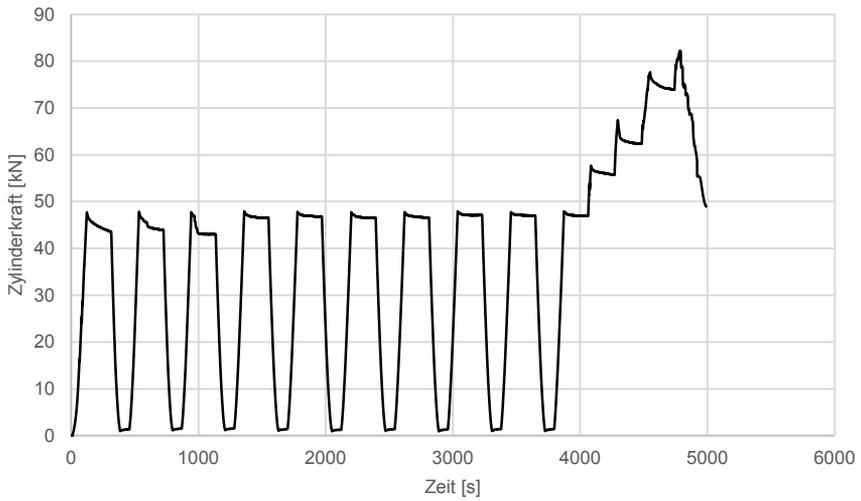


Abb. D.170: Versuch V-Q-10-160-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

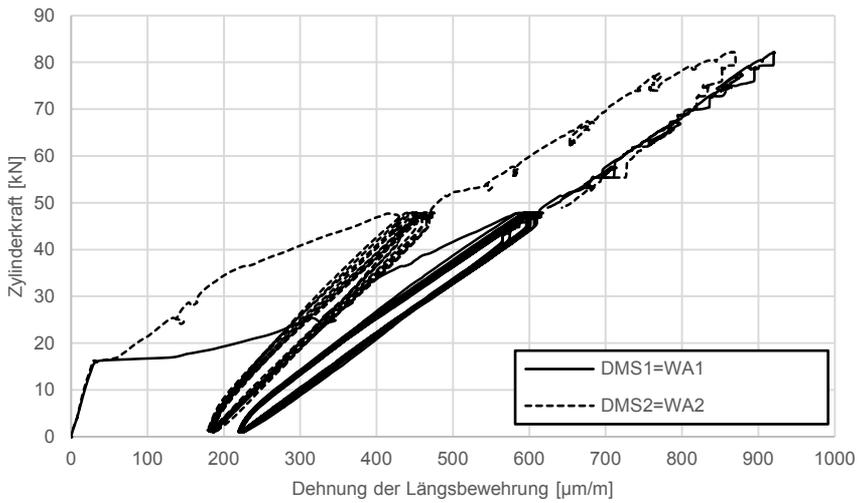


Abb. D.171: Versuch V-Q-10-160-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

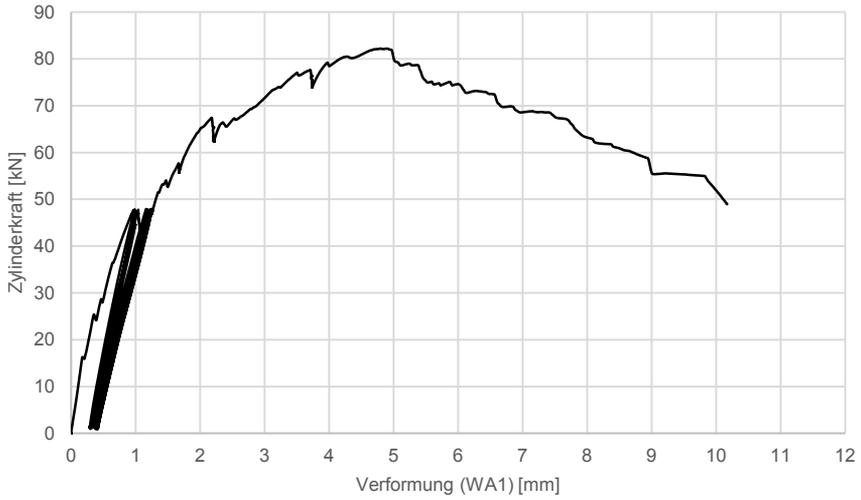


Abb. D.172: Versuch V-Q-10-160-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

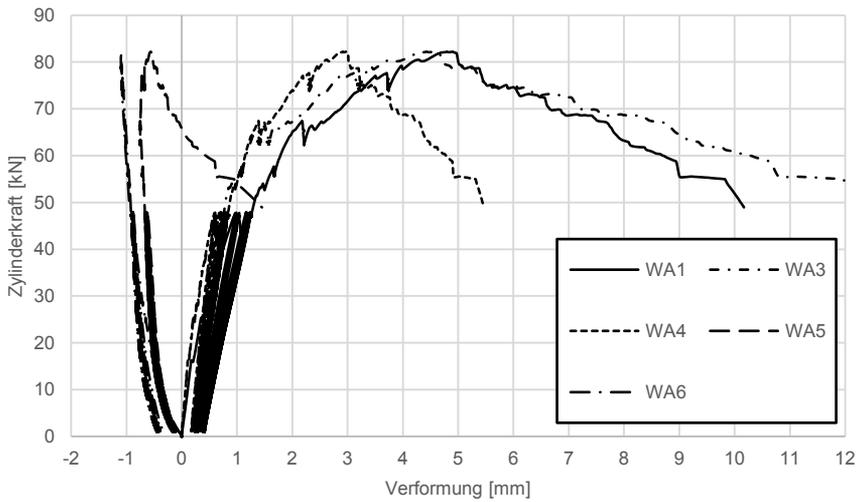


Abb. D.173: Versuch V-Q-10-160-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

Anlage D Versuchsdetails Querkrafttragfähigkeit

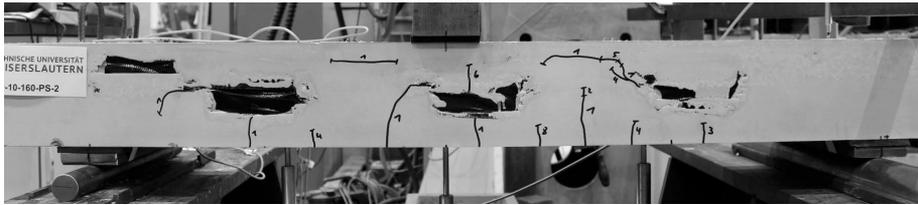


Abb. D.174: Versuch V-Q-10-160-PS-2: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

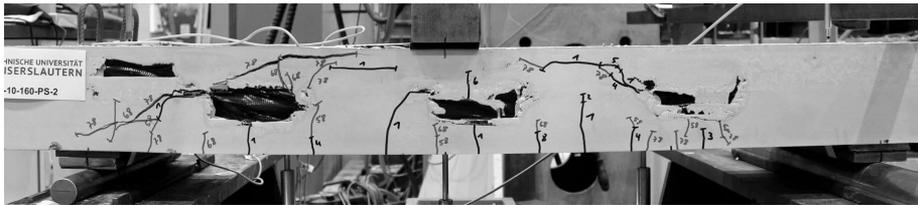


Abb. D.175: Versuch V-Q-10-160-PS-2: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-160-PS-3

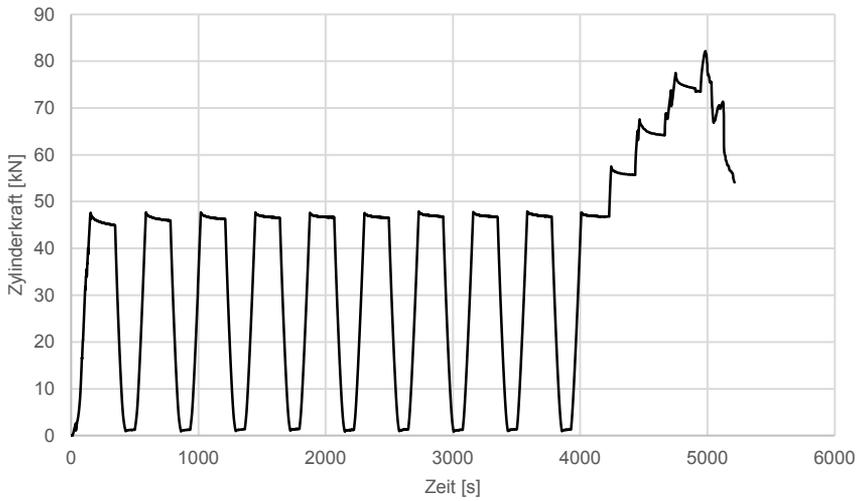


Abb. D.176: Versuch V-Q-10-160-PS-3 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

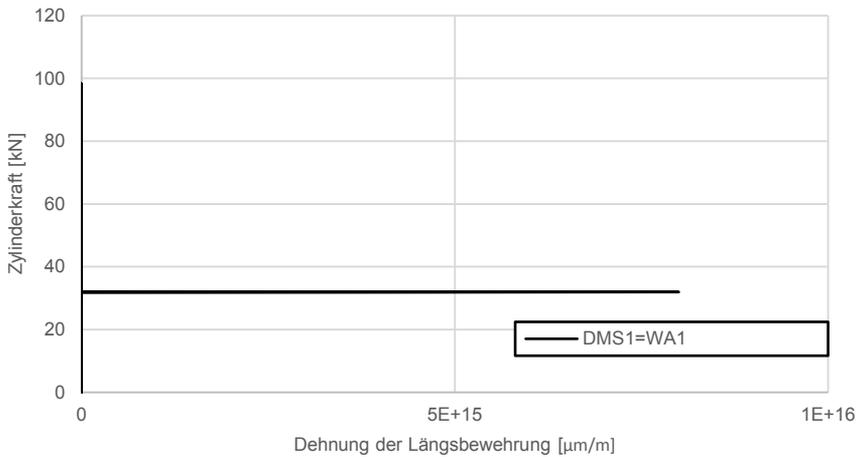


Abb. D.177: Versuch V-Q-10-160-PS-3 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

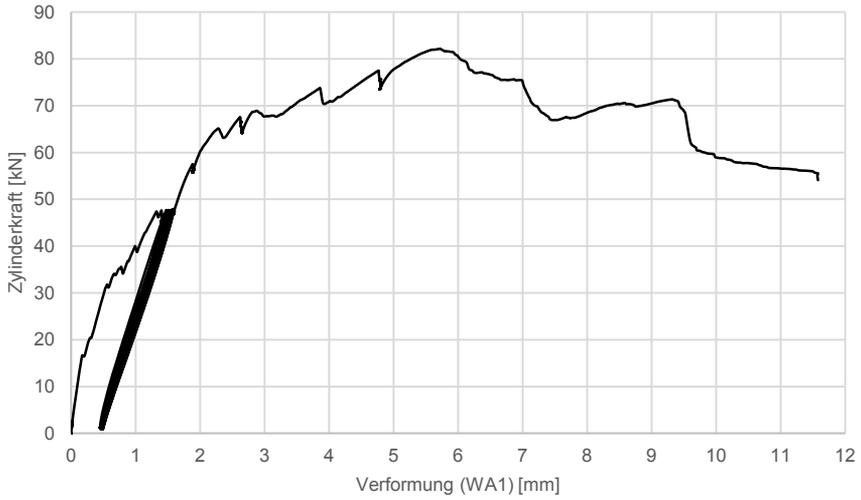


Abb. D.178: Versuch V-Q-10-160-PS-3 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

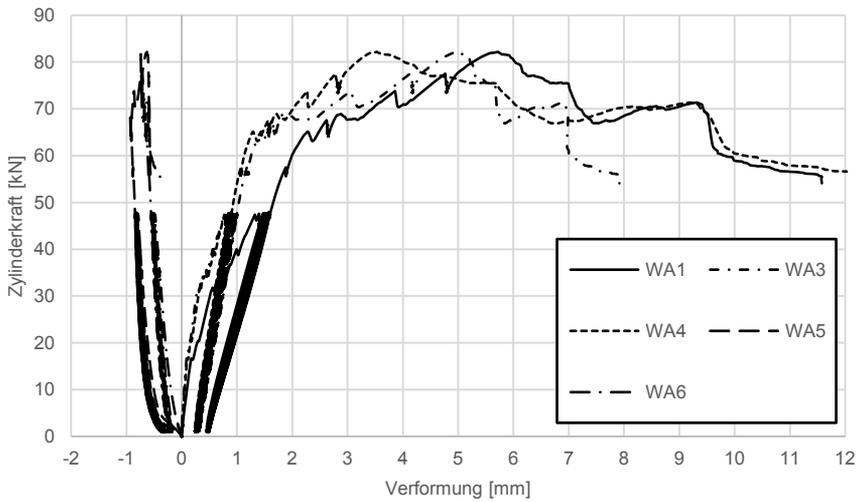


Abb. D.179: Versuch V-Q-10-160-PS-3 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

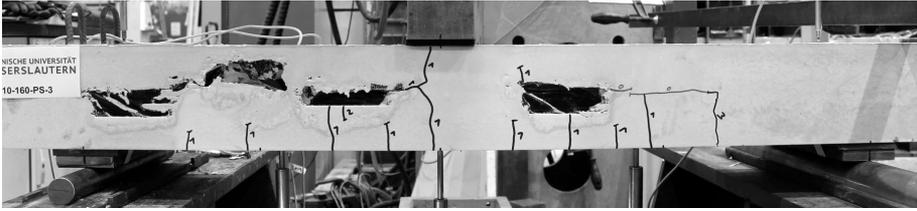


Abb. D.180: Versuch V-Q-10-160-PS-3: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

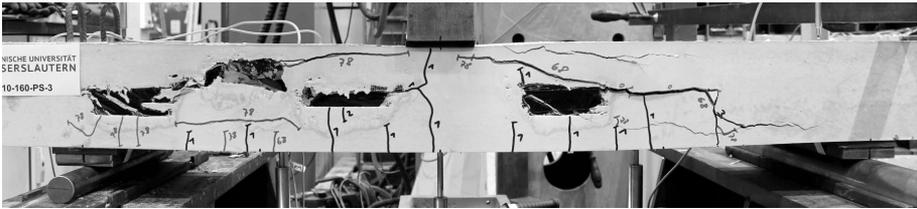


Abb. D.181: Versuch V-Q-10-160-PS-3: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-160-PS-4

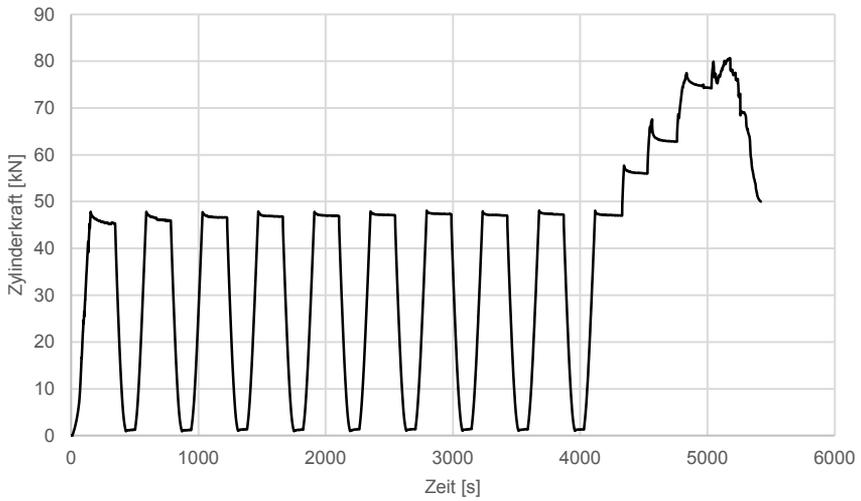


Abb. D.182: Versuch V-Q-10-160-PS-4 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

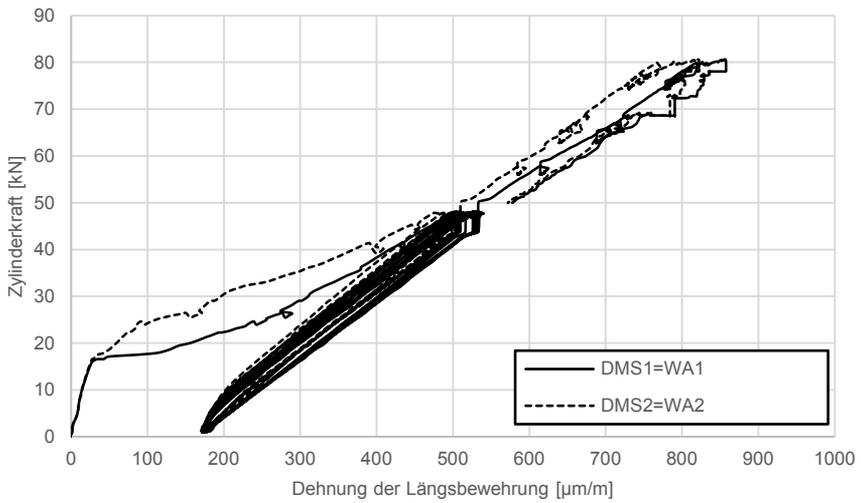


Abb. D.183: Versuch V-Q-10-160-PS-4 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

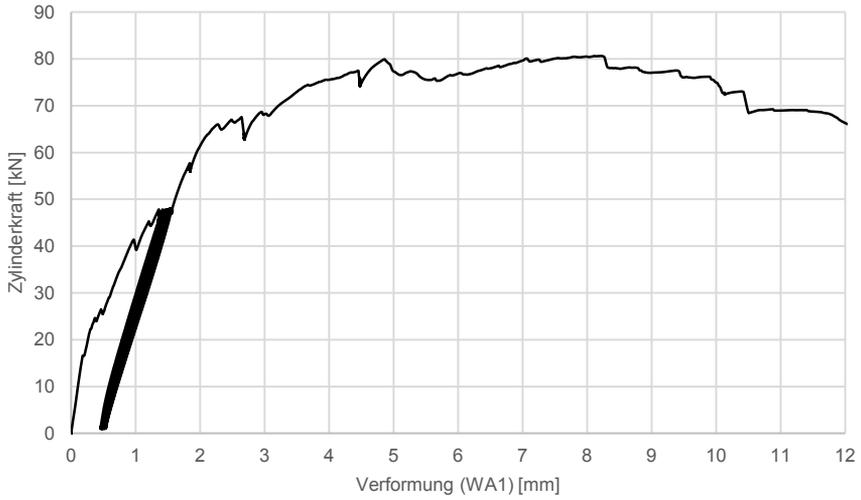


Abb. D.184: Versuch V-Q-10-160-PS-4 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

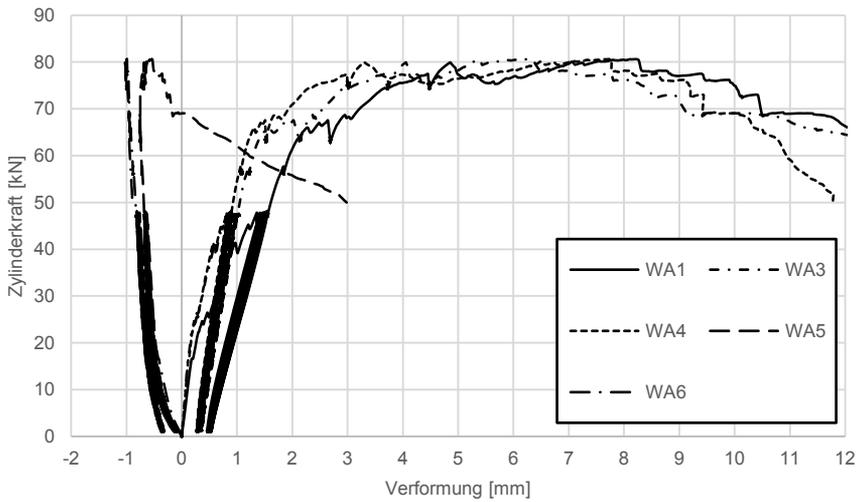


Abb. D.185: Versuch V-Q-10-160-PS-4 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

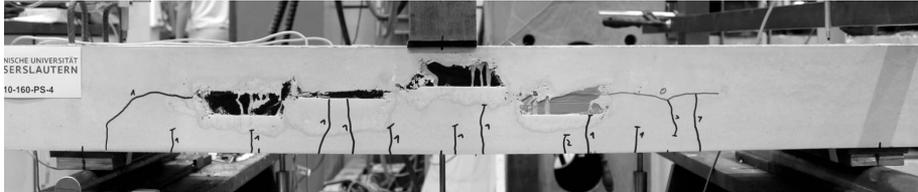


Abb. D.186: Versuch V-Q-10-160-PS-4: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

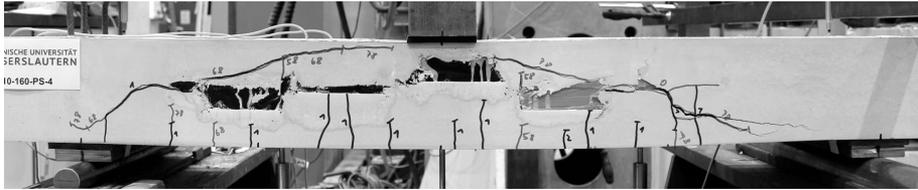


Abb. D.187: Versuch V-Q-10-160-PS-4: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-170-PS-1

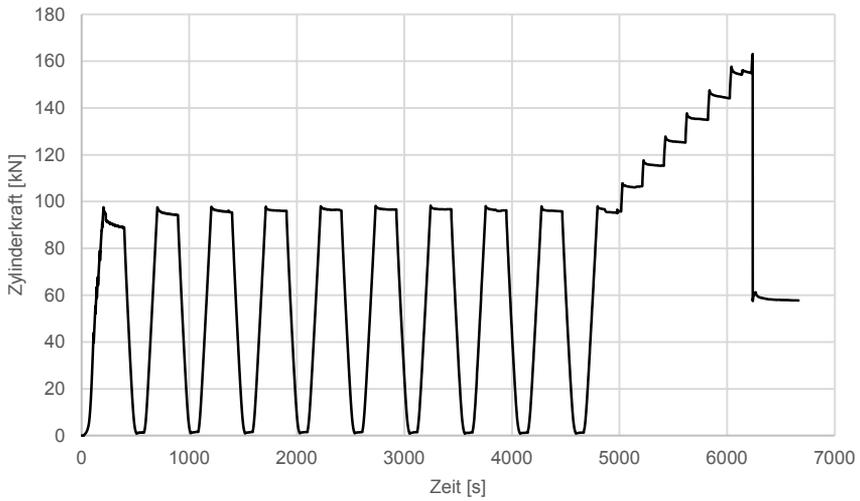


Abb. D.188: Versuch V-Q-10-170-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

