

Ein Ingenieurmodell zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlverbunddecken des Hochbaus mit praxisrelevanter Betonstahlbewehrung

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

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Nicole Schmeckeber

aus Koblenz

Dekan

1. Berichterstatter

2. Berichterstatter

Tag der mündlichen Prüfung: 02.09.2021

Prof. Dr.-Ing. Hamid Sadegh-Azar

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Viet Tue Nguyen

Kaiserslautern 2021

(D 386)

Nicole Schmeckeber

**Ein Ingenieurmodell zur Berechnung der
Querkrafttragfähigkeit von
Stahlverbunddecken des Hochbaus mit
praxisrelevanter Betonstahlbewehrung**

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Fachgebiet Stahlbau der Technischen Universität Kaiserslautern.

Für das entgegengebrachte Vertrauen, die fachliche Ausbildung, die persönliche Förderung und die Möglichkeit, vielfältige Erfahrungen in unterschiedlichen Bereichen machen zu dürfen, möchte ich mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz als ersten Berichtersteller herzlich bedanken.

Mein Dank gilt ebenfalls Herrn Prof. Dr.-Ing. Viet Tue Nguyen für die Anfertigung des zweiten Gutachtens und die fachliche Unterstützung während der Bearbeitung des Forschungsprojektes sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. Matthias Pahn für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Auch meinen Kollegen am Fachgebiet Stahlbau sowie Massivbau und Baukonstruktion, den Mitarbeitern im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau, den studentischen Hilfskräften sowie den Studierenden, die im Rahmen studentischer Arbeiten das Forschungsprojekt begleitet haben, danke ich für die Unterstützung und die gute Zusammenarbeit.

Ein besonderer Dank gilt meiner Familie, insbesondere meinem Partner Tilman, für die Geduld, das Verständnis und die stetige Unterstützung auf allen meinen Wegen.

Köln, September 2021

Nicole Schmeckebeier

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung	iii
Abstract	v
Formelzeichen und Erläuterungen	vii
1 Einleitung	1
1.1 Einführung und Problemstellung	1
1.2 Ziel und Aufbau der Arbeit	3
2 Verbunddecken	7
2.1 Allgemeines	7
2.2 Blechtypen und Verbundwirkung	8
2.3 Längsschub- und Biegetragfähigkeit	12
3 Querkrafttragverhalten und Modelle	17
3.1 Allgemeines	17
3.2 Einflussfaktoren auf die Querkrafttragfähigkeit	17
3.2.1 Schubspannungen	17
3.2.2 Schubschlankheit	19
3.2.3 Schubtragfähigkeit der ungerissenen Druckzone	20
3.2.4 Dübelwirkung des Betonstahls	21
3.2.5 Zugkraftübertragung in der Rissprozesszone	23
3.2.6 Maßstabseinfluss	25
3.3 Ausgewählte Querkraftbemessungsmodelle	26
3.3.1 Modell für Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach <i>DIN</i> <i>EN 1992-1-1 2011</i>	26
3.3.2 Modell für Verbunddecken ohne Betonstahlbewehrung	29
3.3.3 Modell der TU Graz für Massivbauteile	32
3.3.4 Modell mit Berücksichtigung der Sprengwerktragfähigkeit	38
4 Experimentelle Untersuchungen	41
4.1 Allgemeines	41
4.2 Versuchsaufbau und Versuchsablauf	42
4.3 Werkstoffe sowie Bestimmung derer Eigenschaften	44
4.4 Orientierende Versuchsreihe - Serie 1	45
4.4.1 Konzeption	45
4.4.2 Durchführung und Beobachtungen	47
4.4.3 Ergebnisse	52

4.4.4 Zusammenfassung	62
4.5 Serie 2	63
4.5.1 Konzeption	63
4.5.2 Ergebnisse	66
4.5.3 Zusammenfassung	75
4.6 Serie 3 und Serie 4 mit Parametervariation	76
4.6.1 Konzeption	76
4.6.2 Durchführung und Beobachtungen	78
4.6.3 Ergebnisse	82
4.6.4 Zusammenfassung	96
4.7 Vergleich mit Versuchen ohne Betonstahlbewehrung	97
4.8 Vergleich mit Versuchen aus <i>Stark u. Stark 2012</i>	99
4.9 Vergleich mit Versuchen aus <i>Pereira u. Simões 2019</i>	101
5 Ingenieurmodell	105
5.1 Grundlagen	105
5.2 Schubtragfähigkeit der ungerissenen Druckzone	107
5.3 Schubtragfähigkeit der Rissprozesszone	108
5.4 Schubtragfähigkeit infolge Dübelwirkung von Blech und Betonstahl	110
5.5 Traganteil der direkten Druckstrebe	112
5.6 Analyse des Modells	115
5.7 Statistisches Widerstandsmodell nach <i>DIN EN 1990 2010</i> Anhang D8	120
5.8 Vorschlag eines vereinfachten baupraktischen Bemessungsansatzes	130
6 Zusammenfassung und Ausblick	133
Literatur	137
Studentische Arbeiten	145
Anhang	
A Abmessungen des Versuchsaufbaus und der Versuchskörper	147
B Werkstoffkennwerte	149
C Versuchsdokumentation	153
C.1 Versuchsserie 1	153
C.2 Versuchsserie 2	183
C.3 Versuchsserien 3 und 4	195
C.4 Zusammenfassung der Modellergebnisse	255
Lebenslauf	257

Zusammenfassung

Die Bemessung von Verbunddecken ist in *DIN EN 1994-1-1 2010* geregelt, worin ausführliche Informationen zur Bestimmung der Längsschub- und Biegetragfähigkeit aufgeführt sind. Für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit verweist der EC4 auf das Modell für nicht schubbewehrte Massivquerschnitte in *DIN EN 1992-1-1 2011*, da bis vor kurzem kein eigenständiges Querkraftbemessungsmodell für Verbunddecken zur Verfügung stand. Das Modell im EC2 gründet auf einigen Annahmen, die für Verbunddecken nicht vorausgesetzt werden können. Außerdem können die spezifischen Eigenschaften von Verbunddecken nicht berücksichtigt werden. Daher wurde in *Hartmeyer 2014* ein Modell zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken, die ausschließlich durch das Verbundblech längsbewehrt sind, entwickelt. Verbunddecken werden in der Praxis allerdings stets mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung ausgeführt. In dem zuvor genannten Modell für Verbunddecken kann der positive Einfluss der zusätzlichen Betonstahlbewehrung auf das Querkrafttragverhalten der Verbunddecken jedoch nicht vollumfänglich berücksichtigt werden.

In dieser Arbeit wurde daher ein eigenständiges Ingenieurmodell entwickelt, mit dem das Querkrafttragverhalten von Verbunddecken unter der Kombination der beiden Längsbewehrungsarten Blech und Betonstahl mechanisch beschrieben werden kann. Hierzu wurden umfangreiche Querkraftversuche an Verbunddecken durchgeführt. Durch den Einsatz kontinuierlicher Dehnungsmessung mittels Sensorfasern, konnten wesentliche Erkenntnisse zum Querkrafttragverhalten gewonnen werden. So wurde beispielsweise festgestellt, dass das Querkrafttragverhalten von Verbunddecken dem Bogen-Zugband-Modell zuzuordnen ist und Ebenbleiben der Querschnitte nicht vorausgesetzt werden kann. Das entwickelte Modell beinhaltet vier Traganteile, die additiv berücksichtigt werden. Diese sind der Schubtraganteil der ungerissenen Druckzone, der Traganteil der Rissprozesszone, die Dübelwirkung von Blech und Betonstahl sowie der vertikale Anteil einer direkten Druckstrebe ins Auflager. Das Modell ist gleichermaßen für offene und hinterschnittene Geometrien gültig und berücksichtigt über die Teilverbundtheorie die spezifischen Eigenschaften der Verbundbleche. Die Untersuchungen in dieser Arbeit konzentrierten sich auf Verbunddecken aus Normalbeton. Eine Öffnung des Modells für Verbunddecken aus Leichtbeton ist prinzipiell möglich, da die Materialeigenschaften innerhalb der einzelnen Traganteile direkt Berücksichtigung finden und somit die speziellen Eigenschaften des Leichtbetons Eingang finden könnten.

Durch die Berücksichtigung der Kombination der beiden Längsbewehrungsarten ist es erstmals möglich, die Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken zutreffend zu beschreiben. Da hiermit eine erhebliche Traglaststeigerung einhergeht, konnte folglich die Wirtschaftlichkeit von Verbunddecken gesteigert werden. Im Zuge der Überarbeitung des EC4 wurde das entwickelte Modell bereits in den Entwurf (*prEN 1994-1-1 2020*) aufgenommen.

Abstract

DIN EN 1994-1-1 2010 gives detailed information about the calculation of the longitudinal shear capacity as well as the bending capacity of composite slabs. But for the calculation of the shear capacity EC4 refers to the model for concrete slabs without shear reinforcement in *DIN EN 1992-1-1 2011*, because until recently no model for the calculation of the shear capacity of composite slabs existed. The model of EC2 refers to some assumptions that are not valid for composite slabs. Furthermore, the specific properties of composite slabs cannot be considered. Therefore, a new design model for the shear capacity of composite slabs without additional reinforcement was developed (*Hartmeyer 2014*). In practice, composite slabs are mostly build with additionally reinforcing steel. In the new model mentioned above the positive impact of the reinforcing steel on the bearing capacity according to shear could not be considered fully.

In this thesis a new design model for the shear capacity of composite slabs was developed. This model contains the bearing behaviour under consideration of the combination of the two types of longitudinal reinforcement. For this purpose, extensive experimental investigations were conducted whereby a continuous fiber optic measuring system was used. Hence, it was found that the bearing behaviour according to shear is related to a tied arch model and that the Bernoulli hypothesis is not valid. The developed model contains four mechanisms which act additive. The mechanisms are the bearing capacity of the uncracked compressive zone, the tensile bearing effects in the crack tip, the dowel effect of the longitudinal reinforcement and the vertical part of a direct strut into the support. The model is valid for open profiles as well as re-entrant profiles and takes the specific properties of the metal sheets into account. Only composite slabs made of normal weight concrete were investigated in this thesis. An opening of the model for composite slabs made of lightweight concrete is possible, because the specific material properties could be considered directly.

For the first time, the shear capacity of composite slabs with additional reinforcing steel could be calculated accurately. Due to the consideration of the combination of the two types of the longitudinal reinforcement the shear capacity could be increased significantly, which leads to economic benefits. The developed model is already part of the draft of EC4 (*prEN 1994-1-1 2020*).

Formelzeichen und Erläuterungen

Nachfolgend werden die in dieser Arbeit verwendeten Abkürzungen und Formelzeichen erläutert. Dabei entspricht der Großteil den Formulierungen der aktuell gültigen europäischen Regelwerke *DIN EN 1992-1-1 2011* und *DIN EN 1994-1-1 2010*. Sollten sich Bezeichnungen im Zuge der Überarbeitung der Eurocodes geändert haben, wurden die Bezeichnungen des aktuellen Entwurfs *prEN 1994-1-1 2020* übernommen. Abkürzungen und Formelzeichen, die nachfolgend nicht aufgelistet sind, werden an den entsprechenden Stellen im Text erläutert.

Abkürzungen

ALWAC	All Lightweight Aggregate Concrete
DMS	Dehnungsmessstreifen
EC4	<i>DIN EN 1994-1-1 2010</i>
EC2	<i>DIN EN 1992-1-1 2011</i>
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
NWAC	Normal Weight Aggregate Concrete
SLWAC	Lightweight Aggregate Concrete with Normal Weight Sand
WA	Wegaufnehmer

Formelzeichen

Große lateinische Buchstaben

A_c	Querschnittsfläche des Betons
A_p	Querschnittsfläche des Profilblechs
A_{pe}	Effektiv verankerte Querschnittsfläche des Profilblechs
A_s	Querschnittsfläche des Betonstahls
E_c	(mittlerer) E-Modul des Betons als Sekante
E_s	E-Modul des Betonstahls
G_f	Bruchenergie des Betons
L_s	Schublänge - Abstand zwischen Auflager und Lasteinleitung
L_x	Abstand zwischen dem jeweils betrachteten Querschnitt und dem benachbarten Auflager
N_c	Drucknormalkraft im Beton
$N_{c,f}$	Drucknormalkraft im Beton bei vollständiger Verdübelung
N_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft
N_p	Zugnormalkraft im Verbundblech
N_s	Zugnormalkraft im Betonstahl
$R_{p0,2}$	0,2%-Dehngrenze des Stahls
R_m	Zugfestigkeit des Stahls

V_{calc}	Theoretisch ermittelte Querkrafttragfähigkeit auf Mittelwertniveau
$V_{c,cs}$	Traganteil der direkten Druckstrebe
$V_{c,ct}$	Schubtragfähigkeit der Rissprozesszone
$V_{c,cz}$	Schubtragfähigkeit der ungerissenen Druckzone
$V_{c,ks}$	Schubtragfähigkeit infolge Dübelwirkung von Blech und Betonstahl
$V_{c,ks,1}$	Schubtragfähigkeit infolge Dübelwirkung von Blech und Betonstahl bei Betonversagen
$V_{c,ks,2}$	Schubtragfähigkeit infolge Dübelwirkung von Blech und Betonstahl bei Stahlversagen
V_{spall}	Dübeltragfähigkeit der Betonstahlbewehrung bei Betonversagen (engl. Spalling)
V_{test}	Im Versuch erreichte Querkrafttragfähigkeit inklusive Eigengewicht

Kleine lateinische Buchstaben

a	Abstand zwischen Auflager und Lasteinleitung
b	Breite
b_0	Minimale Breite einer Betonrippe bei hinterschnittenen Geometrien und mittlere Breite einer Betonrippe bei trapezförmigen Geometrien
b_c	Betonbreite
b_{min}	Kleinste Betonquerschnittsbreite innerhalb des Verbundblechs
$b_{min,bar}$	Querschnittsbreite b_{min} abzüglich des Betonstahlquerschnitts
$b_{n,bar}$	Querschnittsbreite b abzüglich des Betonstahlquerschnitts
b_w	Kleinste Stegbreite bzw. Breite des kammerartigen Querschnitts bei Verbunddecken
d	Statische Höhe
d_m	Mittlere statische Höhe unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Längsbewehrungsarten Profilblech und Betonstahl
d_p	Statische Höhe des Verbundblechs
d_s	Statische Höhe des Betonstahls
$d_{s,0}$	Grundwert der statischen Höhe des Betonstahls = 270 mm
e	Abstand zwischen der Schwerachse des Verbundblechs und der äußersten zugbeanspruchten Faser des Verbundblechs

f_c	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{cd}	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{cm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{ck}	Charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{ct}	Zentrische Zugfestigkeit des Betons
f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
$f_{ct,bz}$	Biegezugfestigkeit des Betons
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit des Betons
f_{pk}	Charakteristischer Wert der Streckgrenze des Profilblechs
f_{sk}	Charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
f_y	Streckgrenze des Betonstahls / Verbundblechs
h	Querschnittshöhe
h_{pc}	Vertikaler Abstand von der Unterkante des Blechs bis zum untersten Verbundmittel
l_{ch}	Fiktive Risslänge
n	Verhältnis der E-Moduln
z_{SP}	Angriffspunkt der Druckstrebe gemessen von der Oberkante der Decke
z_{pl}	Abstand zwischen der plastischen Nulllinie und der äußersten druckbeanspruchten Faser des Querschnitts der Verbunddecke

Große griechische Buchstaben

Σ	Summe
----------	-------

Kleine griechische Buchstaben

γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
γ_R	Teilsicherheitsbeiwert für das Ingenieurmodell
η	Verdübelungsgrad
θ	Neigungswinkel der direkten Druckstrebe ins Auflager
ρ_l	Längsbewehrungsgrad
σ_s	Spannung im Betonstahl
τ_{Rd}	Bemessungswert der Verbundfestigkeit
τ_{Rm}	Mittelwert der Verbundfestigkeit

Erläuterungen

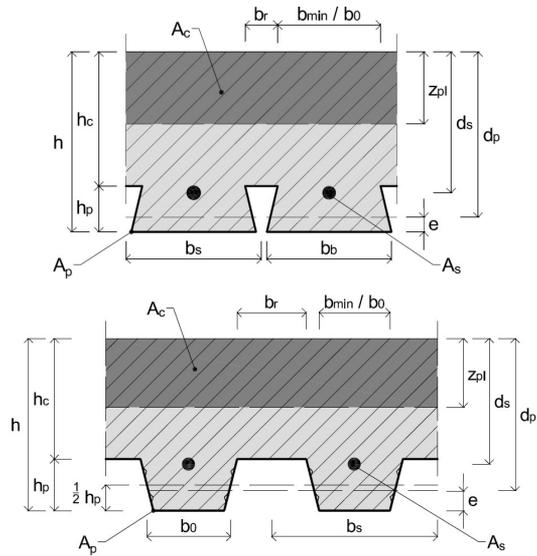


Abb. i.1: Begriffserläuterungen für Verbunddecken mit unterschiedlichen Blechgeometrien

1 Einleitung

1.1 Einführung und Problemstellung

Die Verbunddecke ist vor allem im Hoch- und Industriebau weit verbreitet. Sie zeichnet sich durch eine große statische Höhe und die kranunabhängige Verlegung der Verbundbleche aus, wodurch sich Bauzeiten im Vergleich zur herkömmlichen Stahlbetonbauweise reduzieren lassen. Vor allem in Kombination mit Leichtbeton verfügen Verbunddecken über ein geringes Gewicht, sodass sie sich zudem sehr gut für das Bauen im Bestand eignen.

Die Bemessung von Verbunddecken ist in *DIN EN 1994-1-1 2010* geregelt. Da allerdings zunächst kein Modell zur Querkraftbemessung von Verbunddecken zur Verfügung stand, verweist der EC4 für den Nachweis der Querkraft auf das Modell für nicht schubbewehrte Balken der *DIN EN 1992-1-1 2011*. Dieses Modell ist mechanisch begründet und berücksichtigt den Schubtraganteil der ungerissenen Druckzone sowie den maßstäblichen Einfluss der Bruchprozesszone. Weiterhin findet die Betonzugfestigkeit Eingang und die Wirkung einer zusätzlichen Längsspannung kann ebenfalls berücksichtigt werden, vgl. *Autorenkollektiv 2012*. Letztendlich erfolgte die Festlegung des Modells allerdings durch die Auswertung einer umfangreichen Datenbank von Versuchen an Massivbauteilen, sodass von einem semi-empirischen Bemessungsmodell gesprochen wird.

Mit dem semi-empirischen Bemessungsmodell aus EC2 kann jedoch das spezielle Tragverhalten der Verbunddecken nicht berücksichtigt werden. Ein wesentlicher Unterschied von Verbunddecken ist die andersartige Längsbewehrung. Die Übertragung der Längsschubkräfte ist bei Verbundblechen deutlich weniger steif als bei der Betonstahlbewehrung. Außerdem besitzen Verbundbleche eine deutlich geringere Verdübelungswirkung. Im Gegensatz hierzu verfügt das Verbundblech über eine eigene Schubtragfähigkeit, die mit dem Modell des EC2 nicht berücksichtigt werden kann. Zudem handelt es sich, wie zuvor beschrieben, um ein semi-empirisch ermitteltes Modell, das somit streng genommen ausschließlich für die Grundgesamtheit aller Versuche Gültigkeit besitzt, vgl. *König u. a. 1999*. Im Versuchsumfang fanden sich jedoch keine Versuche an Verbunddecken.

Aufgrund der zuvor beschriebenen Punkte, wurde in *Hartmeyer 2014* ein neues Modell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken, die ausschließlich durch das Verbundblech längsbewehrt sind, entwickelt. Dabei handelt es sich um ein mechanisches Modell, bei dem im so-

genannten Grundwert der Querkrafttragfähigkeit die Eigentragfähigkeit des Verbundblechs sowie die Schubtragfähigkeit der ungerissenen Druckzone addiert werden. Die Ermittlung der Druckzonenhöhe erfolgt unter Ansatz der Teilverbundtheorie, sodass die spezifischen Eigenschaften der Profilbleche berücksichtigt werden. Für Bleche mit einer hinterschnittenen Profilblechgeometrie kann zusätzlich die Tragfähigkeit der Rissprozesszone als dritter Traganteil aktiviert werden. Dieses Modell ist sowohl für Verbunddecken aus Normalbeton als auch für Verbunddecken aus Leichtbeton gültig. Allerdings lag bei den Untersuchungen in *Hartmeyer 2014* der Fokus auf Verbunddecken mit Leichtbeton, da für diese ein Sicherheitsdefizit von ca. 20 % festgestellt wurde. In Abbildung 1.1 sind die mittleren Versuchsergebnisse aus *Hartmeyer 2014* den mittleren Widerstandswerten nach dem Modell aus *DIN EN 1992-1-1 2011* gegenübergestellt. Zum einen wird hier das Sicherheitsdefizit für Verbunddecken aus Leichtbeton ersichtlich und zum anderen zeigt das Diagramm, dass im Versuchsumfang lediglich 6 Versuche mit Normalbeton enthalten waren.

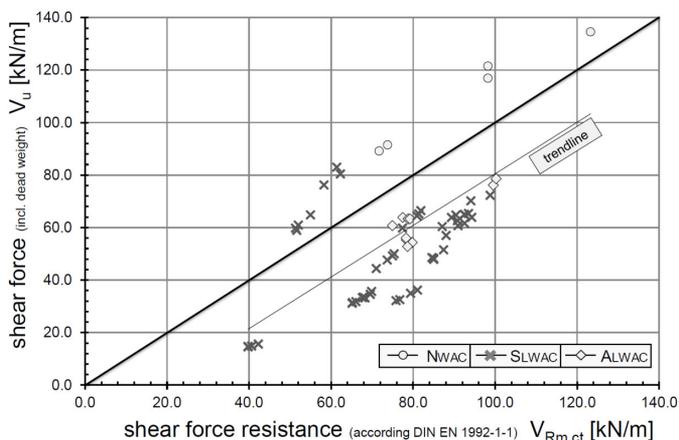


Abb. 1.1: Vergleich mittlerer Versuchsergebnisse V_u mit mittleren Widerstandswerten $V_{Rm,ct}$ aus *Hartmeyer 2014*

In der Praxis werden Verbunddecken üblicherweise mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung ausgeführt. Nach den Konstruktionsregeln des Abschnitts 9.2.1 (Absätze (3) und (4)) der *DIN EN 1994-1-1 2010* ist im Aufbeton der Verbunddecke stets eine Längs- sowie Querbewehrung anzuordnen. Mit dem neuen Modell für Verbunddecken kann allerdings die traglaststeigernde Wirkung der Betonstahlbewehrung nicht umfassend berücksichtigt werden. Eine Anrechnung des Betonstahls auf die Längsbewehrung kann prinzipiell erfolgen und somit infolge der größeren Druckzone auch die Druckzonentragfähigkeit gesteigert werden. Allerdings ist durch die Betonstahlbewehrung eine deutlich bessere Rissvernähung zu erwarten, was sich positiv auf die Tragfähigkeit der Rissprozesszone auswirken sollte. Um diesen Effekt quantitativ zu belegen, sind neue Untersuchungen unumgänglich. Weiterhin verfügt die Betonstahlbewehrung über eine eigene Dübelwirkung, die im Modell

ebenfalls nicht enthalten ist. Die Entwicklung eines neuen Modells für Verbunddecken mit praxisrelevanter Betonstahlbewehrung ist somit unabdingbar, um dem Tragwerksplaner ein Modell zur Verfügung zu stellen, mit dem die Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken realitätsnah bemessen werden kann. In Abbildung 1.2 sind die Verhältnisse experimenteller Traglasten V_{test} zu theoretisch ermittelten Traglasten V_{calc} über den Längsbewehrungsgrad aufgetragen. Bei den experimentellen Werten handelt es sich um die in dieser Arbeit durchgeführten Versuche. Die theoretischen Werte wurden zum einen nach dem Modell aus EC2 und zum anderen nach dem Modell aus *Hartmeyer 2014* bestimmt. Das Diagramm zeigt anschaulich den Bedarf weiterer Forschung, da die Versuchsergebnisse etwa mit dem Faktor 2 bis 4 über den mit den bisher zur Verfügung stehenden Modellen ermittelten theoretischen Tragfähigkeiten liegen.

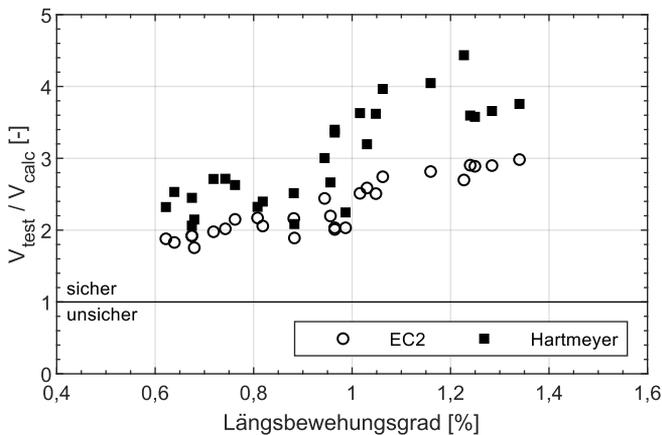


Abb. 1.2: Vergleich mittlerer Versuchsergebnisse V_{test} mit mittleren Widerstandswerten V_{calc} nach den bisher verfügbaren Modellen

1.2 Ziel und Aufbau der Arbeit

Ziel dieser Arbeit ist es ein mechanisch begründetes Modell zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken zu entwickeln, das die Kombination der beiden Längsbewehrungsarten Verbundblech und Betonstahl berücksichtigt. Wie schon in *Hartmeyer 2014* beschrieben, liegt die Besonderheit bei Verbunddecken darin, dass sie im teilverdübelt Zustand ausgeführt werden können. Daher kann eine Erfassung der Profilgeometrie mit dem Längsbewehrungsgrad, wie es im Massivbau der Fall ist, nicht erfolgen und das unterschiedliche Verbundverhalten muss im zu entwickelnden Modell berücksichtigt werden. Im Modell für Verbunddecken ohne Betonstahlbewehrung wird weiterhin zwischen offenen und hinterschnittenen Profilblechgeometrien differenziert, da sich diese hinsichtlich der Verdübelung in vertikaler Richtung wesentlich voneinander unterscheiden. Folglich ist es

ebenso zwingend erforderlich, beide Kategorien von Profilblechen in die Untersuchungen einzubinden.

Im britischen Raum unterscheidet sich die Bauweise mit Verbunddecken etwas von der in Deutschland üblichen. Dort finden häufig sehr hohe Verbundbleche mit eher geringen Betonspiegeln Anwendung. Ein typisches und im britischen Raum weit verbreitetes Verbundblech ist das sogenannte ComFlor 80 - Verbundprofil (*Tata Steel 2016*), das über keine bauaufsichtliche Zulassung für den Einsatz in Deutschland verfügt. Ziel dieser Arbeit ist es auch diese besondere Bauweise in den Untersuchungen zu berücksichtigen, um ein allgemein anwendbares Ingenieurmodell zur Verfügung stellen zu können.

Nach der Einleitung in die Thematik und die Begründung des weiteren Forschungsbedarfs in Kapitel 1 werden zunächst in einem allgemeinen Kapitel 2 die Vorteile sowie die Besonderheiten von Verbunddecken erläutert. Auf das spezielle Tragverhalten der Verbunddecke wird detailliert eingegangen und die Längsschub- sowie Biegebemessung im Zusammenhang mit der normativen Grundlage in *DIN EN 1994-1-1 2010* erläutert.

Kapitel 3 beschäftigt sich mit den Grundlagen des Querkrafttragverhaltens. Dabei wird die Thematik allgemein beleuchtet und gegebenenfalls Besonderheiten für reine Massivquerschnitte bzw. Verbunddecken herausgearbeitet. Zunächst wird auf einige Faktoren eingegangen, die das Querkrafttragverhalten maßgeblich beeinflussen. Im zweiten Teil dieses Kapitels werden schließlich ausgewählte Modelle zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Massivbauteilen und Verbunddecken vorgestellt. An den entsprechenden Stellen wird jeweils Bezug auf die aktuelle Problemstellung genommen und somit ein grundlegendes Verständnis für die Thematik geschaffen, auf das nachfolgend in dieser Arbeit aufgebaut werden kann.