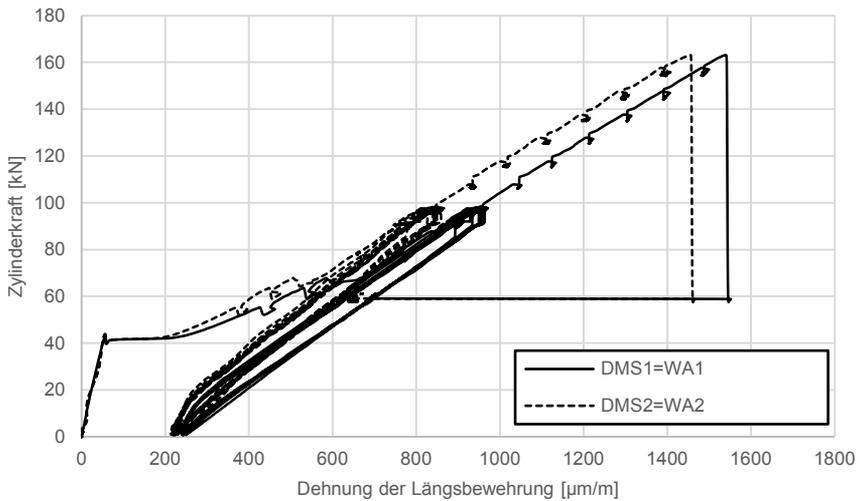


Abb. D.189: Versuch V-Q-10-170-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

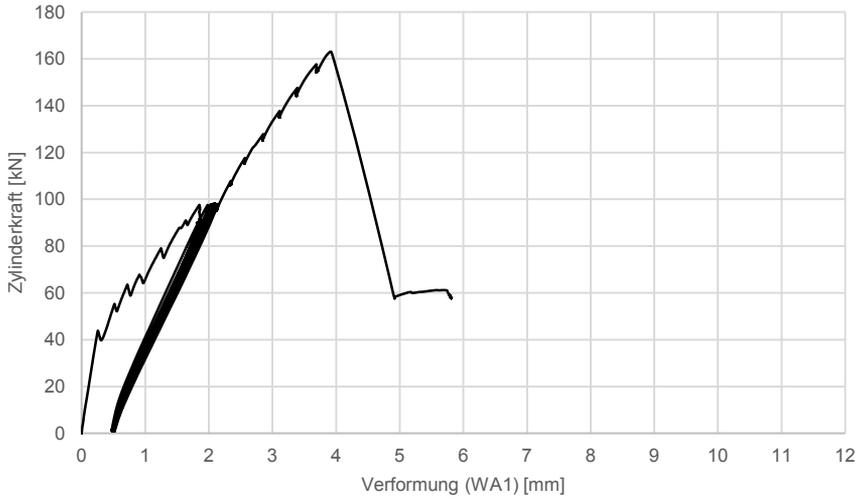


Abb. D.190: Versuch V-Q-10-170-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

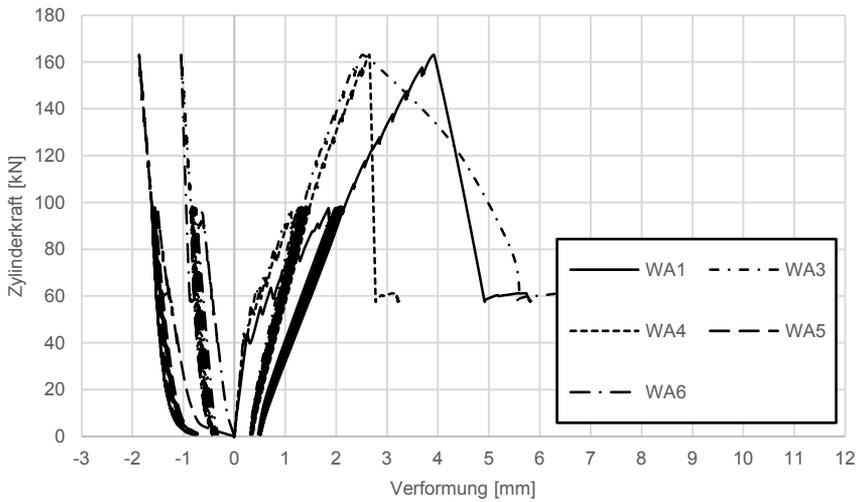


Abb. D.191: Versuch V-Q-10-170-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

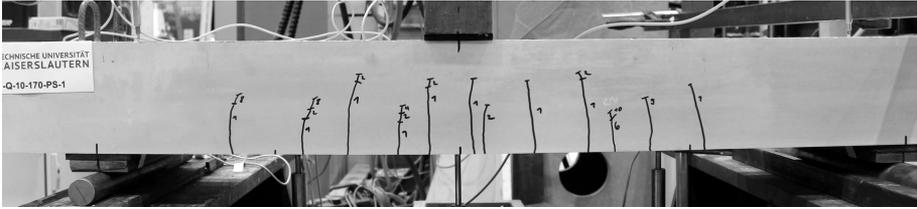


Abb. D.192: Versuch V-Q-10-170-PS-1: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

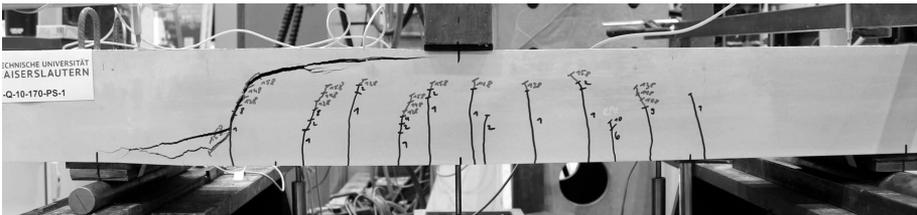


Abb. D.193: Versuch V-Q-10-170-PS-1: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-170-PS-2

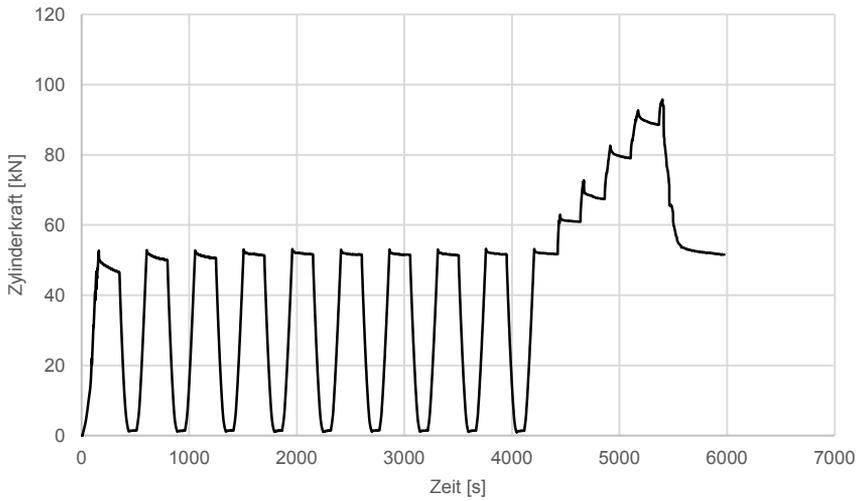


Abb. D.194: Versuch V-Q-10-170-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

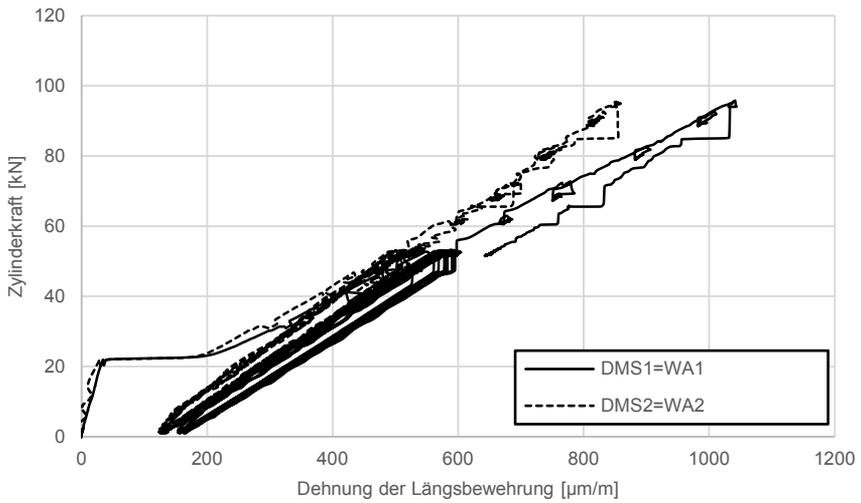


Abb. D.195: Versuch V-Q-10-170-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

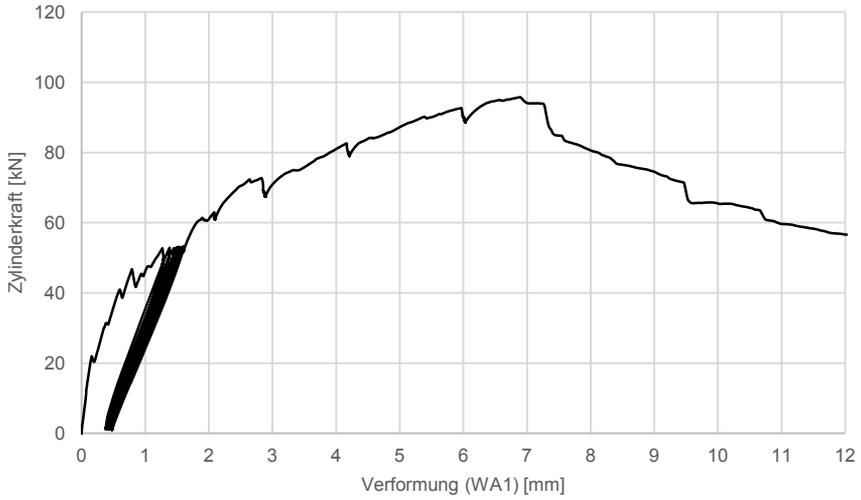


Abb. D.196: Versuch V-Q-10-170-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

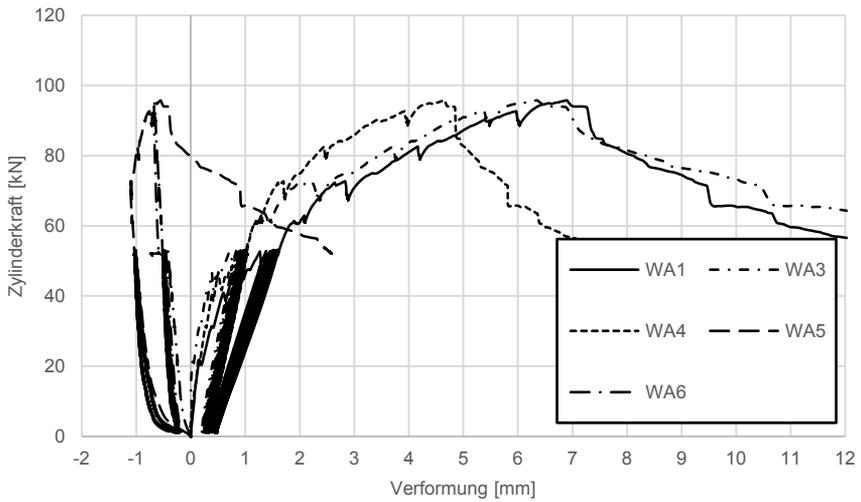


Abb. D.197: Versuch V-Q-10-170-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

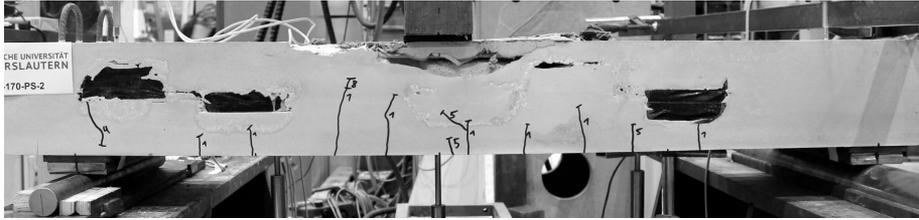


Abb. D.198: Versuch V-Q-10-170-PS-2: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

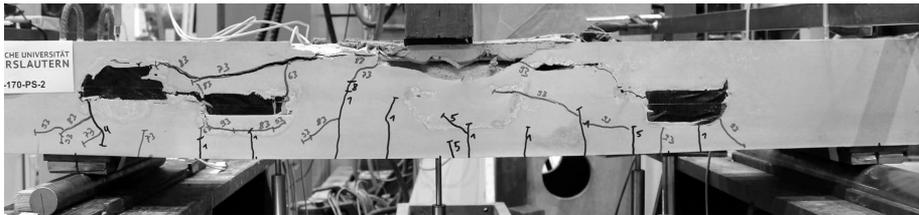


Abb. D.199: Versuch V-Q-10-170-PS-2: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-170-PS-3

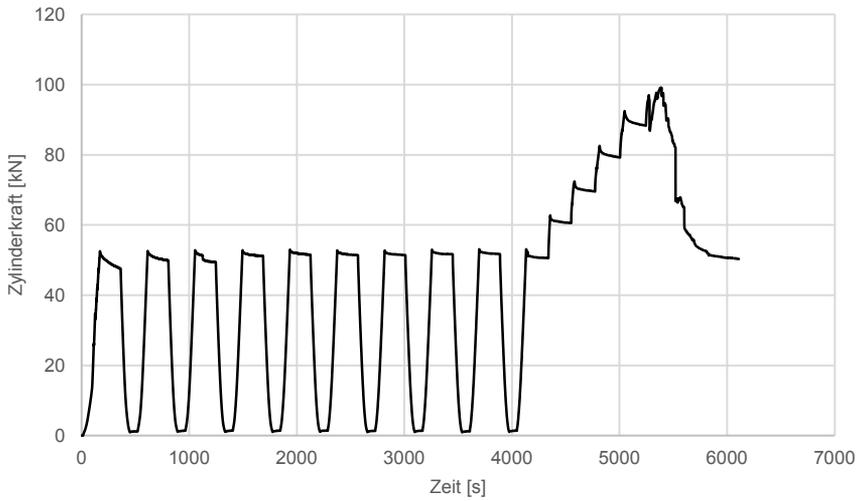


Abb. D.200: Versuch V-Q-10-170-PS-3 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

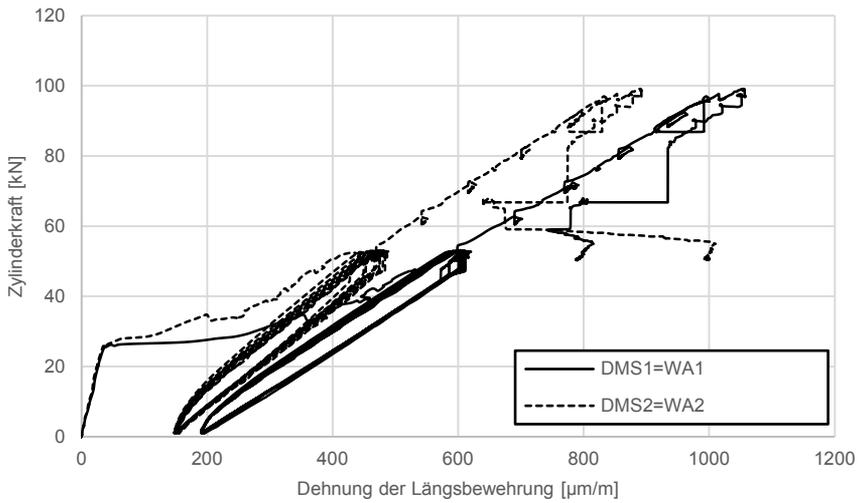


Abb. D.201: Versuch V-Q-10-170-PS-3 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

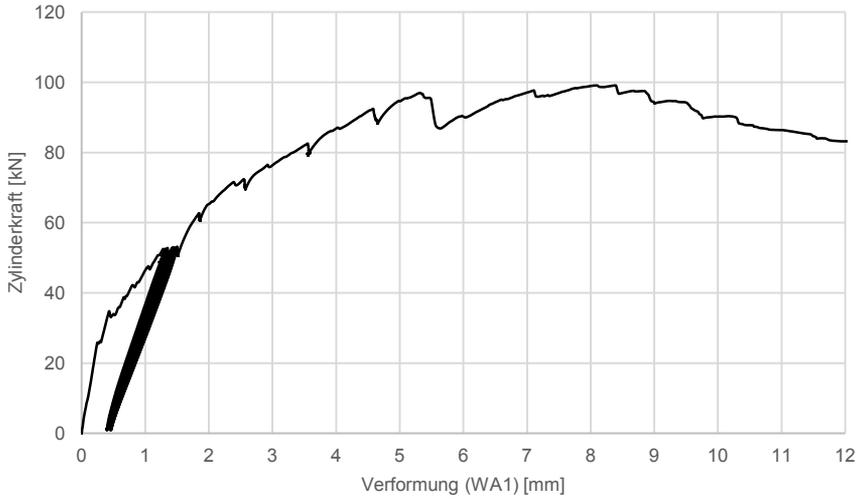


Abb. D.202: Versuch V-Q-10-170-PS-3 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

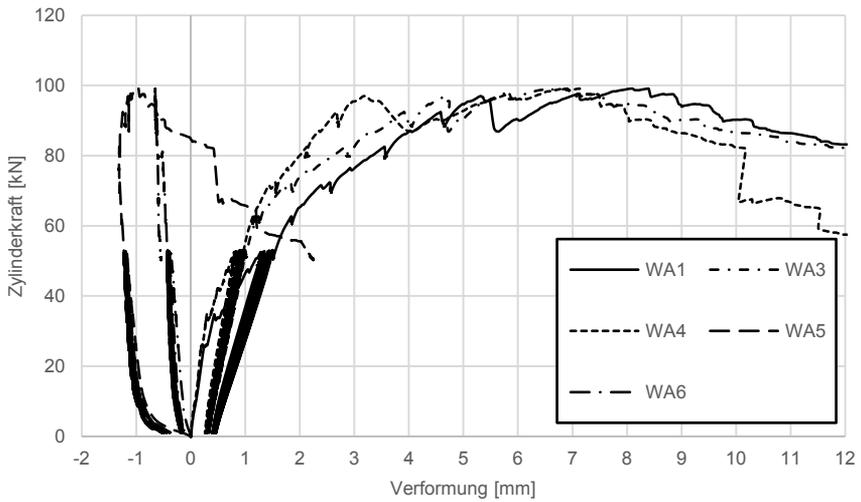


Abb. D.203: Versuch V-Q-10-170-PS-3 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

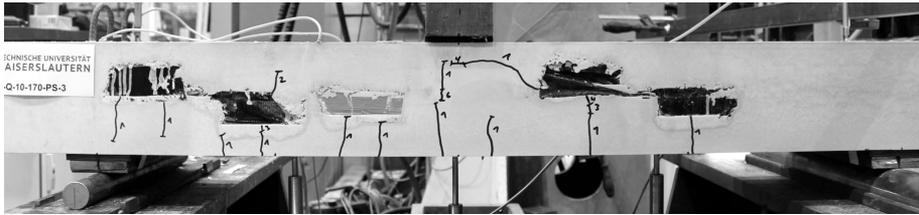


Abb. D.204: Versuch V-Q-10-170-PS-3: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

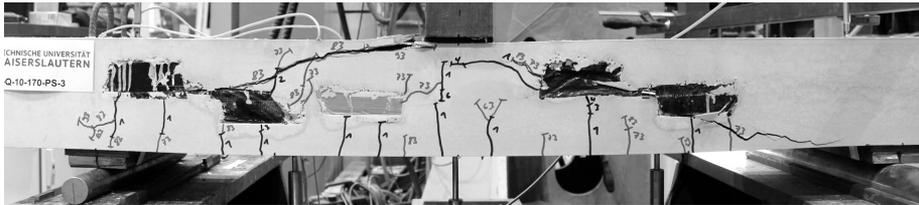


Abb. D.205: Versuch V-Q-10-170-PS-3: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-170-PS-4

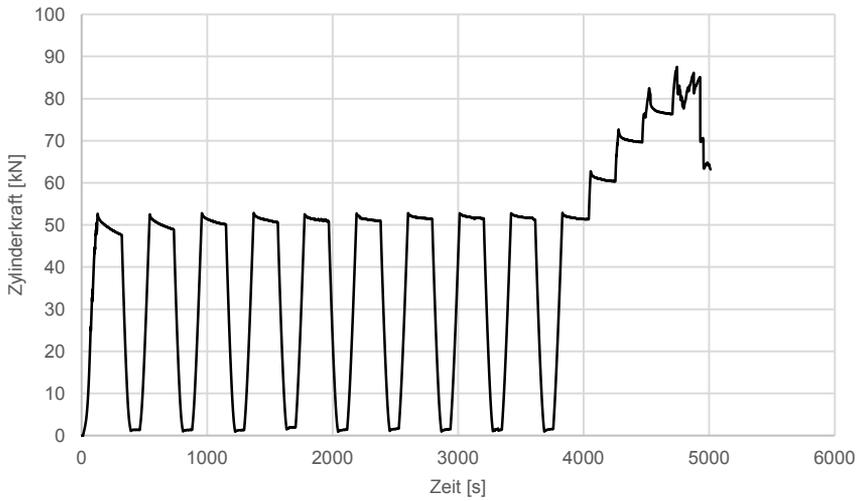


Abb. D.206: Versuch V-Q-10-170-PS-4 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

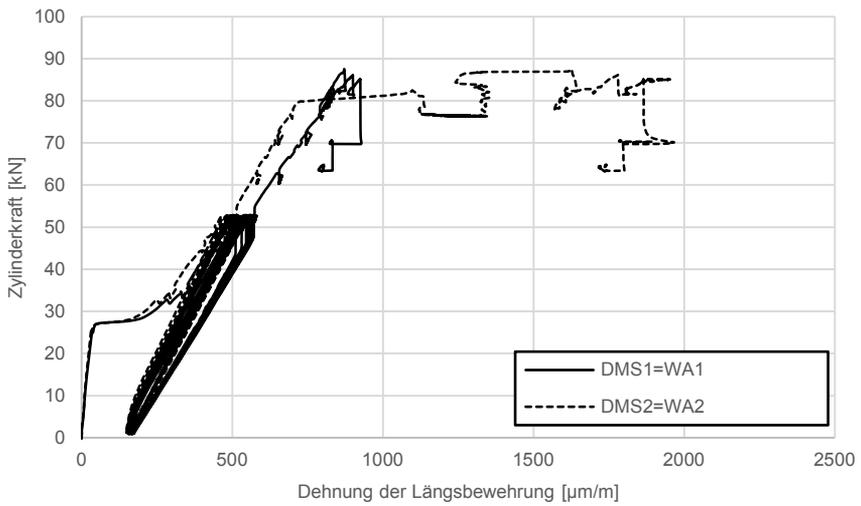


Abb. D.207: Versuch V-Q-10-170-PS-4 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

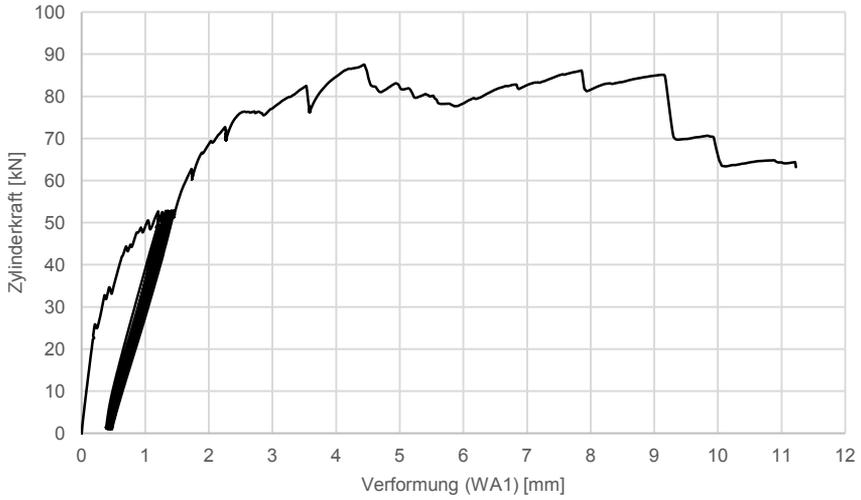


Abb. D.208: Versuch V-Q-10-170-PS-4 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

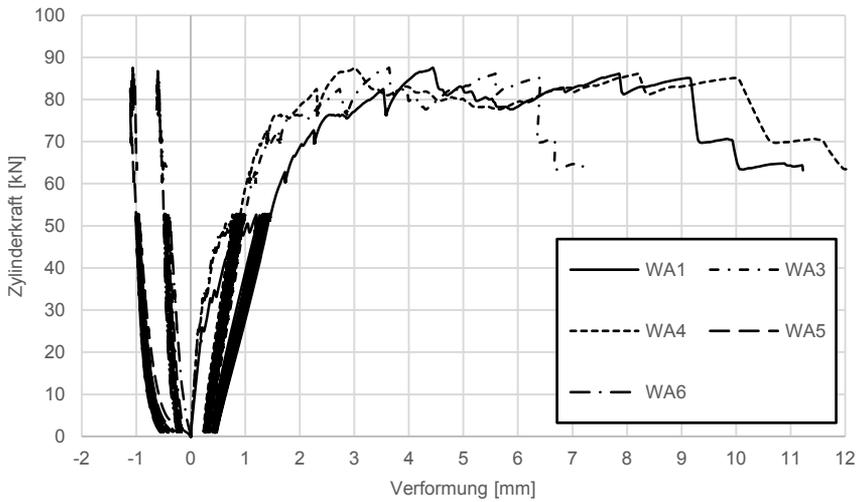


Abb. D.209: Versuch V-Q-10-170-PS-4 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

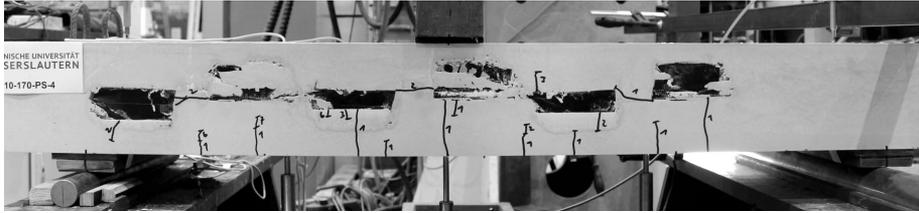


Abb. D.210: Versuch V-Q-10-170-PS-4: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

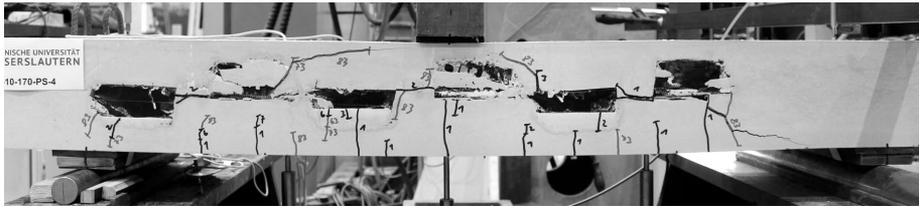


Abb. D.211: Versuch V-Q-10-170-PS-4: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-180-PS-1

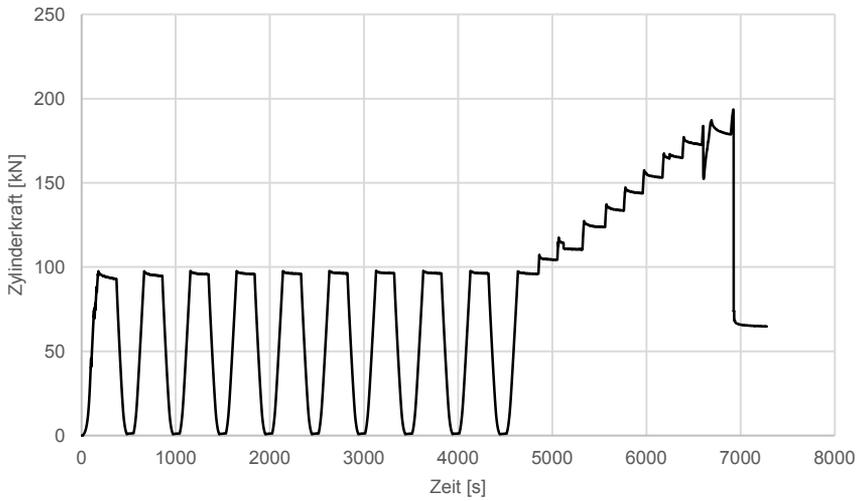


Abb. D.212: Versuch V-Q-10-180-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

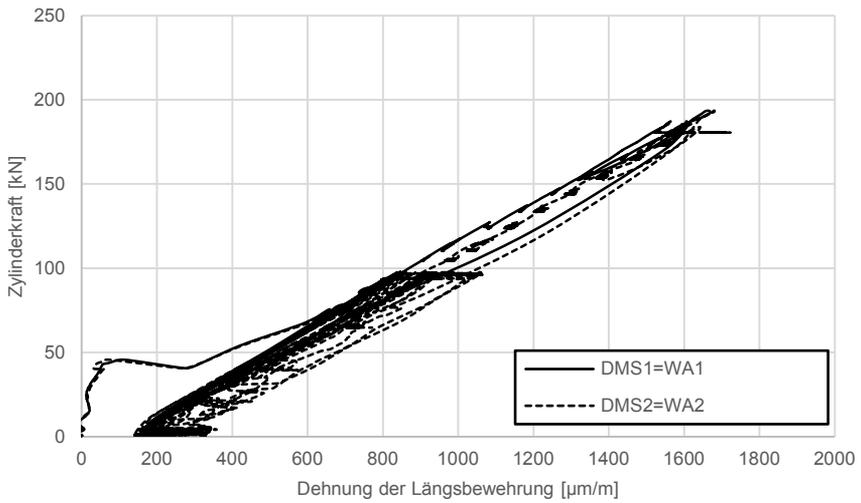


Abb. D.213: Versuch V-Q-10-180-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

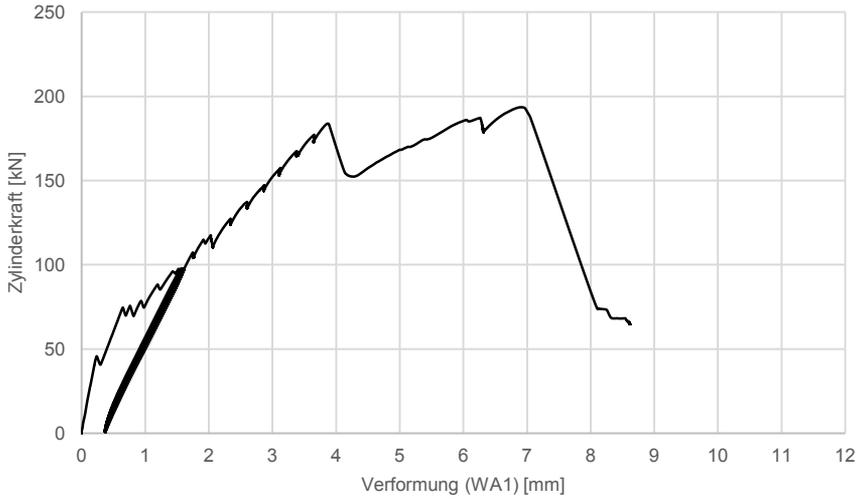


Abb. D.214: Versuch V-Q-10-180-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

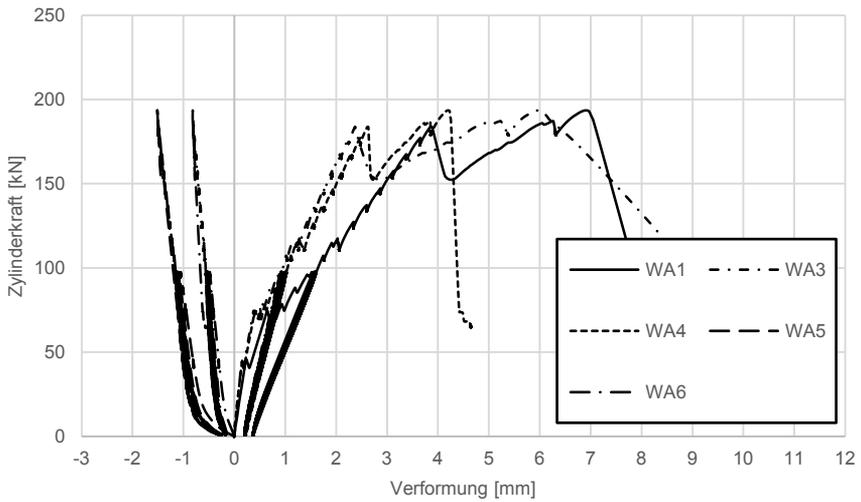


Abb. D.215: Versuch V-Q-10-180-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

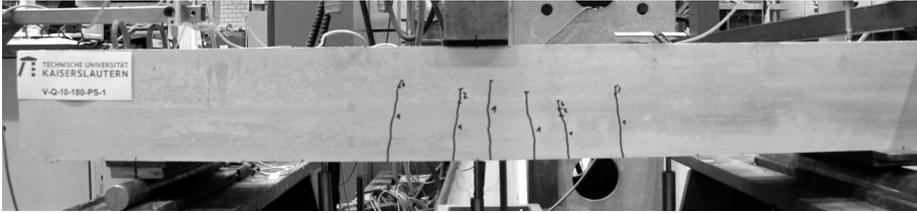


Abb. D.216: Versuch V-Q-10-180-PS-1: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

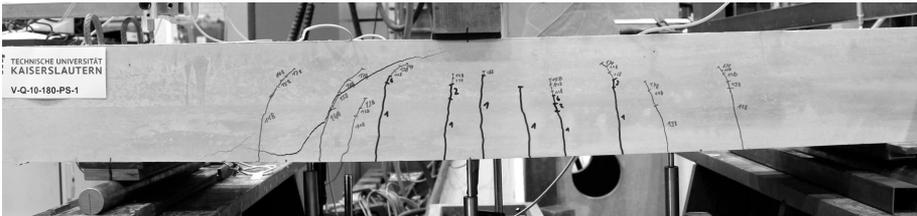


Abb. D.217: Versuch V-Q-10-180-PS-1: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-180-PS-2

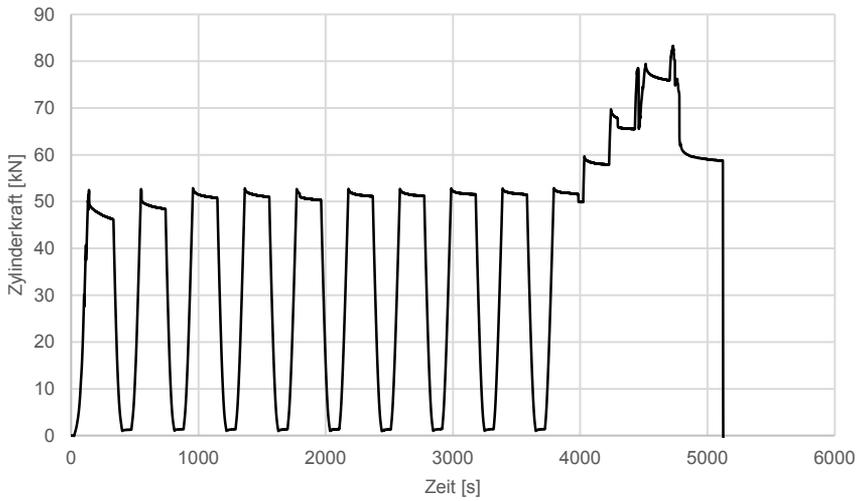


Abb. D.218: Versuch V-Q-10-180-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

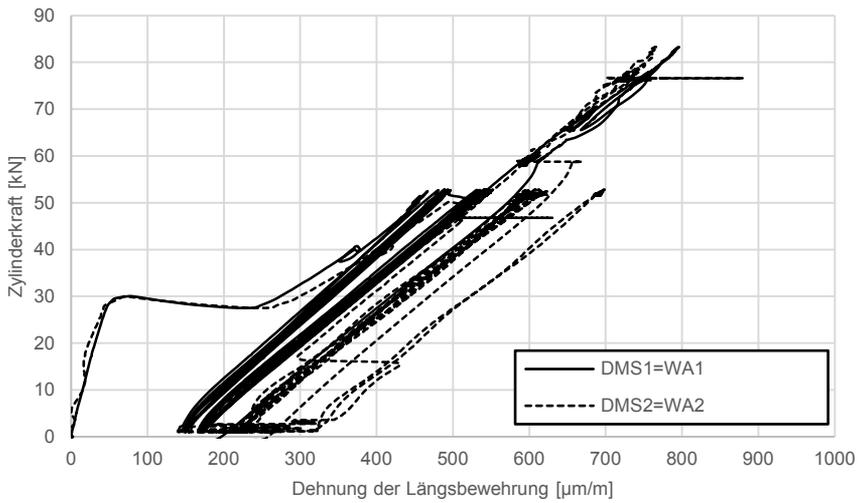


Abb. D.219: Versuch V-Q-10-180-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

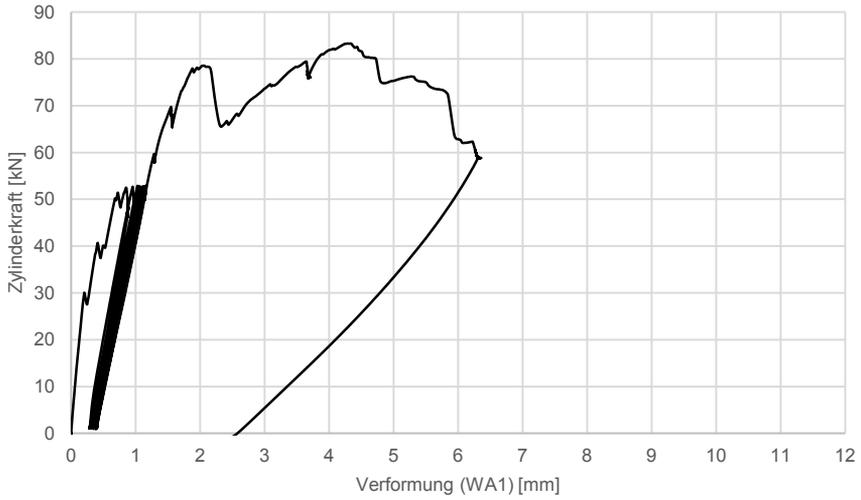


Abb. D.220: Versuch V-Q-10-180-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

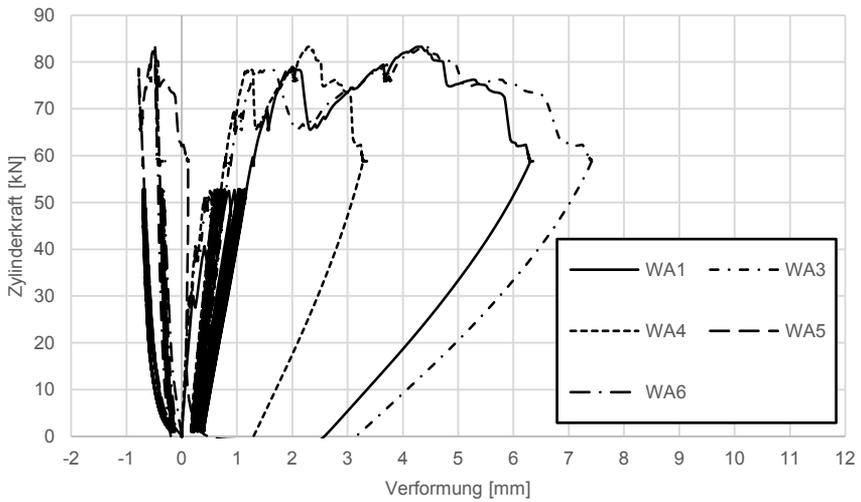


Abb. D.221: Versuch V-Q-10-180-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

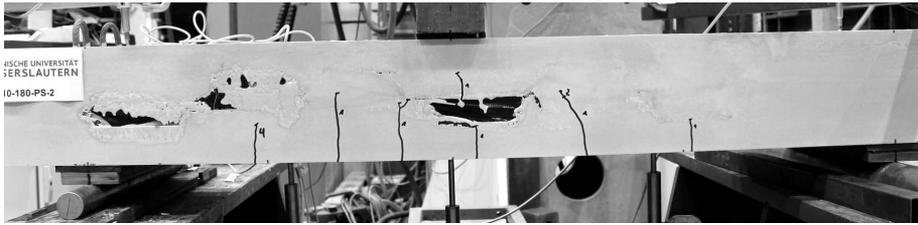


Abb. D.222: Versuch V-Q-10-180-PS-2: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

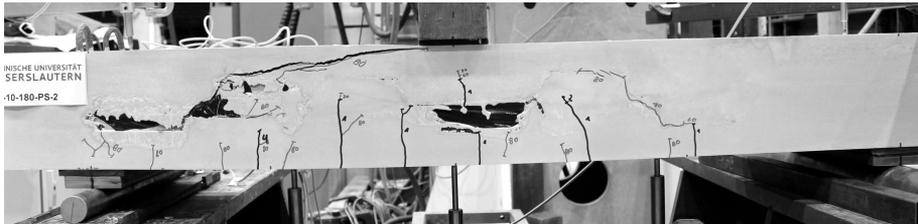


Abb. D.223: Versuch V-Q-10-180-PS-2: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-180-PS-3

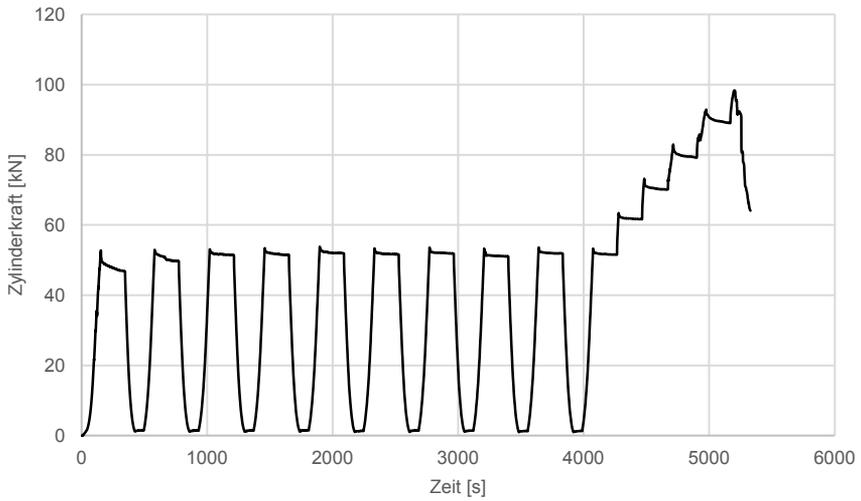


Abb. D.224: Versuch V-Q-10-180-PS-3 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

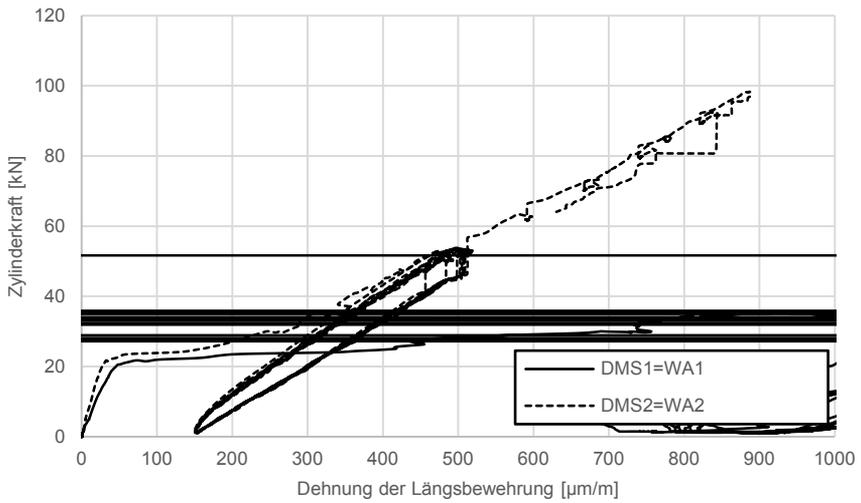


Abb. D.225: Versuch V-Q-10-180-PS-3 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