Ein Schwerpunkt dieser Arbeit lag in der Entwicklung eines geeigneten Versuchskonzepts zur Erzeugung des Querkraftversagens. Da für Verbunddecken mit Normalbeton in der Regel kein Querkraftversagen zu erwarten ist, stellte dies zunächst eine zu bewerkstelligende Problemstellung dar. Das Ziel war es, bei der Versuchskonzeption so wenig wie möglich in das natürliche Bauteilverhalten der Verbunddecken einzugreifen, um möglichst realitätsnahe Ergebnisse zu erzielen. So wurden zunächst zwei Versuchsserien durchgeführt, in denen wider Erwarten Biegeversagen zu beobachten war. Dennoch trugen diese Versuche erheblich zum Verständnis des Tragverhaltens von Verbunddecken bei und werden daher im Kapitel 4 der experimentellen Untersuchungen beschrieben. In zwei weiteren Versuchsserien wurden schließlich Verbunddecken mit Querkraftversagen geprüft. Hier wurden gezielt Parameter, die die Querkrafttragfähigkeit beeinflussen, variiert, um einerseits deren Auswirkungen herausarbeiten zu können und andererseits eine umfassende Datenbasis zur statistischen Auswertung zur Verfügung zu stellen. Während der stetigen Weiterentwicklung des Versuchskonzepts wurde ebenfalls das Konzept der Messtechnik optimiert. Der Einsatz kontinuierlicher Dehnungsmessung mittels Sensorfasermesstechnik erwies sich

als in besonderem Maße geeignet, um das Tragverhalten beurteilen zu können. Die experimentellen Untersuchungen sind in Kapitel 4 dieser Arbeit beschrieben.

Auf der Grundlage der Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen und deren Daten wurde ein Ingenieurmodell erarbeitet, das die eingangs beschriebenen Aspekte berücksichtigt. Im Kapitel 5 wird zunächst das entwickelte Ingenieurmodell vorgestellt und anschließend die einzelnen Traganteile detailliert erläutert. Im Anschluss findet eine Modellbetrachtung statt, in der das Ingenieurmodell einer kritischen Analyse unterzogen wird. Den Abschluss dieses Kapitels bildet die statistische Auswertung mit dem standardisierten Verfahren der *DIN EN 1990 2010*. Das Ingenieurmodell wird somit in ein Bemessungsmodell überführt, das die Grundlage für eine sichere Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken mit praxisrelevanter Betonstahlbewehrung bildet. In Kapitel 6 wird schließlich ein abschließendes Fazit gezogen und ein Ausblick auf die Thematik gegeben.

2 Verbunddecken

2.1 Allgemeines

Verbunddecken sind einachsrig gespannte Decken, die aus einer profilierten Stahlblechtafel und einer Ortbetonerfüllung bestehen. Die Profilbleche ersetzen im Bauzustand die herkömmliche Schalung und dienen außerdem als begehbare Arbeitsbühne. Im Endzustand wirken Verbundblech und Aufbeton zusammen als ein Querschnitt, da mit dem Erhärten des Betons eine schubfeste Verbindung zwischen den beiden Elementen entsteht. Im Bereich positiver Momente übernimmt somit das Verbundblech die Aufgabe der Längsbewehrung und die Verbunddecke ist auch ohne Betonstahlbewehrung tragfähig. In der Praxis ist es jedoch aus Gebrauchstauglichkeits- sowie Brandschutzgründen üblich zusätzliche Betonstahlbewehrung anzuordnen. In Abbildung 2.1 ist der Aufbau einer Verbunddecke veranschaulicht.

Besonders durch die kranunabhängige Verlegung der Verbundbleche und einer damit einhergehenden Verkürzung der Bauzeit besitzt die Verbunddecke einen wirtschaftlichen Vorteil. Weitere positive Aspekte sind die große statische Höhe sowie die einfache Befestigung von Abhängekonstruktionen innerhalb der Profilierungen, wie es in Abbildung 2.2 dargestellt ist. Somit sind Verbunddecken vor allem im Industriebau sowie im Hochbau weit verbreitet. Besonders in Kombination mit Leichtbeton verfügen Verbunddecken über ein geringes Gewicht, sodass diese Bauweise zudem für das Bauen im Bestand Vorteile mit sich bringt. Für das SHR 51-Verbundprofil wurde bereits eine Zulassung für den Einsatz von Leichtbeton erteilt, s. Z-26.1-45 2018.

Während die Profilbleche in Allgemeinen Bauartgenehmigungen (aBG) bzw. Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) geregelt werden, erfolgt

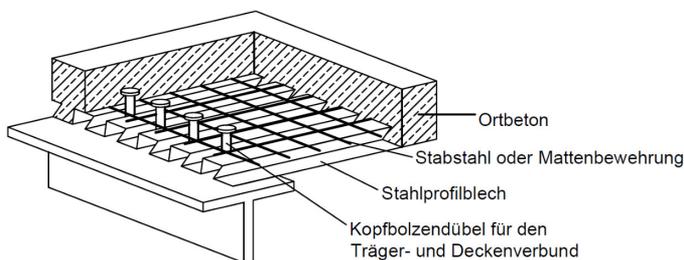


Abb. 2.1: Aufbau einer Verbunddecke nach Kurz u. a. 2010

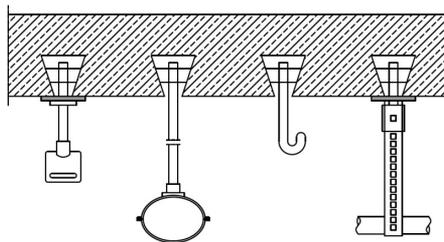


Abb. 2.2: Einfache Leitungsinstallation im Hinterschnitt einer Verbunddecke nach Kurz u. a. 2010

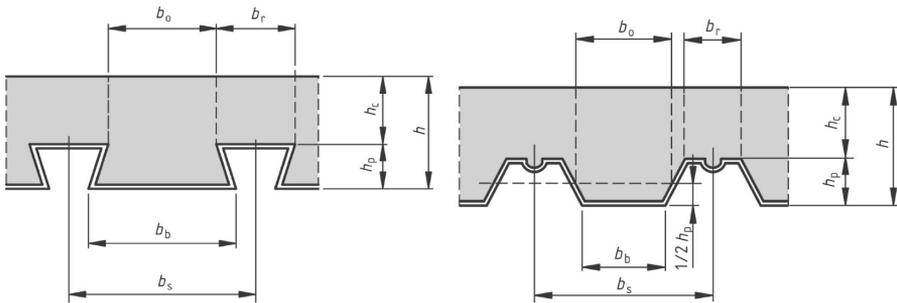
die Bemessung von Verbunddecken nach den Regelwerken *DIN EN 1994-1-1 2010* für die Kaltbemessung sowie *DIN EN 1994-1-2 2010* für die Heißbemessung. Für die Aufgabenstellung dieser Arbeit sind die Nachweise im Brandfall von untergeordneter Bedeutung, weshalb hier nicht weiter darauf eingegangen wird. Von besondere Wichtigkeit hingegen sind die Nachweise der Längsschubtragfähigkeit, der Biegetragfähigkeit sowie der Querkrafttragfähigkeit, sodass diese später detailliert erläutert werden. Der Nachweis des Profilblechs als Schalung im Bauzustand ist nach *DIN EN 1993-1-3 2010* zu führen. Zusätzlich zu ihrer Wirkung als Schalung dürfen Profilbleche im Bauzustand als Aussteifungselemente herangezogen werden. Da auch die beiden zuletzt genannten Nachweise für die zu behandelnde Thematik von untergeordneter Bedeutung sind, werden diese nicht weiter aufgeführt. Zusätzlich sei angemerkt, dass für Verbunddecken weitere Nachweise erforderlich sein können, die an dieser Stelle allerdings nicht erwähnt werden.

2.2 Blechtypen und Verbundwirkung

Die Profiltafeln mit Blechdicken zwischen 0,75 mm und 1,50 mm bestehen aus verzinkten Blechen der Stahlsorten S280GD bis S350GD nach *DIN EN 10346 2015* und werden durch Kaltumformung in ihre spezifische Querschnittsform gebracht. Noppen sowie Profilierungen werden während des Umformungsprozesses eingestanz. Bei Bedarf können die Profiltafeln zudem mit einer Beschichtung für den Brandschutz versehen werden. In Tabelle 2.1 sind die in Deutschland zur Zeit zugelassenen Profilbleche mit der entsprechenden Zulassungsnummer aufgeführt. Der Anwendungsbereich der *DIN EN 1994-1-1 2010* ist auf Profilbleche mit einer gedrungenen Rippengeometrie, also einem Verhältnis $b_r/b_s < 0,6$, beschränkt. Die Abmessungen b_r sowie b_s sind zusammen mit weiteren Abmessungen in Abbildung 2.3 veranschaulicht. Weiterhin können Profilbleche grundsätzlich in zwei verschiedene Kategorien eingeteilt werden. Diese sind zum einen hinterschnittene Geometrien (Abbildung 2.3 links) und zum anderen offene Trapezprofile mit Sicken und/oder Noppen (Abbildung 2.3 rechts). In Tabelle 2.2 sind verschiedene Querschnittsformen von Profiltafeln zur Veranschaulichung dargestellt.

Tab. 2.1: Zusammenstellung zugelassener Verbundbleche

Profilblech	Zulassungsnummer	Literatur
Holorib HR51/150	Z-26.1-4	Z-26.1-4 2019
SUPER-HOLORIB SHR51	Z-26.1-45	Z-26.1-45 2018
COFRASTRA 40	Z-26.1-22	Z-26.1-22 2016
COFRASTRA 56S	Z-26.1-22	Z-26.1-22 2016
COFRASTRA 70	Z-26.1-22	Z-26.1-22 2016
Hody SB 60	Z-26.1-52	Z-26.1-52 2019
LEWIS	Z-26.1-36	Z-26.1-36 2017
ComFlor 210	Z-26.1-37	Z-26.1-37 2017

Abb. 2.3: Profilblech- und Deckenabmessungen aus *DIN EN 1994-1-1 2010*

Aufgrund der unterschiedlichen Geometrien eignen sich verschiedene Bleche besonders gut für einige Anwendungsfälle. Die Profilbleche Holorib HR51/150, SUPER-HOLORIB SHR 51, COFRASTRA 40 - 70, Hody SB 60 sowie ComFlor 80 sind die gängigen Profile für die Anwendung im Hoch- sowie Industriebau. Der Fokus der Untersuchungen liegt in dieser Arbeit daher auf diesen Profilblechgeometrien. Im Vergleich zu den anderen Geometrien wird beim ComFlor 80-Profil der Betonquerschnitt im Bereich des Blechs deutlich stärker reduziert. Eine weitere Besonderheit dieses Blechs ist die mit 80 mm deutlich größere Schulterhöhe, wie Tabelle 2.2 zeigt. Das ComFlor 80-Profil verfügt über keine bauaufsichtliche Zulassung und findet daher in Deutschland keine Anwendung. Es ist allerdings auf dem britischen Markt sehr weit verbreitet und repräsentiert somit im Wesentlichen die britische Bauweise von Verbunddecken. Aus diesem Grund wird das ComFlor 80-Profil in die experimentellen Untersuchungen mit eingebunden. Das LEWIS-Blech findet gängigerweise bei der Sanierung von Holzbalkendecken Anwendung und ist somit hauptsächlich beim Bauen im Bestand zu finden. Das ComFlor 210-Profil ist besonders für weite Spannweiten geeignet und wird daher meistens in Parkhäusern eingesetzt. Bei diesem Profil muss außerdem nach der Zulassung Betonstahlbewehrung in den Tiefsicken angeordnet werden.

Die Verbundsicherung der Bleche kann über verschiedene Maßnahmen erfolgen. Mechanischer Verbund wird über eingeprägte Noppen und Sicken sichergestellt, wie es unter Nummer 1 beispielhaft in Abbildung 2.4 dargestellt

Tab. 2.2: Querschnittsformen von Verbundblechen

Profilblech	Querschnittsform
Holorib HR51/150	
SUPER-HOLORIB SHR51	
COFRASTRA 40	
COFRASTRA 56S	
COFRASTRA 70	
Hody SB 60	
LEWIS	
ComFlor 210	
ComFlor 80	

ist. Bei hinterschnittenen Geometrien kann der Reibverbund (Nummer 2 in Abbildung 2.4) aktiviert werden. Die Zugbeanspruchung im Blech führt zu einer Querkontraktion, sodass eine Klemmwirkung erzeugt wird, die es ermöglicht dauerhaft Reibungskräfte zu übertragen. Bei offenen Profilblechgeometrien führt die Querkontraktion hingegen zum Ablösen des Blechs vom Beton. Eine weitere Maßnahme ist die Anordnung von Endverankerungen. Hierzu finden örtliche Verbindungsmittel zwischen Stahl und Beton Anwendung. Dazu zählen beispielsweise die unter Nummer 3 dargestellten Kopfbolzendübel oder Setzbolzen. Es ist allerdings anzumerken, dass eine Verwendung von Endverankerungsmaßnahmen ausschließlich in Kombination mit mechanischer Verdübelung oder dem Reibungsverbund zulässig ist. Eine weitere

Möglichkeit der Endverankerung bieten die sogenannten Blechverformungsanker (Nummer 4 in Abbildung 2.4), die bei hinterschnittenen Profilblechen durch Verformung der Rippen an den Blechenden hergestellt werden können. Grundsätzlich stellt auch der Haftverbund einen Verbundmechanismus dar. Dieser darf bei der Bemessung allerdings nicht berücksichtigt werden, da er sich spröde verhält und sich bereits bei kleineren Erschütterungen löst, vgl. *Bode 1998* sowie *Kurz u. a. 2010*.

In *Kurz u. a. 2010* werden die Wirkungsweisen der verschiedenen Verbund-sicherungsmaßnahmen anschaulich anhand von Beispielen auf der Grundlage von *Sauerborn 1995* und *Roik u. a. 1993* erläutert. Mit dem Bogen-Zugband-Modell kann das Tragverhalten der Endverankerung mittels Kopfbolzen beschrieben werden, sofern keine mechanische Verdübelung oder Reibverbund vorliegt. Das Modell ist in Abbildung 2.5 visualisiert. Dies ist beispielsweise bei glatten Trapezblechen der Fall. Das Profilblech wirkt als Zuggurt, während der Beton die geneigte Druckstrebe abträgt. Die Endverankerungsbereiche müssen dann für den vollen Längsschub bemessen werden, da die gesamte Horizontalkomponente am Bogenfußpunkt verankert werden muss. Der Reibungsverbund in Kombination mit einer Endverankerung aus durchgeschweißten Kopfbolzen, wie es beispielsweise bei glatten hinterschnittenen Blechen der Fall ist, wird in Analogie mit dem Stahlbetonbau mit glatten Betonstählen und Winkelhaken verglichen. Da über den Reibungsverbund nur geringe Längsschubkräfte übertragen werden können, müssen auch hier die Endverankerungsmaßnahmen den Großteil der Längsschubkräfte aufnehmen. Der mechanische Verbund wird in *Kurz u. a. 2010* mit der Wirkungsweise des gerippten Betonstahls verglichen. An dieser Stelle sei jedoch angemerkt, dass gerade im Hinblick auf die Verbundsteifigkeit deutliche Unterschiede bestehen.

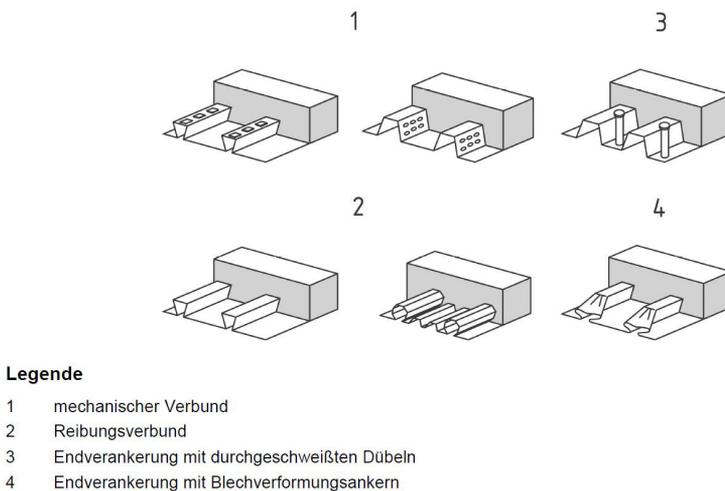


Abb. 2.4: Verbundsicherungsmaßnahmen bei Verbunddecken aus *DIN EN 1994-1-1 2010*

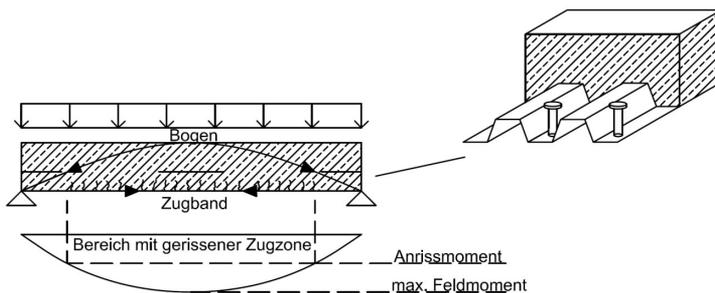


Abb. 2.5: Bogen-Zugband-Modell nach Kurz u. a. 2010

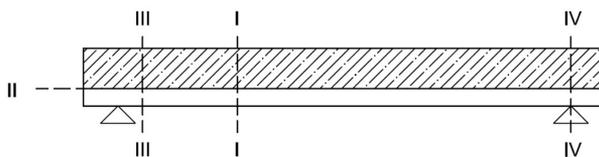


Abb. 2.6: Kritische Schnitte von Verbunddecken für die Nachweise im GZT nach Kurz u. a. 2010

Die Sicherstellung der Längsschubtragfähigkeit ist folglich die Besonderheit der Verbunddecke. Dennoch sind weitere Bemessungsschnitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu beachten. Abbildung 2.6 zeigt die kritischen Schnitte einer Verbunddecke. Der Schnitt I-I kennzeichnet das Biegeversagen im positiven Momentenbereich und im Schnitt II-II wird das Längsschubversagen in der Verbundfuge nachgewiesen. Im Schnitt III-III ist eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit im Bereich positiver Momente erforderlich. Schließlich kennzeichnet der Schnitt IV-IV den Bereich negativer Biegemomente, in dem ebenfalls Biege- sowie Querkraftnachweise erforderlich sind. Auf die Nachweisschnitte I-I sowie II-II wird nachfolgend in Kapitel 2.3 genauer eingegangen. Für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im positiven Momentenbereich der Verbunddecke werden die aktuell gültigen Bemessungsvorschriften ausführlich in Kapitel 3 erläutert. Auf die Beschreibung der Nachweisschnitte im negativen Momentenbereich wird in dieser Arbeit verzichtet, da es sich hierbei um Massivbaunachweise handelt, die nicht Gegenstand dieser Arbeit sind.

2.3 Längsschub- und Biegetragfähigkeit

Das besondere an Verbunddecken ist, dass sie meist nur einen teilverdübelt Zustand erreichen. Dies bedeutet, dass nicht die vollständige Zug-Normalkraft im positiven Momentenbereich über die Verbundfuge hinweg übertragen werden kann. Die vollplastische Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts wird folglich nicht erreicht. Wird der Haftverbund der Verbunddecke überschritten, stellen sich im teilverdübelt Zustand zudem Re-

lativverschiebungen zwischen Blech und Beton ein. Die Relativverschiebungen werden im Allgemeinen auch als Schlupf bezeichnet und können am Ende der Verbunddecken beobachtet werden. Die infolge der Rissbildung abgetrennten Betonblöcke werden über das Verbundblech hinweggeschoben, vgl. *Hartmeyer 2014*.

Die aufnehmbare Längsschubspannung der Verbunddecke und damit die Beschaffenheit der Verbundfuge steht in direktem Zusammenhang mit der Verankerungslänge. Je größer die Verankerungslänge ist, desto höher ist die Biegetragfähigkeit der Verbunddecke. Dieser Zusammenhang wird im sogenannten Teilverbunddiagramm beschrieben. Die Längsschubtragfähigkeit eines Deckensystems wird nach *DIN EN 1994-1-1 2010* Anhang B3 experimentell ermittelt. Unter Berücksichtigung der statistischen Auswertung werden die charakteristischen Verbundspannungen oder die Bemessungswerte der Verbundspannungen in den Allgemeinen Bauartgenehmigungen zur Verfügung gestellt. Bedingung hierfür ist allerdings, dass ein duktiler Tragverhalten vorliegt. Hiervon kann nach *DIN EN 1994-1-1 2010* ausgegangen werden, wenn die Traglast der Verbunddecke, bei der ein Endschlupf von 0,1 mm auftritt, im weiteren Versuchsablauf noch um mindestens 10 % gesteigert werden kann. Somit stehen zusammen mit den Geometriewerten die blechabhängigen Eingangsgrößen zur Verfügung und die Bemessung kann allgemein auf Grundlage der Teilverbundtheorie nach *DIN EN 1994-1-1 2010* durchgeführt werden.

In Abbildung 2.7 ist das Teilverbunddiagramm dargestellt, das die Biegetragfähigkeit bei verschiedenen Verdübelungsgraden also unterschiedlichen Verankerungslängen beschreibt. Am Punkt A liegt kein Verbund ($\eta_p = 0$) zwischen Blech und Beton vor, sodass an dieser Stelle die beiden Eigenbiegetragfähigkeiten aufaddiert werden. Der Aufbeton verfügt dabei über eine Eigenbiegetragfähigkeit, sobald Betonstahlbewehrung eingelegt wird. Im Punkt B ist die vollplastische Biegetragfähigkeit der Verbunddecke erreicht, das heißt, es liegt eine volle Verdübelung mit $\eta_p = 1,0$ vor. Für das horizontale Kräftegleichgewicht bedeutet dies, dass die gesamte Blechnormalkraft mit der Betondruckkraft im Gleichgewicht steht. Die Biegetragfähigkeit errechnet sich an dieser Stelle gemäß Gleichung 2.1.

$$M_{pl} = N_p \cdot \left(h - e - \frac{z_{pl}}{2} \right) \quad (2.1)$$

mit: $N_p = N_{c,f}$
 $z_{pl} = \frac{N_{c,f}}{b \cdot 0,85 \cdot f_{cd}}$

In den Bereichen zwischen den Punkten A und B liegt eine teilweise Verdübelung vor ($0 < \eta_p < 1,0$). Die Lage der plastischen Nulllinie ist hierbei iterativ zu bestimmen. In Abhängigkeit der Schublänge wird ein bestimmter Anteil der Blechnormalkraft über die Verbundfuge hinweg übertragen. Dieser Normalkraftanteil ist dabei geringer als die vollplastische Normalkrafttragfähigkeit des Verbundblechs, weshalb zusätzlich noch eine Eigenbiegetragfähigkeit des Verbundblechs vorhanden ist. Somit ergibt sich der gekrümmte Momentenverlauf in Abbildung 2.7. Auf der sicheren Seite liegend darf zwi-

schen den Punkten A und B eine lineare Näherung angenommen werden. Die Momententragfähigkeit im Bereich der Teilverdübelung errechnet sich ebenfalls nach Gleichung 2.1, wobei die Zugnormalkraft im Blech N_p mittels Gleichung 2.2 ermittelt wird.

$$N_p = N_c = \tau_{Rd} \cdot b \cdot L_x \leq N_{c,f} \quad (2.2)$$

mit: L_x Abstand zwischen dem jeweils betrachteten Querschnitt und dem benachbarten Auflager

Den vorherigen Ausführungen liegt zu Grunde, dass die plastische Nulllinie des Querschnitts oberhalb des Profilblechs liegt. Dies ist bei der Ermittlung der Tragfähigkeiten zu überprüfen. Wenn die plastische Nulllinie des Querschnitts innerhalb des Profilblechs liegt, darf lediglich der Betonquerschnitt oberhalb des Blechs im horizontalen Gleichgewicht berücksichtigt werden. Allerdings kann die Drucknormalkraft im Obergurt des Verbundblechs hinzugezogen werden. Somit ist auch hier eine iterative Bestimmung der Tragfähigkeit erforderlich, wobei in *DIN EN 1994-1-1 2010* Gleichungen zur vereinfachten Berechnung angegeben sind. Letztendlich erfolgt der Nachweis der Längsschubtragfähigkeit nach dem Prinzip einer Momentendeckungslinie. In Abbildung 2.7 sind die einwirkenden Momentenverläufe für das System der Einzellast sowie der Gleichstreckenlast eingezeichnet.

Mit Hilfe von Endverankerungsmaßnahmen kann die Biegetragfähigkeit im teilverdübelteten Zustand erheblich gesteigert werden. Im Sinne der Teilverbundtheorie bedeutet dies, dass bereits ein Teil der Zug-Normalkraft über die beschriebenen Maßnahmen verankert ist und dementsprechend nicht über die Verbundfuge übertragen werden muss. Im Teilverbunddiagramm kann dies durch eine Verschiebung der Kurve der Momententragfähigkeit nach links veranschaulicht werden. Weiterhin ist es möglich auch durch zusätzliche Betonstahlbewehrung die Biegetragfähigkeit zu erhöhen. Nach

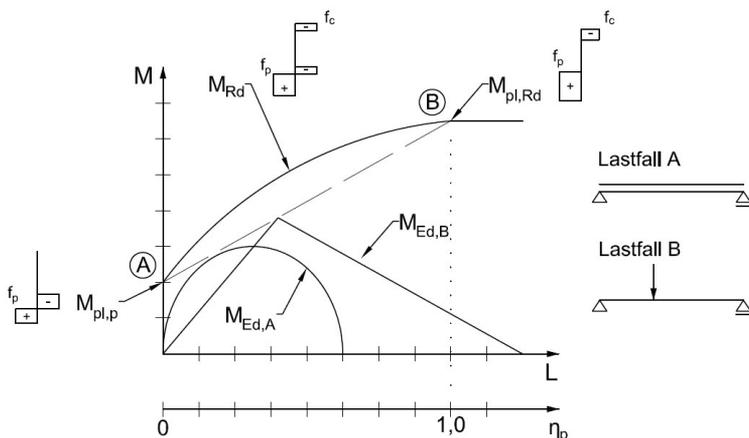


Abb. 2.7: Teilverbunddiagramm zur Bemessung von Verbunddecken nach Bode aus Hartmeyer 2014

Gleichung 2.3 kann der zusätzliche Betonstahlquerschnitt einfach im horizontalen Kräftegleichgewicht berücksichtigt werden.

$$M_{pl} = N_p \cdot \left(h - e - \frac{z_{pl}}{2} \right) + N_s \cdot \left(d_s - \frac{z_{pl}}{2} \right) \quad (2.3)$$

mit: $z_{pl} = \frac{N_p + N_s}{b \cdot 0,85 \cdot f_{cd}}$

Neben dem mechanischen Modell der Teilverbundtheorie, enthält *DIN EN 1994-1-1 2010* eine weitere Möglichkeit zur Bemessung der Verbunddecke. Die sogenannte m+k - Methode ist jedoch ein halb-empirisches Verfahren, das das mechanische Tragverhalten der Verbunddecke nur geringfügig beschreibt. Daher wird in der Literatur (z.B. *Bode 1998, Kurz u. a. 2010, Kurz u. a. 2018*) die Anwendung der Teilverbundtheorie empfohlen. Da die m+k - Methode für diese Arbeit aufgrund der zuvor beschriebenen Ausführungen nicht relevant ist, wird auf eine detaillierte Ausführung an dieser Stelle verzichtet und für nähere Informationen auf *DIN EN 1994-1-1 2010* verwiesen.

Die obigen Ausführungen beziehen sich auf das Biegetragverhalten der Verbunddecke im Bereich positiver Biegung. Wenn Verbunddecken durchlaufend ausgeführt werden, ist zudem der Nachweis im negativen Momentenbereich erforderlich. Da es sich hierbei allerdings vielmehr um den Nachweis einer Stahlbetondecke mit rippenartigem Querschnitt in der Biegedruckzone handelt, wird an dieser Stelle auf ausführliche Erläuterungen verzichtet. Das Querkraftversagen von Verbunddecken ist im Allgemeinen zwischen dem Längsschub- und Biegeversagen einzuordnen. Wie die experimentellen Untersuchungen dieser Arbeit zeigten, kann für Verbunddecken aus Normalbeton und praxisrelevanter Betonstahlbewehrung das Querkraftversagen sehr nah am Biegeversagen oder sogar darüber liegend eingeordnet werden. Ein Querkraftversagen ist somit für Verbunddecken aus Normalbeton eher nicht zu erwarten.

Die Vorbemessung sowie Nachrechnung der Versuche erfolgte auf Mittelwertniveau und unter Einbezug der tatsächlichen Materialeigenschaften. Da die Zulassungen der Verbundbleche lediglich charakteristische bzw. Bemessungswerte der Verbundspannungen enthalten, wurde hierzu auf die Literatur bzw. Aussagen der Blechhersteller zurückgegriffen. Die verwendeten Werte sind in Tabelle 2.3 zusammen mit den Quellen aufgeführt. Weiterhin wurde der Faktor 0,85 zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit bei der Nachrechnung vernachlässigt, da es sich bei den Versuchen um eine Kurzzeitbelastung handelte.

Tab. 2.3: Mittlere Verbundfestigkeiten der Verbundbleche

Profilblech	Verbundspannung τ_{Rm}	Quelle
SHR 51	0,350 N/mm ² t = 0,75 mm	<i>Bode u. Minas 1996</i>
	0,564 N/mm ² t = 1,00 mm	
	0,730 N/mm ² t = 1,25 mm	
COFRASTRA 70	0,3217 N/mm ²	Aussage des Herstellers
Hody SB 60	0,2463 N/mm ²	<i>Kurz 2019</i>
ComFlor 80	0,2610 N/mm ²	<i>Popo-Ola 2006</i>

3 Querkrafttragverhalten und Modelle

3.1 Allgemeines

Über die Komponenten, die sich am Querkraftabtrag beteiligen, besteht in der Fachwelt weitestgehend Einigkeit. Allerdings lassen sich zur Berechnung der jeweiligen Komponenten verschiedene Ansätze finden und auch die Anteile an der Gesamtt Tragfähigkeit sowie das Zusammenwirken der Traganteile unterscheiden sich. Somit steht eine Vielzahl von Modellen zur Verfügung, von denen in einigen der Fokus auf einen oder zwei Traganteile gelegt wird. Innerhalb dieses Kapitels werden zunächst einige Einflussfaktoren auf die Querkrafttragfähigkeit beschrieben. Anschließend werden ausgewählte Querkraftbemessungsmodelle vorgestellt, wobei hier sowohl auf Modelle für Massivbauteile als auch auf Modelle für Verbunddecken eingegangen wird.

3.2 Einflussfaktoren auf die Querkrafttragfähigkeit

3.2.1 Schubspannungen

In Abbildung 3.1 sind die Hauptspannungstrajektorien eines Stahlbetonbalkens im Zustand I unter zwei Einzellasten dargestellt. Im Bereich zwischen den Einzellasten befindet sich der Balken unter reiner Biegung, sodass die Trajektorien parallel zur Balkenlängsachse verlaufen. Jeweils zwischen den Auflagern und den Einzellasten wird der Balken zusätzlich zur Biegung durch Querkraft beansprucht. Daher neigen sich die Spannungstrajektorien und weisen auf Höhe der Dehnungsnulllinie einen Winkel von 45° zur Bauteilachse auf. Der Übergang in den Zustand II, also die Rissbildung, findet statt, wenn die Hauptzugspannungen die Zugfestigkeit des Betons überschreiten. Dabei stellen sich die Risse stets senkrecht zur Zugbeanspruchungsrichtung ein, weshalb der Verlauf der Spannungstrajektorien anschaulich den geneigten Verlauf von Biegeschubrissen erklärt.

In der Festigkeitslehre ist es üblich die Hauptspannungen durch die Spannungskomponenten σ_x , σ_z sowie τ_{xz} auszudrücken. Dabei werden in der technischen Biegelehre die Spannungen σ_z vernachlässigt, was allerdings für Diskontinuitätsbereiche, wie z.B. Auflager und Lastenleitungsgebiete nicht zutreffend ist, vgl. *Leonhardt u. Mönning 1984*. In Abbildung 3.2 ist die Definition der Haupt-, Normal- sowie Schubspannungen dargestellt. Die Gleichungen 3.1 sowie 3.2 geben die rechnerischen Beziehungen zwischen den

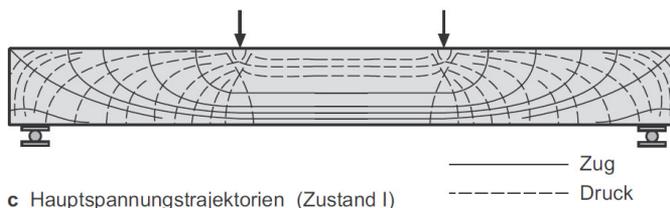


Abb. 3.1: Hauptspannungstrajektorien im Zustand I aus *Zilch u. Zehetmaier 2010*

Hauptspannungen σ_1 und σ_2 sowie den Spannungen σ_x sowie τ_{xz} wieder.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau^2} \quad (3.1)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau^2} \quad (3.2)$$

Wie Abbildung 3.1 zeigt, ändern die Hauptspannungen im Bauteil für die meisten Anwendungsfälle ihre Richtungen. Die Normalspannungen σ_x sowie die Schubspannungen τ_{xz} liegen hingegen einem festen Koordinatensystem zugrunde, das mit seiner x-Achse an der Balkenachse orientiert ist. Darin liegt die Begründung, weshalb für die Bemessung in der Regel die Spannungen σ_x und τ_{xz} herangezogen werden. Allerdings sollte man sich darüber bewusst sein, dass es sich hierbei lediglich um eine Rechengröße handelt und tatsächlich die Hauptspannungen im Bauteil wirken, vgl. *Mörsch und Leonhardt u. Mönnig 1984*.

Mit der Querkraftbemessung wird dafür Sorge getragen, dass die einwirkende Schubspannung durch das Bauteil aufgenommen werden kann. Durch die vorherigen Ausführungen ist deutlich geworden, dass es einen Zusammenhang zwischen den Normalspannungen und den Schubspannungen gibt. Daher ist anzumerken, dass auch die Querkraftbemessung im Zusammenhang mit der Biegebeanspruchung stehen muss. In der Literatur lassen sich Modelle finden, bei denen eine Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit von der Biegetragfähigkeit gegeben ist (z.B. *Vecchio u. Collins 1986* und *Tue u. a. 2014*). Allerdings stehen auch Modelle zur Verfügung, bei denen es sich um

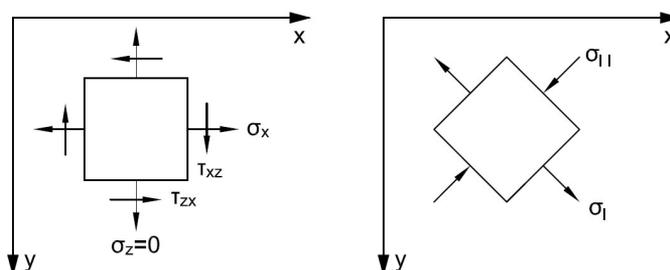


Abb. 3.2: Definition von Haupt-, Normal- und Schubspannungen für einen ebenen Spannungszustand

eine reine Querschnittstragfähigkeit handelt. Ein Beispiel hierfür ist das Modell der *DIN EN 1992-1-1 2011*.

3.2.2 Schubschlankheit

Mit der Schubschlankheit wird im Massivbau das Verhältnis a/d bezeichnet. Dabei beschreibt bei Systemen mit einer Einzellast a den Abstand zwischen Auflager und Lasteinleitung und d die statische Höhe des Bauteils. Das Verhältnis a/d beeinflusst den Lastabtrag im Bauteil. Nach *Leonhardt u. Mönning 1984* nimmt die Schubtragfähigkeit mit abnehmendem Verhältnis $a/d < 2,5$ deutlich zu, da die Sprengwerkwirkung begünstigt wird. Die für das Schubversagen ungünstigste Schubschlankheit beträgt ungefähr $a/d = 2,5$ bis $3,5$ und ab Schubschlankheiten größer 7 wird rechnerisch das Biegeversagen maßgebend. In *Kani 1966* wurde der Zusammenhang zwischen Querkraft- und Biegetragfähigkeit anschaulich in Abhängigkeit der Schubschlankheit und des Längsbewehrungsgrades visualisiert. Abbildung 3.3 zeigt das sogenannte Schubtal, das den Bereich, in dem das Schubversagen für Stahlbetonquerschnitte maßgebend wird, beschreibt. In *Fischer 1997* findet sich eine Zusammenstellung von Schubversuchen an Stahlbetonquerschnitten, der zu entnehmen ist, dass Schubversuche üblicherweise im Bereich von Schubschlankheiten zwischen 3 und 4 durchgeführt werden.

Der Darstellung nach Kani liegt eine vollständig verankerte Zugbewehrung zu Grunde, sodass der Längsbewehrungsgrad eine rein geometrische Größe darstellt. Für Verbunddecken kann davon nicht ausgegangen werden, weshalb hier in Abhängigkeit der übertragbaren Längsschubspannungen zusätzlich eine Abhängigkeit von der Lasteinleitungslänge besteht, vgl. *Jungbluth 1986*. Eine direkte Anwendung des Kanischen Schubtals mit den beschriebenen Abhängigkeiten auf Verbunddecken kann somit nicht erfolgen. Nach

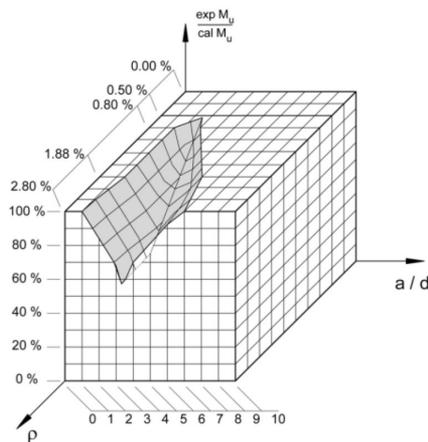


Abb. 3.3: Schubtal nach *Kani 1966* aus *Hartmeyer 2014*

Hartmeyer 2014 ist bei Verbunddecken mit einem Querkraftversagen bei mittleren Schubslankheiten zu rechnen. Dabei wird das Querkraftversagen zwischen dem Längsschubversagen und dem Biegeversagen eingeordnet.

3.2.3 Schubtragfähigkeit der ungerissenen Druckzone

In Zink 2000 wird der Großteil der Querkrafttragfähigkeit von Balken ohne Schubbewehrung der ungerissenen Druckzone zugewiesen. Dieser Traganteil wird im Sinne einer unteren Grenze als Grundwert der Schubtragfähigkeit V_0 bezeichnet. Abbildung 3.4 zeigt die Schubspannungsverteilung in der Druckzone, die diesem Ansatz zu Grunde liegt. Die Schubspannungen verlaufen parabelförmig mit einer Völligkeit von 2/3 und nehmen an der Risspitze den maximalen Wert von f_{ct} an. Durch Integration der Schubspannungen über die Druckzonenhöhe, ergibt sich schließlich die Tragfähigkeit nach Gleichung 3.3.

$$V_0 = \int_0^{k_x d} \int_0^{b_w} \tau_{xz}(z) dy dx = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot k_x \cdot d \cdot f_{ct} \quad (3.3)$$

mit: k_x auf die statische Höhe bezogene Druckzonenhöhe

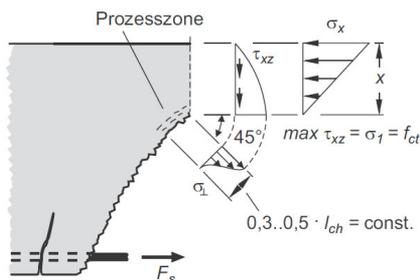


Abb. 3.4: Schubspannungsverteilung in der Druckzone nach Zink 2000 aus Zilch u. Zehetmaier 2010

Damit ist der maßgebende Parameter für die Größe des Traganteils die Druckzonenhöhe $k_x \cdot d$. Der Ermittlung der Druckzonenhöhe liegt eine lineare Dehnungsebene sowie das horizontale Kräftegleichgewicht zugrunde, sodass k_x nach Gleichung 3.4 in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades sowie der E-Moduln bestimmt werden kann.

$$k_x = \sqrt{\rho^2 \cdot n^2 + 2 \cdot \rho \cdot n} - \rho \cdot n \quad (3.4)$$

mit: ρ Längsbewehrungsgrad
 n Verhältnis der E-Moduln = E_s/E_c

Auch in Fenwick u. Paulay 1968, Bachmann u. Thürlimann 1966, Reineck 1990, Dehn 2002 sowie Tue u. a. 2014 wurde diese Beziehung zur Ermitt-

lung der Druckzonenhöhe verwendet. Gleichung 3.4 liegt weiterhin zu Grunde, dass die Betonstahlbewehrung voll verankert ist. Im Massivbau wird dies über die nachzuweisende Verankerungslänge sichergestellt. Für Verbunddecken kann im Allgemeinen nicht von einer vollständigen Verankerung im Nachweisschnitt d ausgegangen werden. Eine direkte Übertragung dieses Ansatzes auf Verbunddecken wäre somit nicht korrekt, vgl. *Hartmeyer 2014*.

3.2.4 Dübelwirkung des Betonstahls

Die Längsbewehrung ist in der Lage senkrecht zu ihrer Stabachse Kräfte zu übertragen. Es wird im Allgemeinen von der Dübelwirkung gesprochen. Die Voraussetzung hierzu ist ein vertikaler Versatz der Rissufer, der bei Bauteilen unter Querkraftbeanspruchung aus der Rotation um die Risspitze resultiert (vgl. *Baumann u. Rüschi 1970* und *Walther 1962*). Die Dübelkraft V_d beansprucht dabei die Betondeckung neben dem Schubriss (s. Abbildung 3.5a) und muss über Betonzugspannungen zwischen den Betonstäben (s. Abbildung 3.5b) wieder hochgehungen werden. Kann die Dübelkraft nicht mehr aufgenommen werden, kommt es zu einem horizontalen Riss entlang der Stabachse, der zu einem Absprengen der Betondeckung führen kann, vgl. *Zilch u. Zehetmaier 2010* sowie Abbildung 3.5 c und d. In vielen Literaturquellen wird die horizontale Rissbildung und damit der Ausfall der Dübelwirkung als kinematische Voraussetzung für das Wachstum des Schubrisses in die Druckzone genannt, vgl. *Kordina u. Blume 1985*, *Remmel 1992* sowie *Fischer 1997*. In *Baumann u. Rüschi 1970* sind Versuche zur Beschreibung der Dübeltragfähigkeit dokumentiert, welche die Basis für die Entwicklung einer empirisch ermittelten Bemessungsformel bildeten. In Gleichung 3.5 ist die Bemessungsformel aufgeführt.

$$V_{RiB} = 7,6 \cdot b_n \cdot \varnothing \cdot \sqrt[3]{\beta_w} \quad (3.5)$$

mit: b_n Balkenbreite $b - \sum \varnothing$ [cm]
 \varnothing Stabdurchmesser
 β_w Würfeldruckfestigkeit [kp/cm²]

Da es sich hierbei um eine ältere Quelle handelt, weichen die Bezeichnungen der Eingangsgrößen von den heute verwendeten ab. Zudem ist die Betondruckfestigkeit in Gleichung 3.5 in der Einheit [kp/cm²] einzusetzen. Überführt man die Gleichung in aktuell verwendeten Einheiten und ersetzt die Bezeichnungen durch die heute üblichen, so ergibt sich die Darstellung nach Gleichung 3.6, wie sie auch schon in *Claßen 2016* aufgeführt wurde. Bei der aufgeführten Bemessungsformel handelt es sich um die Tragfähigkeit von Versuchskörpern mit einlagiger Bewehrung auf Mittelwertniveau.

$$V_{spall} = 1,64 \cdot b_{n,bar} \cdot d_s \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} \quad (3.6)$$

mit: $b_{n,bar}$ = $b - n_{bar} \cdot d_s$
 d_s Stabdurchmesser

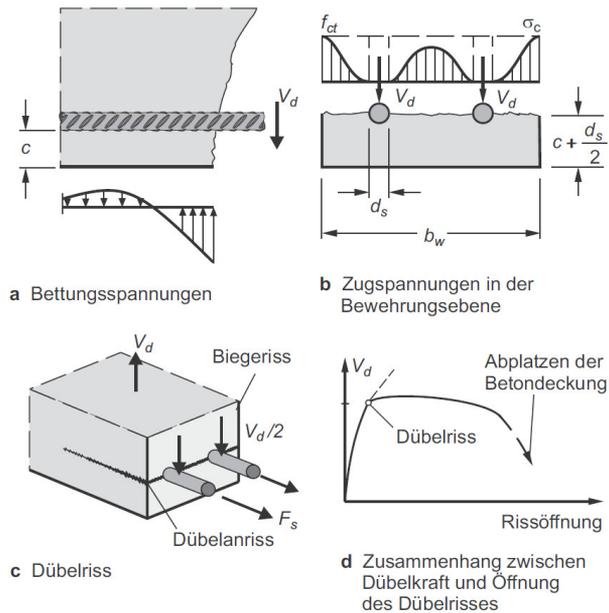


Abb. 3.5: Dübelwirkung der Längsbewehrung aus *Zilch u. Zehetmaier 2010*

Für Bauteile mit größerer Betondeckung wird meistens das Versagen des Betonstahls maßgebend. Dabei ist in erster Linie die Ausbildung von Fließgelenken, also die Biegetragfähigkeit des Betonstahls gemeint. Bei größeren Verformungen kann das Versagen ebenfalls durch Scherung eintreten, vgl. *Zilch u. Zehetmaier 2010* und *Model Code 2010*. Beide Mechanismen sind in Abbildung 3.6 veranschaulicht. Gleichung 3.7 gibt die maximale Tragfähigkeit V_u des Betonstahls infolge der Ausbildung von Fließgelenken an.

$$V_u = k \cdot A_s \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{f_y} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_s}{f_y}\right)^2} \quad (3.7)$$

mit: $k \sim 1,6$

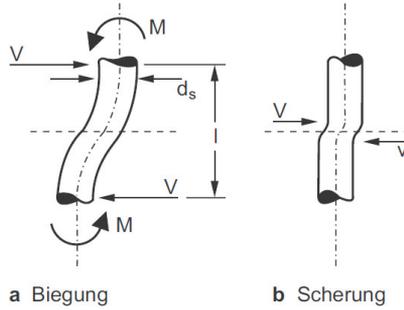


Abb. 3.6: Mechanismen der Dübelwirkung bei Stahlversagen nach *Paulay u. a. 1974* aus *Zilch u. Zehetmaier 2010*

Da eine zusätzliche Normalkraftbeanspruchung des Betonstahls, wie es bei Biegebauteilen üblich ist, die Biegetragfähigkeit reduziert, ist der Ausnutzungsgrad des Betonstahls zwingend zu berücksichtigen. In *Model Code 2010* sowie *Martin-Pérez u. Pantazopoulou 2001* sind zudem Formulierungen für die Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit der Verschiebung gegeben, da die maximale Tragfähigkeit erst bei einer bestimmten Verformung erreicht werden kann. Nach *Model Code 2010* wird die maximale Tragfähigkeit bei einer Verschiebung von etwa $0,1 - 0,2 \cdot d_s$ erreicht, sodass V_u in Abhängigkeit der Verformung des Betonstahls mit dem Ausdruck nach Gleichung 3.8 zu multiplizieren ist. In der vorherigen Version des Model Codes (*Model Code 1990*) wurde die erforderliche Verschiebung zum Erreichen der maximalen Tragfähigkeit mit $0,1 \cdot d_s$ angegeben.

$$V_s = V_u \cdot \sqrt{\frac{s}{s_{max}}} \quad (3.8)$$

mit: s vertikale Verformung des Betonstahls
 s_{max} maximale Verformung des Betonstahls = $0,1 - 0,2 \cdot d_s$

3.2.5 Zugkraftübertragung in der Rissprozesszone

Die Bruchenergie des Betons G_f ist definiert als die Energie, die zur vollständigen Separation eines Risses erforderlich ist. Sie kann bei der Entlastung nicht wiedergewonnen werden. Die Bruchenergie ergibt sich durch die Integration der Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehung und entspricht somit der Fläche unterhalb der Kurve, vgl. *Zink 2000*. In *Model Code 2010* ist die Bruchenergie nach Gleichung 3.9 definiert, allerdings lassen sich in der Literatur auch andere Ansätze zur Bestimmung der Bruchenergie finden, s. *Hordijk 1990*, *Remmel 1992* sowie *Grimm 1996*.

$$G_f = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad (3.9)$$

mit: G_f Bruchenergie des Betons in [N/m]
 f_{cm} mittlere Betondruckfestigkeit in [N/mm²]

Die Bruchmechanik des Betons besagt, dass sich in dem Bereich, in dem die Zugspannungen sich der Betonzugfestigkeit f_{ct} nähern, Mikrorisse ausbilden. Dieser Bereich wird im Allgemeinen als Bruchprozesszone bezeichnet. In *Zdenek u. a. 1983* findet sich hierfür auch die Bezeichnung Rissband und in *Tue u. a. 2014* wird der Effekt der Mikrorissbildung mit dem Softening-Effekt des Betons beschrieben. *Hillerborg 1983* führt zur Beschreibung der Bruchprozesszone einen fiktiven Einzelriss ein. Dabei ermittelt er die Rissöffnung w des fiktiven Risses, indem er den elastischen Anteil von der Gesamtverformung abzieht. Grundlage hierzu bildet ein Zugkörper, in dem genau eine Bruchprozesszone vorhanden ist. Über das Energiegleichgewicht nach Gleichung 3.10 definiert er schließlich die fiktive Risslänge l_{ch} nach Gleichung 3.11. Dabei handelt es sich allerdings nicht um eine mechanische Größe, sondern um einen Rechenwert. Die tatsächliche Länge der Bruchprozesszone wird in *Hillerborg 1983* mit $0,3 \cdot l_{ch}$ bis $0,5 \cdot l_{ch}$ angegeben.

$$G_f = \int_{-l_{ch}}^{l_{ch}} \sigma \cdot \epsilon \, dl = \frac{1}{2} \cdot f_{ct} \cdot \frac{f_{ct}}{E_c} \cdot 2 \cdot l_{ch} \quad (3.10)$$

$$l_{ch} = \frac{E_c \cdot G_f}{f_{ct}^2} \quad (3.11)$$

Basierend auf der Theorie der fiktiven Risslänge nach Hillerborg wurde in *Zink 2000* ein Ansatz zur Beschreibung des Schubtraganteils der Rissprozesszone aufgestellt. Mit der Annahme der tatsächlichen Risslänge von $0,4 \cdot l_{ch}$ und einer Völligkeit der Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehung von 0,4 lässt sich der von der Bauteilgröße unabhängige Traganteil V_{BPZ} nach Gleichung 3.12 berechnen.

$$V_{BPZ} = \frac{b_w \cdot 0,4 \cdot l_{ch}}{\sqrt{2}} \cdot 0,4 \cdot f_{ct} \quad (3.12)$$

Der Ausdruck $\sqrt{2}$ berücksichtigt dabei die Rissneigung von 45°. In *Zink 2000* wurde dieser Ansatz zwar vorgestellt, die tatsächliche Berücksichtigung dieses Traganteils erfolgte allerdings letztendlich über einen empirischen Vergrößerungsfaktor, indem Maßstabseinflüsse berücksichtigt werden.

Aufbauend auf dem vorgestellten Ansatz und umfangreichen Literaturstudien entwickelte *Hartmeyer 2014* einen konstanten Traganteil der Rissprozesszone. Dabei vernachlässigte er den Neigungswinkel des Schubrisses, da die Rissbilder von Versuchen an Verbunddecken nahezu horizontal verlaufende Risse im Bereich der Risspitzen zeigten. Die Länge der Bruchprozesszone wurde nach *Remmel 1994* und *Grimm 1997* für Normalbeton mit $0,4 \cdot l_{ch}$ angenommen. Der Völligkeitsbeiwert der Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehung wurde mit 0,3 nach *Reinhardt u. a. 1986* festgelegt. Bezogen auf die effektive Breite zwischen den Hochsicken b_w ergibt sich der

Traganteil der Rissprozesszone für Normalbeton somit nach Gleichung 3.13.

$$V_{c,ct} = 0,12 \cdot \frac{G_f \cdot E_{cm}}{f_{ctm}^2} \cdot b_w \cdot f_{ctm} \quad (3.13)$$

Wie die obigen Ausführungen zeigen, handelt es sich bei dem Traganteil der Bruchprozesszone auf Basis der charakteristischen Länge l_{ch} um eine reine Werkstoffkenngröße. Aus mechanischer Sicht müsste allerdings die Größe der übertragbaren Spannungen an der Risspitze im Zusammenhang mit der Rissöffnung stehen. Dieser Aspekt wird allerdings vollständig vernachlässigt und ist somit kritisch anzumerken.

3.2.6 Maßstabseinfluss

In Versuchen an Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung wurde festgestellt, dass die Querkrafttragfähigkeit nur unterproportional zur statischen Höhe d ansteigt, vgl. *Leonhardt u. Walther 1962*. Dieser sogenannte Maßstabeffekt wird im Bemessungsmodell der *DIN EN 1992-1-1 2011* mit dem Faktor k nach Gleichung 3.14 berücksichtigt.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (3.14)$$

Somit erfolgt ab einer statischen Höhe von $d = 200\text{mm}$ eine Reduktion der Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Bauteilhöhe. Verbunddecken werden üblicherweise mit Deckenhöhen bis 200 mm gebaut, weshalb eine Berücksichtigung des Maßstabseinflusses streng genommen nicht erforderlich ist. Diese Aussage wurde ebenfalls in *Hartmeyer 2014* getroffen.

In *Zink 2000* findet sich eine anschauliche Erklärung für den Maßstabseinfluss, die auf dem Traganteil der Bruchprozesszone begründet wird. Die Länge der Bruchprozesszone ist nach *Hillerborg 1983* lediglich von den Betoneigenschaften abhängig, sodass auch die Größe der übertragbaren Spannungen in der Bruchprozesszone ausschließlich diesen Abhängigkeiten zuzuordnen ist. Somit ist der Traganteil der Bruchprozesszone unabhängig von der Querschnittsgeometrie formuliert und folglich für Bauteile mit gleichen Betoneigenschaften konstant. Bei Bauteilen mit niedrigen Bauteilhöhen ist die Größe der Bruchprozesszone prozentual zur Querschnittsfläche gesehen größer als bei hohen Bauteilen. Somit ist dem Traganteil der Bruchprozesszone bei kleinen Bauteilhöhen ebenfalls prozentual ein größerer Anteil zuzuweisen. In *Abbildung 3.4* sind die Spannungsverläufe über die Querschnittshöhe dargestellt, was die zuvor beschriebenen Ausführungen nochmals veranschaulicht.

3.3 Ausgewählte Querkraftbemessungsmodelle

3.3.1 Modell für Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach DIN EN 1992-1-1 2011

Das Querkraftbemessungsmodell für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung der *DIN EN 1992-1-1 2011* basiert auf den sogenannten Kamm- und Zahnmodellen. Hierfür können exemplarisch die Arbeiten von *Kani 1964, Fenwick u. Paulay 1968, Jungwirth 1970, Taylor 1974, Hamadi u. Regan 1980* sowie *Reineck 1990* genannt werden. Ein Betonzahn wird durch zwei Biegerisse begrenzt und stellt die kraftschlüssige Verbindung zwischen dem Druck- und dem Zuggurt dar. In Abbildung 3.7 ist das Prinzip des Zahnmodells sowie ein einzelner Betonzahn mit den einzelnen Traganteilen dargestellt. Bei den Traganteilen handelt es sich um die Schubtragfähigkeit der ungerissenen Druckzone, den Traganteil der Rissverzahnung sowie um die Dübelwirkung der Längsbewehrung. Allerdings können diese zur Ermittlung des Bauteilwiderstandes nicht einfach aufsummiert werden, da sie auf zeitlich versetzten Mechanismen gründen, vgl. *Zilch u. Zehetmaier 2010*. Folglich sind Verträglichkeitsbedingungen erforderlich, die beispielsweise in *Reineck 1990* aufgestellt wurden, sodass erfolgreich Versuche mit dem Zahnmodell nachgerechnet werden konnten.