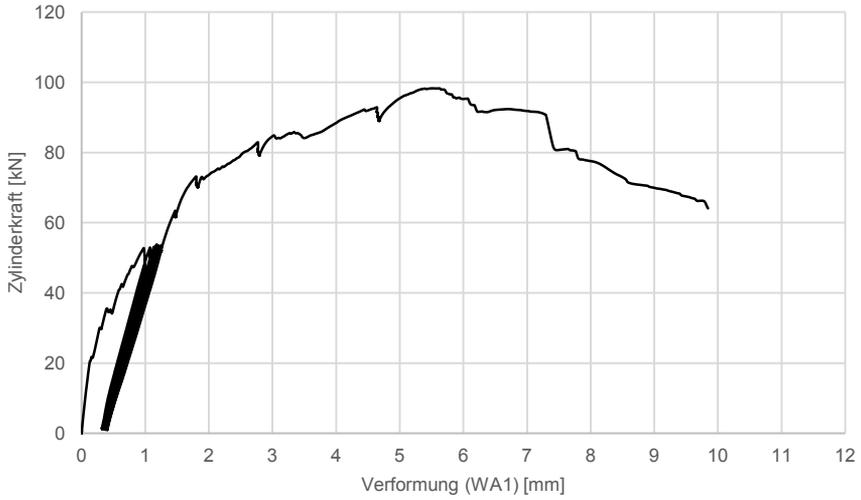


Abb. D.226: Versuch V-Q-10-180-PS-3 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

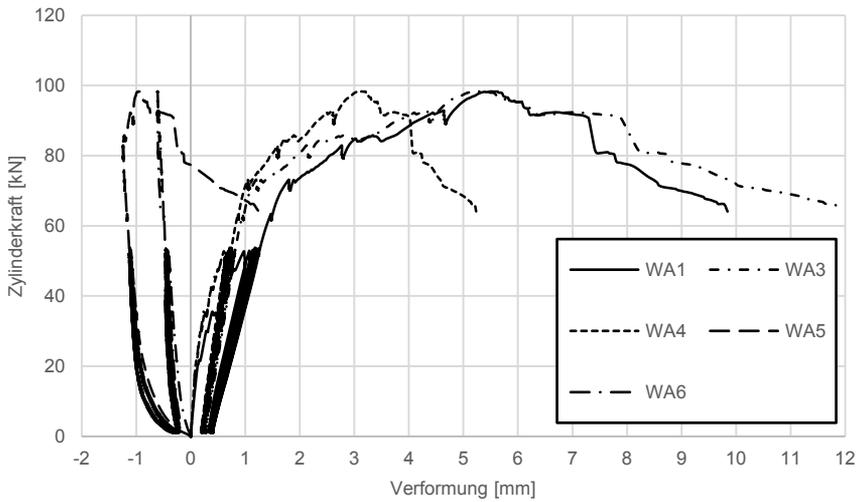


Abb. D.227: Versuch V-Q-10-180-PS-3 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

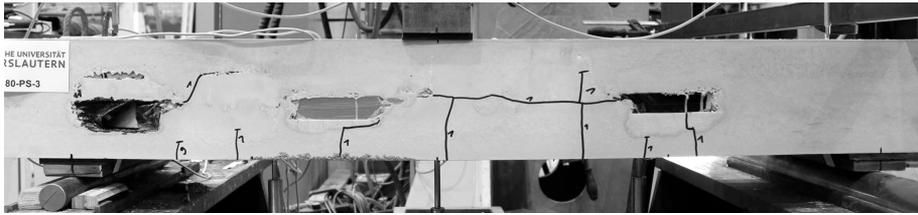


Abb. D.228: Versuch V-Q-10-180-PS-3: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

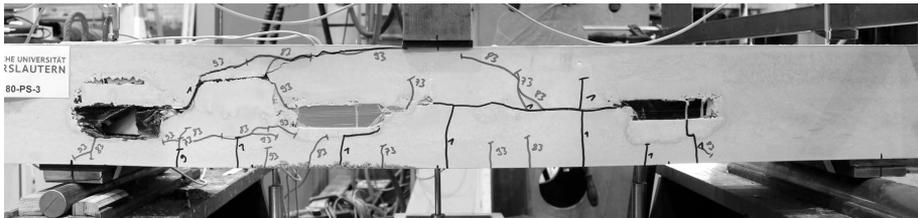


Abb. D.229: Versuch V-Q-10-180-PS-3: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-10-180-PS-4

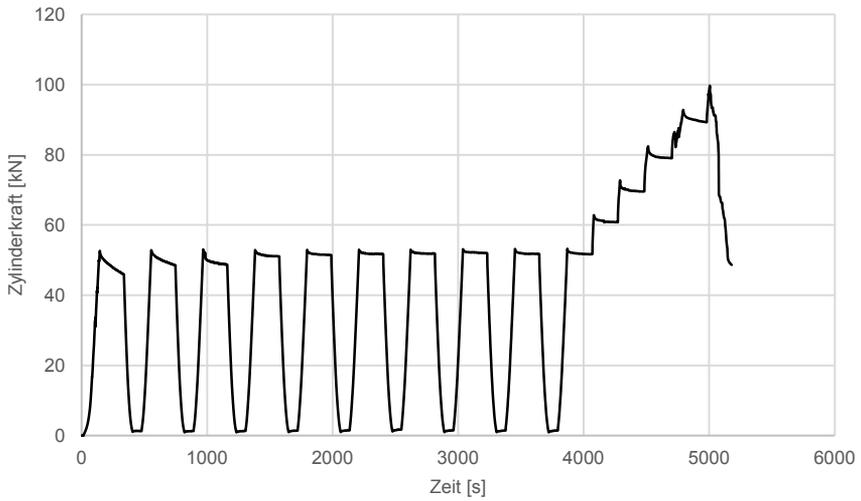


Abb. D.230: Versuch V-Q-10-180-PS-4 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

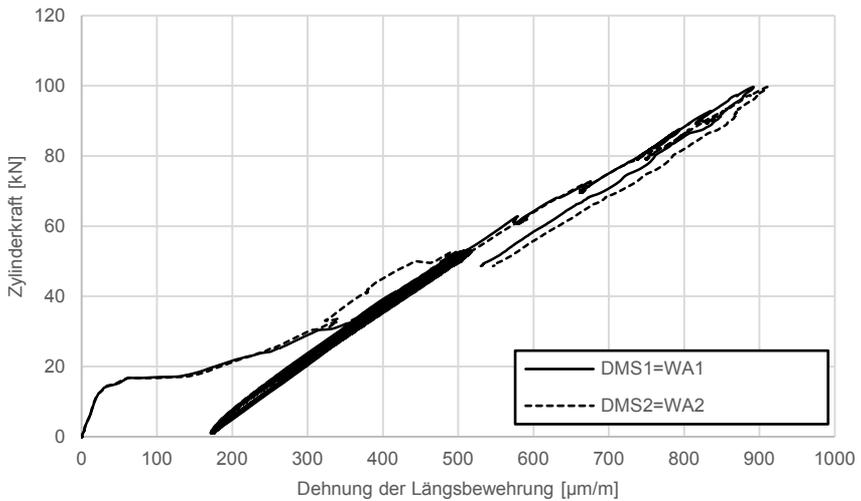


Abb. D.231: Versuch V-Q-10-180-PS-4 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

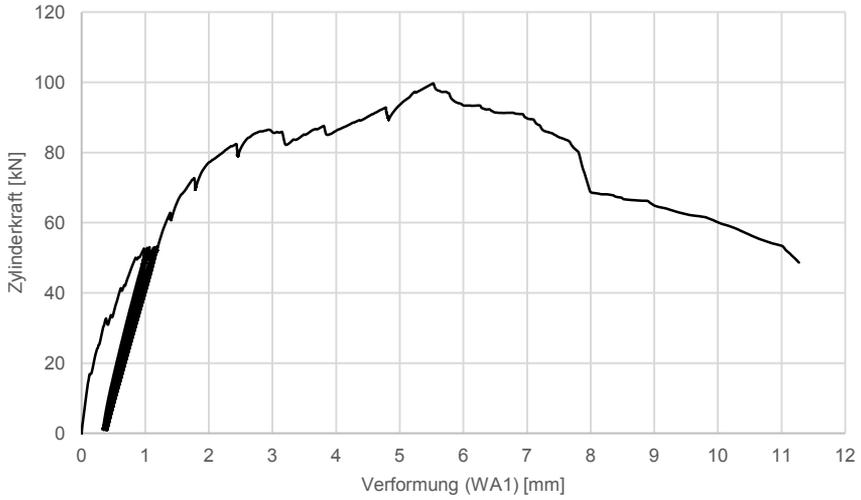


Abb. D.232: Versuch V-Q-10-180-PS-4 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

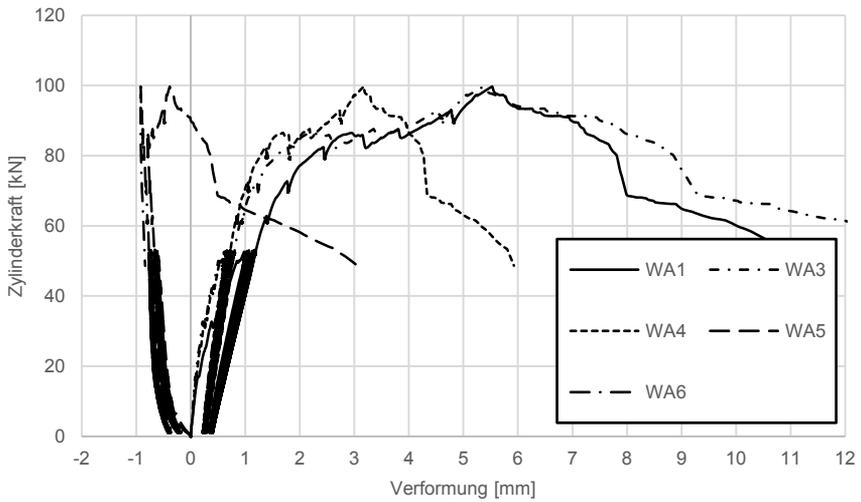


Abb. D.233: Versuch V-Q-10-180-PS-4 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

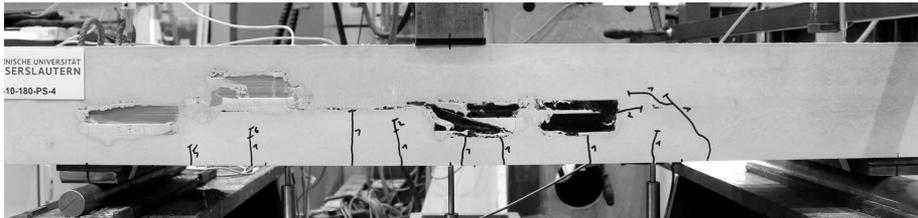


Abb. D.234: Versuch V-Q-10-180-PS-4: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

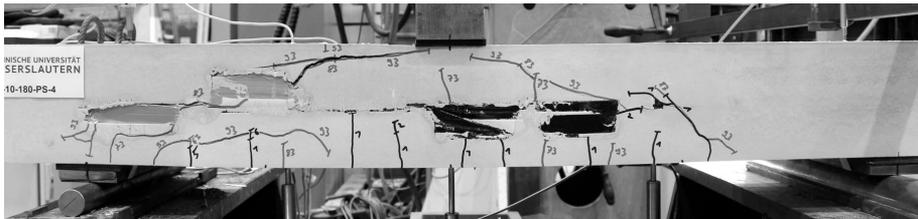


Abb. D.235: Versuch V-Q-10-180-PS-4: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-100-PS-1

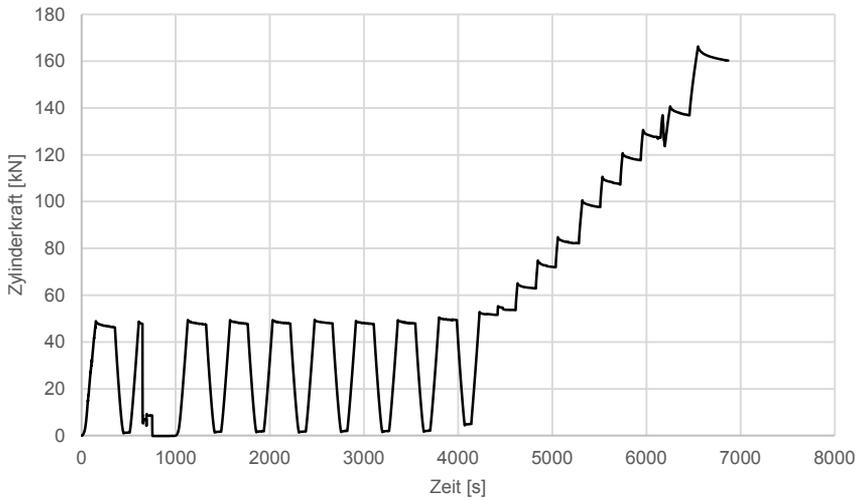


Abb. D.236: Versuch V-Q-100-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

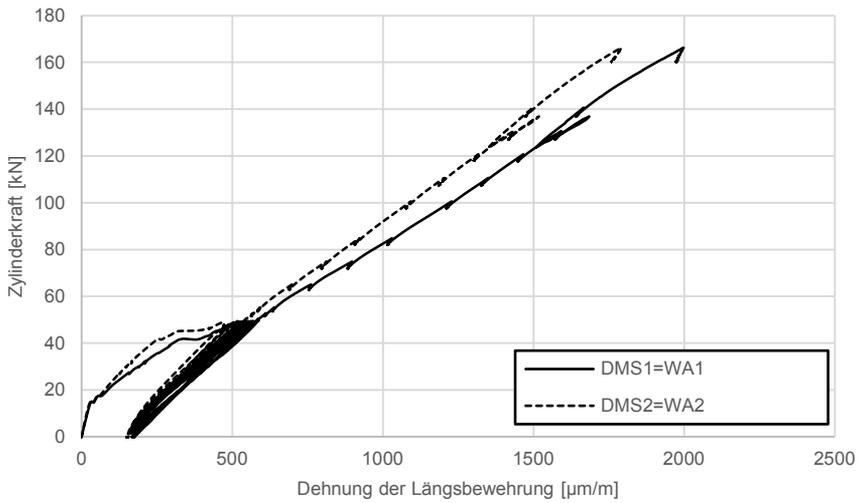


Abb. D.237: Versuch V-Q-100-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

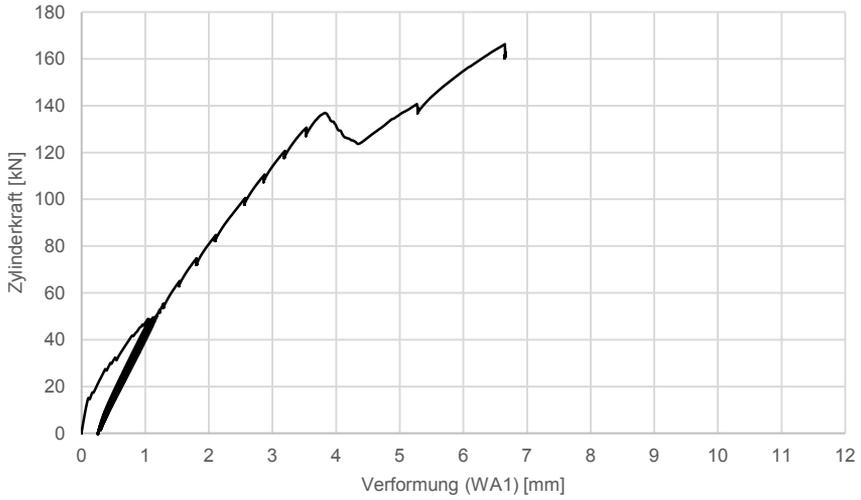


Abb. D.238: Versuch V-Q-100-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

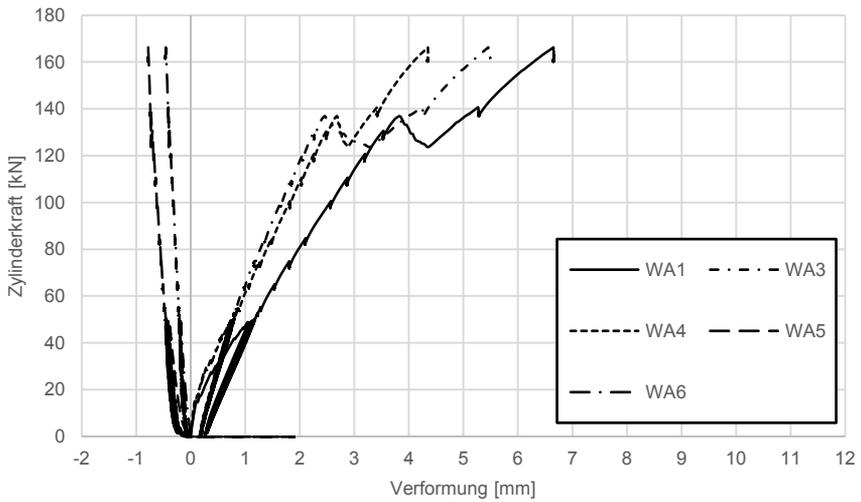


Abb. D.239: Versuch V-Q-100-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

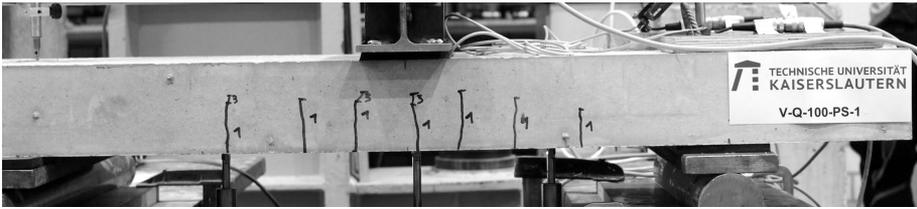


Abb. D.240: Versuch V-Q-100-PS-1: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

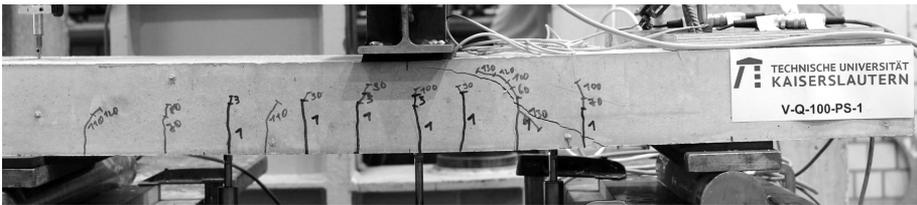


Abb. D.241: Versuch V-Q-100-PS-1: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-100-PS-2

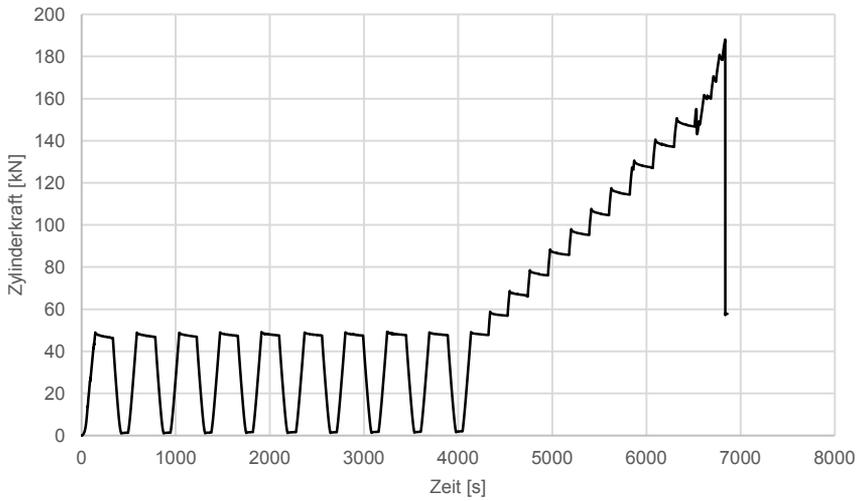


Abb. D.242: Versuch V-Q-100-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

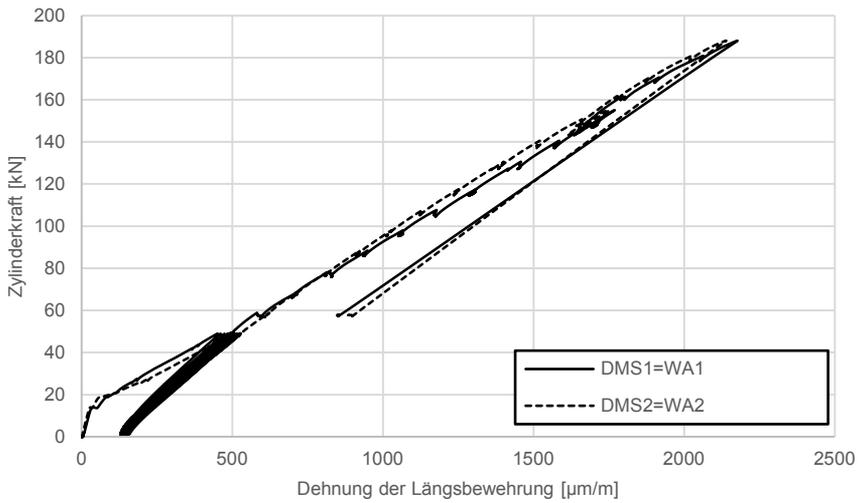


Abb. D.243: Versuch V-Q-100-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