Basierend auf dem mechanischen Zahnmodell wurde das Querkraftbemessungsmodell für gerissene und querkraftunbewehrte Bauteile nach *DIN EN 1992-1-1 2011* schließlich empirisch durch die Auswertung einer umfangreichen Datenbank an Massivbauteilen ermittelt. Gleichung 3.15 gibt die entsprechende Bemessungsgleichung wieder, in der die einzelnen Traganteile indirekt Berücksichtigung finden.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3.15)$$

mit: $C_{Rd,c}$ Modellsicherheitsfaktor
 $= \frac{0,15}{\gamma_c}$

k Maßstabsfaktor
 $= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$

$k_1 = 0,12$

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$

Der Traganteil der ungerissenen Druckzone kann dem Längsbewehrungsgrad ρ_l zugeordnet werden. Über die dritte Wurzel der Betondruckfestigkeit f_{ck} ist die Betonzugfestigkeit f_{ct} enthalten und der Parameter k als Maßstabsfaktor bildet den maßstabsabhängigen Einfluss der Bruchprozesszone ab. Die Wirkung einer zusätzlichen Längsspannung kann über $k_1 \cdot \sigma_{cp}$ bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt werden, vgl. *Autorenkollektiv 2012*. Der Faktor $C_{Rd,c}$ wird als Modellsicherheitsfaktor bezeichnet und stammt aus der statistischen Überführung auf das Bemessungsniveau. Der Auswertung lag dabei der Zuverlässigkeitsindex von $\beta = 3,8$ nach *DIN*

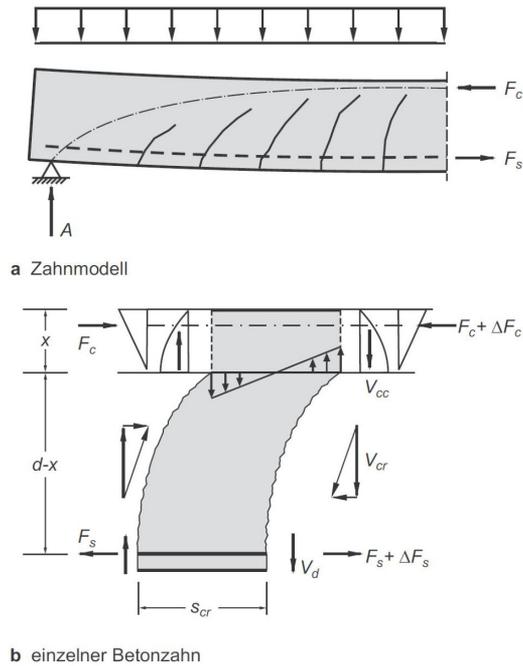


Abb. 3.7: Zahnmodell und Betonzahn aus Zilch u. Zehetmaier 2010

EN 1990 2010 für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren zu Grunde. Wie Abbildung 3.8 zeigt, liegt der mittlere Vorfaktor aller in der Auswertung berücksichtigten Versuche bei $C_m = 0,2$ und der durch die statistische Auswertung ermittelte charakteristische Wert des Vorfaktors bei $C_k = 0,14$. In Hegger u. a. 1999 ist allerdings angemerkt, dass die Werte C_m sowie C_k abweichen können, wenn andere Versuche bei der Auswertung berücksichtigt werden. Aus diesem Grund wurde der Bemessungswert auf der sicheren Seite liegend mit $C_{Rd,c} = 0,10$ festgelegt, wobei der Sicherheitsbeiwert $\gamma_c = 1,5$ beträgt. Diese Werte wurden in Reineck u. a. 2007 durch eine neuere Auswertung, bei der wesentlich mehr Versuche einbezogen wurden, bestätigt. Diese Hintergrundinformationen sind in den Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 (Autorenkollektiv 2012) aufgeführt.

Bei der Anwendung des beschriebene Modells für Verbunddecken sind einige Besonderheiten zu beachten. Aufgrund der geometrischen Form der Verbundbleche ist die Verbunddecke als kammerartiger Stahlbetonquerschnitt zu behandeln, sodass die Breite b_w in Gleichung 3.15 durch die Breite b_0 zu ersetzen ist. Die statische Höhe d des Betonstahls kann für Verbunddecken, die ausschließlich durch das Profilblech längsbewehrt sind, direkt durch die statische Höhe d_p des Verbundblechs ersetzt werden. Diese ergibt sich aus der Deckenhöhe h abzüglich der Schwerpunktlage e des Profilblechs, die in der jeweiligen Zulassung angegeben wird. Für Verbunddecken, die über eine kombinierte Längsbewehrung aus Profilblech und Betonstahl verfügen, kann eine einfache Substitution jedoch nicht vorgenom-

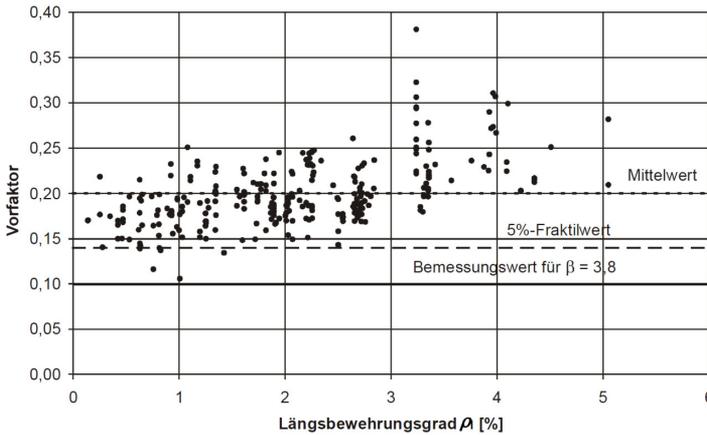


Abb. 3.8: Empirische Ermittlung des Vorfaktors $C_{Rd,c}$ aus *Autorenkollektiv 2012*

men werden. Im Vergleich zum Betonstahlquerschnitt weisen die Profilbleche eine deutlich größere Querschnittsfläche auf. So verfügt beispielsweise das SHR-Profil bei vollständiger Verdübelung über eine Querschnittsfläche von $A_p = 18 \text{ cm}^2/\text{m}$ und Betonstahlbewehrung mit einem Durchmesser von 12 mm und einem Längsabstand von 15 cm über eine Querschnittsfläche von $A_s = 7,5 \text{ cm}^2/\text{m}$. Auf der anderen Seite verfügt die Betonstahlbewehrung mit $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$ über eine deutlich höhere Festigkeit als die Profilbleche mit z.B. $f_{pk} = 350 \text{ N/mm}^2$ für das SHR-Profil. Da beide Eigenschaften die Wirksamkeit der Längsbewehrung direkt beeinflussen, muss unter Beachtung derer eine gemittelte statische Höhe d_m nach Gleichung 3.16 bestimmt werden.

$$d_m = \frac{A_s \cdot d_s \cdot f_s + A_{pe} \cdot d_p \cdot f_p}{A_s \cdot f_s + A_{pe} \cdot f_p} \quad (3.16)$$

Der Längsbewehrungsgrad ρ_l beschreibt allgemein mit dem Verhältnis der Fläche der Zugsbewehrung zur Querschnittsfläche des Betons eine geometrische Größe, in der die Festigkeiten im Vergleich zum mechanischen Bewehrungsgrad keine Berücksichtigung finden. Um die Tragfähigkeit nicht zu überschätzen, muss somit die Querschnittsfläche des Profilblechs mit dem Verhältnis der Festigkeiten reduziert werden. Weiterhin darf auf der Basis der Teilverbundtheorie als Längsbewehrung nur die tatsächlich verankerte Querschnittsfläche des Profilblechs berücksichtigt werden. Daher ist in den Gleichungen 3.16 sowie 3.17 der Ausdruck für die effektiv verankerte Querschnittsfläche A_{pe} enthalten.

$$\rho_l = \frac{A_{pe} \cdot \frac{f_p}{f_s} + A_s}{b_0 \cdot d_m} \quad (3.17)$$

Anhand der oben aufgeführten Besonderheiten, die für die Anwendung bei Verbunddecken zu beachten sind, wird in besonderem Maße deutlich, dass

sich bei der Entwicklung des Modells auf die Querkrafttragfähigkeit von Massivquerschnitten beschränkt wurde und das spezielle Tragverhalten der Verbunddecken keine Berücksichtigung findet.

3.3.2 Modell für Verbunddecken ohne Betonstahlbewehrung

Das nachfolgend beschriebene Querkraftbemessungsmodell wurde für Verbunddecken entwickelt, die ausschließlich durch das Verbundblech längsbewehrt sind. Es wurden Untersuchungen an Verbunddecken aus Normal- sowie Leichtbeton durchgeführt, wobei der Fokus auf den Untersuchungen von Verbunddecken mit Leichtbeton lag. Da die spezifischen Materialeigenschaften von Normal- und Leichtbeton zu berücksichtigen sind, unterscheiden sich die Formulierungen teilweise. Nachfolgend werden sowohl die Bemessungsgleichungen für Leichtbeton als auch diese für Normalbeton aufgeführt. Für eine detaillierte Beschreibung der unterschiedlichen Materialeigenschaften sei allerdings auf *Hartmeyer 2014* verwiesen.

Hartmeyer 2014 identifizierte den Ausfall der Verbundwirkung und den vertikalen Versatz der Rissufer als kinematische Bedingung für die Entstehung des kritischen Schubrisses und bestätigte damit die Beobachtungen in *Dehn 2002*. Die Überschreitung der vertikalen Schubtragfähigkeit des Verbundblechs äußert sich im lokalen Ausbeulen der Stege und der damit verbundenen Stauchung des Blechquerschnitts. Anschließend folgt die Rissuferverschiebung und der Biegeschubriss schnürt die Druckzone ein, sodass das Versagen eintritt.

Die Querkrafttragfähigkeit der Verbunddecke setzt sich somit aus drei additiven Traganteilen zusammen. Dabei bilden die Eigentragfähigkeit des Verbundblechs und der Traganteil der ungerissenen Druckzone den sogenannten Grundwert der Querkrafttragfähigkeit. Zusätzlich kann bei guten Verbundeigenschaften noch der Traganteil der Rissprozesszone hinzugezogen werden. In Abbildung 3.9 sind die Tragkomponenten schematisch dargestellt.

Wie zuvor beschrieben, tritt das Versagen der Verbundbleche durch das lokale Beulen der Stege ein. Eine additive Berücksichtigung der vertikalen Blechtragfähigkeit ist dennoch möglich, da das Blech auch nach dem Erreichen der kritischen Beulspannung mit seinem Schubfeld einen Beitrag am Querkraftabtrag leistet. Die Bestimmung der Schubtragfähigkeit der Verbundbleche ist normativ in *DIN EN 1993-1-3 2010* geregelt. Im Allgemeinen werden die Tragfähigkeiten experimentell nach Anhang A bestimmt, sodass überkritische Tragreserven berücksichtigt werden. Die Versuche nach Anhang A sind meist Teil des Versuchsprogramms auf dem die Zulassung erteilt wird, sodass nach *Hartmeyer 2014* bereits alle Informationen vorliegen und für die Bestimmung des Traganteils V_p der Verbundbleche keine neuen Regelungen erforderlich sind.

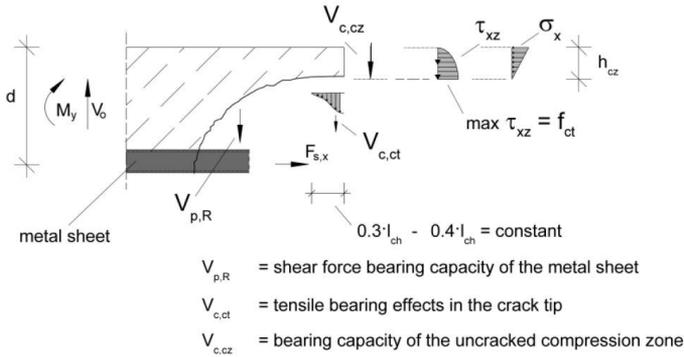


Abb. 3.9: Schematische Darstellung der Tragkomponenten aus *Hartmeyer 2014*

Für den Traganteil der ungerissenen Druckzone ist zunächst die Bestimmung der Druckzonenhöhe erforderlich. Dies erfolgt über das horizontale Kräftegleichgewicht und unter Einbeziehung der Teilverbundtheorie. Die Berücksichtigung der tatsächlich verankerten Zugkraft im Nachweisschnitt ist somit möglich, um dem speziellen Tragverhalten der Verbunddecke gerecht zu werden. Zudem findet somit die Beschaffenheit der Verbundfuge indirekt Eingang in das Nachweisformat. Der Verlauf der Druckspannungen innerhalb der Druckzone ist entscheidend, da dieser direkt den inneren Hebelarm beeinflusst. Um dem unterschiedlichen Materialverhalten von Leicht- und Normalbeton gerecht zu werden, wurde für Normalbeton ein Spannungsblock und für Leichtbeton eine lineare Spannungsverteilung zu Grunde gelegt. Mit diesen Voraussetzungen ergibt sich die Druckzonenhöhe h_{cz} bzw. h_{lcz} bei Verwendung von Normalbeton nach Gleichung 3.18 und bei Verwendung von Leichtbeton nach Gleichung 3.19.

$$h_{cz} = \frac{\eta \cdot A_{pm} \cdot f_{ypm}}{b_c \cdot f_{lcm}} \quad (3.18)$$

$$h_{lcz} = \frac{2 \cdot \eta \cdot A_{pm} \cdot f_{ypm}}{b_c \cdot f_{lcm}} \quad (3.19)$$

Nach dem Ansatz von *Zink 2000* ergibt sich schließlich der Traganteil der ungerissenen Druckzone $V_{c,cz}$ durch die Integration der Schubspannungen über die Höhe der Druckzone nach den Gleichungen 3.20 und 3.21. Dabei wird eine Völligkeit der Spannungsverteilung von 2/3 zu Grunde gelegt und die maximal aufnehmbare Schubspannung mit der Zugfestigkeit f_{ctm} des Betons gleichgesetzt. Als Querschnittsbreite ist die effektive Breite b_w zwischen den Hochsicken zu verwenden.

$$V_{c,cz} = \frac{2}{3} \cdot h_{cz} \cdot b_w \cdot f_{ctm} \quad (3.20)$$

$$V_{l,cz} = \frac{2}{3} \cdot h_{lcz} \cdot b_w \cdot f_{lctm} \quad (3.21)$$

Die beiden oben beschriebenen Traganteile wirken additiv und permanent. Daher wird die Summe der beiden Traganteile in *Hartmeyer 2014* als Grundwert der Querkrafttragfähigkeit beschrieben. Bei Blechen mit schlechten Verbundeigenschaften lieferte dieser Grundwert bereits eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Bei Blechen mit einer Kombination aus mechanischem Verbund und Reibverbund kann hingegen die Tragfähigkeit noch gesteigert werden. Der verbesserte Flächenverbund steht einer Rissöffnung zunächst entgegen, sodass der Traganteil der Rissverzahnung aktiviert werden kann. *Hartmeyer 2014* bestimmte den Traganteil der Rissprozesszone auf der Basis der Theorie der fiktiven Risslänge l_{ch} nach *Hillborg 1983*. Damit basiert der dritte Traganteil auf der Bruchmechanik des Betons. Bei der Bestimmung der auf Zug aktivierten Fläche innerhalb der Rissprozesszone wird die effektive Breite b_w zwischen den Hochsicken des Blechs berücksichtigt. Multipliziert man schließlich die Größe der Bruchprozesszone mit der Zugfestigkeit des Betons, so ergibt sich der dritte Traganteil gemäß den Gleichungen 3.22 und 3.23.

$$\begin{aligned} V_{c,ct} &= \alpha_{NC} \cdot \beta \cdot l_{ch} \cdot b_w \cdot f_{ctm} \\ &= 0,12 \cdot \frac{G_f \cdot E_{cm}}{f_{ctm}^2} \cdot b_w \cdot f_{ctm} \end{aligned} \quad (3.22)$$

$$\begin{aligned} V_{lc,ct} &= \alpha_{LC} \cdot \beta \cdot l_{ch} \cdot b_w \cdot f_{lctm} \\ &= 0,09 \cdot \frac{G_f \cdot E_{lcm}}{f_{lctm}^2} \cdot b_w \cdot f_{lctm} \end{aligned} \quad (3.23)$$

Für die charakteristische Länge der Bruchprozesszone $\beta \cdot l_{ch}$ wurden die Faktoren nach *Remmel 1994* und *Grimm 1997* verwendet. Für Normalbeton wird β somit zu 0,4, während für Leichtbeton β auf 0,3 zu reduzieren ist. α ist ein Völligkeitsfaktor, der unabhängig von der verwendeten Betonsorte mit 0,3 angesetzt wird. Für die Bruchenergie sind die Formulierungen nach *Hordijk 1990* sowie *Faust 2002* zu verwenden. In diesen Quellen sind umfangreiche Untersuchungen an Keilspaltversuchen dokumentiert, auf deren Basis die Abschätzung der Bruchenergie auf der Grundlage der zentrischen Zugfestigkeit des Betons erfolgen kann. Die entsprechenden Beziehungen sind in den Gleichungen 3.24 bis 3.26 für die unterschiedlichen Betone aufgeführt. Es ist auf die korrekte Verwendung der Einheiten zu achten, da die Formulierungen nicht einheitenrein sind.

$$G_f [N/m] = 24 + 26 \cdot f_{ctm} [N/mm^2] \quad \text{für NWAC} \quad (3.24)$$

$$G_f [N/m] = 24 + 16 \cdot f_{lctm} [N/mm^2] \quad \text{für SLWAC} \quad (3.25)$$

$$G_f [N/m] = 16 \cdot f_{lctm} [N/mm^2] \quad \text{für ALWAC} \quad (3.26)$$

Das beschriebene Ingenieurmodell wurde mit dem standardisierten Verfahren nach *DIN EN 1990 2010* in ein statistisch abgesichertes Widerstandsmodell überführt. Unter Berücksichtigung eines globalen Sicherheitsfaktors von $\gamma_V = 1,35$ und den charakteristischen Materialeigenschaften wurde das Bemessungsmodell zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Verbund-

decken für Normalbeton nach Gleichung 3.27 und für Leichtbeton nach Gleichung 3.28 festgelegt.

$$\begin{aligned}
 V_{Rd} &= \frac{1}{\gamma_V} \cdot \left(V_{p,Rk} + \frac{2}{3} \cdot h_{cz} \cdot b_w \cdot f_{ctk} + 0,12 \cdot l_{ch,k} \cdot b_w \cdot f_{ctk} \right) \\
 &= \frac{1}{1,35} \cdot \left[V_{p,Rk} + \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{\eta \cdot A_p \cdot f_{ypk}}{b_c \cdot f_{1c}} + 0,12 \cdot l_{ch,k} \right) \cdot b_w \cdot f_{ctk} \right] \quad (3.27)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{IRd} &= \frac{1}{\gamma_V} \cdot \left(V_{p,Rk} + \frac{2}{3} \cdot h_{lcz} \cdot b_w \cdot f_{lctk} + 0,09 \cdot l_{ch,k} \cdot b_w \cdot f_{lctk} \right) \\
 &= \frac{1}{1,35} \cdot \left[V_{p,Rk} + \left(\frac{4}{3} \cdot \frac{\eta \cdot A_p \cdot f_{ypk}}{b_c \cdot f_{1lc}} + 0,09 \cdot l_{ch,k} \right) \cdot b_w \cdot f_{lctk} \right] \quad (3.28)
 \end{aligned}$$

Das vorgestellte Modell wurde für Verbunddecken ohne Betonstahlbewehrung entwickelt. Wird zusätzlich Betonstahlbewehrung angeordnet, so kann davon ausgegangen werden, dass die Tragfähigkeit der Verbunddecke erheblich gesteigert wird. Der Traganteil des Verbundblechs bleibt davon zunächst unberührt. Für den Traganteil der ungerissenen Druckzone kann die zusätzliche Längsbewehrung direkt im horizontalen Kräftegleichgewicht berücksichtigt werden, sodass sich dieser Traganteil infolge der größeren Druckzone erhöht. Wie zuvor erläutert, ist für den Ansatz des Traganteils der Rissprozesszone eine kontrollierte Rissöffnung im Bauteil vorzusetzen. Durch den Einsatz zusätzlicher Betonstahlbewehrung sollte die Rissverdübelung deutlich verbessert werden, sodass somit auch der Traganteil der Rissprozesszone bei offenen Profilblechgeometrien Berücksichtigung finden könnte. Diese Punkte wurden bei der Nachrechnung der in dieser Arbeit durchgeführten Versuche beachtet. Es ist jedoch davon auszugehen, dass die positiven Auswirkungen zusätzlicher Betonstahlbewehrung dadurch noch nicht umfassend berücksichtigt werden können. Beispielsweise wird die eigene Dübeltragfähigkeit der Betonstahlbewehrung vernachlässigt. In Kapitel 4.7 werden Versuche an Verbunddecken mit und ohne Betonstahlbewehrung direkt einander gegenübergestellt und die traglaststeigernden Effekte herausgearbeitet.

3.3.3 Modell der TU Graz für Massivbauteile

An der Technischen Universität Graz wurde ein Querkraftbemessungsmodell für nicht schubbewehrte Massivbauteile entwickelt, das auf der Berechnung von Hauptspannungen basiert, s. *Tue u. a. 2014* und *Tung u. Tue 2016*. In Abbildung 3.10 (b) sind qualitative Spannungsverläufe für verschiedenen Risse, also verschiedene Querschnitte eines Stahlbetonbalkens dargestellt. Dabei handelt es sich zum einen um die Normal- und Schubspannungsverläufe und zum anderen um die sich daraus ergebenden Hauptzugspannungen. Ein Versagen ist prinzipiell möglich, wenn entweder die Hauptzugspannungen σ_1 die Betonzugfestigkeit f_{ct} oder die Hauptdruckspannungen σ_2 die Betondruckfestigkeit f_{cd} überschreiten. In der Abbildung wird deutlich, dass im Bereich der Risspitze immer ein Bereich vorhanden ist, in dem die Haupt-

zugspannungen σ_1 die Betonzugfestigkeit überschreiten. Laut *Tue u. a. 2014* ist allerdings aufgrund des Softening-Effekts die Entstehung eines Makrorisses erst möglich, wenn dieser Bereich eine bestimmte Höhe erreicht hat. Auf diese Weise bildet sich ein potentielles Schubband, in dem sich der kritische Schubriss einstellen wird. Dieses Schubband ist in Abbildung 3.10 (a) grün hervorgehoben und als "Band mit Festigkeitsüberschreitung" bezeichnet. Es wird deutlich, dass die Höhe des Schubbandes mit zunehmender Biegebeanspruchung sinkt und somit die Biegung die Querkrafttragfähigkeit positiv beeinflusst. Der kritische Schubriss, also der lokale Trennriss zwischen Zug- und Druckzone, stellt sich schließlich ein, wenn über eine bestimmte Länge hinweg das Schubband über eine bestimmte Höhe verfügt.

Um die Querkrafttragfähigkeit nach diesem Modell ermitteln zu können, ist zunächst die Spannungsverteilung über die Höhe des Bauteils und in verschiedenen Schnitten zu bestimmen. Abbildung 3.11 zeigt die Spannungsverteilung in einem Segment zwischen zwei Biegerissen sowie die Kennzeichnung der einzelnen Bereiche. Der Abstand x' zwischen der maximalen Zugspannung und der Nulllinie lässt sich unter der Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte nach Gleichung 3.29 bestimmen.

$$x' = \frac{\epsilon_{ct}}{\epsilon_s} \cdot (d - x) \quad (3.29)$$

- mit: d statische Höhe
 x Druckzonenhöhe
 ϵ_{ct} Rissdehnung des Betons $\approx f_{ctm}/E_c$
 ϵ_s Dehnung der Zugbewehrung

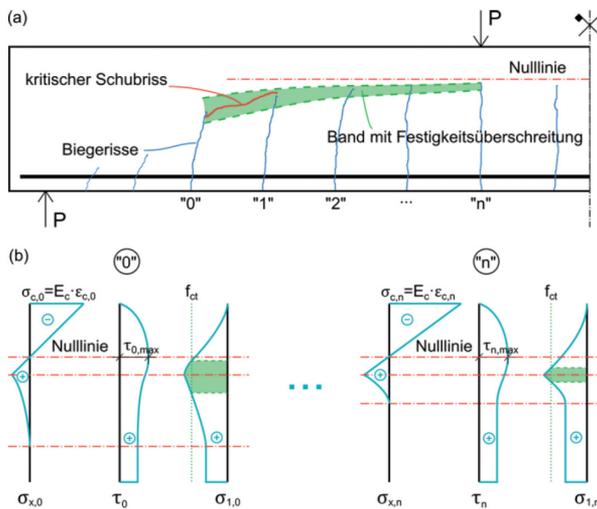


Abb. 3.10: Grundlage der Schubrissbildung; (a) Bildung des kritischen Schubrisses; (b) Normal- und Schubspannungen an unterschiedlichen Rissen; aus *Tue u. a. 2014*

Über das horizontale Gleichgewicht und unter Verwendung elastischer Werkstoffgesetze ergibt sich die Höhe der Druckzone aus Gleichung 3.30, wobei laut *Tue u. a. 2014* vereinfacht die Betonzugspannungen vernachlässigt werden können.

$$x = \left[\sqrt{(\rho_s \cdot n)^2 + 2\rho_s \cdot n - \rho_s \cdot n} \right] \cdot d \quad (3.30)$$

mit: $\rho_s = A_s / (b \cdot d)$ Längsbewehrungsgrad
 $n = E_s / E_c$ Verhältnis der E-Moduln

Die Höhe des Bereichs mit der Nachrisszugfestigkeit des Betons wird mit dem in Abbildung 3.12 dargestellten Ansatz ermittelt. Hierbei handelt es sich um eine Vereinfachung der Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehung aus *Model Code 2010. Tue u. a. 2014* setzen eine lineare Abnahme der Zugfestigkeit f_{ct} bis zur Rissweite $w_1 = G_f / f_{ct}$ an, sodass sich die Höhe des Bereichs der Zugspannungsübertragung im Riss nach Gleichung 3.31 ergibt.

$$\begin{aligned} x'' &= \frac{w_1}{w_k} \cdot (d - x - x') \\ &= \frac{G_f}{f_{ct} \cdot w_k} \cdot (d - x - x') \end{aligned} \quad (3.31)$$

mit: G_f Bruchenergie des Betons
 $= 73 \cdot f_c^{0,18}$ (f_c in [N/mm], G_f in [N/m])
 w_k Primärrissbreite

Die Breite des Primärrisses lässt sich mit dem Ansatz aus *DIN EN 1992-1-1 2011* nach Gleichung 3.32 bestimmen und der Primärrissabstand darf in erster Näherung mit 70 % der statischen Höhe angenommen werden ($s_r = 0,7d$).

$$\begin{aligned} w_k &= s_r \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \\ &= s_r \cdot \frac{1}{E_s} \cdot \left[\sigma_s - 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + n \cdot \rho_{p,eff}) \right] \end{aligned} \quad (3.32)$$

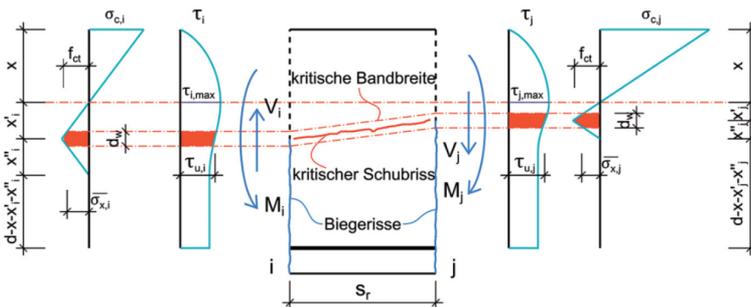


Abb. 3.11: Betonspannungen in einem Segment zwischen zwei Biegerissen aus *Tue u. a. 2014*

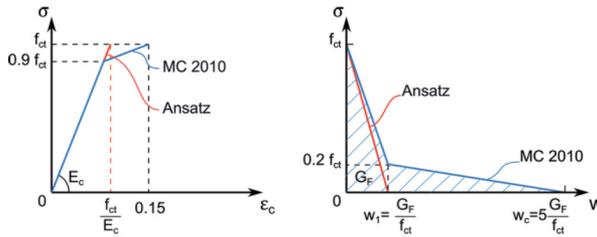


Abb. 3.12: Betonverhalten unter Zugbeanspruchung in Anlehnung an *Model Code 2010* aus *Tue u. a. 2014*

Wie eingangs bereits kurz beschrieben, beruht das Modell auf der Entwicklung eines kritischen Schubbandes. Laut *Tue u. a. 2014* wird somit berücksichtigt, dass ein Makroriss erst dann entsteht, wenn das Potential zur Mikrorissbildung, also Hauptspannungen in Höhe der Betonzugfestigkeit f_{ct} , über einen bestimmten Bereich vorliegt. Als erste Näherung wurde die Breite d_w des Schubbandes zunächst über eine Regressionsanalyse bestimmt. Die theoretischen Überlegungen, dass d_w in Abhängigkeit zum Längsbewehrungsgrad sowie zur Betonfestigkeit steht, wurden dabei berücksichtigt. Somit ergibt sich die kritische Schubbandbreite nach Gleichung 3.33.

$$d_w = 0,5 \cdot \frac{(100 \cdot \rho_s)^{0,9}}{f_c} \quad (3.33)$$

Um schließlich die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils bestimmen zu können, ist zunächst noch die Abgrenzung des gerissenen Bereichs vom ungerissenen erforderlich. Dabei wird das Bauteil als gerissen definiert, wenn ein sichtbarer Makroriss vorhanden ist. Dazu ist bei längsbewehrten Bauteilen eine Steigerung des Biegemoments im Vergleich zum Erreichen des Rissmoments M_{cr} erforderlich, vgl. Gleichung 3.34. Als erste Näherung wurde in *Tue u. a. 2014* κ nach Gleichung 3.35 vorgeschlagen.

$$M_0 = \kappa \cdot M_{cr} \quad (\kappa > 1) \quad (3.34)$$

$$\kappa = 1 + 50 \cdot \rho_s \quad (3.35)$$

Im ungerissenen Bereich ermittelt sich die aufnehmbare Querkraft schließlich nach Gleichung 3.36, wobei die maximale Schubspannung τ_{max} auf der Höhe der Nulllinie die Betonzugfestigkeit f_{ct} erreicht. Die Völligkeit der parabelförmigen Spannungsverteilung wird mit dem Faktor $2/3$ berücksichtigt. Bezogen auf die statische Höhe d , ergibt sich die mittlere aufnehmbare Schubspannung nach Gleichung 3.37.

$$V_{RC,0} = \frac{2}{3} \cdot f_{ct} \cdot b \cdot h \quad (3.36)$$

$$\tau_{RC,0} = \frac{2}{3} \cdot f_{ct} \cdot \frac{h}{d} \quad (3.37)$$

Für den gerissenen Bereich sind zunächst die mittleren Normalspannungen σ_{xm} innerhalb der kritischen Schubbandbreite d_w zu ermitteln. Gemäß Gleichung 3.38 sind dabei zwei Fälle in Abhängigkeit von d_w zu unterscheiden.

$$\begin{aligned}\sigma_{xm} &= f_{ct} \cdot \left(1 - 0,5 \frac{d_w}{x' + x''}\right) && \text{für } d_w < x' + x'' \\ &= 0,5 \cdot f_{ct} \cdot \frac{x' + x''}{d_w} && \text{für } d_w \geq x' + x''\end{aligned}\quad (3.38)$$

Die maximale Schubspannung innerhalb des kritischen Schubbandes ergibt sich schließlich nach Gleichung 3.39, wobei τ_u in Anlehnung an das Hauptspannungskriterium nach Gleichung 3.40 berechnet wird.

$$\tau_{max} = \frac{\tau_u}{1 - \left(\frac{x'}{x}\right)^2} \quad (3.39)$$

$$\tau_u = \sqrt{f_{ct} \cdot (f_{ct} - \sigma_{xm})} \quad (3.40)$$

Es ist ersichtlich, dass die aufnehmbare Schubspannung von der Betonzugfestigkeit, aber eben auch von der mittleren Normalspannung innerhalb des Schubbandes abhängig ist. Die Abhängigkeit von der Normalspannung wiederum ist gleichbedeutend mit einer Abhängigkeit von der Biegebeanspruchung, vgl. *Tue u. a. 2014*. Über den Schubspannungsverlauf über die statische Höhe d ist schließlich eine Abschätzung der mittleren Schubspannung $\tau_{R,c}$ nach Gleichung 3.41 möglich. Die Querkrafttragfähigkeit des betrachteten Querschnitts ergibt sich gemäß Gleichung 3.42 durch Multiplikation mit der statischen Höhe d .

$$\tau_{R,c} = \frac{\frac{2}{3} \tau_{max} \cdot x + \frac{1}{2} (\tau_{max} + \tau_u) \cdot x' + \tau_u \cdot (d - x - x')}{d} \quad (3.41)$$

$$V_{R,c} = \left[\frac{2}{3} \tau_{max} \cdot x + \frac{1}{2} (\tau_{max} + \tau_u) \cdot x' + \tau_u \cdot (d - x - x') \right] \cdot b \quad (3.42)$$

Mit den zuvor beschriebenen Gleichungen ist nun die Bestimmung des Querkraftwiderstandes für jeden Querschnitt entlang der Bauteilachse möglich. Abbildung 3.13 zeigt den qualitativen Schubspannungsverlauf über die Trägerlänge für einen Einfeldträger unter zwei Einzellasten. Wird nun zusätzlich der Schubspannungsverlauf der einwirkenden Querkraft $\tau_{Ed} = V/(b \cdot d)$ aufgetragen, ist die Ermittlung des Versagensbereichs möglich. Laut *Tue u. a. 2014* tritt das Versagen ein, wenn der Bereich, in dem die einwirkende Querkraft den Querkraftwiderstand übersteigt, größer als die Initiallänge ist. Die Initiallänge wird dabei mit dem Abstand s_{rm} zwischen zwei Biegerissen gleichgesetzt. Das Versagen äußert sich durch die Bildung des kritischen Schubrisses, der Zug- und Druckzone voneinander trennt. Prinzipiell ist eine weitere Laststeigerung durch die Umlagerung in ein Sprengwerk möglich, was auch teilweise in Versuchen (*Tue u. a. 2015*) beobachtet werden konnte. Da die Sprengwerkswirkung allerdings als Systemeigenschaft zu verstehen ist, die neben der Schubschlankheit, der Bauteilgeometrie und der Belas-

tung zudem wesentlich vom Rissbild sowie dem Rissverlauf abhängt, ist eine rechnerische Erfassung sehr schwierig. Daher sollte auf der sicheren Seite liegend die Umlagerung in ein Sprengwerk für die Bemessung vernachlässigt werden, s. *Tue u. a. 2015*.

Zuvor wurde beschrieben, dass die Abgrenzung des ungerissenen Bereichs vom gerissenen in einer ersten Näherung durch Gleichung 3.34 vorgenommen werden konnte. Dieser Ansatz wurde in *Tung u. Tue 2016* mit Gleichung 3.43 konkretisiert, wobei die Länge x_0 die Länge des ungerissenen Bereichs angibt.

$$x_0 = \frac{M_{Cr}}{P} + s_{rm} \cdot \left(1,3 - \frac{M_{max}}{M_y}\right) \geq \frac{M_{Cr}}{P} + s_{rm} \quad (3.43)$$

- mit: M_{Cr} Rissmoment
- s_{rm} Rissabstand
- M_{max} maximales einwirkendes Moment
- M_y Moment bei Erreichen der Fließspannung

Da das Risswachstum von der Ausnutzung der Längsbewehrung abhängig ist, wurde ein Ansatz gewählt, der dies über das Verhältnis des maximalen Biegemomentes M_{max} zum Moment bei Erreichen der Fließspannung M_y berücksichtigt. Mit dem Faktor 1,3 wird berücksichtigt, dass auch bei voller Ausnutzung der Längsbewehrung der gerissene Bereich mindestens in einem Abstand von $0,3 \cdot s_{rm}$ neben der Stelle bei Erreichen von M_{Cr} liegt. Auf der Grundlage dieser Formulierung kann schließlich auch die Lage des Nachweisschnittes mit $x_{control} = x_0 + s_{rm}$ bestimmt werden.

Zusammenfassend kann nochmals gesagt werden, dass die Querkrafttragfähigkeit nach diesem Modell eine Bauteiltragfähigkeit darstellt. Es ist eine

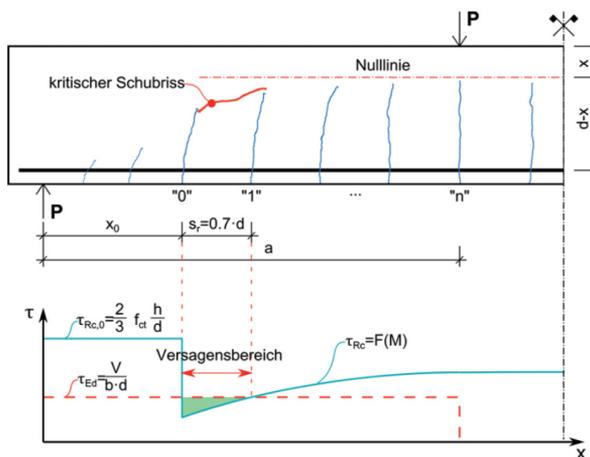


Abb. 3.13: Querkrafttragfähigkeit eines Einfeldträgers unter Einzellasten aus *Tue u. a. 2014*

Analyse des gesamten Tragwerks erforderlich und es besteht eine Abhängigkeit von der einwirkenden Biegebeanspruchung. Hierin besteht ein wesentlicher Unterschied z.B. zum Modell nach *DIN EN 1992-1-1 2011*, da es sich beim letztgenannten um eine Querschnittstragfähigkeit handelt, die innerhalb eines Bauteils unverändert bleibt. Weiterhin kann mit dem in Graz entwickelten Modell die Biegerissbildung beschrieben werden, sodass auch die Lage des kritischen Schubrisses vorhergesagt werden kann. Somit ist es möglich, den Nachweis der Querkraft an der tatsächlichen Versagensstelle zu führen. Bei anderen Modellen hingegen wird der Nachweis in der Regel im Schnitt *d* neben dem Auflager geführt, wobei das eigentliche Versagen meist an anderer Stelle eintritt. Ebenfalls ist anzumerken, dass mit dem vorgestellten Modell die Auswirkungen unterschiedlicher Belastungsarten berücksichtigt werden können, vgl. *Tue u. a. 2015* und *Tue u. a. 2016*. Somit geht indirekt auch das statische System in den Nachweis mit ein. Es kann allerdings eine klare Abgrenzung von der Systemtragfähigkeit vorgenommen werden, da nach wie vor das Gleichgewicht im Riss berücksichtigt wird.

3.3.4 Modell mit Berücksichtigung der Sprengwerktragfähigkeit

In den meisten Modellen zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit wird die sogenannte Schrägrisslast als Versagenslast definiert. Damit ist die Bildung des kritischen Schubrisses gemeint. Teilweise kann in Versuchen allerdings auch nach der Schubrissbildung noch eine Traglaststeigerung beobachtet werden, da eine Systemumlagerung in ein Sprengwerk stattfindet. Nach *Keller 2007* liegen für Bauteile aus Normalbeton ohne Vorspannung Schrägrisslast und Versagenslast sehr nah beieinander, weshalb die Bestimmung der Schrägrisslast als Versagenslast im Allgemeinen als korrekt bezeichnet werden kann. Für Spannbetonbauteile oder Balken aus Leichtbeton ohne Vorspannung kann durch die Berücksichtigung der Sprengwerktragfähigkeit jedoch die Traglast teilweise noch deutlich gesteigert werden. Daher wurde in *Keller 2007* ein Vorschlag zur Bestimmung der Sprengwerktragfähigkeit erarbeitet, sodass sich die Querkrafttragfähigkeit V_u nach Gleichung 3.44 unter Berücksichtigung der Schrägrisslast V_{sr} bzw. der Sprengwerktragfähigkeit V_{sp} ergibt.

$$V_u = \max \begin{cases} V_{sr} \\ V_{sp} \end{cases} \quad (3.44)$$

mit: V_{sr} Schrägrisslast
 V_{sp} Sprengwerktragfähigkeit

Die Bestimmung der Schrägrisslast erfolgt in *Keller 2007* nach *Zink 2000*, was an dieser Stelle jedoch nicht weiter erläutert wird. Im Fokus liegt die Ermittlung der Sprengwerktragfähigkeit, die mit einem Fachwerk nach Abbildung 3.14 beschrieben werden kann. Das Versagen des Sprengwerks tritt

entweder ein, wenn die Tragfähigkeit der Zugzone durch Erreichen der Fließspannung (s. Gleichung 3.45) oder die Tragfähigkeit der Druckstrebe erreicht ist.

$$Z_{max} = E_S \cdot A_S \cdot \epsilon_{s,max} \quad (3.45)$$

Die Druckstrebentragfähigkeit ermittelt sich nach Gleichung 3.46, wobei der Beiwert α_R die Völligkeit der Spannungsverteilung in Abhängigkeit der Spannungs-Dehnungslinie des Betons beschreibt. Daher wurde für Normalbeton $\alpha_R = 0,81$ und für Leichtbeton $0,5 \leq \alpha_R \leq 0,81$ festgelegt. Weiterhin gehen die einachsiale Betondruckfestigkeit f_{1c} und die Querschnittsfläche der Druckstrebe mit $b \cdot x$ ein.

$$D_{max} = \alpha_R \cdot f_{1c} \cdot b \cdot x \quad (3.46)$$

Durch die Biegebemessung ist das zugehörige Biegemoment M_y sowie der innere Hebelarm z bekannt, sodass sich der Grundwert der maximalen Sprengwerktragfähigkeit nach Gleichung 3.47 bestimmen lässt.

$$V_{sp0} = \frac{M_y}{a} = \frac{\min(D_{max}, Z_{max}) \cdot z}{a} \quad (3.47)$$

Laut *Keller 2007* ist der Grundwert V_{sp0} lediglich für den ungestörten Lastabtrag gültig. Durch die Schrägrissbildung findet allerdings eine Einschnürung der Druckzone statt, die die Sprengwerktragfähigkeit beeinflusst. Außerdem muss die Länge des Schrägrisses beachtet werden, da sich diese auf die Neigung der Druckstrebe auswirkt. Beide Effekte können indirekt über das Verhältnis des Rissmoments zum Fließmoment berücksichtigt werden. Einerseits ist das Verhältnis ein Maß für die Druckzonenausnutzung und andererseits wird über die Steigerung des Biegemoments im Vergleich zum Rissmoment die Größe des gerissenen Bereichs beschrieben. Da davon ausgegangen werden kann, dass sich der Schrägriss aus den äußeren Biegerissen entwickelt, ist somit die Risslänge berücksichtigt. Mit Hilfe einer Parameterstudie wurde schließlich der Faktor nach Gleichung 3.48 festgelegt, mit welchem der Grundwert V_{sp0} zu multiplizieren ist. Für Spannbetonbauteile bzw. Bauteile aus Leichtbeton wurden eigenständige Faktoren ermittelt, welche hier allerdings nicht aufgeführt werden.

$$k \left(\frac{M_{cr}}{M_y} \right) = 1,65 \left(\frac{M_{cr}}{M_{y,mod}} \right)^{0,4} \quad (3.48)$$

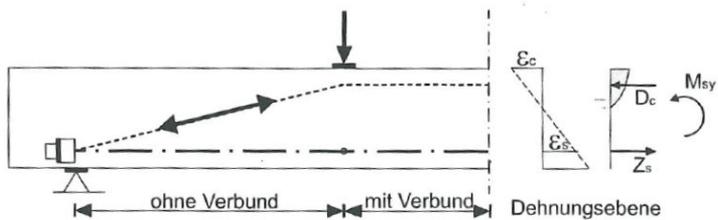


Abb. 3.14: Sprengwerk aus Keller 2007

4 Experimentelle Untersuchungen

4.1 Allgemeines

Da für Verbunddecken mit Normalbeton in der Regel kein Querkraftversagen zu erwarten ist, ist die Erzeugung eines Querkraftversagens im Versuch schwierig. Zudem konnte aufgrund des fehlenden Querkraftbemessungsmodells für die Vorbemessung der Versuchskörper lediglich eine Abschätzung der Querkrafttragfähigkeit erfolgen. Obwohl das Versagen infolge Querkraft geplant war, konnte in den ersten beiden Versuchsserien lediglich Biege- und Längsschubversagen beobachtet werden. Da diese Versuche allerdings wesentlich zum besseren Verständnis über das Tragverhalten von Verbunddecken beigetragen haben, werden auch diese Versuchsserien nachfolgend beschrieben. In zwei weiteren Versuchsserien konnte das Querkraftversagen schließlich erzeugt werden. Die experimentellen Untersuchungen wurden folglich innerhalb von vier Versuchsserien durchgeführt. Da sich aufbauend auf den gewonnenen Erkenntnissen sowohl die Versuchskonzeption als auch das Messkonzept stetig weiterentwickelten, werden die Versuche nachfolgend chronologisch beschrieben. Sämtliche Punkte, die übergreifend für alle Versuchsserien gültig sind, werden zur besseren Übersicht vorab im allgemeinen Kapitel aufgeführt. Dazu zählen unter anderem die grundsätzlichen Überlegungen zum Versuchsaufbau sowie zum Versuchsablauf. Sofern hier Besonderheiten einer Versuchsserie zu ergänzen sind, finden sich diese Ausführungen in den entsprechenden Unterkapiteln.

Die Bezeichnung der Versuchskörper erfolgte anhand der vorliegenden Parameter nach dem in Abbildung 4.1 dargestellten Prinzip. Für die verwendeten Profilbleche wurden kürzere Bezeichnungen eingeführt, die in Tabelle 4.1 zusammengestellt sind. Bei der Angabe der Betonfestigkeitsklasse ist zu erwähnen, dass es sich hierbei um die Festigkeit des bestellten Transportbe-

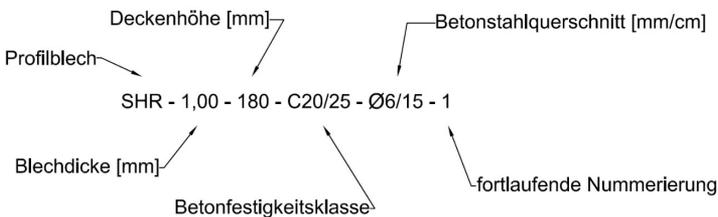


Abb. 4.1: Erläuterung der Bezeichnung der Versuchskörper

tons handelt und die tatsächlichen Festigkeiten der Versuchskörper davon abweichen können. Die Angabe des Betonstahlquerschnitts erfolgt mit Angabe des Stabdurchmessers sowie des Stababstands.

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern. Die Anordnung der Betonstahlbewehrung erfolgte in Form von Betonstahlmatten, die direkt auf die Obergurte der Verbundbleche aufgelegt wurden. Die Abstände der Längsbewehrung orientierten sich dabei an den Sickenabständen der Bleche, sodass sich im Bereich jeder Tiefsicke ein Längseisen befand. Diese Bewehrungsführung entspricht dem Regelfall in der Praxis. Es wurde darauf geachtet, dass sich die Längsbewehrung der Matte in der unteren Lage befand. Weiterhin erfolgte die Betonage im Eigengewichtsverbund, sodass das Eigengewicht nach dem Ausschalen der Versuchskörper bereits den Verbundquerschnitt belastete. Hinsichtlich der Versuchsdurchführung liegt dieses Vorgehen auf der sicheren Seite. Zudem wurden mit den Versuchskörpern Würfel, Zylinder sowie Biegebalken hergestellt, um die tatsächlichen Festigkeiten zum Zeitpunkt der Bauteilprüfung ermitteln zu können.

4.2 Versuchsaufbau und Versuchsablauf

Der Versuchsaufbau erfolgte als Drei-Punkt-Biegeversuch mit in Längsrichtung versetzter Lasteinleitung. Somit ist zum einen die gezielte Anbringung der Messtechnik im geplanten Versagensbereich möglich und zum anderen können die Versuchskörper derart gestaltet werden, dass zwei Versuche an einem Versuchskörper durchgeführt werden können. Abbildung 4.2 zeigt den schematischen Versuchsaufbau. Über das Auflager hinaus war ein Überstand L_0 vorgesehen. Dieser diente zum einen der Verankerung des Verbundblechs, um einen höheren Verdübelungsgrad zu erreichen, und zum anderen wurde sichergestellt, dass sich bei einem Einsatz von Kopfbolzendübeln als Endverankerung die Druckstrebe nicht direkt auf den Kopfbolzendübeln abstützen konnte. Für den Abstand L_s zwischen Lasteinleitung und Auflager, der sogenannten Schublänge, wurde das Dreifache der mittleren statischen Höhe nach Gleichung 3.16 gewählt. Somit verfügen die Versuchskörper über eine Schubschlankheit von $a/d = 3$, was für das Querkraftversagen am ungünstigsten ist, vgl. Kapitel 3.2.2. Der Abstand zwischen der Lasteinleitung und dem weiter entfernten Auflager L_1 betrug entweder das 6-fache oder das 9-fache der mittleren statischen Höhe. Der Kragarm mit der

Tab. 4.1: Kurzbezeichnung der verwendeten Verbundbleche

Kurzbezeichnung	Verbundblech
SHR	SUPER-HOLORIB SHR51
C70	COFRASTRA 70
Hody	Hody SB 60
CF	ComFlor 80

Länge L_2 kann im ersten Versuch annähernd als unbelastet angenommen werden. Nach der ersten Versuchsdurchführung wurde der Versuchskörper umgedreht und der zweite Versuch an der noch unbelasteten Seite durchgeführt. Die jeweiligen Maße des Versuchsaufbaus sind in den einzelnen Abschnitten nochmals aufgeführt, sowie im Anhang A zusammengefasst.

In *Tue u. a. 2015* wurden Versuche mit unterschiedlichen M/V-Kombinationen durchgeführt und dabei ein erheblicher Einfluss auf das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen festgestellt. So konnte für Einfeldbalken unter Gleichstreckenlasten eine höhere Querkrafttragfähigkeit beobachtet werden, als für vergleichbare Versuchskörper, die mit einer Einzellast belastet wurden. Für die in dieser Arbeit durchgeführten Versuche, die zur Kalibrierung des entwickelten Modells herangezogen wurden, bedeutet dies, dass die Ergebnisse hinsichtlich des Aufbaus, bzw. der Belastungsart, auf der sicheren Seite liegen.

Die Versuchsdurchführung erfolgte in Anlehnung an den Anhang B.3.4 der *DIN EN 1994-1-1 2010*, in dem die Durchführung von Versuchen zur Bestimmung der Längsschubtragfähigkeit von Verbunddecken geregelt ist. Hier ist eine zyklische Vorbelastung der Versuche vorgeschrieben, um den Haftverbund zwischen Verbundblech und dem Beton zu lösen. Innerhalb von drei Stunden sollen 5000 Lastwechsel zwischen 20 % und 60 % der Maximallast durchgeführt werden. An dieser Stelle sei bereits vorweggenommen, dass die zyklische Vorbelastung lediglich beim ersten Versuch der Serie 1 durchgeführt wurde. Dies ist damit zu begründen, dass der Haftverbund durch die zyklische Vorbelastung nicht gelöst werden konnte und auch kein Unterschied zwischen den Versuchen mit und ohne Vorbelastung festgestellt werden konnte. Diese Beobachtung deckt sich zudem mit den Erfahrungen des Fachgebiets Stahlbau der TU Kaiserslautern. Weiterhin soll nach Anhang B.3.4 der *DIN EN 1994-1-1 2010* die Versuchsgeschwindigkeit so gewählt werden, dass ein Versagen frühestens nach einer Stunde eintritt. Daher wurden die Versuche weggeregelt mit einer Geschwindigkeit von 0,5 mm/min durchgeführt. Die Belastung erfolgte mit einem kalibrierten hydraulischen Prüfzylinder in Schritten von 20 kN. Nach dem Erreichen einer Laststufe wurde der Prüfzylinder für wenige Minuten gestoppt. Während der Haltezeit blieb der Zylinderweg konstant und es wurden die Risse am Versuchskörper angezeichnet und dokumentiert. Es handelte sich demnach um eine quasi-statische Versuchsdurchführung.

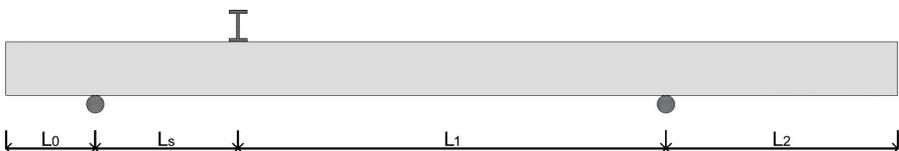


Abb. 4.2: Prinzipielle Darstellung des Versuchsaufbaus

4.3 Werkstoffe sowie Bestimmung derer Eigenschaften

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte mit Transportbeton. Die jeweils bestellte Betonfestigkeitsklasse ist in den entsprechenden Abschnitten der Versuchsserien aufgeführt. Als Betonzuschlag wurde Kies eingesetzt. Um einen sicheren Einbau des Betons vor allem in den hinterschnittenen Bereichen der Versuchskörper zu gewährleisten, wurde das Größtkorn auf 16 mm begrenzt.

Die tatsächlichen Materialeigenschaften des Betons zum Zeitpunkt der Bauteilprüfungen wurden in Anlehnung an *DIN EN 12390* ermittelt. Von den Vorgaben der Probenlagerung wurde bewusst abgewichen. Die Proben zur Ermittlung der Materialkennwerte wurden zusammen mit den Prüfkörpern der Bauteilversuche gelagert, sodass hier gleiche Bedingungen für die Festigkeitsentwicklung vorlagen. Es wurden jeweils ausreichend Proben zusammen mit den Versuchskörpern hergestellt, sodass die Zeitpunkte der Prüfung der Materialfestigkeiten und die Durchführung der Bauteilversuche in der Regel maximal 24 Stunden auseinander lagen.

Die Druckfestigkeit wurde sowohl an Würfeln als auch an Zylindern ermittelt. Weiterhin wurde der E-Modul des Betons und die Spaltzugfestigkeit experimentell bestimmt. Außerdem wurden in der ersten Versuchsserie die Biegezugfestigkeiten ermittelt. Für die Nachrechnungen der Versuche konnte die Zylinderdruckfestigkeit sowie der E-Modul direkt aus den Festigkeitsprüfungen verwendet werden. Die zentrische Zugfestigkeit des Betons wurde aus der Spaltzugfestigkeit nach *Model Code 2010* errechnet. In Gleichung 4.1 ist der Zusammenhang wiedergegeben, wobei für A_{sp} der Wert 1,0 vorgeschlagen wird. Die Ergebnisse der Betonfestigkeiten sind im Anhang B aufgeführt.

$$f_{ctm} = A_{sp} \cdot f_{ct,sp} \quad (4.1)$$

Für die Verbundbleche wurden die Dehngrenze $R_{p0,2}$ sowie die Zugfestigkeit R_m in Anlehnung an *DIN EN ISO 6892 2017* bestimmt. Hierfür wurden Flachproben nach *DIN 50125 2016* aus den Verbundblechen herausgeschnitten. Die Kennwerte des Betonstahls wurden lediglich für den hochfesten Ankerstabstahl, der in den Versuchsserien 3 und 4 zum Einsatz kam, ermittelt. Auch hier erfolgte die Versuchsdurchführung in Anlehnung an *DIN EN ISO 6892 2017* und die Proben wurden nach *DIN 50125 2016* aus dem Betonstahl herausgedreht. Zusätzlich zur 0,2%-Dehngrenze und der Zugfestigkeit wurde für den Betonstahl der E-Modul ermittelt. Sämtliche Ergebnisse der Zugversuche an Stahlproben sind im Anhang B zusammengefasst.

4.4 Orientierende Versuchsreihe - Serie 1

4.4.1 Konzeption

Innerhalb der orientierenden Versuchsreihe wurden sowohl Verbunddecken mit Betonstahl als auch Verbunddecken ohne Betonstahlbewehrung geprüft. Bei der Konzeption der Versuchskörper wurde sich an den üblichen Parametern von Verbunddecken orientiert, um ein sehr praxisnahes Versuchsprogramm zu erhalten. Tabelle 4.2 zeigt eine Übersicht des Versuchsprogramms. Es wurden das SUPER-HOLORIB SHR 51- Verbundblech als hinter-schnittene Geometrie, das COFRASTRA 70 - Profil mit einem leichten Hinter-schnitt, sowie das Hody SB 60 - Verbundblech als offene Geometrie untersucht. Somit sind die wesentlichen Verbundwirkungen der unterschiedlichen Blechgeometrien abgedeckt. Weiterhin wurden mit 12 cm bzw. 18 cm zwei unterschiedliche sowie für Verbunddecken typische Deckenhöhen geprüft. Um den direkten Einfluss der zusätzlichen Betonstahlbewehrung untersuchen zu können, wurde jeder Versuchskörper einmal ohne und einmal mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung ausgeführt. Somit ergab sich ein Versuchsprogramm mit insgesamt 12 Versuchskörpern, also 24 Versuchen. Als zusätzliche Betonstahlbewehrung wurden Stäbe mit einem Durchmesser von 6 mm eingesetzt. Das entsprach bei den SHR-Versuchskörpern mit einem Sickenabstand von 15 mm dem Betonstahlquerschnitt einer Matte Q 188 A. Die Breite der Versuchskörper entsprach in etwa der Lieferbreite der Verbundbleche. Im Sinne einer einfachen Versuchskörperherstellung wurde an den Seiten der Versuchskörper ein kleiner Betonüberstand belassen und die Breite der Versuchskörper somit auf ein glattes Maß festgelegt. Die genauen Versuchskörperabmessungen sind im Anhang A aufgeführt.