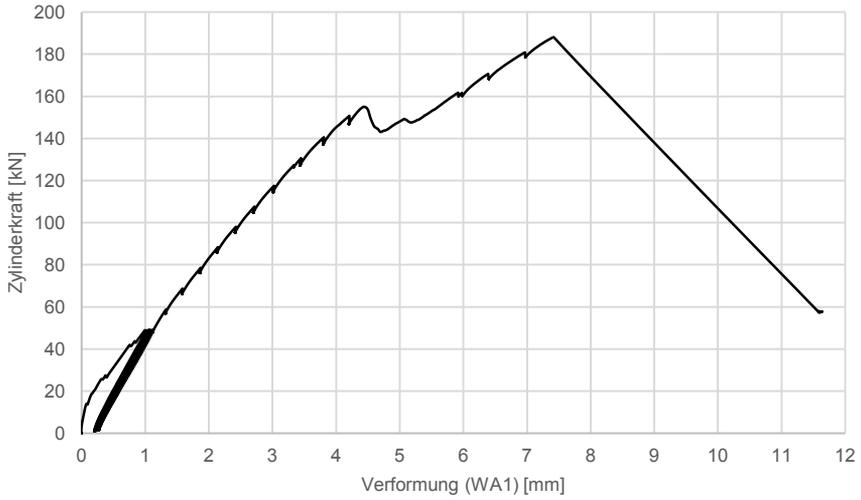


Abb. D.244: Versuch V-Q-100-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

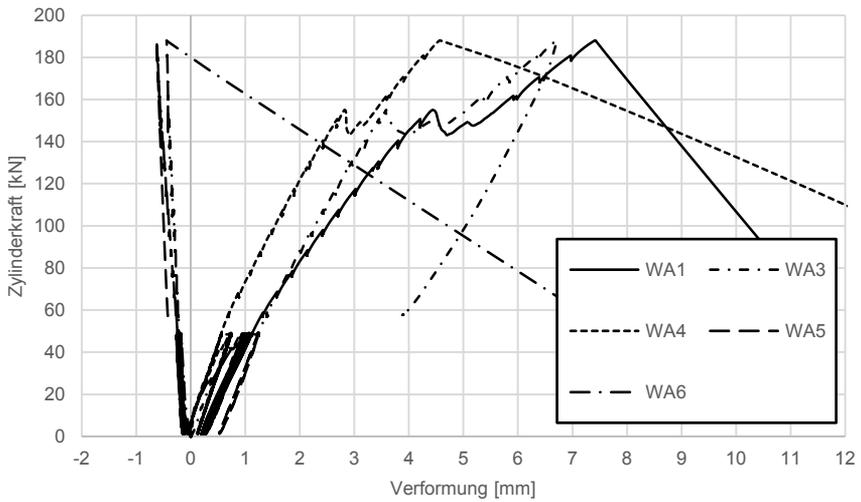


Abb. D.245: Versuch V-Q-100-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

Anlage D Versuchsdetails Querkrafttragfähigkeit

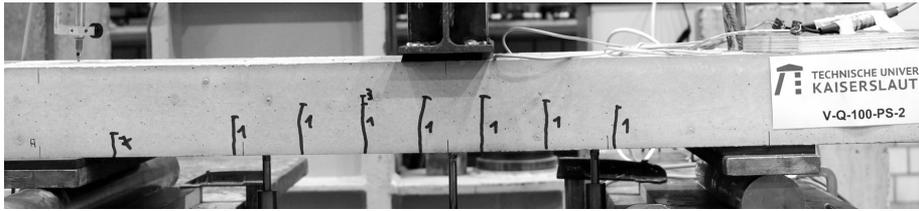


Abb. D.246: Versuch V-Q-100-PS-2: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

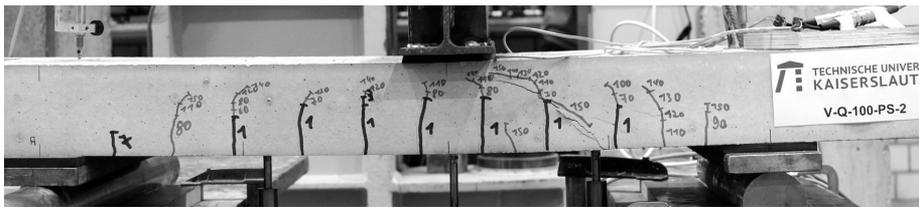


Abb. D.247: Versuch V-Q-100-PS-2: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-175-PS-1

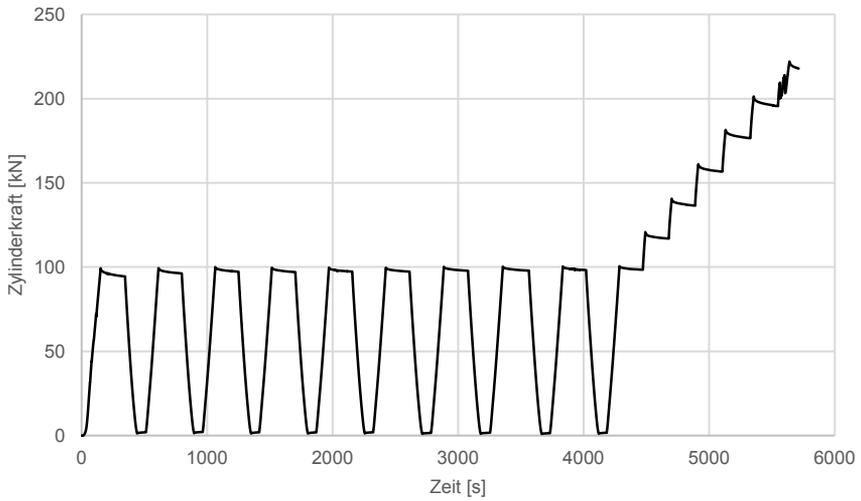


Abb. D.248: Versuch V-Q-175-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

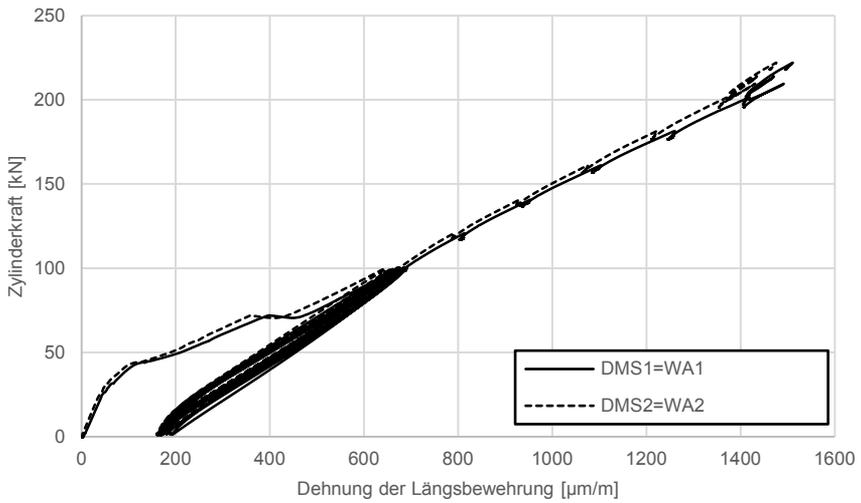


Abb. D.249: Versuch V-Q-175-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

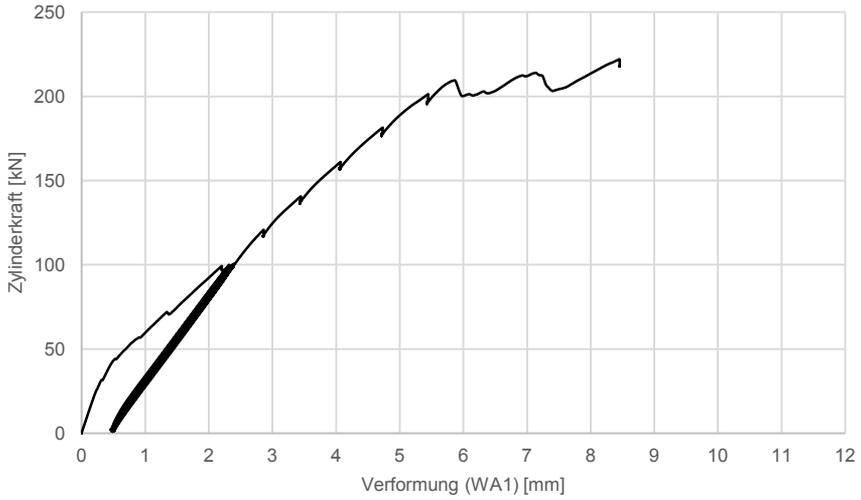


Abb. D.250: Versuch V-Q-175-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

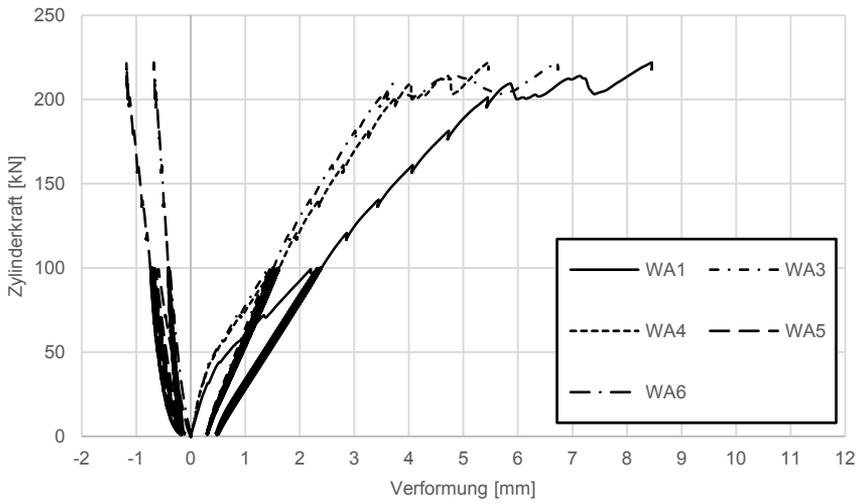


Abb. D.251: Versuch V-Q-175-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

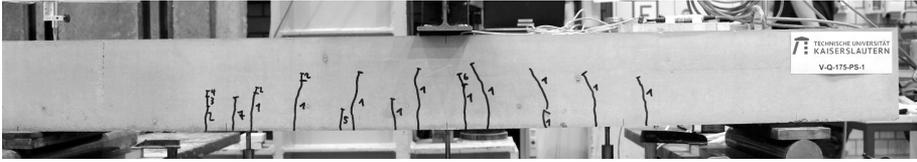


Abb. D.252: Versuch V-Q-175-PS-1: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

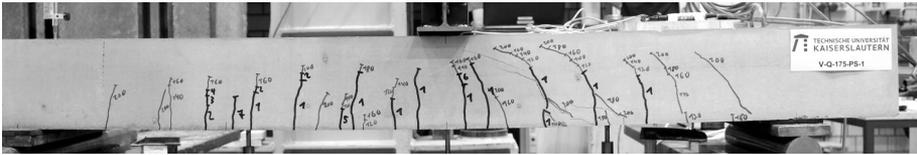


Abb. D.253: Versuch V-Q-175-PS-1: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-175-PS-2

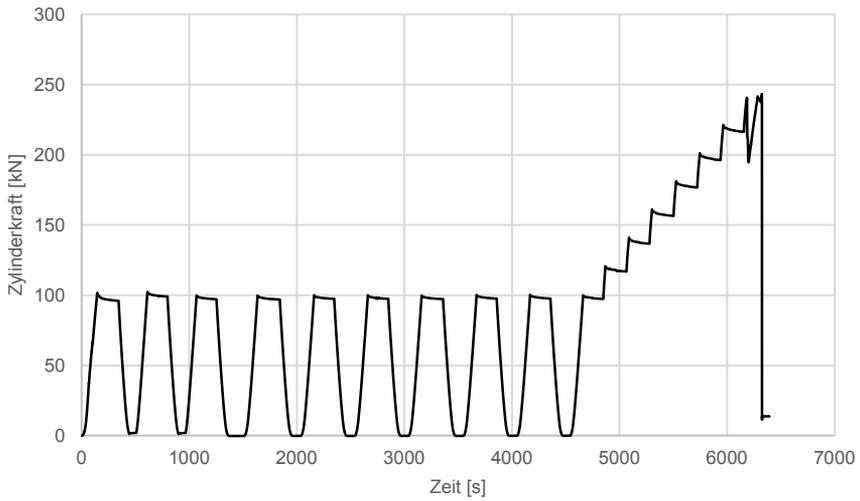


Abb. D.254: Versuch V-Q-175-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

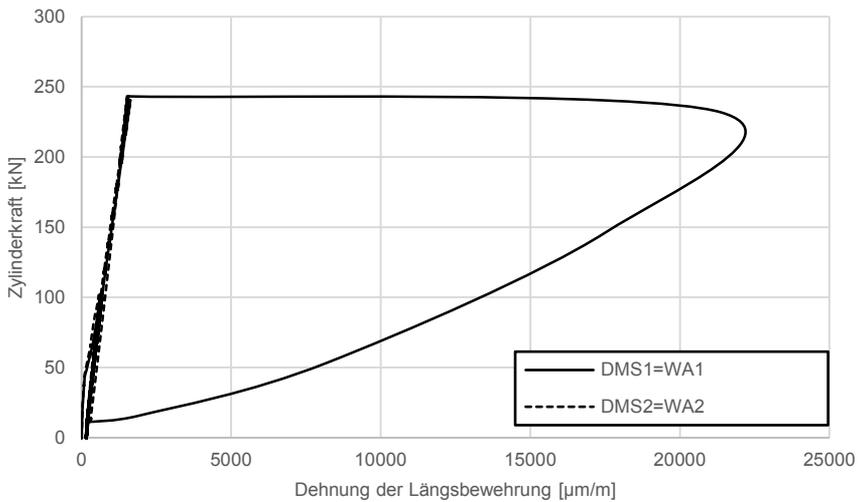


Abb. D.255: Versuch V-Q-175-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

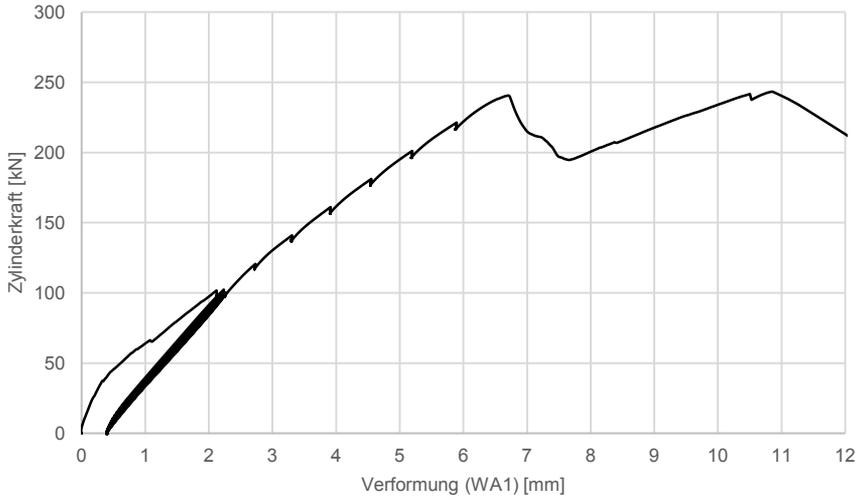


Abb. D.256: Versuch V-Q-175-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

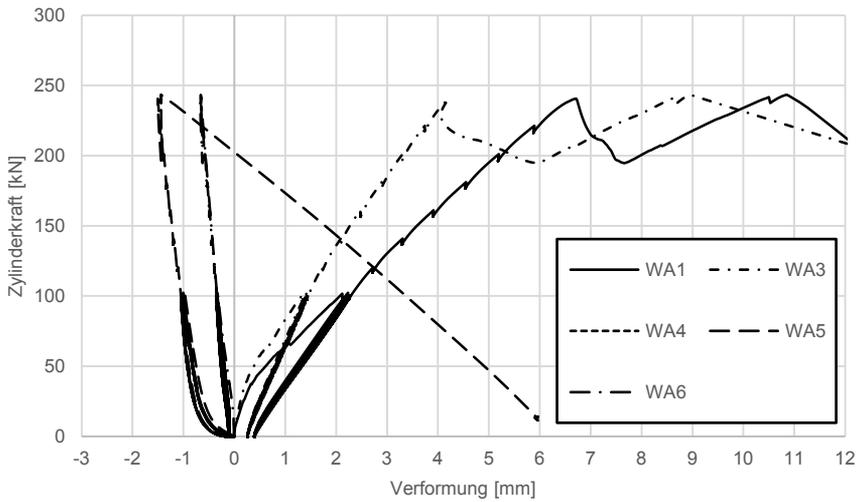


Abb. D.257: Versuch V-Q-175-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

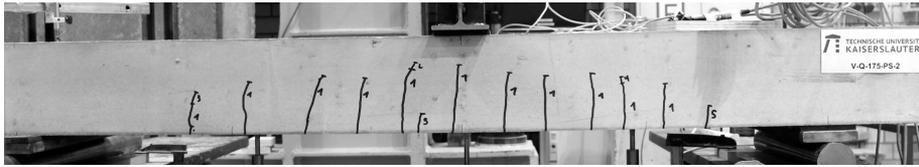


Abb. D.258: Versuch V-Q-175-PS-2: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

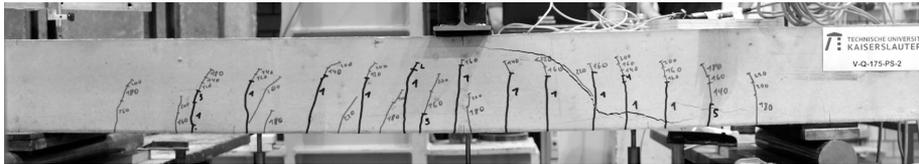


Abb. D.259: Versuch V-Q-175-PS-2: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-250-PS-1

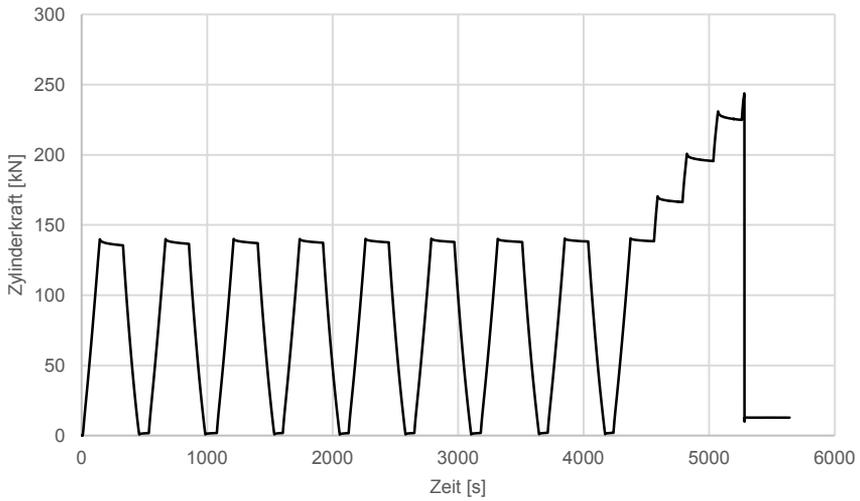


Abb. D.260: Versuch V-Q-250-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

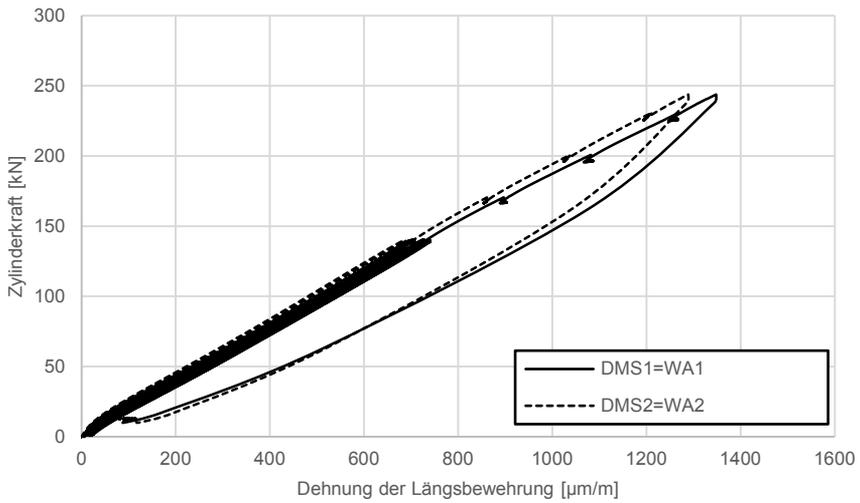


Abb. D.261: Versuch V-Q-250-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

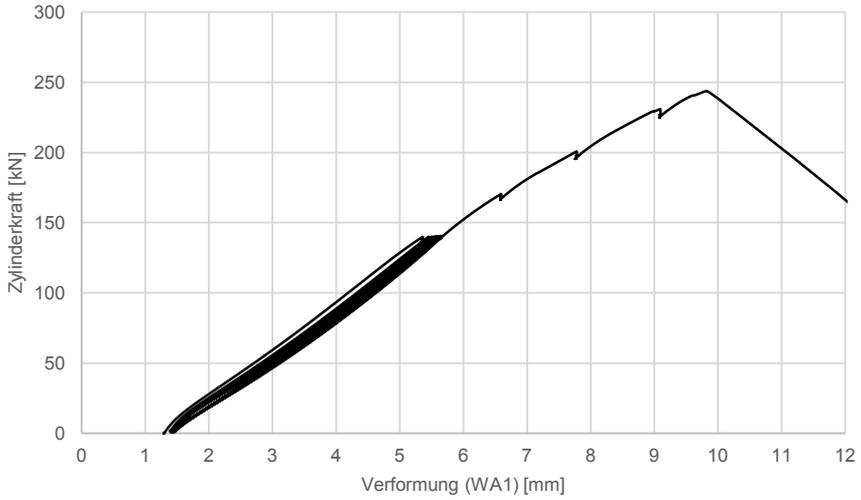


Abb. D.262: Versuch V-Q-250-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