Um einen hohen Verdübelungsgrad der Bleche und folglich auch eine hohe Biegetragfähigkeit der Versuchskörper zu erhalten, wurden Endverankerungsmaßnahmen vorgenommen. Die SHR-Verbundbleche wurden mit Blechverformungsankern versehen. Bei allen Versuchskörpern wurden Kopfbolzen in jeder Tiefsicke der Bleche angeordnet. Hierzu wurden zunächst die Kopfbolzen auf eine 20 mm dicke Stahlplatte aufgeschweißt und die Verbundbleche gelocht. Anschließend wurden die gelochten Verbundbleche über die Kopfbolzen gelegt und beide Bleche über Gewindefurchende Schrauben miteinander verbunden. Eine höhere Anzahl an Gewindefurchender Schrauben wurde bei den Hody- und C70- Versuchskörpern verwendet.

Die Vorbemessung der Versuchskörper erfolgte auf Mittelwertniveau. Die Querkraftbemessung der Versuchskörper erfolgte im Abstand d_m zum Aufla-

Tab. 4.2: Versuchsprogramm der Serie 1

Deckenhöhe	SUPER-HOLORIB SHR 51	COFRASTRA 70	Hody SB 60
12 cm	1	1	1
18 cm	1	1	1

ger mit dem in Kapitel 3.3.2 beschriebenen Modell unter Beachtung der tatsächlich verankerten Längsbewehrung. Die teilweise zusätzlich angeordnete Betonstahlbewehrung wurde hierbei im horizontalen Kräftegleichgewicht berücksichtigt. Für diese Versuchskörper erfolgte eine weitere Abschätzung der Querkrafttragfähigkeit als Addition von Verbund- und Massivdecke. Zunächst wurde die Druckzonenhöhe z_{pl} ausschließlich infolge des Verbundblechs als Längsbewehrung bestimmt. Anschließend erfolgte die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit nach dem Modell des EC2 mit einer um die Druckzonenhöhe reduzierten Bauteilhöhe. Somit wurde indirekt die zusätzlich zu erwartende Dübelwirkung der Betonstahlbewehrung berücksichtigt.

Die nachfolgende Abbildung 4.3 zeigt das Messkonzept der orientierenden Versuche. Es wurden zwei induktive Wegaufnehmer WA1 direkt unter der Last an der Unterseite der Versuchskörper angeordnet, um die Durchbiegung zu messen. Zwei Wegaufnehmer WA2 wurden am Ende der Versuchskörper angeordnet, um den Endschlupf zwischen Verbundblech und Aufbeton zu erfassen. Mit einem weiteren Wegaufnehmer WA5 wurde der Endschlupf auf der anderen Seite des Versuchskörpers erfasst. Somit kann unter anderem auf eine Beeinflussung des zweiten Versuchs infolge des ersten Versuchs am selben Versuchskörper geschlossen werden. Die weitere konventionelle Messtechnik wurde mittig zwischen Lasteinleitung und Auflager über die Höhe des Querschnitts angeordnet, um die Dehnungsverteilung im Bauteil erfassen zu können. Hierzu wurden drei Wegaufnehmer WA3 auf der Oberseite des Versuchskörpers angebracht, um die Betondehnungen ermitteln zu können. Die Stahldehnungen wurden mittels Dehnungsmessstreifen (DMS) gemessen. Am Verbundblech wurde jeweils eine DMS am Obergurt (DMS OG) und eine DMS am Untergurt (DMS UG) appliziert. Die Dehnungen der Betonstahlbewehrung wurden an jeweils zwei Bewehrungsstäben (B1 und B2) erfasst. Weiterhin wurden an jedem Bewehrungsstab zwei DMS einander gegenüberliegend appliziert. Die Betonstahlbewehrung wurde anschließend im Versuchskörper derart eingebaut, dass sich die DMS seitlich befanden. Eine Beeinflussung der Messergebnisse infolge der Biegung der Betonstahlbewehrung sollte somit ausgeschlossen werden. Mit weiteren Wegaufnehmern (WA4) sollte die Öffnung des kritischen Schubrisses erfasst werden. Da die Lage des Schubrisses nicht vorhergesagt werden kann, wurden 3 horizontale Wegaufnehmer über die Schublänge hinweg angeordnet. Diese befanden sich jeweils mittig in Bezug auf die Höhe des seitlich sichtbaren Aufbetons.

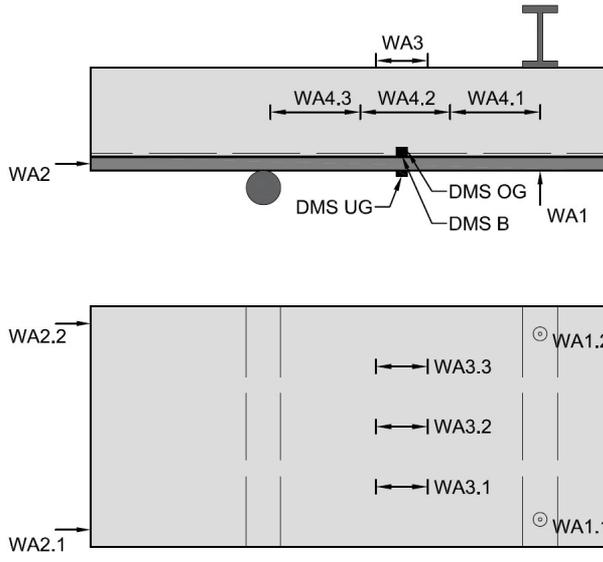


Abb. 4.3: Anordnung der Messtechnik in Versuchsreihe 1; oben: Ansicht und unten: Draufsicht des Versuchskörpers

4.4.2 Durchführung und Beobachtungen

Die prinzipielle Versuchsdurchführung wurde bereits zuvor beschrieben. In diesem Abschnitt werden die Besonderheiten der orientierenden Versuchsreihe aufgeführt. Die Beschreibung der Versuchsdurchführung erfolgt dabei chronologisch, da zu Beginn der Serie verschiedene Parameter aufgrund der vorhandenen Versuchsergebnisse variiert wurden. Um eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse infolge der Belastungsgeschwindigkeit auszuschließen, wurde die Last im ersten Versuch mit einer Geschwindigkeit von 0,2 mm/min aufgebracht. Da die Versuchsdauer bei dieser Belastungsgeschwindigkeit deutlich über die in *DIN EN 1994-1-1 2010* genannten Stunde hinausging, wurde die Geschwindigkeit auf 0,5 mm/min erhöht. Zwischen den Versuchen mit unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten konnten keine wesentlichen Unterschiede festgestellt werden, sodass die höhere Belastungsgeschwindigkeit beibehalten wurde.

Als erstes wurde der Versuch SHR-1,00-180-C20/25-0-1 mit der geplanten Schubschlankheit von $a/d = 3$ durchgeführt. In Abbildung 4.4 ist das Rissbild des Versuchs dargestellt. Infolge der zyklischen Vorbelastung trat ein Riss rechts im Lasteinleitungsbereich auf. Dieser wuchs mit fortschreitender Laststeigerung in Richtung der Lasteinleitungsstelle an. Bei einer Zylinderlast von ca. 150 kN trat ein neuer Biegeriss rechts im Abstand von ca. 20 cm zur Lasteinleitung auf. Dieser reichte bis in etwa die Hälfte der Betonüberdeckung oberhalb des Blechs und blieb während des gesamten Versuchs hinsichtlich seiner Länge konstant. Eine nennenswerte Rissöffnung konnte ebenfalls nicht beobachtet werden. In Abbildung 4.4 ist dieser Riss nicht zu

sehen. Bei einer Zylinderlast von ca. 170 kN bildete sich ein weiterer Riss links im Lasteinleitungsbereich, der mit weiterer Laststeigerung in Richtung der Lasteinleitungsstelle wuchs. Die Rissbildung beschränkte sich folglich hauptsächlich auf die zwei Risse im Lasteinleitungsbereich. Im Versuch konnte ab einer Zylinderlast von ca. 150 kN eine Zunahme der Durchbiegung beobachtet werden, bis schließlich mit 211 kN die Maximallast erreicht wurde. Das Niveau der Maximallast konnte bei Zunahme der Durchbiegung über einen langen Zeitraum gehalten werden, was der annähernd horizontale Bereich im Last-Verformungsdiagramm in Abbildung 4.5 zeigt. Dieses Verhalten ließ sich auf ein Biegeversagen des Versuchskörpers zurückführen, weshalb der Versuch bei einer Durchbiegung von etwa 34 mm beendet wurde. Kurz vor Ende des Versuchs trat aufgrund der großen Verformungen über dem Auflager an der Seite des Kragarms ein Riss auf der Oberseite des Versuchskörpers auf. Daher wurde der Kragarm für die nachfolgenden Versuche unterstützt.

Da der erste Versuch, wie oben beschreiben, auf Biegung versagte, wurden die Auflagerabstände für den zweiten Versuch SHR-1,00-180-C20/25-0-2 derart geändert, dass eine Schubschlankheit von $a/d = 2,5$ vorlag. Durch die Reduktion der Schubschlankheit erhöhte sich das Verhältnis zwischen Querkrafttragfähigkeit und Biegetragfähigkeit. Während des Versuchs konnten keine Unterschiede im Tragverhalten im Vergleich zum ersten Versuch festgestellt werden. Auch im Rissbild waren keine nennenswerten Unterschiede zu verzeichnen. Wie Abbildung 4.6 zeigt, konzentrierte sich die Rissbildung auch bei diesem Versuch im Bereich der Lasteinleitung, wobei auch hier lediglich 2 Risse zu beobachten waren. Der erste Riss trat bei einer Zylinderlast von 100 kN direkt unter der Lasteinleitung auf und verlief sofort bis zur ungerissenen Druckzone. Der zweite Riss trat etwa 20 cm rechts neben der Lasteinleitung bei einer Zylinderlast von 140 kN auf. Mit weiterer Laststeigerung wuchs dieser an und bog dabei in Richtung der Lasteinleitung ab. Mit dem Erreichen der Maximallast von 254 kN trat sehr nah links neben dem ersten Riss ein weiterer auf, der allerdings nur auf der einen Seite des Versuchskörpers zu beobachten war. Zusätzlich bildete sich ausgehend vom rechten Riss etwa in der Mitte des Aufbetons ein horizontaler Riss und auf der Oberseite des Versuchskörpers konnte im Bereich der Lasteinleitung eine Schollenbildung beobachtet werden. Auch bei diesem Versuch konnte die Maximallast bei ansteigender Durchbiegung über längere Zeit gehalten werden, bis schließlich ein leichter Lastabfall in Folge der Schollenbildung



Abb. 4.4: Rissbild des Versuchs SHR-1,00-180-C20/25-0-1

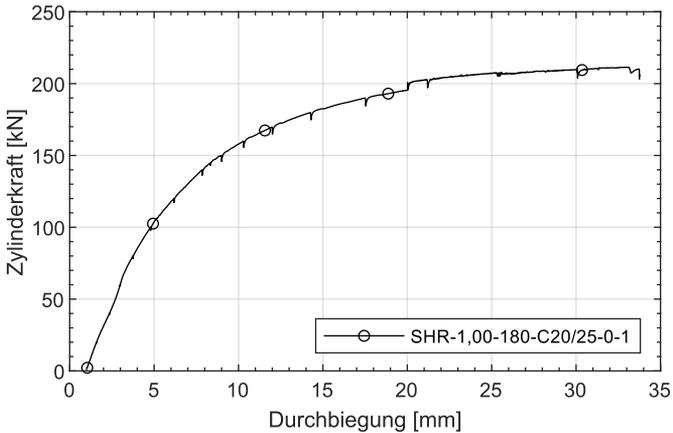


Abb. 4.5: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs SHR-1,00-180-C20/25-0-1

verzeichnet wurde. An diesem Punkt wurde der Versuch beendet und das Versagen konnte auch hier als Biegeversagen interpretiert werden.

Um auch die Auswirkungen einer Erhöhung der Schubslankheit überprüft zu haben, wurden erneut die Auflagerabstände variiert, um den dritten Versuch (SHR-1,00-180-Ø6/15-1) mit einer Schubslankheit $a/d = 3,5$ prüfen zu können. Auch bei diesem Versuch konnten im Vergleich zu den beiden vorherigen keine nennenswerten Unterschiede im Tragverhalten festgestellt werden. Abbildung 4.7 zeigt das Rissbild des Versuchs. Die ersten beiden Risse (direkt unter der Last und rechts daneben) entstanden bei einer Zylinderlast von 60 kN, die beiden äußeren wurden zuerst bei einer Last von 80 kN verzeichnet. Mit der Laststeigerung wuchsen alle Risse in Richtung der Lasteinleitungsstelle an, wobei sich die äußeren Risse dabei ebenfalls neigten. Der linke Riss war lediglich auf einer Seite des Versuchskörpers zu beobachten. Als die Maximallast von 192 kN erreicht wurde, war ein lautes dumpfes Geräusch zu hören, was von einem plötzlichen Lastabfall um ca. 5 kN begleitet wurde. Dies könnte auf ein Versagen eines Betonstahlstabs zurückzuführen sein. Nach dem Lastabfall konnte die Zylinderlast, wie auch bei den anderen Versuchen, unter Zunahme der Durchbiegung konstant gehalten werden. Auf der Oberseite des Versuchskörpers wurde schließlich die



Abb. 4.6: Rissbild des Versuchs SHR-1,00-180-C20/25-0-2

Schollenbildung sichtbar und der Versuch beendet. Folglich versagte dieser Versuchskörper ebenfalls infolge Biegung.

Nach der Durchführung der ersten drei Versuche konnte demnach zusammenfassend festgestellt werden, dass die Versuchskörper eine nur sehr geringe Rissbildung aufwiesen. Sofern sich Biegerisse einstellten, konzentrierten sich diese im Lasteinleitungsbereich und die restlichen Bereiche des Versuchskörpers, insbesondere die des prognostizierten Versagensbereichs, verblieben im Zustand I. Da die Bildung von Biegerissen eine Voraussetzung für die Bildung eines kritischen Schubrisses und damit für ein Querkraftversagen ist, wurde dem nächsten Versuch ein 4-Punkt-Biegeversuch vorgelegt. Das Ziel des Biegeversuchs war es, dem Versuchskörper Biegerisse einzuprägen, um im nachfolgenden Querkraftversuch einen Versuchskörper im Zustand II prüfen zu können. Die Zylinderlast im Biegeversuch wurde kontinuierlich so lange gesteigert, bis die Biegerisse mindestens bis zur Hälfte der Aufbetonhöhe herangewachsen waren. Dabei wurde darauf geachtet, dass das Belastungsniveau noch weit entfernt zum Biegeversagen und damit einer Vorschädigung des Versuchskörpers lag. Abbildung 4.8 zeigt das Rissbild des Versuchskörpers SHR-1,00-180-C20/25-Ø6/15-2 nach der Durchführung des Querkraftversuchs, wobei die Risse, die infolge des vorherigen Biegeversuchs entstanden sind, hervorgehoben sind. Für den 3-Punkt-Biegeversuch wurde das a/d -Verhältnis wieder auf 3 reduziert. Zwei der zuvor eingepprägten Biegerisse wuchsen mit fortschreitender Laststeigerung im Querkraftversuch weiter an. Dabei wuchs der Riss direkt unter der Lasteinleitung senkrecht, während sich der mittlere Riss in Richtung der Lasteinleitung neigte. Beim dritten eingepprägten Biegeriss in der Nähe des Auflagers konnte keine Veränderung während des Versuchs festgestellt werden. Auch hier versagte der Versuchskörper infolge Biegung. Zum einen war erneut ein lautes dumpfes Geräusch zu hören, das von einem schlagartigen Lastabfall begleitet wurde und ein Versagen eines Betonstahls bedeuten könnte. Zum anderen wurde auf der Oberseite des Versuchskörpers Schollenbildung im Bereich der Lasteinleitung beobachtet. Auffällig war allerdings, dass der mittlere Biegeriss deutlich in Richtung der Lasteinleitung abbog. Dieser ähnelte also einem typischen Biegeschubriss, der kritisch werden könnte und somit ein Querkraftversagen einleitet.

Das Vorgehen dem Versuchskörper zunächst Biegerisse aufzuzwingen, schien zielführend zu sein, weshalb auch der nächste Versuch Hody-1,00-180-C20/25-Ø6/20-1 nach diesem Prinzip durchgeführt wurde. Das Rissbild (vgl. Abbildung 4.9) dieses Versuchs ähnelte prinzipiell dem des Versuchs



Abb. 4.7: Rissbild des Versuchs SHR-1,00-180-C20/25-Ø6/15-1



Abb. 4.8: Rissbild des Versuchs SHR-1,00-180-C20/25-Ø6/15-2

SHR-1,00-180-C20/25-Ø6/15-2, wobei der Biegeschubriss, der in Richtung Lasteinleitung abbog, sich nicht aus einem der zuvor eingepprägten Biege-
risse entwickelte. Dieser stellte sich im Querkraftversuch frei ein. Mit dem Erreichen der Maximallast war der Biegeschubriss bis zur Lasteinleitung hin vorgedrungen und es konnte ein Versatz der Rissufer beobachtet werden, was ebenfalls typisch für ein Querkraftversagen ist. Weiterhin konnte im Versuch beobachtet werden, dass sich die äußeren Obergurte des Verbundblechs nach unten verformten. Auch in diesem Versuch war das Versagen trotz der Charakteristika des Querkraftversagens dem Biegeversagen zuzuordnen. Der Biegeschubriss erfuhr eine deutliche Rissöffnung und führte zu einer Trennung des Versuchskörpers in zwei Teile. Hierbei ist keine vollständige Durchtrennung des Versuchskörpers gemeint, allerdings führt der Biegeschubriss dazu, dass sich die beiden Teile getrennt voneinander verformen konnten. Somit rotiert der linke Teil des Versuchskörpers um die Risspitze, was den Versatz der Rissufer mit sich brachte. Begünstigt wurde dieses Verhalten durch die fehlende Verdübelung des Blechs in vertikaler Richtung, da es sich hier um eine offene Profilblechgeometrie handelt.

Auf Grundlage der vorherigen Ausführungen wurde sich dazu entschieden an den übrigen Versuchskörpern jeweils nur einen Versuch durchzuführen. Hinsichtlich der Rissentwicklung konnten bei diesen Versuchen keine neuen Beobachtungen gemacht werden, weshalb die Durchführung an dieser Stelle nicht detailliert beschrieben wird. Bei allen Versuchen trat auch hier das Versagen infolge Biegung ein.



Abb. 4.9: Rissbild des Versuchs Hody-1,00-180-C20/25-0-1

4.4.3 Ergebnisse

Last-Verformungskurven sowie Last-Schlupf-Kurven lassen Rückschlüsse auf das Tragverhalten von Verbunddecken zu. Daher werden diese nachfolgend betrachtet, wobei die Darstellung der Last über die Querkraft erfolgt. Die Durchbiegung wird als Mittelwert der Wegaufnehmer WA1.1 und WA1.2 wiedergegeben. Der Endschlupf auf der prognostizierten Versagensseite des Versuchskörpers wird ebenfalls als Mittelwert der Wegaufnehmer WA2.1 und WA2.2 dargestellt. Auf der anderen Seite des Versuchskörpers wurde lediglich ein Wegaufnehmer WA5 appliziert, sodass es sich hierbei um die tatsächlichen Messergebnisse handelt.

In Abbildung 4.10 sind die Last-Verformungskurven für die SHR-Versuche mit einer Deckenhöhe von 180 mm dargestellt. Zunächst sei angemerkt, dass die absoluten Werte der Querkraft hier nicht miteinander verglichen werden können. Bei diesen Versuchen wurde das a/d-Verhältnis variiert, sodass ebenfalls ein unterschiedliches Verhältnis zwischen Querkraft und Zylinderlast vorlag. Da das Versagen infolge Biegung eintrat, müsste ein Vergleich der maximalen Tragfähigkeiten hier über die Biegetragfähigkeit erfolgen. Bei der Betrachtung der Last-Verformungskurve des Versuchs SHR-1,00-180-C20/25-0-2 ist der Lastabfall bei einer Querkraft von 60 kN auffällig. Dieser stellte sich ein, da ein Biegeriss auf der Oberseite des Versuchskörpers geschlossen wurde. Dieser Biegeriss entstand im vorherigen Versuch, der am selben Versuchskörper durchgeführt wurde. Aufgrund der fehlenden Unterstützung des längeren Kragarms riss der Versuchskörper auf der Oberseite an der Stelle des lastabgewandten Auflagers. Da der Riss bei der Durchführung des zweiten Versuchs im Druckbereich lag, war nach der Überdrückung des Risses keine Beeinflussung des Versuchs zu erwarten, was auch die Last-Verformungskurve bestätigt. Wie zuvor bereits beschrieben, erfolgte die Steigerung der Zylinderlast in Schritten von 20 kN.

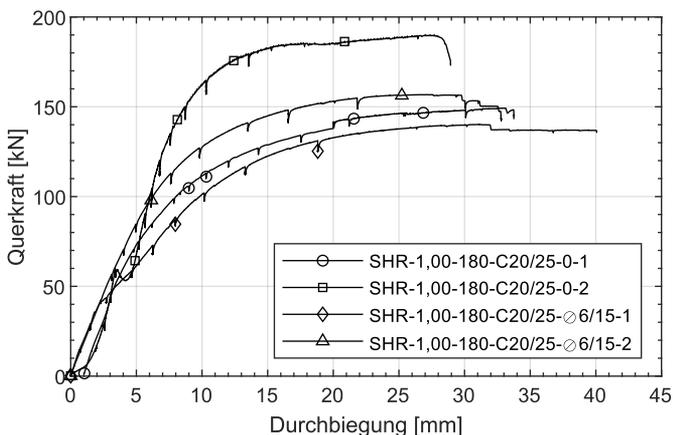


Abb. 4.10: Last-Verformungsdiagramm der SHR-Versuche mit einer Deckenhöhe von 180 mm

Nach dem Erreichen einer jeden Laststufe wurde pausiert, wobei der Zylinderweg des Prüfzylinders konstant blieb. Diese Haltephasen spiegeln sich im Last-Verformungsdiagramm als kleine Lastabfälle bei gleichbleibender Durchbiegung wieder, da sich in dieser Zeit die Kurzzeitrelaxation einstellte. Die Last-Verformungskurven verlaufen zunächst linear. Anschließend nimmt die Steifigkeit des Versuchskörpers zunehmend ab, was sich an der Verformungszunahme ablesen lässt. Schließlich lässt sich im Bereich der maximalen Traglast bei allen Versuchen ein horizontales Plateau in der Last-Verformungskurve feststellen. Bei den beiden Versuchen mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung sind zudem kleine schlagartige Lastabfälle gegen Ende des Versuchs zu erkennen, die auf ein Versagen der Betonstahlbewehrung hinweisen können. Wie in Kapitel 4.4.2 bei der Versuchsdurchführung bereits beschrieben, waren Biegerisse im Bereich der Lasteinleitung zu beobachten. Üblicherweise ist der Übergang des Versuchskörpers vom ungerissenen Zustand (Zustand I) in den gerissenen Zustand (Zustand II) auch in den Last-Verformungskurven durch eine Steifigkeitsänderung wiederzufinden. Auffällig ist, dass dies lediglich beim Versuch SHR-1,00-180-C20/25- \varnothing 6/15-1 bei einer Querkraft von etwa 40 kN zu beobachten ist. Zusammenfassend kann gesagt werden, dass sich die Versuche in ihrem Last-Verformungsverhalten nicht wesentlich voneinander unterscheiden. Auch zwischen den Versuchen mit und ohne zusätzlicher Betonstahlbewehrung sind keine Unterschiede festzustellen.

In Abbildung 4.11 ist das Last-Schlupf-Diagramm der SHR-Versuche mit einer Deckenhöhe von 180 mm dargestellt. Es fällt auf, dass bei allen Versuchen erst bei einer Querkraft von ca. 110 kN Endschlupf gemessen werden konnte. Dies ist der Punkt, an dem der Haftverbund überwunden wurde. Dem Versuch SHR-1,00-180-C20/25-0-1 wurde, wie in Kapitel 4.4.2 beschrieben, eine zyklische Vorbelastung vorangestellt. Da sich der Schlupfbeginn bei diesem Versuch im Vergleich zu den anderen ohne zyklische Vorbelastung nicht frü-

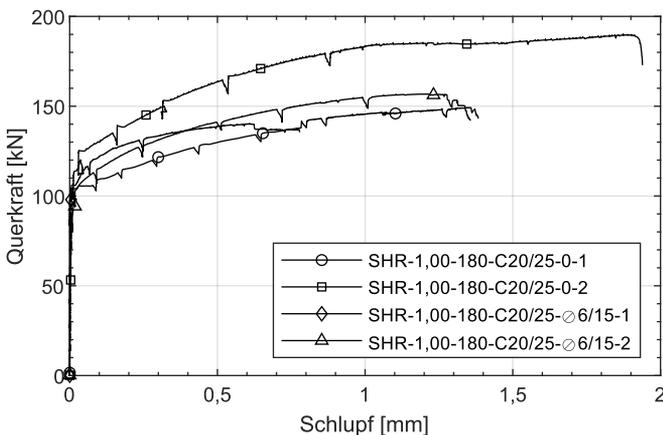


Abb. 4.11: Last-Schlupf-Diagramm der SHR-Versuche mit einer Deckenhöhe von 180 mm - WA2

her einstellte, lässt sich schlussfolgern, dass sich der Haftverbund durch die zyklische Vorbelastung nicht sicher lösen lässt. Weiterhin zeigt dies, dass die Vorbelastung die Versuchsergebnisse nicht beeinflusst. Die Entscheidung, die zyklische Vorbelastung für die weiteren Versuche nicht durchzuführen, war folglich richtig. Nach dem Schlupfbeginn nimmt der Endschlupf mit weiterer Laststeigerung kontinuierlich zu und erreicht Werte zwischen 1 mm und 2 mm, was als sehr gering zu beurteilen ist.

An der unbelasteten Seite des Versuchskörpers waren die Wegaufnehmer WA5 angebracht. In zwei Versuchen (SHR-1,00-180-C20/25-0-2 und SHR-1,00-180-C20/25-Ø6/15-2) wurde kein Schlupf vom Wegaufnehmer WA5 gemessen (s. Abbildung 4.12). In den beiden anderen Versuchen (SHR-1,00-180-C20/25-0-1 und SHR-1,00-180-C20/25-Ø6/15-1) trat der Schlupf an dieser Seite erst mit dem Erreichen der Maximallast auf und erreichte Werte von maximal 0,2 mm. Im Vergleich zu den Messwerten der Wegaufnehmer WA2 ist dieser Schlupf sehr gering. Weiterhin befinden sich die Werte noch innerhalb der Kennwerttoleranz des Wegaufnehmers. Es kann also zusammenfassend für diese 4 Versuche geschlussfolgert werden, dass auf der unbelasteten Seite des Versuchskörpers kein Schlupf auftrat. Dies zeigt, dass eine Beeinflussung des zweiten Versuchs infolge des ersten Versuchs bei den SHR-Versuchen mit einer Deckenstärke von 180 mm ausgeschlossen werden kann. Es können folglich zwei Versuche an einem Versuchskörper durchgeführt werden.

In Abbildung 4.13 sind die Last-Verformungskurven der Hody-Versuche mit einer Deckenhöhe von 180 mm dargestellt. Zunächst werden lediglich die Versuche Hody-1,00-180-C20/25-0-1 sowie Hody-1,00-180-C20/25-Ø6/20-1 betrachtet. Zu Beginn verlaufen beide Kurven deckungsgleich, wobei zwei lineare Abschnitte zu beobachten sind. Der erste lineare Bereich verläuft bis zu einer Querkraft von ca. 60 kN. Zu diesem Zeitpunkt traten erste Biegeris-

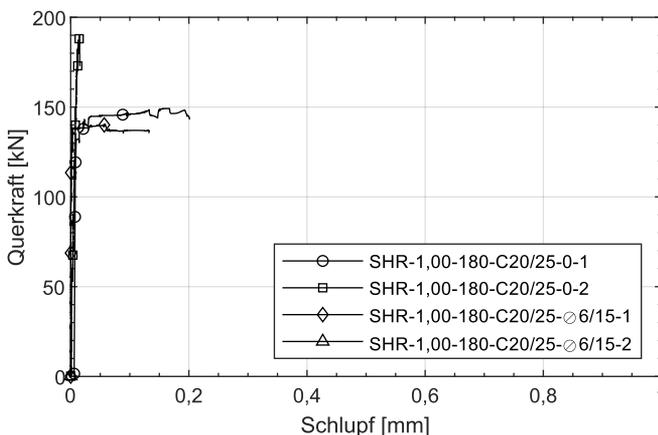


Abb. 4.12: Last-Schlupf-Diagramm der SHR-Versuche mit einer Deckenhöhe von 180 mm - WA5

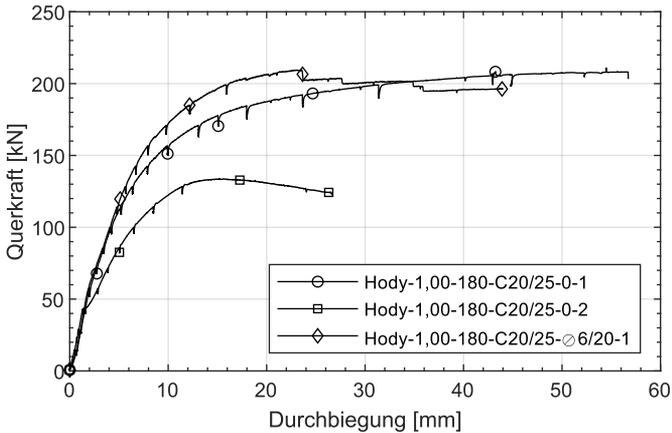


Abb. 4.13: Last-Verformungsdiagramm der Hody-Versuche mit einer Deckenhöhe von 180 mm

se auf, was sich durch den leichten Knick im Last-Verformungsdiagramm widerspiegelt. Anschließend steigt die Querkraft bis ca. 100 kN mit leicht geringerer Steifigkeit weiter linear an. Mit weiterer Laststeigerung ist bei beiden Versuchen eine stetige Abnahme der Steifigkeit, d.h. eine stetige Zunahme der Durchbiegung zu verzeichnen. Dabei ist bis zum Erreichen der Maximallast die Durchbiegung des Versuchskörpers ohne Betonstahlbewehrung bei gleicher Querkraft etwas größer. Der Versuch Hody-1,00-180-C20/25-Ø6/20-1 erreichte eine maximale Querkraft von 210 kN. An dieser Stelle im Last-Verformungsdiagramm ist ein deutlicher Lastabfall zu erkennen. Weitere Lastabfälle konnten gegen Ende des Versuchs beobachtet werden. Auch hier handelt es sich wahrscheinlich um ein Versagen des Betonstahls. Die Last-Verformungskurve des Versuchs Hody-1,00-180-C20/25-0-2 weicht wesentlich von den beiden zuvor beschriebenen ab. Zu Beginn ist auch hier ein linearer Bereich bis zu einer Querkraft von etwa 40 kN auszumachen. Daran schließt sich eine deutliche Verformungszunahme bis zu einer Querkraft von ca. 50 kN an. Anschließend konnte die Last wieder stabil gesteigert werden, wobei die Steifigkeit des Versuchs allerdings deutlich geringer als bei den zuvor beschriebenen war. Nachdem die maximale Querkraft von 134 kN erreicht wurde, stellte sich ein abfallender Ast mit konstanter Verformungszunahme ein. Das Versagen des Versuchs Hody-1,00-180-C20/25-0-2 kann folglich als Verbundversagen gedeutet werden. Daher wird dieser Versuch nicht zum Vergleich der Versuche untereinander herangezogen. Für die beiden anderen Versuche der Hody-Decke kann geschlussfolgert werden, dass keine nennenswerten Unterschiede im Last-Verformungsverhalten festzustellen sind.

In Abbildung 4.14 ist das zugehörige Last-Schlupf-Diagramm der Versuche dargestellt. Zunächst sei angemerkt, dass die Schlupfmessung des Versuchs Hody-1,00-180-C20/25-0-1 auf der Seite der Wegaufnehmer WA2 frühzeitig beendet werden musste. Die Wegaufnehmer WA2 waren in diesem Ver-

such an den äußeren Stegen des Blechs angebracht. In der zweiten Hälfte des Versuchs verformten sich die äußeren Stege sowie Obergurte der Hody-Verbundprofile infolge der Zugbeanspruchung im Blech und lösten sich seitlich sowie nach unten vom Betonquerschnitt ab. Werden diese Verformungen zu groß, ist die Schlupfmessung nicht mehr plausibel, weshalb diese frühzeitig beendet wurde. Für die weiteren Versuche wurden die Wegaufnehmer WA2 in den innen liegenden Sicken angebracht. Die zuvor beschriebenen zwei linearen Bereiche in der Last-Verformungskurve lassen sich für den Versuch Hody-1,00-180-C20/25-0-1 auch in der Last-Schlupf-Kurve feststellen. Ab einer Querkraft von 100 kN steigt der Endschlupf auf der belasteten Seite des Versuchskörpers deutlich an. Aufgrund der frühzeitig beendeten Messung kann hier lediglich gesagt werden, dass ein Endschlupf vorlag, der mindestens 1,3 mm betrug. Auf der unbelasteten Seite des Versuchskörpers zeichnete der Wegaufnehmer WA5 lediglich kurz vor Erreichen der Maximallast sehr kleine Schlupfwerte auf. Diese liegen ebenfalls noch sehr nah an der Kennwerttoleranz des Wegaufnehmers und können vernachlässigt werden. Aus der Schlupfmessung in diesem Versuch lässt sich somit keine Beeinflussung des zweiten Versuchs infolge des ersten am selben Versuchskörper feststellen. Da allerdings im zweiten Versuch das Versagen infolge Längsschub eintrat, ist zu vermuten, dass eine Schädigung vorlag. Eine Schädigung des Versuchskörpers könnte während des Umbaus erfolgt sein. Aufgrund des Verbundversagens wurde für den Versuch Hody-1,00-180-C20/25-0-2 kein nennenswerter Schlupf gemessen. Im Versuch Hody-1,00-180-C20/25-Ø6/20-1 konnte erst ab einer Querkraft von ca. 170 kN mit den Wegaufnehmer WA2 Schlupf aufgezeichnet werden. Dieser stieg mit der Laststeigerung kontinuierlich weiter an und erreichte gegen Ende des Versuchs Werte von ungefähr 0,7 mm. Die Schlupfmessung auf der unbelasteten Seite des Versuchskörpers kann auch hier vernachlässigt werden. Vergleicht man schließlich die Schlupfmessung (WA2) des Versuchs Hody-1,00-180-C20/25-0-1 mit der des Versuchs Hody-1,00-180-C20/25/Ø6/20-1 und denen der oben beschriebenen SHR-Versuche, lässt sich feststellen, dass bei diesem Versuch der Haftverbund bereits vor Beginn der Versuchsdurchführung gelöst war. Dies kann ein Verbundversagen fördern, wenn sich z.B. während des Umbaus Blech und Beton kurzzeitig aufgrund der schlechten vertikalen Verdübelung voneinander lösen.

In Abbildung 4.15 sind die Last-Verformungskurven und in Abbildung 4.16 die Last-Schlupf-Kurven der beiden C70-Versuche mit 180 mm Deckenhöhe aufgeführt. Auch hier lassen sich wieder drei Bereiche in den Last-Verformungskurven ausmachen, zwei lineare Bereiche zu Beginn der Versuche und daran anschließend ein Bereich mit stetiger Verformungszunahme. Dabei verlaufen die beiden Kurven ab dem zweiten Bereich ähnlich und unterscheiden sich lediglich in der Differenz der Querkraft, die auf die Betonstahlbewehrung zurückzuführen ist. Auffällig sind jedoch die deutlichen Lastabfälle in der Kurve des Versuchs C70-1,00-180-C20/25-0-1, die nicht die Folge der Haltepausen sind und bei der Versuchsdurchführung von lauten Knackgeräuschen begleitet wurden. Betrachtet man die zugehörige Schlupfmessung wird deutlich, dass zu diesen Zeitpunkten ebenfalls der Endschlupf

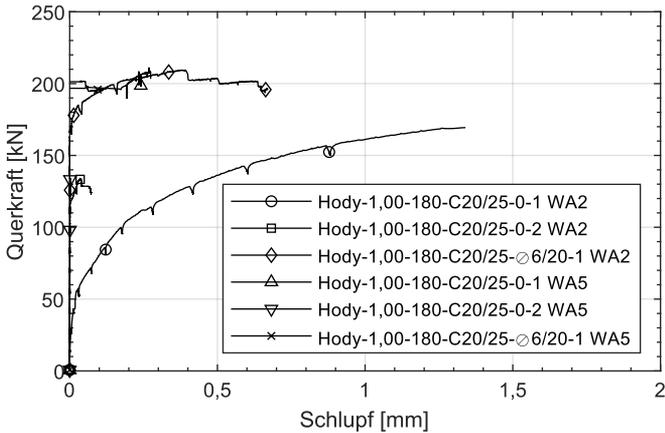


Abb. 4.14: Last-Schlupf-Diagramm der Hody-Versuche mit einer Deckenhöhe von 180 mm

erheblich anstieg. Dies lässt vermuten, dass der Beton lokal über die Noppen im Blech rutschte. Insgesamt lässt sich zum Last-Schlupf-Diagramm beider Versuche sagen, dass der Endschlupf gering und der Haftverbund zu Beginn der Versuche intakt war. Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass zwischen den beiden C70-Versuchen keine prinzipiellen Unterschiede im Tragverhalten vorliegen.

In Abbildung 4.17 sind ausgewählte Last-Verformungskurven der Versuche mit 180 mm Deckenhöhe dargestellt. Um die Versuche mit unterschiedlichen Blechen und somit auch unterschiedlichen Versuchskörperbreiten vergleichen zu können, erfolgt die Darstellung hier über die Querkraft bezogen auf 1 m Bauteilbreite. Da es sich bei allen Versuchen um ein Biegeversagen

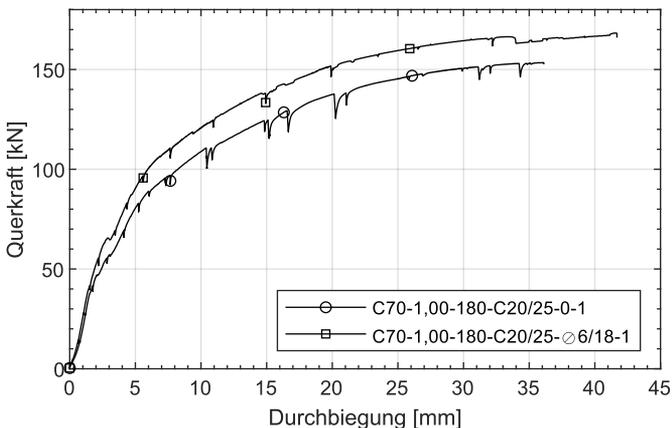


Abb. 4.15: Last-Verformungsdiagramm der C70-Versuche mit einer Deckenhöhe von 180 mm

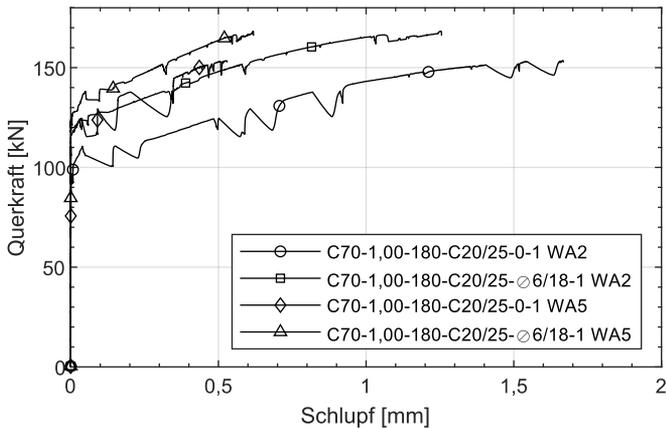


Abb. 4.16: Last-Schlupf-Diagramm der C70-Versuche mit einer Deckenhöhe von 180 mm

handelte, wird auf die Beurteilung der absoluten Tragfähigkeiten verzichtet. Die gemeinsame Darstellung der Last-Verformungskurven unterschiedlicher Bleche soll lediglich zur Beurteilung des prinzipiellen Tragverhaltens dienen. Hierbei kann festgehalten werden, dass sich die Versuchskörper mit unterschiedlichen Blechgeometrien nicht voneinander unterscheiden. Die gleiche Darstellung findet sich in Abbildung 4.18 für die Versuche mit einer Deckenhöhe von 120 mm. Hier kann die gleiche Aussage getroffen werden. Vergleicht man schließlich die Versuche mit unterschiedlichen Deckenhöhen untereinander, lässt sich feststellen, dass die Versuchskörper mit geringerer Deckenhöhe früher an Steifigkeit verlieren und etwas geringere Traglasten aufweisen. Da diese Versuchskörper geringere Biegetragfähigkeiten aufweisen, entspricht dies auch den Erwartungen.

Da bei der Betrachtung der Last-Verformungskurven der Versuche mit geringer Deckenhöhe keine weiteren neuen Erkenntnisse gewonnen werden konnten, werden diese nicht weiter detailliert beschrieben. Der Vollständigkeit halber sind die Last-Schlupf-Kurven in den Abbildungen 4.19 und 4.20 aufgeführt. Lediglich der Versuch C70-1,00-120-C20/25-0-1 weicht von den bisher bekannten Verläufen ab. Bereits bei einer Querkraft von ca. 50 kN/m konnte, auf der Seite des Kragarms, Endschlupf vom Wegaufnehmer WA5 aufgezeichnet werden. Dieser nahm während des Versuchs kontinuierlich zu. Zudem ist bei einer Querkraft von etwa 100 kN/m ein sprunghafter Anstieg des Schlupfs zu verzeichnen. Im Last-Verformungsdiagramm spiegelt sich das durch eine signifikante Durchbiegungszunahme wieder. Der Schlupf am Kragarm ist mit ca. 2 mm noch als gering einzustufen.

Abschließend werden die Betondehnungen und die Stahldehnungen betrachtet, die in dem Schnitt mittig zwischen Last und Auflager aufgezeichnet wurden. Da die Ergebnisse dieser Dehnungsmessungen für alle Versuche sehr ähnlich ausfielen, werden an dieser Stelle exemplarisch lediglich

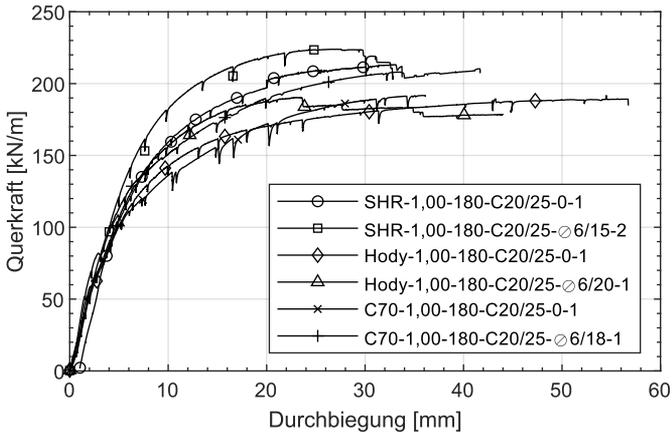


Abb. 4.17: Vergleich der Last-Verformungsdiagramme der Versuche mit einer Deckenhöhe von 180 mm

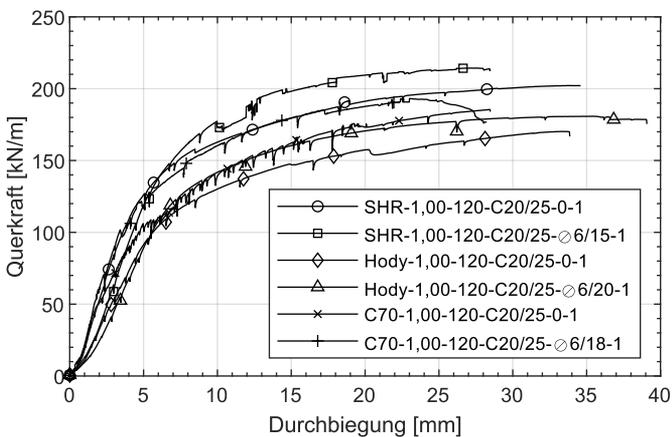


Abb. 4.18: Vergleich der Last-Verformungsdiagramme der Versuche mit einer Deckenhöhe von 120 mm

die Messdaten der Versuche SHR-1,00-180-C20/25-Ø6/15-2 und Hody-1,00-120-C20/25-Ø6/20-1 aufgeführt und beschrieben. In Abbildung 4.21 sind die Betondehnungen der genannten Versuche dargestellt, wobei es sich um den Mittelwert der Wegaufnehmer WA3 handelt. Die Dehnungen steigen bei beiden Versuchen zunächst linear an, bis eine Betondehnung von etwa 0,5 ‰ bzw. 0,63 ‰ erreicht ist. Anschließend bleiben beim Versuch SHR-1,00-188-C20/25-Ø6/15-2 die Dehnungen bis zum Erreichen der Maximallast konstant. Beim Versuch Hody-1,00-120-C20/25-Ø6/20-1 bleiben die Betondehnungen zunächst ebenfalls konstant. Ab einer Querkraft von 120 kN ist hier zusätzlich ein leichter Rückgang der Betondehnungen auf 0,5 ‰ zu verzeichnen. Bei einem Bauteil, bei dem die klassische Biegetheorie zu Grunde gelegt wird, würde man bis zum Erreichen der Maximallast eine annähernd lineare

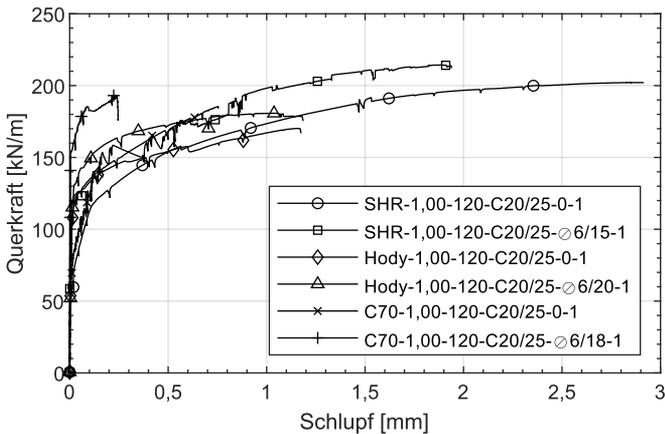


Abb. 4.19: Last-Schlupf-Diagramme der Versuche mit einer Deckenhöhe von 120 mm - WA2

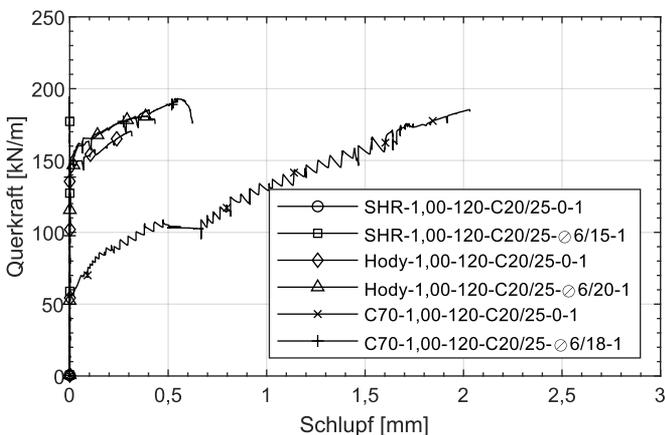


Abb. 4.20: Last-Schlupf-Diagramme der Versuche mit einer Deckenhöhe von 120 mm - WA5

Dehnungszunahme erwarten. Dies kann bei den durchgeführten Versuchen nur zu Beginn beobachtet werden. Die im weiteren Versuchsablauf konstant bleibenden Betondehnungen zeigen einen Systemwechsel im Lastabtrag hin zum Bogen-Zugband-Modell an.

In Abbildung 4.22 sind die Verbundblechdehnungen im zugehörigen Schnitt dargestellt. Gleich zu Beginn des Versuchs konnten Dehnungen im Verbundblech aufgezeichnet werden, was bedeutet, dass das Blech direkt aktiviert wurde. Im weiteren Versuchsverlauf nehmen die Dehnungen deutlich zu, wobei kurz vor dem Erreichen der Maximallast die Fließdehnungen erreicht wurden. Die Dehnungen im Untergurt der Bleche sind dabei stets größer als die Dehnungen im Obergurt der Bleche. Die Darstellung der Dehnun-

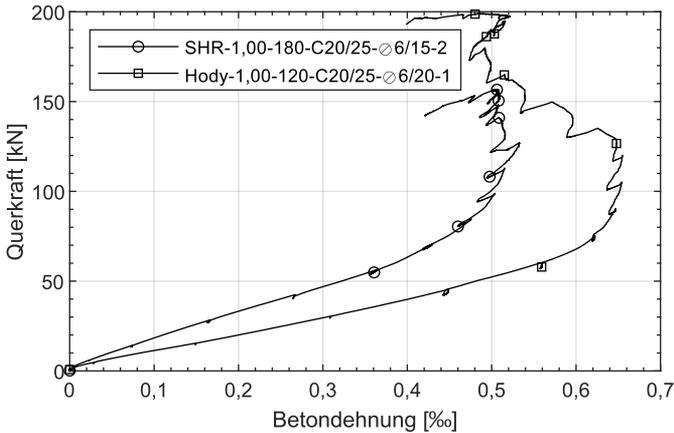


Abb. 4.21: Betondehnungen der Versuche SHR-1,00-180-C20/25-Ø6/15-2 und Hody-1,00-120-C20/25-Ø6/20-1

gen erfolgt im Diagramm bewusst lediglich bis zu Dehnungen von 7 ‰, da nach dem Erreichen der Fließdehnung die Dehnungsmessstreifen keine belastbaren Messergebnisse mehr liefern. Zusätzlich zu den Messwerten an den Ober- bzw. Untergurten der Bleche sind die Dehnungsdifferenzen der jeweiligen Versuche mit dargestellt. Diese nehmen bis zum Erreichen der Fließdehnungen linear zu, was gleichbedeutend mit einer Zunahme der Biegung im Verbundblech ist. Anschließend bleiben die Dehnungsdifferenzen konstant, bzw. gehen auf annähernd Null zurück. Das Verbundblech hat somit über die gesamte Querschnittshöhe die Fließdehnung und damit auch die vollplastische Normalkrafttragfähigkeit erreicht, was ebenfalls für den Lastabtrag nach dem Bogen-Zugband-Modell spricht.

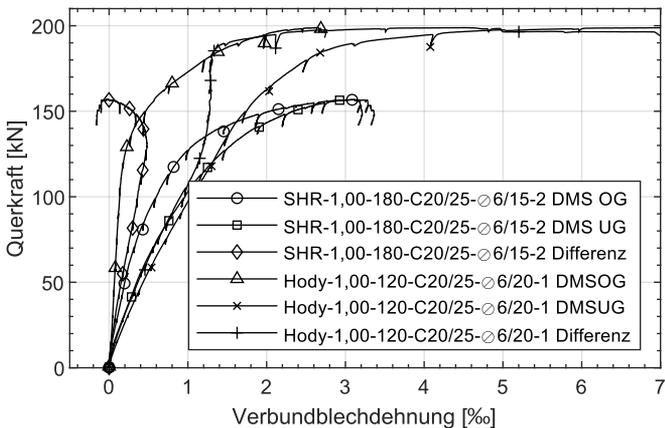


Abb. 4.22: Verbundblechdehnungen der Versuche SHR-1,00-180-C20/25-Ø6/15-2 und Hody-1,00-120-C20/25-Ø6/20-1

In Abbildung 4.23 sind die Betonstahldehnungen des Versuchs Hody-1,00-120-C20/25-Ø6/20-1 aufgeführt. Die Dehnungsverläufe können in zwei lineare Bereiche eingeteilt werden. Der erste Bereich endet bei einer Querkraft von ca. 100 kN. Bei dieser Last trat im Versuch ein Biegeriss an der Stelle der Dehnungsmessstreifen auf. Ab diesem Zeitpunkt ist eine deutliche kontinuierliche Dehnungszunahme zu beobachten, bis auch hier die Fließdehnung des Betonstahls auf Maximallastniveau erreicht ist. Dies zeigt zum einen, dass die Biegetragfähigkeit des Systems erschöpft ist und zum anderen bestätigt es die Theorie des Lastabtrags über das Bogen-Zugband-Modell.

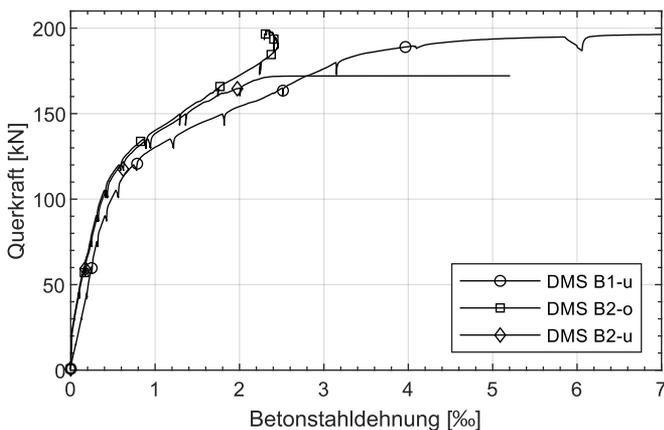


Abb. 4.23: Betonstahldehnungen des Versuchs Hody-1,00-120-C20/25-Ø6/20-1

Da das gewünschte Querkraftversagen nicht eingetreten ist und somit der kritische Schubriss ausblieb, wird an dieser Stelle auf die Auswertung der Wegaufnehmer WA4 verzichtet. Sämtliche Messergebnisse der Versuchsreihe 1 sind im Anhang C.1 zusammengestellt.

4.4.4 Zusammenfassung

Zusammenfassend kann für die Versuchserie 1 nochmals festgehalten werden, dass in allen Versuchen ein dehnungsgesteuertes Versagen der Betondruckzone und damit das Biegeversagen eintrat. Es wurde im Allgemeinen eine sehr geringe Biegerissbildung festgestellt, sodass die These formuliert wird, dass die Biegerissbildung durch den effektiven Flächenverbund des Profilblechs gesteuert wird. Teilweise wurden Versuchskörper vor der Durchführung des eigentlichen Versuchs Biegerisse durch einen vorangestellten nicht zerstörenden 4-Punkt-Biegeversuch aufgezwungen. Damit sollte ein Einfluss der Biegerissbildung auf das Tragverhalten überprüft werden. Es wurde jedoch kein Unterschied sowohl in der Rissbildung als auch im Tragverhalten der Verbunddecken beobachtet. Weiterhin wurde festgestellt, dass

sich während der Versuche ein Systemwechsel hin zum Bogen-Zugband-Modell einstellte. Dies wird zum einen mit dem Fließen des Verbundblechs und des Betonstahls belegt. Zum anderen verbleiben die Betondruckdehnungen mittig zwischen Last und Auflager mit dem Erreichen der Maximallast konstant.

4.5 Serie 2

4.5.1 Konzeption

Dem in Kapitel 3.3.3 vorgestellten Modell liegt der Ansatz zu Grunde, dass die Biegerissbildung das Querkrafttragverhalten maßgeblich beeinflusst. In den zuvor beschriebenen Versuchen der Serie 1 wurde allerdings nur eine sehr geringe Biegerissbildung beobachtet. Sofern die Verbunddecke im ungerissenen Zustand verbliebe und Ebenbleiben der Querschnitte vorausgesetzt werden könnte, wäre eine Querkraftbemessung auf Basis des Hauptspannungskriteriums möglich. Die Abgrenzung zwischen dem ungerissenen und dem gerissenen Bereich im Bauteil erfolgte nach dem Modell der TU Graz als erste Näherung zunächst mit Gleichung 3.34. Dabei wird ein Bereich als gerissen definiert, wenn die Biegerisse deutlich in Richtung der Druckzone angewachsen sind, s. Kapitel 3.3.3. Unter anderem basierend auf diesen Überlegungen wurden die Versuchskörper der zweiten Versuchsserie konzipiert. Dafür war zunächst die Bestimmung des Faktors κ erforderlich, welche nachfolgend erläutert wird. Eine direkte Anwendung der Gleichung 3.34 auf Verbunddecken kann aufgrund der andersartigen Längsbewehrung nicht erfolgen.

κ wurde durch die Auswertung der Rissbilder der Versuchsserie 1 ermittelt. Zunächst wurden die jeweiligen einwirkenden Biegemomente bestimmt, bei denen die ersten Risse oberhalb der Profilbleche zu erkennen waren. Diese einwirkenden Momente wurden ins Verhältnis mit dem theoretischen Rissmoment unter der Berücksichtigung der Längsbewehrung und der tatsächlichen Betonfestigkeiten gesetzt. Wie in Abbildung 4.24 zu erkennen ist, lässt sich für κ eine Abhängigkeit von der mittleren statischen Höhe feststellen. Dies ist durch die Trendlinie visualisiert, die zudem zur Vorbemessung der Versuchskörper der Serie 2 verwendet wurde.