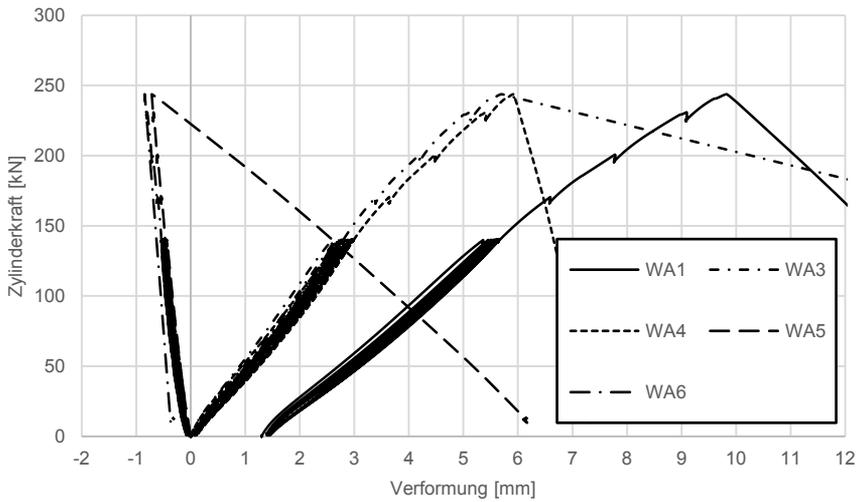


Abb. D.263: Versuch V-Q-250-PS-1 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

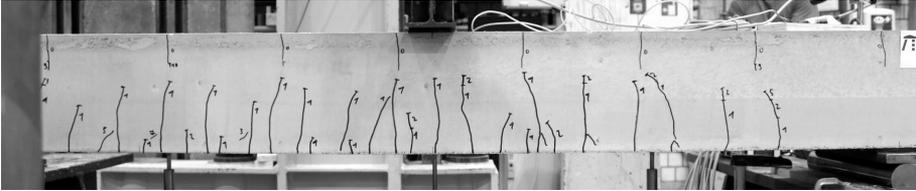


Abb. D.264: Versuch V-Q-250-PS-1: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

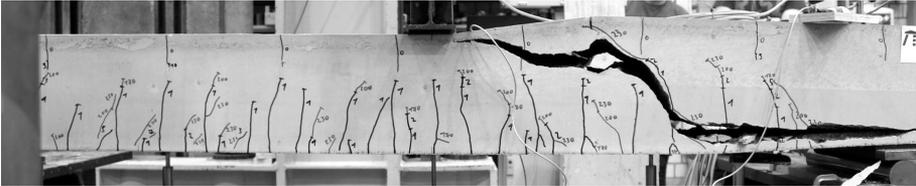


Abb. D.265: Versuch V-Q-250-PS-1: Rissbild im Bruchzustand

Versuch V-Q-250-PS-2

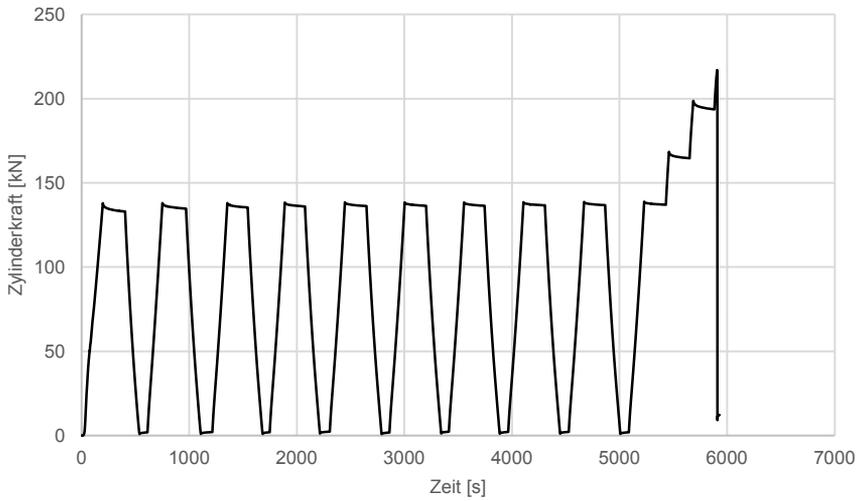


Abb. D.266: Versuch V-Q-250-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Zeit

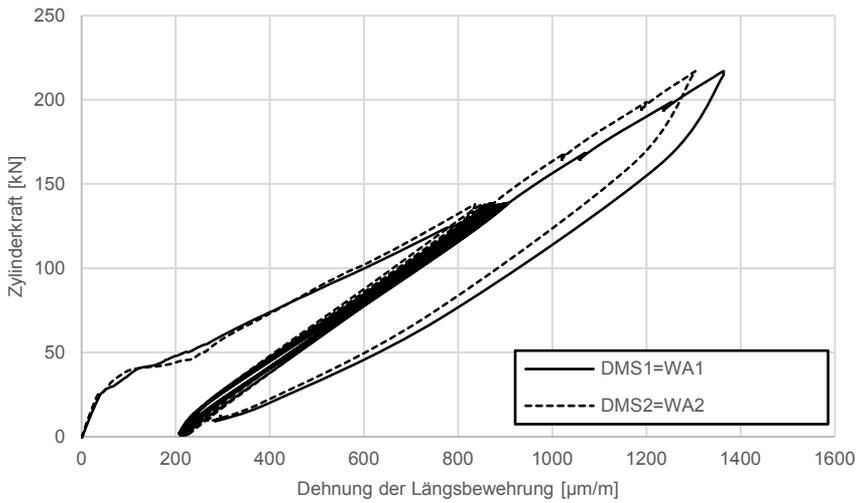


Abb. D.267: Versuch V-Q-250-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Dehnung Längsbewehrung

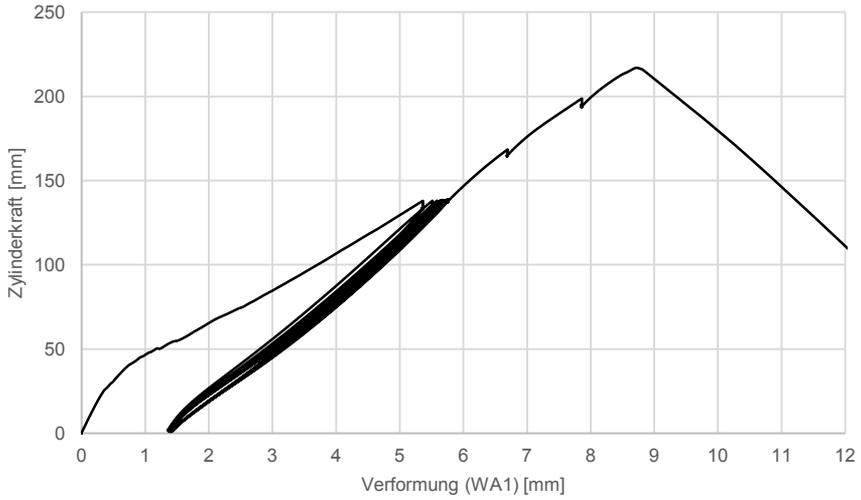


Abb. D.268: Versuch V-Q-250-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung

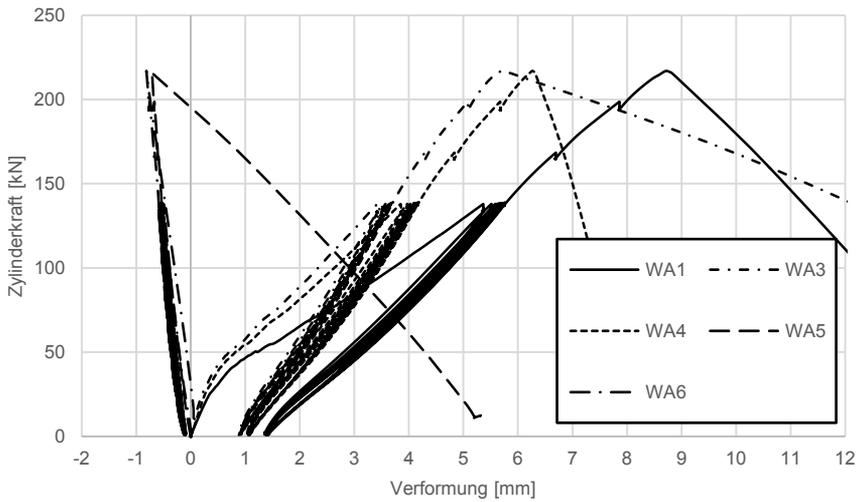


Abb. D.269: Versuch V-Q-250-PS-2 Diagramm: Zylinderkraft – Verformung (alle Wegaufnehmer)

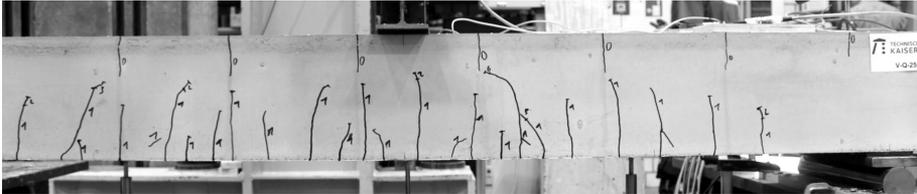


Abb. D.270: Versuch V-Q-250-PS-2: Rissbild nach Abschluss der 10 Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau

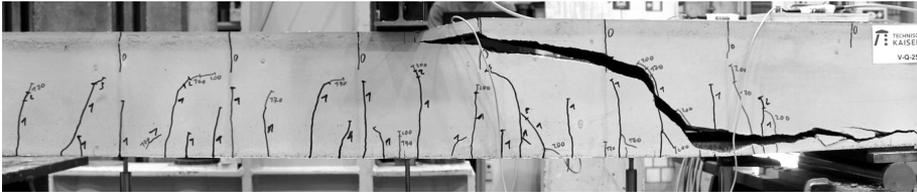


Abb. D.271: Versuch V-Q-250-PS-2: Rissbild im Bruchzustand

Anlage E Versuchsdetails lokales Durchstanzen

Nachfolgend werden die Versuchsdetails zur Ermittlung der lokalen Durchstanztragfähigkeit im Bereich der Hohlkörper dargestellt. Zunächst sind die Montagepläne des Probekörpers aufgelistet. Darauffolgend sind die Untersuchungsergebnisse in tabellarischer Form dargestellt. Zusätzlich ist eine Fotodokumentation aufgeführt, die den Risszustand der entsprechenden Prüfstellen im Bruchzustand enthält.

E.1 Montagepläne

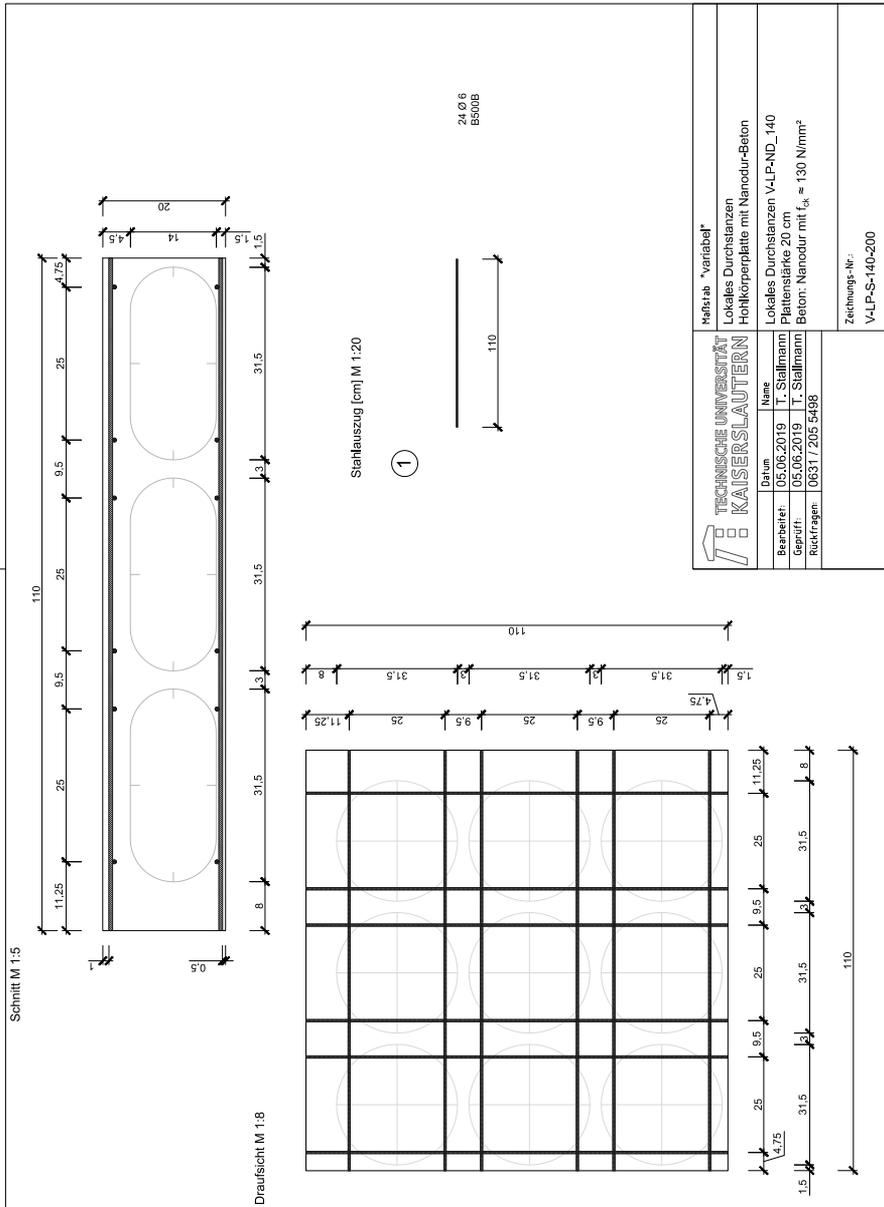


Abb. E.1: Montageplan zur Versuchsreihe der lokalen Durchstanztragfähigkeit

E.2 Untersuchungsergebnisse in tabellarischer Form

Tab. E.1: Untersuchungsergebnisse zur lokalen Durchstantragfähigkeit

Bezeichnung	Datum	Lasteinleitung	Höhe des Deckenspiegels	Zylinderdruckfestigkeit	Elastizitätsmodul	Zentrische Zugfestigkeit (berechnet)	Bruchkraft
		d_{load}	C_{vf}	f_{cm}	E_{cm}	f_{ctm}	F_u
		[cm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]
V-LP-ND_140-15.1	17.06.2019	5x5	15,0	122,54	48767	5,48	75,05
V-LP-ND_140-15.2		5x5					46,99
V-LP-ND_140-15.3		5x5					35,11
V-LP-ND_140-15.4		5x5					57,31
V-LP-ND_140-15.5		5x5 exz.					30,24
V-LP-ND_140-15.6		Ø5					51,70
V-LP-ND_140-15.7		10x10					79,98
V-LP-ND_140-15.8		10x10					52,10
V-LP-ND_140-15.9		10x10					57,20
V-LP-ND_140-45.1	14.06.2019	5x5	45,0	123,06	48833	5,49	97,66
V-LP-ND_140-45.2		5x5					111,85
V-LP-ND_140-45.3		5x5					77,04
V-LP-ND_140-45.4		5x5					78,90
V-LP-ND_140-45.5		5x5 exz.					84,22
V-LP-ND_140-45.6		Ø5					95,82
V-LP-ND_140-45.7		10x10					175,42
V-LP-ND_140-45.8		10x10					145,74
V-LP-ND_140-45.9		10x10					143,38

E.3 Untersuchungsergebnisse im Detail

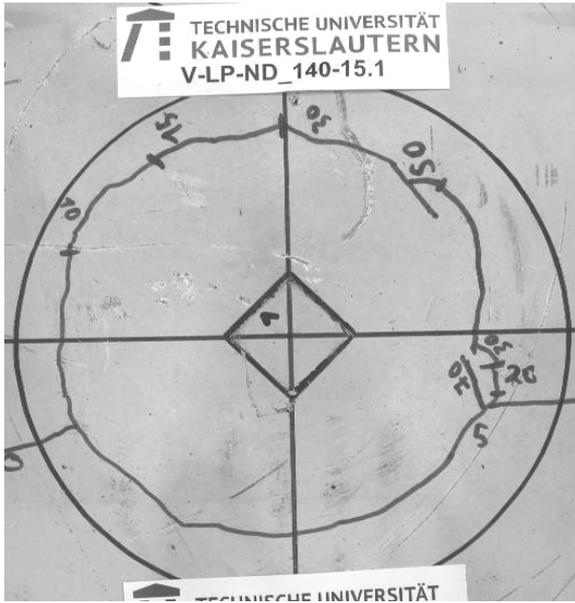


Abb. E.2: Versuch V-LP-ND_140-15.1: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanztragfähigkeit



Abb. E.3: Versuch V-LP-ND_140-15.2: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanztragfähigkeit

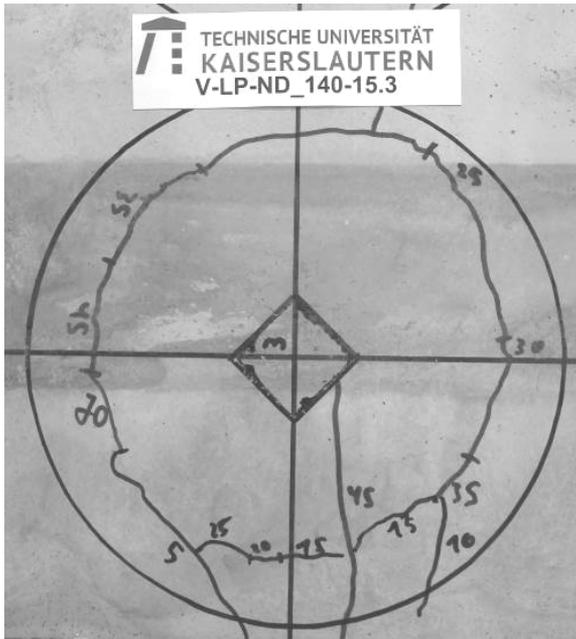


Abb. E.4: Versuch V-LP-ND_140-15.3: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanzttragfähigkeit

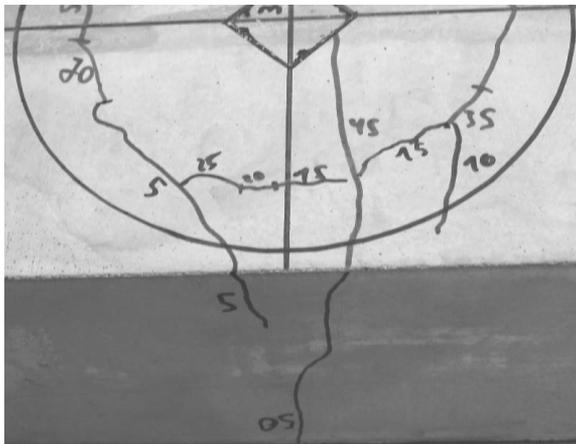


Abb. E.5: Versuch V-LP-ND_140-15.3: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanzttragfähigkeit im Bereich der Probekörperaußenflächen



Abb. E.6: Versuch V-LP-ND_140-15.4: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanztragfähigkeit

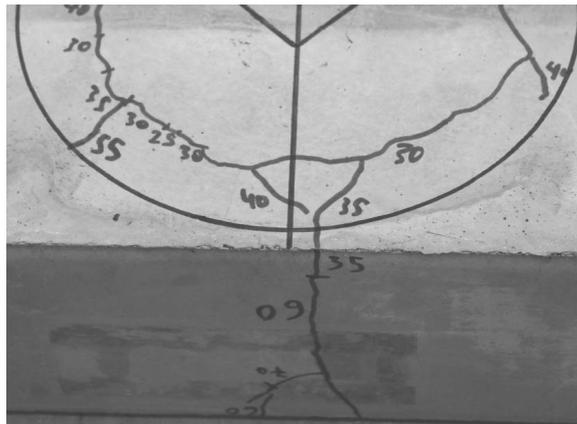


Abb. E.7: Versuch V-LP-ND_140-15.4: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanztragfähigkeit im Bereich der Probekörperaußenflächen

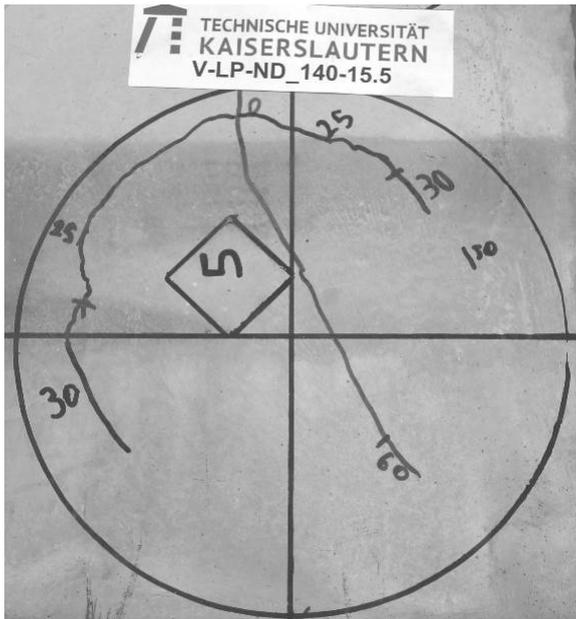


Abb. E.8: Versuch V-LP-ND_140-15.5: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanztragfähigkeit

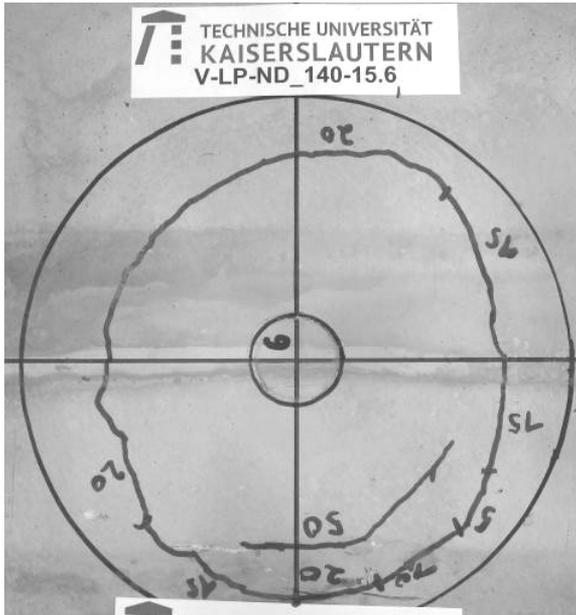


Abb. E.9: Versuch V-LP-ND_140-15.6: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanztragfähigkeit

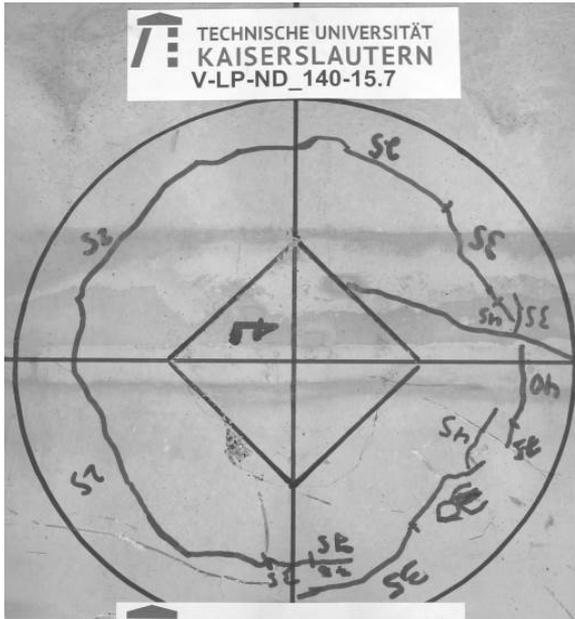


Abb. E.10: Versuch V-LP-ND_140-15.7: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanztragfähigkeit

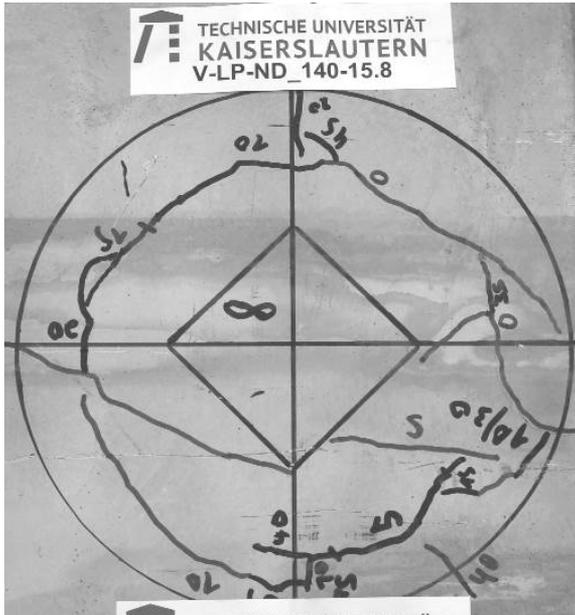


Abb. E.11: Versuch V-LP-ND_140-15.8: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanztragfähigkeit

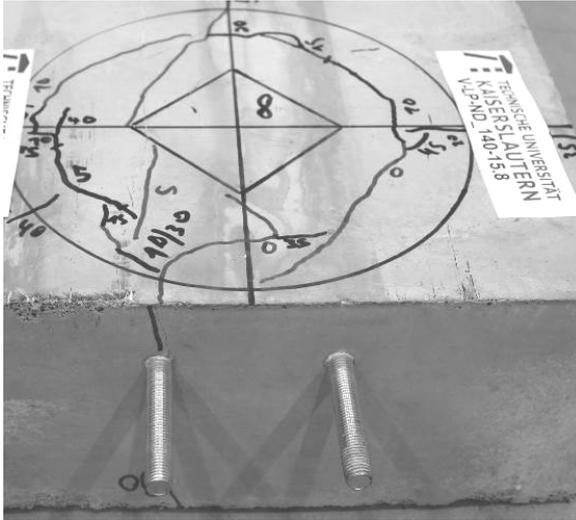


Abb. E.12: Versuch V-LP-ND_140-15.8: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanstragfähigkeit im Bereich der Probekörperaußenflächen (Seite 1)



Abb. E.13: Versuch V-LP-ND_140-15.8: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanstragfähigkeit im Bereich der Probekörperaußenflächen (Seite 2)

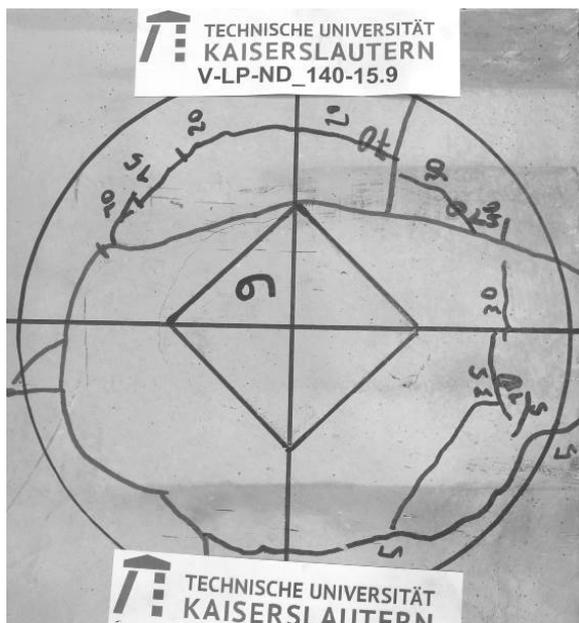


Abb. E.14: Versuch V-LP-ND_140-15.9: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanztragfähigkeit

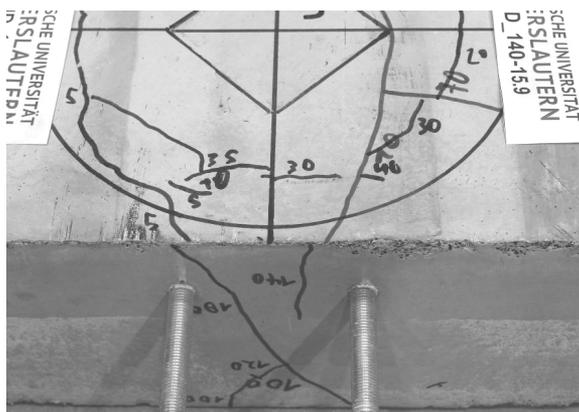


Abb. E.15: Versuch V-LP-ND_140-15.9: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanztragfähigkeit im Bereich der Probekörperaußenflächen

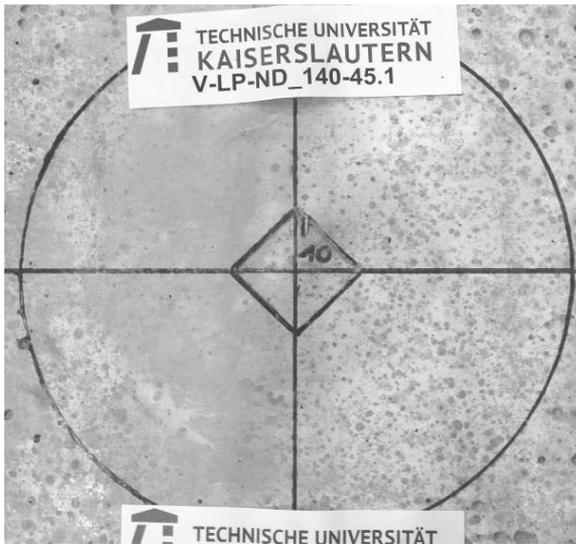


Abb. E.16: Versuch V-LP-ND_140-45.1: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanstragfähigkeit



Abb. E.17: Versuch V-LP-ND_140-45.2: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanstragfähigkeit



Abb. E.18: Versuch V-LP-ND_140-45.3: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanztragfähigkeit

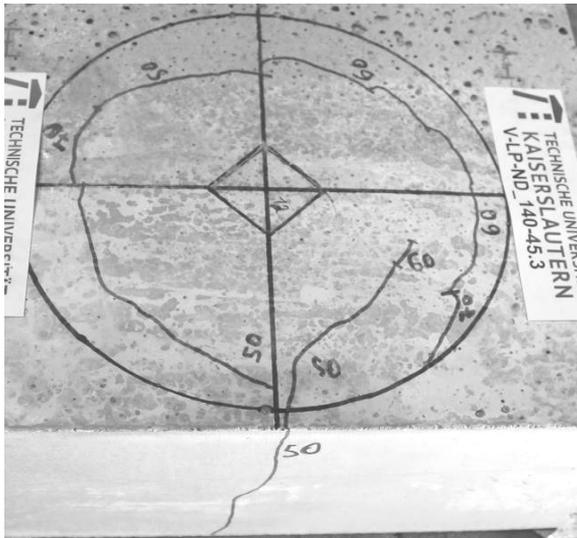


Abb. E.19: Versuch V-LP-ND_140-45.3: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanztragfähigkeit im Bereich der Probekörperaußenflächen

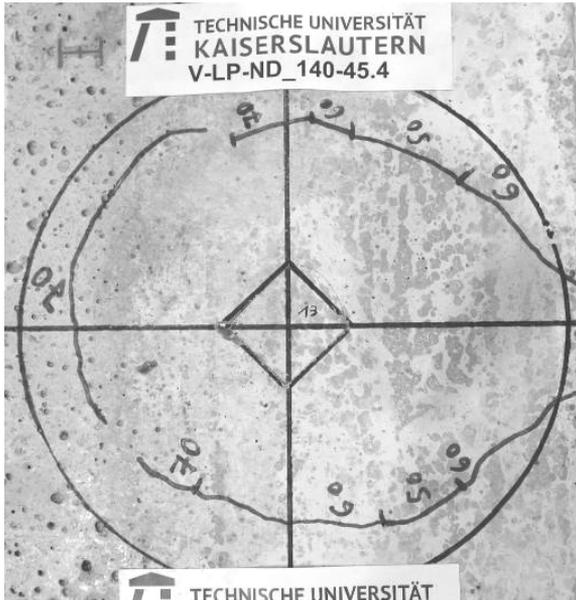


Abb. E.20: Versuch V-LP-ND_140-45.4: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanzttragfähigkeit

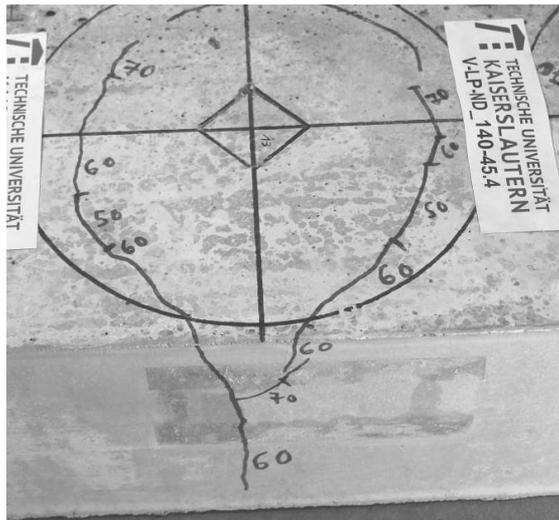


Abb. E.21: Versuch V-LP-ND_140-45.4: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanzttragfähigkeit im Bereich der Probekörperaußenflächen



Abb. E.22: Versuch V-LP-ND_140-45.5: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanztragfähigkeit



Abb. E.23: Versuch V-LP-ND_140-45.6: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanztragfähigkeit

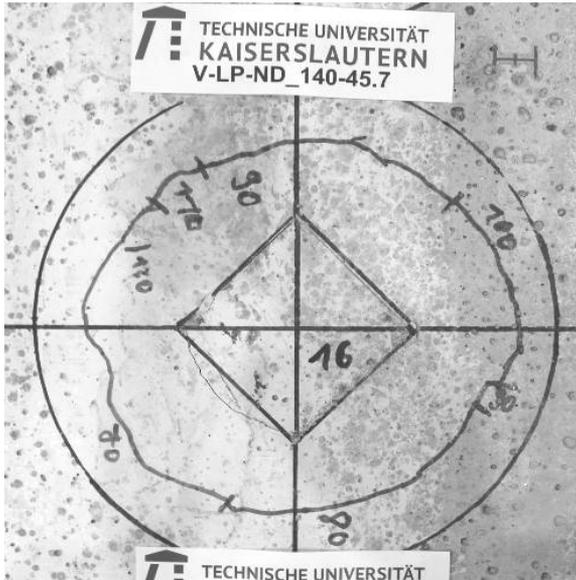


Abb. E.24: Versuch V-LP-ND_140-45.7: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanztragfähigkeit

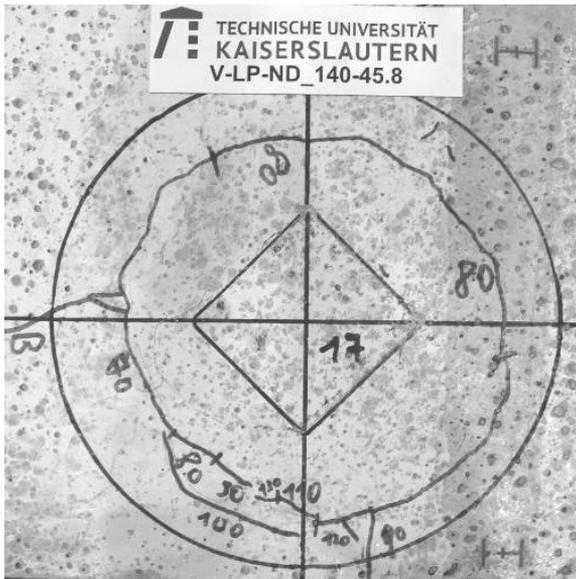


Abb. E.25: Versuch V-LP-ND_140-45.8: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanztragfähigkeit



Abb. E.26: Versuch V-LP-ND_140-45.8: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanztragfähigkeit im Bereich der Probekörperaußenflächen (Seite 1)

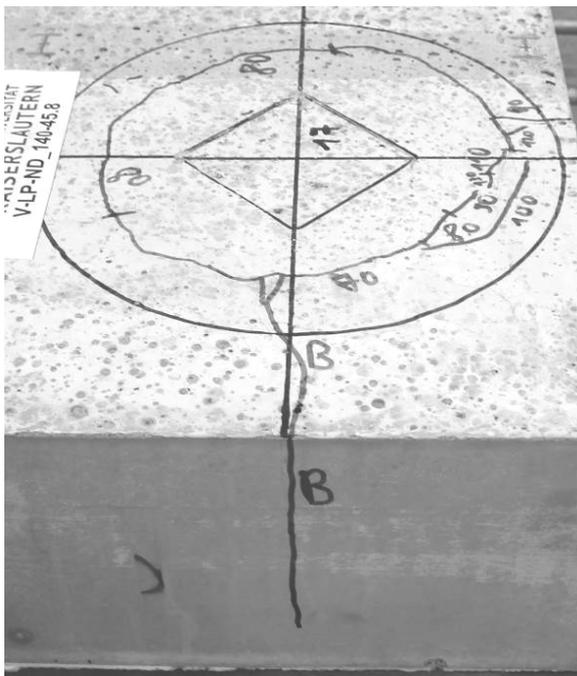


Abb. E.27: Versuch V-LP-ND_140-45.8: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanztragfähigkeit im Bereich der Probekörperaußenflächen (Seite 2)



Abb. E.28: Versuch V-LP-ND_140-45.9: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanstragfähigkeit

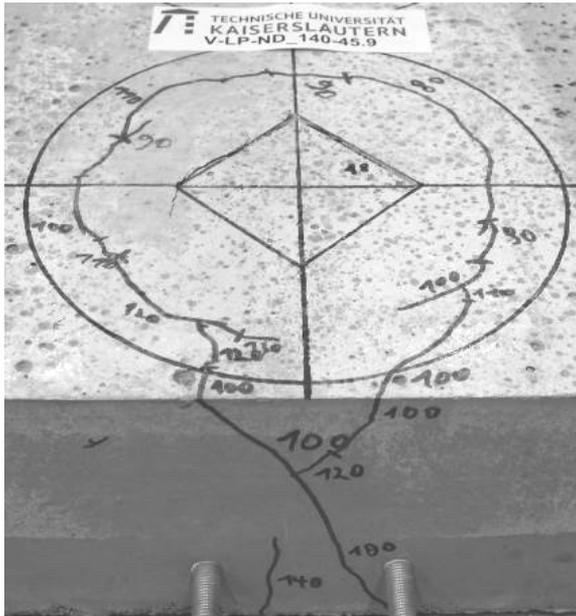


Abb. E.29: Versuch V-LP-ND_140-45.9: Rissverlauf nach Erreichen der lokalen Durchstanstragfähigkeit im Bereich der Probekörperaußenflächen

Anlage F Details Finite-Elemente-Berechnung

Nachfolgend sind alle wesentlichen Details zur Durchführung der in Kapitel 4 beschriebenen numerischen Berechnungen der Probekörper aus Nanodur®-Beton dargestellt. Neben den Abmessungen der geglätteten Hohlkörpergeometrie sind die an experimentellen Untersuchungen kalibrierten und validierten Modell- und Berechnungsdaten angegeben. Diese stehen als Datenbasis für weitergehende Untersuchungen hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken aus Feinkorn-Hochleistungsbeton zur Verfügung.

F.1 Abmessungen der geglätteten Hohlkörpergeometrie

Die in der Finite-Elemente-Berechnung verwendete geglättete Geometrie der Hohlkörper des Typs „Cobiax SL-100“ ist in Abb. F.1 dargestellt. Für das Berechnungsmodell wurde hieraus ein rotationssymmetrischer Körper erzeugt. Der Hohlraum wurde mittels Subtraktionsbefehl zwischen Platte und Hohlkörper generiert.

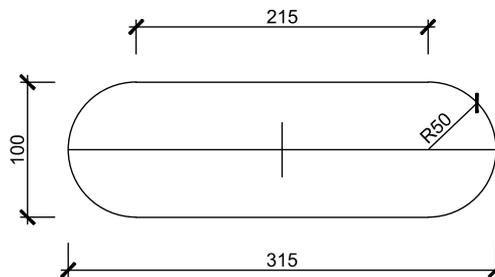


Abb. F.1: Geglättete Hohlkörpergeometrie zur Verwendung in der FEM-Berechnung (Maße in [mm])

F.2 Kalibrierte Modell- und Berechnungsdaten

Nachfolgend werden die kalibrierten Material- und Berechnungsdaten dargestellt, die zur Nachrechnung der durchgeführten Querkraftversuche in Abaqus/CAE in der Version 2017 verwendet wurden. Die Beton- und Stahlkennwerte wurden im Rahmen der experimentellen Untersuchungen selbst ermittelt und um Einzelwerte aus der Literatur ergänzt.

Materialparameter

Nanodur®-Beton

Tab. F.1: Materialkennwerte Nanodur®-Beton

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Eingabe
Elastizitätsmodul	E_{cm}	N/mm ²	48.000
Querdehnzahl*	μ_c	-	0,2
Festbetondichte	ρ_c	to/mm ³	$2,5 \cdot 10^{-9}$
Betondruckfestigkeit	f_{cm}	N/mm ²	108
Betondehnung bei maximaler Betondruckspannung*	ε_{c1}	‰	2,8
Betondehnung für den Übergang von elastischer zu inelastischer Betondehnung	$\varepsilon_{c1}^{ln=0}$	‰	1,27
Betonzugfestigkeit	f_{ctm}	N/mm ²	5,0
Bruchenergie nach Gl. (4.16)	G_f	N/mm	0,092
Größtkorndurchmesser	d_g	mm	3,0

*aus Sagmeister 2017

Tab. F.2: Eingabeparameter der mehraxialen Betoneigenschaften

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Eingabe
Dilatanzwinkel	ψ	-	37
Exzentrizitätsparameter	ε	°	0,1
Verhältnis der biaxialen zur uniaxialen Betondruckfestigkeit	f_{b0} / f_{c0}	-	1,16
Verhältnis des Zug- zum Druckmeridian der Fließfläche	K_c	-	0,67
Viskositätsparameter	ν	-	$1 \cdot 10^{-7}$

nach Kueres et al. 2015 und Claßen et al. 2016

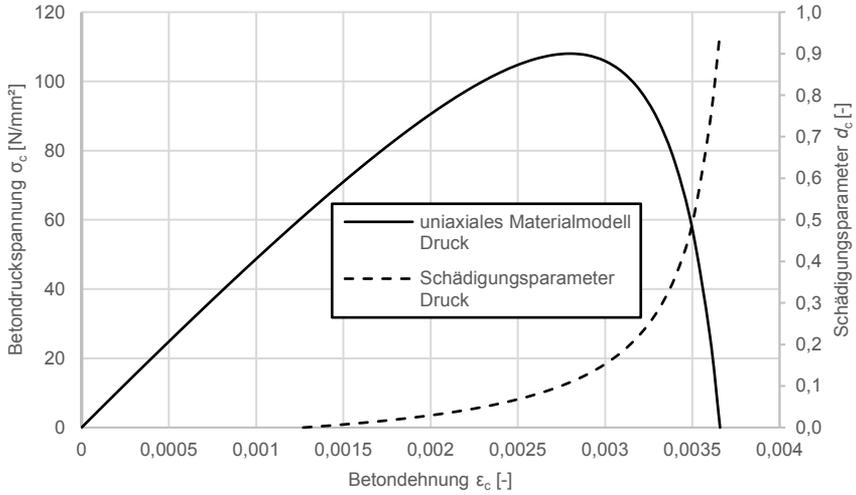


Abb. F.2: Darstellung der uniaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung sowie des Schädigungsparameters d_c für Nanodur®-Beton unter Druckbeanspruchung

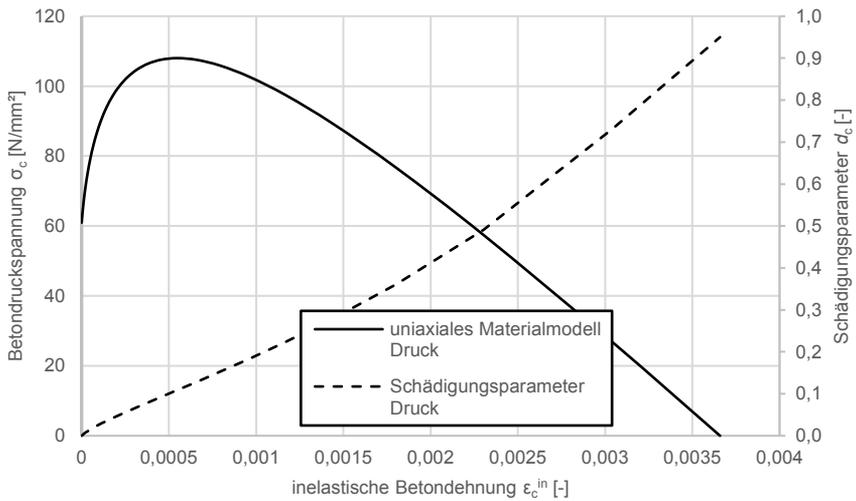


Abb. F.3: Darstellung der uniaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung sowie des Schädigungsparameters d_c für Nanodur®-Beton unter Druckbeanspruchung im inelastischen Dehnungsbereich

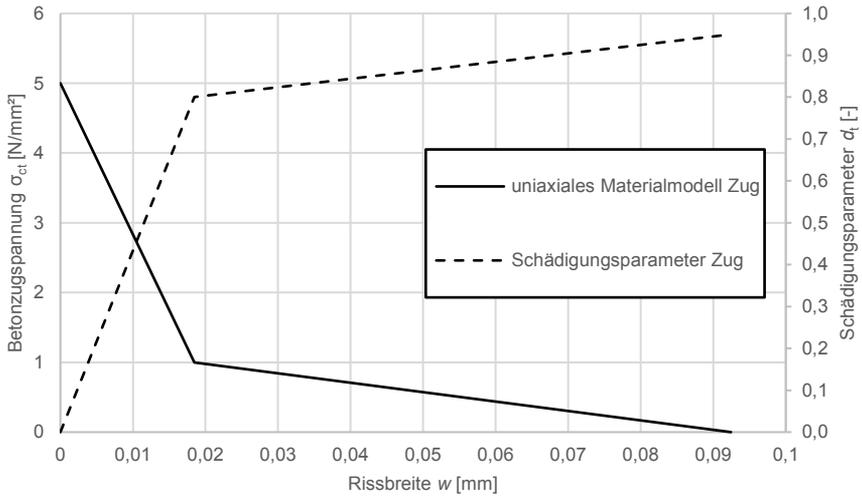


Abb. F.4: Darstellung der uniaxialen Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung sowie des Schädigungsparameters d_t für Nanodur®-Beton unter Zugbeanspruchung

Ankerstabstahl St 900/1100

Tab. F.3: Materialkennwerte Ankerstabstahl St 900/1100

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Eingabe
Elastizitätsmodul	E_s	N/mm ²	210.000
Querdehnzahl	ν	-	0,3
Dichte	ρ_s	to/mm ³	$7,8 \cdot 10^{-9}$

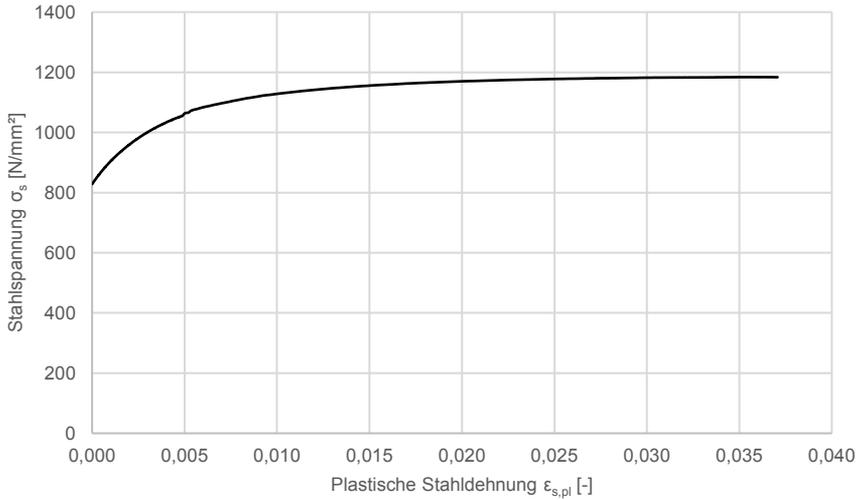


Abb. F.5: Darstellung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Ankerstabstahls im plastischen Verformungsbereich

Geometrie

Tab. F.4: Geometrieangaben „Parts“

Parts	Type	Elemente
Nanodur®-Beton	Solid - Extrusion	C3D8R
Ankerstabstahl St 900/1100	Wire - Planar	T3D2
Auflager und Lasteinleitung	Solid - Extrusion	C3D8R

Tab. F.5: Geometrieangaben „Section“

Section	Category	Type	Material	Profile
Nanodur®-Beton	Solid	Homogeneous	Nanodur®-Beton	analog Probekörper
Ankerstabstahl St 900/1100	Beam	Beam	Ankerstabstahl St 900/1100	Kreisquerschnitt, $r = 7,5$ mm
Auflager und Lasteinleitung	Solid	Homogeneous		10 x 100 mm

Berechnungsparameter

Tab. F.6: Berechnungsparameter dynamisch explizite Berechnung

Parameter	Eingabewert
Messintervall	100
Belastung	Verschiebung
Type	Dynamic Explicit
Mass Scaling	50
Time Period	20

Anlage G Verformungsberechnung nach Abschn. 5.1.4

G.1 Nachrechnung der Probekörper ohne Hohlkörper

Nachfolgend werden die nach Abschn. 5.1.4 berechneten Last-Verformungs-Kurven den tatsächlich im Versuch ermittelten Last-Verformungs-Kurven der Referenzprobekörper ohne Hohlkörper gegenübergestellt. Zur besseren Vergleichbarkeit werden dabei die Versuchsergebnisse ohne Berücksichtigung der Verformung aus 10 Lastzyklen auf dem 1,3-fachen Gebrauchslastniveau dargestellt. Details zu den geometrischen Abmessungen der Versuchskörper sowie des Versuchsaufbaus und die für die Berechnung verwendeten Materialparameter können Abschn. 3.2 sowie aus Anlage D entnommen werden.

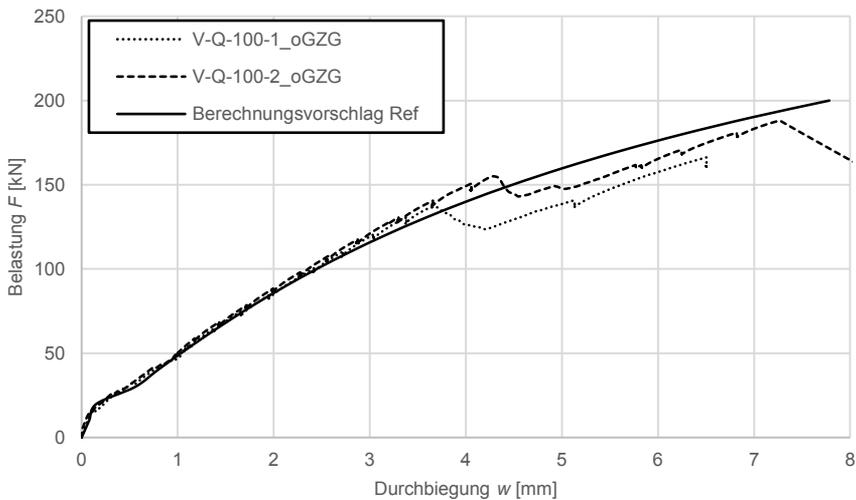


Abb. G.1: Last-Verformungs-Kurven der Versuche V-Q-100-1 sowie V-Q-100-2 ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau im Vergleich zu der berechneten Last-Verformungs-Kurve nach Gl. (5.66)

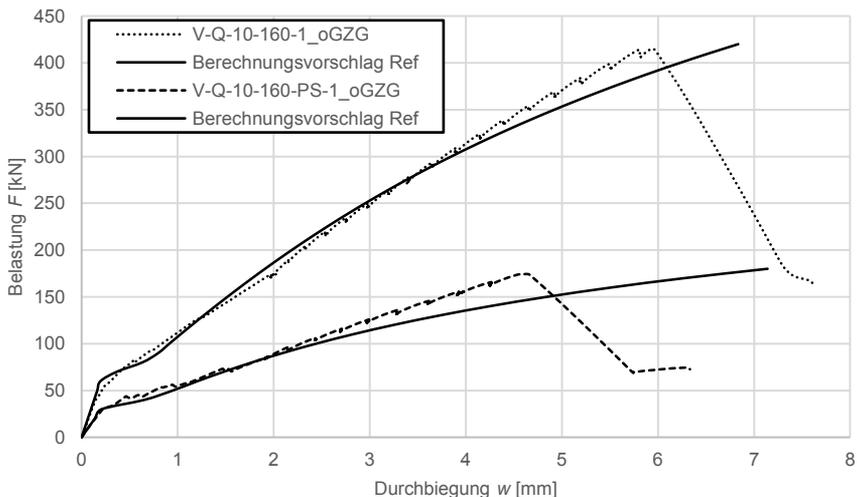


Abb. G.2: Last-Verformungs-Kurven der Versuche V-Q-10-160-1 sowie V-Q-10-160-PS-1 ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau im Vergleich zu den berechneten Last-Verformungs-Kurven nach Gl. (5.66)

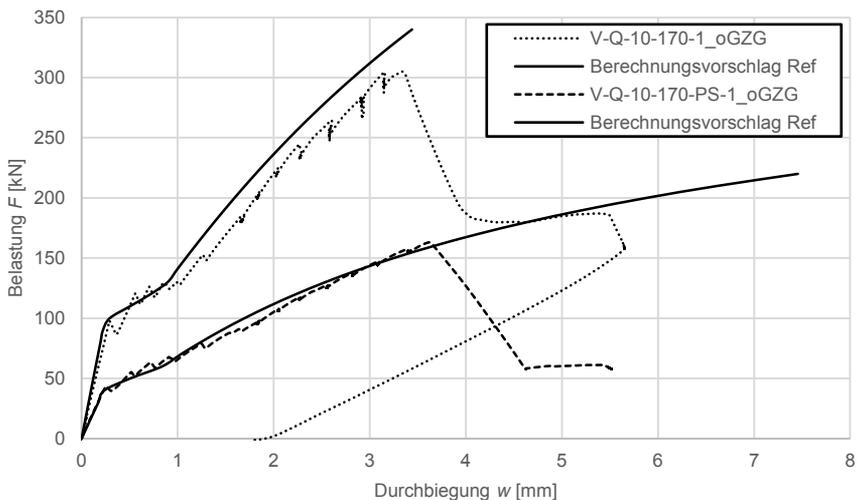


Abb. G.3: Last-Verformungs-Kurven der Versuche V-Q-10-170-1 sowie V-Q-10-170-PS-1 ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau im Vergleich zu den berechneten Last-Verformungs-Kurven nach Gl. (5.66)

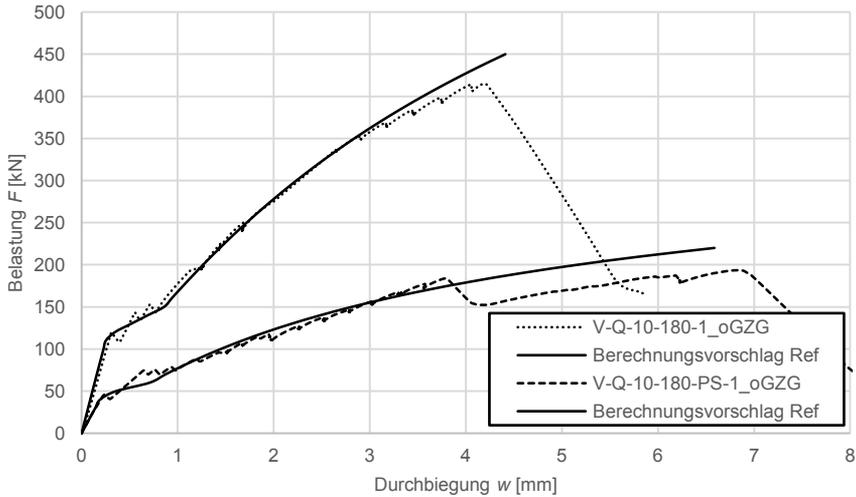


Abb. G.4: Last-Verformungs-Kurven der Versuche V-Q-10-180-1 sowie V-Q-10-180-PS-1 ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau im Vergleich zu den berechneten Last-Verformungs-Kurven nach Gl. (5.66)

Nachfolgend sind die Last-Verformungs-Kurven der 141 mm und 175 mm hohen Probekörper dargestellt. Im Vergleich mit den berechneten Last-Verformungs-Kurven wurden deutlich größere Abweichungen gegenüber den Ungenauigkeiten der zuvor dargestellten Ergebnisse festgestellt. Eine Gegenüberstellung der Versuchsdaten zeigt jedoch, dass die gemessenen Verformungen in Abb. G.5 und Abb. G.6 die Verformungen der Versuche in Abb. G.1 bis Abb. G.4 deutlich übersteigen. Bei Eintritt des Versagenskriteriums wurde hier eine Durchbiegung von ca. 6,0 – 6,5 mm gemessen, während bei den zuvor gezeigten Versuchsergebnissen mit ähnlicher Probekörperhöhe deutlich geringere Verformungswerte aufgezeichnet wurden. Die erneute Überprüfung aller Versuchs- und Materialparameter führte zu keinem Ergebnis, sodass die nachfolgend dargestellten Abweichungen auf statistische Ungenauigkeiten durch die Verwendung des Werkstoffs Beton zurückgeführt werden.

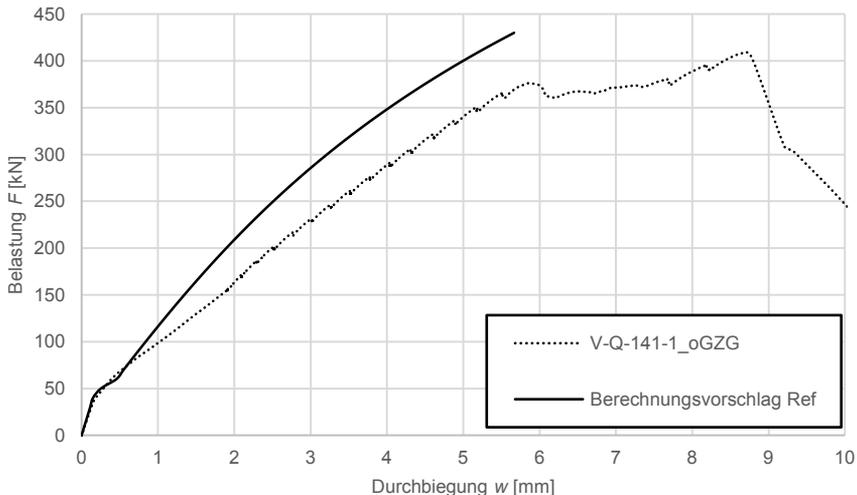


Abb. G.5: Last-Verformungs-Kurve des Versuchs V-Q-141-1 ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau im Vergleich zu der berechneten Last-Verformungs-Kurve nach Gl. (5.66)

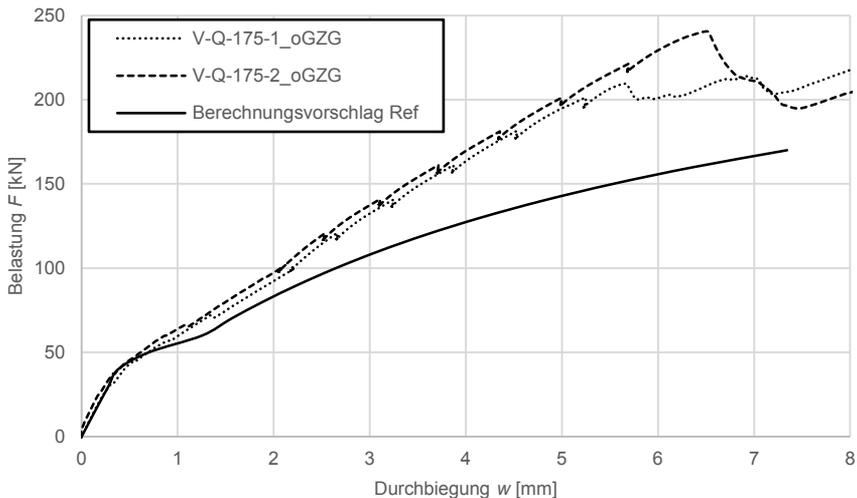


Abb. G.6: Last-Verformungs-Kurven der Versuche V-Q-175-1 sowie V-Q-175-2 ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau im Vergleich zu der berechneten Last-Verformungs-Kurve nach Gl. (5.66)

G.2 Nachrechnung der Probekörper mit Hohlkörpern

Nachfolgend werden die nach Abschn. 5.1.4 berechneten Last-Verformungs-Kurven den tatsächlich im Versuch ermittelten Last-Verformungs-Kurven der Probekörper mit Hohlkörpern gegenübergestellt. Zur besseren Vergleichbarkeit werden dabei die Versuchsergebnisse ohne Berücksichtigung der Verformung aus 10 Lastzyklen auf dem 1,3-fachen Gebrauchslastniveau dargestellt. Details zu den geometrischen Abmessungen der Versuchskörper sowie des Versuchsaufbaus und die für die Berechnung verwendeten Materialparameter können Abschn. 3.2 sowie aus Anlage D entnommen werden.

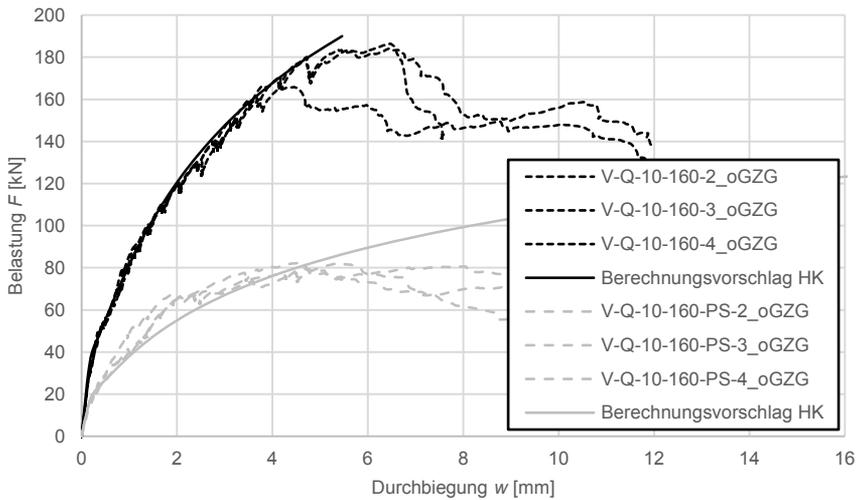


Abb. G.7: Last-Verformungs-Kurven der 160 mm hohen Probekörper mit Hohlkörpern ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau im Vergleich zu den berechneten Last-Verformungs-Kurven nach Gl. (5.70)

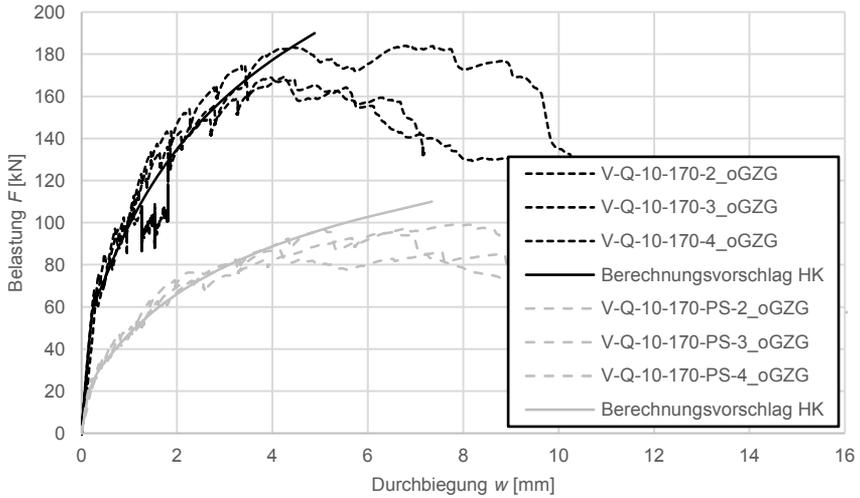


Abb. G.8: Last-Verformungs-Kurven der 170 mm hohen Probekörper mit Hohlkörpern ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau im Vergleich zu den berechneten Last-Verformungs-Kurven nach Gl. (5.70)

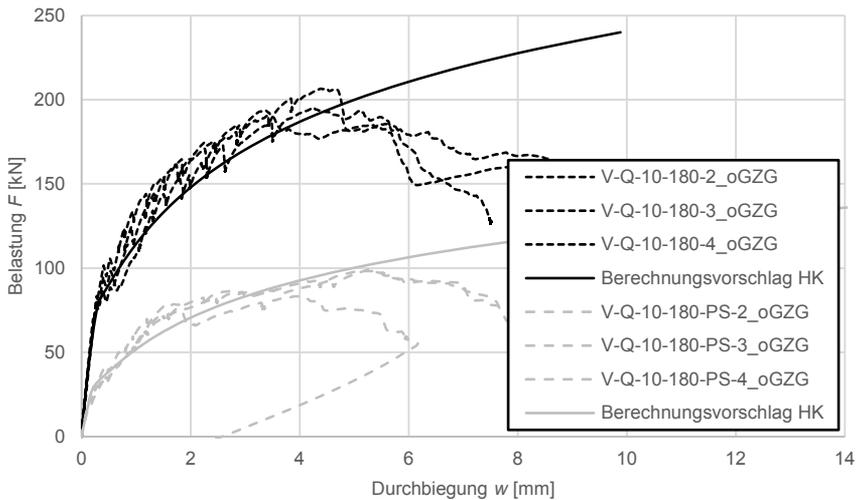


Abb. G.9: Last-Verformungs-Kurven der 180 mm hohen Probekörper mit Hohlkörpern ohne Verformung aus den 10 Lastzyklen auf 1,3-fachem Gebrauchslastniveau im Vergleich zu den berechneten Last-Verformungs-Kurven nach Gl. (5.70)

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Tobias Stallmann
Geburtsjahr: 1991
Staatsangehörigkeit: deutsch

Schulischer und beruflicher Werdegang

2002 – 2011 Emanuel-Felke-Gymnasium in Bad Sobernheim mit dem Abschluss „Allgemeine Hochschulreife“

2011 – 2015 Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Kaiserslautern mit den Vertiefungsfächern Baubetrieb & Bauproduktion, Baubetriebswirtschaft und Massivbau und dem Abschluss „Diplom-Ingenieur“

2015 – 2019 Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Technischen Universität Kaiserslautern im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion bei Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell und Prof. Dr.-Ing. Christian Glock