Weiterhin besagt das Modell der TU Graz (vgl. Kapitel 3.3.3), dass sich der kritische Schubriss einstellt, sobald das Potential der Schubrissbildung über eine bestimmte Länge erreicht ist. Diese Länge ist als der Abstand zwischen zwei Biegerissen definiert. Da bisher keine Untersuchungen zur Rissbildung bei Verbunddecken bekannt sind, wurden die Rissabstände aus der Versuchsserie 1 ausgewertet. Als Mittelwert des Rissabstandes konnte ein Wert von 17,5 cm festgelegt werden. Die Festlegung der Versuchskörperabmessungen erfolgte schließlich iterativ unter den nachfolgend aufgelisteten Randbedingungen. In Abbildung 4.25 sind die Randbedingungen in einer Skizze nochmals veranschaulicht.

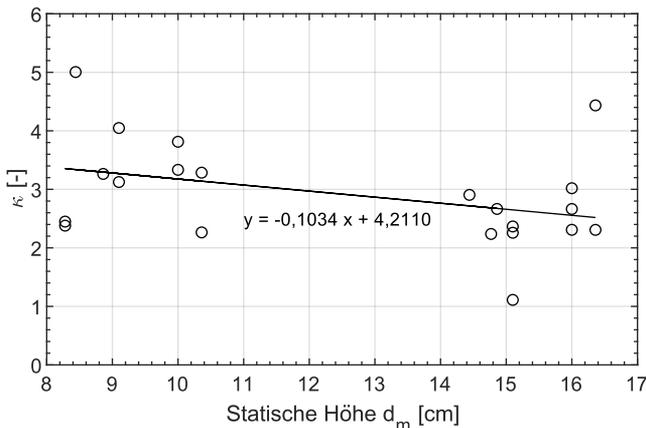


Abb. 4.24: Bestimmung des Faktors κ

- Der Abstand zwischen der Lasteinleitung und dem Auflager sollte 3 mal der statischen Höhe d_m entsprechen.
- Im gerissenen Bereich des Versuchskörpers ($M_E > \kappa \cdot M_{cr}$) sollten sich mindestens zwei Biegerisse einstellen können. Dieser Bereich sollte somit eine Länge von 35 cm aufweisen, was dem zweifachen Rissabstand der Biegerisse in Serie 1 entspricht.
- Die Biegetragfähigkeit sollte im Vergleich zur Serie 1 gesteigert werden. Dies kann durch den Einsatz höherer Betonfestigkeiten, der Erhöhung des Längsbewehrungsgrades des Betonstahls und der Erhöhung der Deckendicke erfolgen.

Die Versuchskörper der Serie 2 wurden somit aus einem Beton der Festigkeitsklasse C50/60 hergestellt. Die Deckendicke betrug 30 cm und die Breite der Versuchskörper orientierte sich wie auch schon in Serie 1 an der Breite der Blechtafel. Es wurde Betonstahl mit einem Durchmesser von 12 mm eingesetzt. Auch hier erfolgte die Anordnung in Form einer Bewehrungsmatte

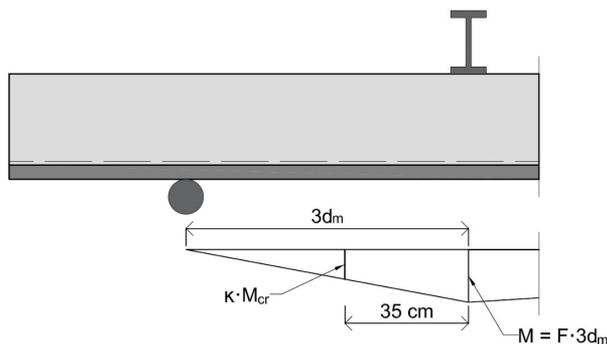


Abb. 4.25: Randbedingungen für die Vorbemessung der Versuchskörper der Serie 2

auf den Obergurten der Bleche. Weiterhin wurde nur eine geringe Endverankerung der Bleche vorgenommen, um nicht zu sehr in das natürliche Bauteilverhalten der Versuchskörper einzugreifen. Daher wurden lediglich Blechverformungsanker und Gewindefurchende Schrauben verwendet. Es wurden jeweils 3 Probekörper hergestellt, sodass 6 Versuche durchgeführt werden konnten. Dabei wurde jeweils 1 Versuchskörper mit dem SHR 51 - Profil, 1 Versuchskörper mit dem COFRASTRA 70 - Profil und 1 Versuchskörper mit dem Hody SB 60 - Profil hergestellt. Die Vorbemessung der Versuchskörper erfolgte wie auch schon bei Versuchsserie 1. Zusätzlich wurde eine Abschätzung der Querkrafttragfähigkeit mit dem Modell für Verbunddecken (*Hartmeyer 2014*) vorgenommen, wobei mit den Ansätzen aus *Baumann u. Rüsck 1970* und *Martin-Pérez u. Pantazopoulou 2001* die Dübelwirkung des Betonstahls additiv berücksichtigt wurde.

Im Vergleich zur Serie 1 wurde das Messkonzept mit einer kontinuierlichen Dehnungsmessung über die Länge des Versuchskörpers weiterentwickelt. Die Wegaufnehmer WA1, die die Durchbiegung des Versuchskörpers aufzeichneten, sowie die Wegaufnehmer WA2, die den Endschlupf erfassten, blieben unverändert. Die Wegaufnehmer WA3, die die Betondehnungen auf der Oberseite des Versuchskörpers maßen, wurden in dieser Serie hintereinander in der Mitte des Prüfkörpers angebracht. Dabei befand sich der Wegaufnehmer WA3.1 nah an der Lasteinleitung, der Wegaufnehmer WA3.2 befand sich in etwa mittig zwischen Lasteinleitung und Auflager und der Wegaufnehmer WA3.3 befand sich in der Nähe des Auflagers. Die genauen Positionen sind in Abbildung 4.26 angegeben. Die Anordnung der Wegaufnehmer WA4 (Breite des Schubrisses) erfolgte wiederum unverändert, wobei ein weiterer Wegaufnehmer WA4.4 hinzugefügt wurde, da nun größere Abstände zwischen Lasteinleitung und Auflager vorlagen. Auf den Wegaufnehmer WA5 am unbelasteten Ende des Versuchskörpers wurde verzichtet. Für die Dehnungsmessung des Betonstahls sowie des Verbundblechs wurde das faseroptische Dehnungsmesssystem Odisi der Firma Luna eingesetzt. Jeweils eine Sensorfaser wurde auf dem Betonstahl, eine auf dem Obergurt des Profilblechs und eine auf dem Untergurt des Profilblechs appliziert. Die Sensorfaser auf dem Betonstahl wurde in eine kleine Nut eingeklebt. Beim Einbau des Betonstahls wurde darauf geachtet, dass sich die Faser jeweils seitlich am Bewehrungsstab befand. Die Sensorfasern wurden im Bereich zwischen Last und Auflager eingesetzt. Da das faseroptische Messsystem in diesen Versuchen erstmals am Fachgebiet verwendet wurde, wurde sich dazu entschieden zusätzlich die Dehnungen konventionell mittels DMS zu messen. Hierzu wurden jeweils 6 Messstellen über die Länge des Versuchskörpers definiert, an denen jeweils 2 DMS auf dem Betonstahl, eine DMS auf dem Obergurt und eine DMS auf dem Untergurt des Profilblechs angeordnet wurden. Die Messstellen im Abstand von etwa 15 cm wurden mit den Nummern 1 (Position nahe der Lasteinleitung) bis 6 (hinter dem Auflager) versehen. Die genaue Anordnung der DMS und Sensorfaser zeigt Abbildung 4.26. Der Betonstahl wurde derart eingebaut, dass sich die gegenüberliegenden DMS jeweils oben und unten am Bewehrungsstahl befanden. Somit sollte die zu erwartende Dübelwirkung des Betonstahls gemessen werden.

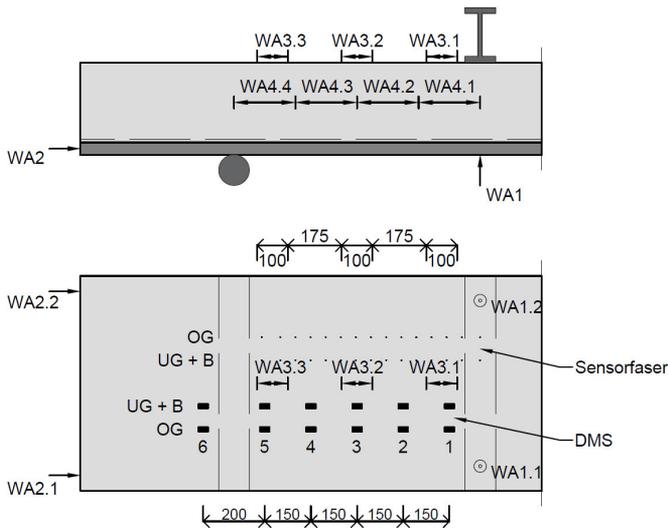


Abb. 4.26: Anordnung der Messtechnik in Versuchsserie 2

4.5.2 Ergebnisse

Abbildung 4.27 zeigt die Last-Verformungskurven der SHR-Versuche. Bei diesen Versuchen setzte die Biegerissbildung bei einer Querkraft von etwa 65 kN ein. Bis zu dieser Last verlaufen die Graphen linear. Danach schließt sich ebenfalls ein annähernd linearer Bereich der Kurve an, in welchem die Biegerisse im Versuch weiter anwuchsen. Dabei bildete sich lediglich ein weiterer Biegeriss links neben der Lasteinleitung. Abbildung 4.28 zeigt das Rissbild des Versuchs SHR-1,00-300-C50/60-Ø12/15-1. Mit weiterer Laststeigerung bog der Biegeriss links neben der Last in Richtung der Lasteinleitung ab. Diese Rissentwicklung äußert sich im Last-Verformungsdiagramm zum einen durch einen deutlichen Lastabfall. Für den Versuch V1 ist dies bei einer Querkraft von ca. 170 kN zu erkennen. Zum anderen weist die Last-Verformungskurve anschließend eine signifikant geringere Steifigkeit auf. Im weiteren Versuchsverlauf konnte die Last noch geringfügig gesteigert werden und der beschriebene Biegeriss wuchs bis zur Lasteinleitung hin in die Druckzone an. Anschließend konnte die Zylinderlast über einen längeren Zeitraum bei Zunahme der Durchbiegung etwa konstant gehalten werden. Da der Versuchskörper durch den Biegeriss nahezu in zwei Teile getrennt wurde und die ungerissene Druckzone die einzige Verbindung darstellte, rotierte der linke Teil des Versuchskörpers um die Risspitze. Dies hatte einen Versatz der Rissufer zur Folge, was auch in Abbildung 4.28 zu sehen ist. Allerdings handelt es sich hierbei nicht um ein Querkraftversagen, was der Rissversatz zunächst vermuten lässt. Die weiteren Messergebnisse, die später beschrieben werden, belegen das eingetretene Biegeversagen. Im Versuch 1 ist bei einer Durchbiegung von 60 mm ein deutlicher Lastabfall zu erkennen. Möglicherweise ist dies die Folge des Reißens eines Betonstahls. Am Ende der Versuche konnte eine leichte Schollenbildung im Bereich der La-

steinleitung auf der Oberseite der Versuchskörper beobachtet werden. Folglich versagten sowohl die Zug- als auch die Druckzone, was ein Beleg für ein Biegeversagen ist.

In Abbildung 4.29 sind die Last-Schlupf-Kurven der SHR Versuche dargestellt. Zu sehen ist, dass erst ab einer Querkraft von etwa 100 kN Schlupf auftrat. Dieser steigt zunächst linear an und nimmt mit dem Erreichen der Maximalast deutlich zu. Wie zuvor bereits erläutert, konnte das Maximallastniveau über eine längere Zeit aufrecht erhalten werden. Während dieser Zeit nahm der Endschlupf der Versuchskörper kontinuierlich zu. Im Versuch 2 wurden gegen Ende des Versuchs ca. 12 mm Endschlupf gemessen. Im Versuch 1 wurden zur Schlupfmessung Wegaufnehmer mit einer maximalen Messlänge von 10 mm eingesetzt. Daher wurde die Aufzeichnung des Schlupfes in diesem Versuch frühzeitig beendet. Nach Beendigung des Versuchs konnten händisch etwa 22 mm Endschlupf gemessen werden. Die Tatsache, dass bei diesem hohen gemessenen Endschlupf die Last gehalten werden konnte, zeigt die wirksame Längsschubübertragung des SUPERHOLORIB-Verbundprofils. Weiterhin kann hier jedoch auch von einem Längsschubversagen gesprochen werden, sodass für die SHR-Versuche das Versagen durch eine Kombination von Biegung und Längsschub eintrat.

Die Durchführung der weiteren Versuche verlief ähnlich wie die der SHR-Versuche. Daher wird auf eine detaillierte Beschreibung verzichtet und lediglich die Besonderheiten sowie die Ergebnisse erläutert. In Abbildung 4.30 sind die Last-Verformungskurven und in Abbildung 4.31 die Last-Schlupf-Kurven der C70 Versuche aufgeführt. Im Versuch 1 trat Biegeversagen ein, was sich durch Schollenbildung auf der Versuchskörperoberseite zeigte. Der Endschlupf konnte ab einer Querkraft von ca. 130 kN gemessen werden. In der Last-Schlupf-Kurve des Versuchs 1 sind mehrfach sprunghafte Schlupfanstiege bei gleichzeitigen Lastabfällen zu erkennen. Im Versuch waren zu diesen Zeitpunkten stets metallische Geräusche zu vernehmen. Dies

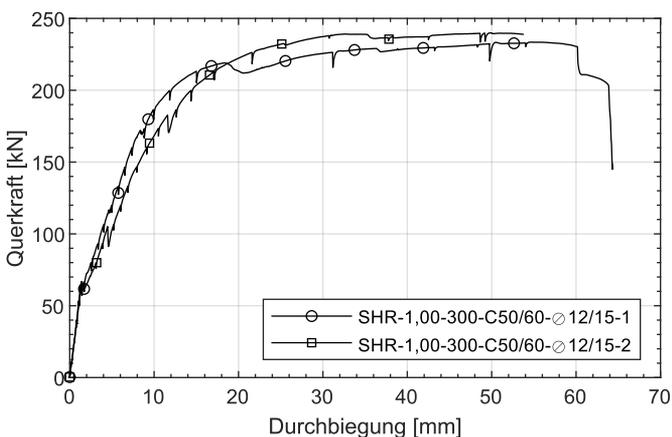


Abb. 4.27: Last-Verformungsdiagramm der SHR-Versuche



Abb. 4.28: Rissbild des Versuchs SHR-1,00-300-C50/60-Ø12/15-1

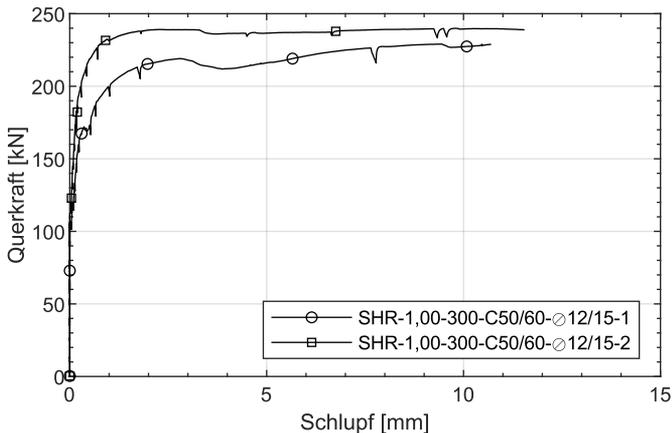


Abb. 4.29: Last-Schlupf-Diagramm der SHR-Versuche

kann auf das Verbundverhalten des COFRASTRA 70 - Verbundprofils zurückgeführt werden. Vergleicht man die Last-Verformungsdiagramme der beiden C70-Versuche so fällt auf, dass der zweite Versuch deutlich weniger steif war und das Versagen schlagartig auftrat. Dieser Versuch versagte infolge Querkraft, wobei das Versagen allerdings auf der anderen Seite der Lasteinleitung in dem Bereich mit geringerer Querkraft auftrat. Abbildung 4.32 zeigt das Bruchbild dieses Versuchs. Dieses Ergebnis ist mit der Schädigung des Verbundes infolge der Durchführung des ersten Versuchs am selben Versuchskörper zu begründen. Das Last-Schlupf-Diagramm zeigt, dass die Wegaufnehmer WA2 im Versuch 2 etwa um die Hälfte weniger Endschlupf als im Versuch 1 aufzeichneten. Dies lässt vermuten, dass der Versuchskörper infolge der Verbundschädigung zur anderen Seite hin schlupfte.

Die Last-Verformungskurven der Hody-Versuche (s. Abbildung 4.33) unterscheiden sich nach dem Erreichen der Maximallast wesentlich von denen der anderen Versuche. Nachdem die maximale Zylinderlast erreicht wurde, fällt diese mit gleichzeitiger erheblicher Zunahme der Durchbiegung signifikant ab. Dies zeigt, dass die Hody-Versuchskörper infolge Längsschub versagten. Die Last-Schlupf-Kurve des ersten Versuchs (s. Abbildung 4.34) bestätigt das Längsschubversagen, da der Endschlupf nach dem Erreichen der Maximallast bis auf 7 mm anstieg. Im Versuch 2 zeichneten die Wegaufnehmer WA2 lediglich einen Endschlupf von ca. 0,2 mm auf. Hier trat das Längsschubver-

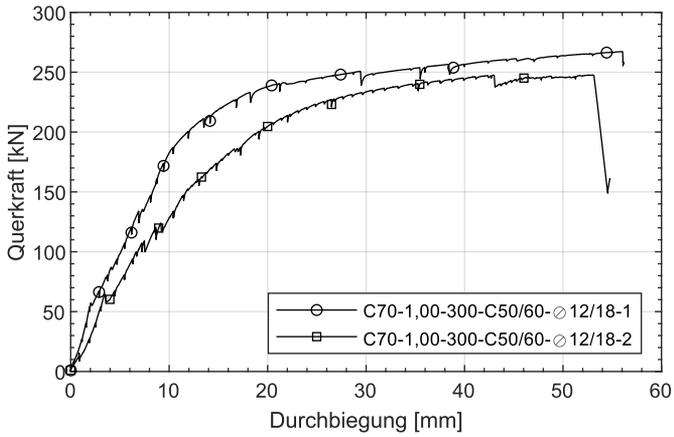


Abb. 4.30: Last-Verformungsdiagramm der C70-Versuche

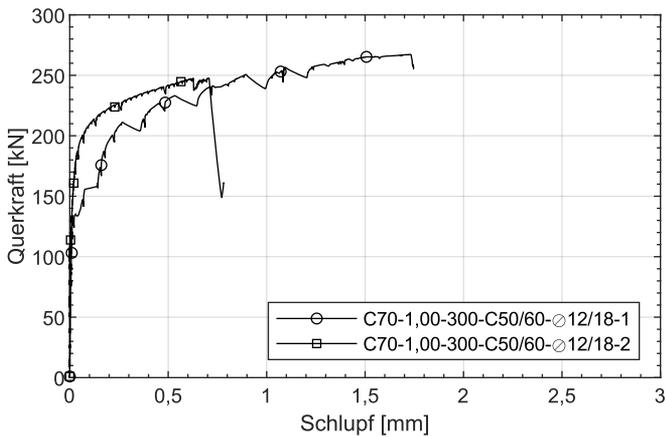


Abb. 4.31: Last-Schlupf-Diagramm der C70-Versuche

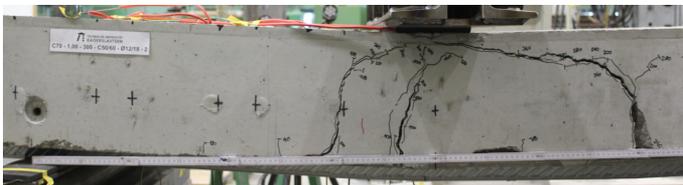


Abb. 4.32: Rissbild des Versuchs C70-1,00-300-Ø12/18-2

sagen auf der Seite des Versuchskörpers mit der geringeren Querkraftbeanspruchung auf. Im Versuch 2 lag folglich ebenfalls eine Verbundschädigung infolge der Durchführung des ersten Versuchs vor.

Die Betondehnungen der Versuchskörper der Serie 2 werden exemplarisch an den Versuchen C70-1,00-300-C50/60-Ø12/18-2 sowie SHR-1,00-300-C50/60-Ø12/15-2 betrachtet. Die entsprechenden Daten sind in Abbildung 4.35 dargestellt. Zunächst ist an sämtlichen Messstellen eine lineare Dehnungszunahme bis zu einer Querkraft von etwa 100 kN zu beobachten. Dabei nehmen die Dehnungen an der Stelle des Wegaufnehmers WA3.1 bis hin zur Stelle des Wegaufnehmers WA3.3, das heißt von der Lasteinleitung hin zum Auflager ab. Die Dehnungen verlaufen somit affin zum Momentenverlauf, was den Erwartungen entspricht. Bei einer Querkraft von ca. 100 kN zeichneten die Wegaufnehmer WA3.1 einen sprunghaften Anstieg der Betondehnungen auf. Zu diesem Zeitpunkt setzte ebenfalls der Endschlupf ein. Bei weiterer Laststeigerung nahmen die Betondehnungen an den Stellen der Wegaufnehmer WA3.1 noch geringfügig zu und erreichten bei Maximallast etwa 1,6 ‰ bzw. 1,2 ‰. Die Betondehnungen an den Stellen der Wegaufnehmer WA3.2 verlaufen auch nach dem Schlupfbeginn weiter linear und erreichen bei Maximallast Werte von ca. 0,2 ‰. Ungefähr in dieser Größenordnung befanden sich auch die gemessenen Betondehnungen der Versuche der Serie 1. Der Wegaufnehmer WA3.2 in der Serie 2 befand sich in etwa mittig zwischen Lasteinleitung und Auflager und damit im selben Messschnitt wie die Wegaufnehmer WA3 in der Serie 1. Die Betondehnungen an der Stelle der Wegaufnehmer WA3.3 springen bei einer Querkraft von $Q = 100$ kN zunächst wieder auf Null zurück und bleiben bis zu einer Querkraft von ca. 170 kN konstant. Bei weiterer Laststeigerung wurden geringe Zugdehnungen aufgezeichnet.

Bei einem klassischen Biegebauteil, bei dem Ebenbleiben der Querschnitte gültig ist, sollten die Dehnungsverläufe des Betons an sämtlichen Stellen

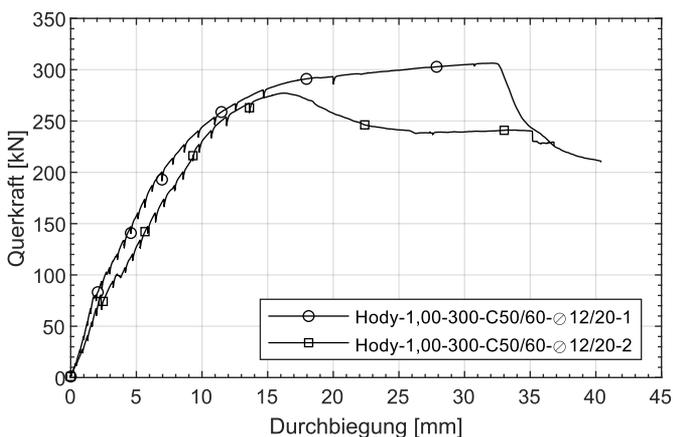


Abb. 4.33: Last-Verformungsdiagramm der Hody-Versuche

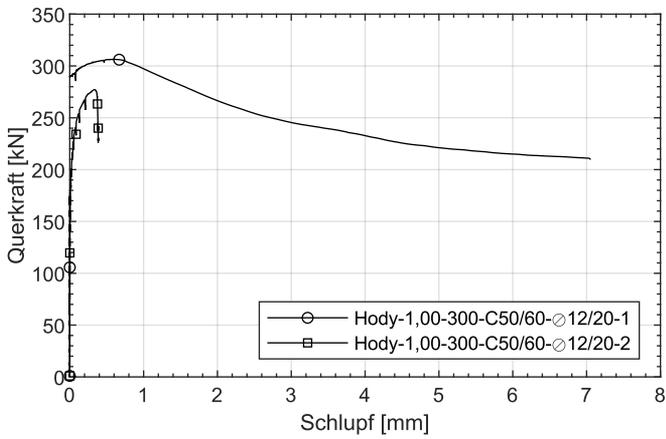


Abb. 4.34: Last-Schlupf-Diagramm der Hody-Versuche

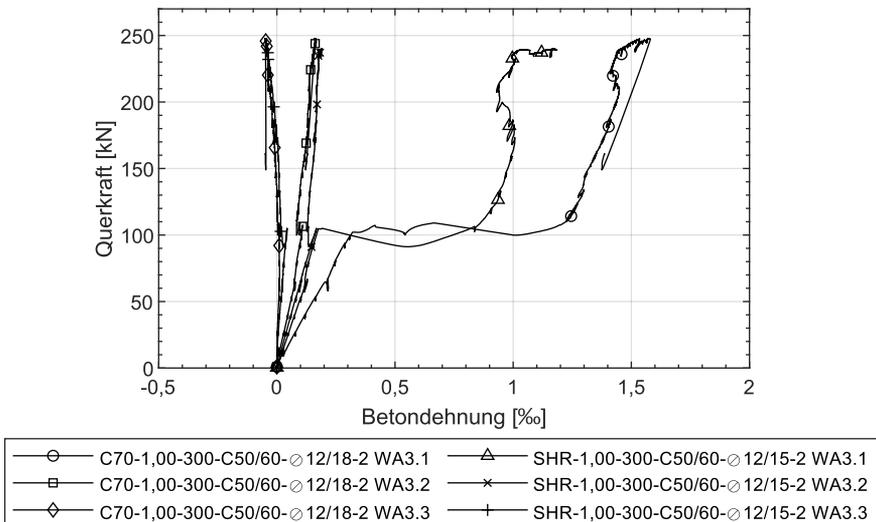


Abb. 4.35: Betondehnungen der Versuche C70-1,00-300-C50/60-Ø12/18-2 und SHR-1,00-300-C50/60-Ø12/15-2

des Versuchskörpers linear verlaufen. Abbildung 4.35 zeigt, dass dies jedoch lediglich für die beiden hinteren Messstellen zutrifft. Wie zuvor detailliert beschrieben, steigen die Betondehnungen in der Nähe der Lasteinleitung bei einer Querkraft von 100 kN schlagartig deutlich an. Bei dieser Last fand folglich ein Systemwechsel hin zum Bogen-Zugband-Modell statt. Die hohen Betondruckdehnungen resultieren aus der sich einstellenden Druckstrebe. Die Betonzugspannungen an der Oberseite des Versuchskörpers über dem Auflager resultieren aus den hinter dem Auflager verankerten Zugkräften. Diese erzeugen im Querschnitt ein negatives Biegemoment, sodass beim Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons Risse zu beobachten sind.

Wie zuvor erwähnt, wurden die Stahldehnungen zum einen mittels Sensorfaser und zum anderen mittels DMS gemessen. Die Dehnungen sind exemplarisch für den Versuch C70-1,00-300-C50/60-Ø12/18-1 in den Abbildungen 4.36 und 4.37 für unterschiedliche Lasten dargestellt. In Abbildung 4.36 befinden sich die Messergebnisse bei einer Querkraft von 150 kN und damit im Bereich der Biegerissbildung. In Abbildung 4.37 sind die Dehnungen bei einer Querkraft von 230 kN dargestellt. Im Last-Verformungsdiagramm entspricht dies ungefähr der Last, bei der die Durchbiegung des Versuchskörpers stark zunahm. Zunächst werden die Messungen mittels Sensorfaser betrachtet. Das Diagramm bei einer Querkraft von $Q = 150$ kN zeigt, dass bis zu einer Versuchskörperlänge von 80 cm die Dehnungen im Unter- und Obergurt des Verbundblechs in etwa gleich sind und kontinuierlich ansteigen. Es findet folglich eine Verdübelung des Blechs in Längsrichtung statt. Zwischen 80 cm und der Stelle der Lasteinleitung nehmen die Untergurtdehnungen stärker zu, während die Obergurtdehnungen wieder abnehmen. Diese Dehnungsunterschiede zeigen eine Biegung des Verbundblechs an. Betonstahldehnungen wurden erst ab einer Versuchskörperlänge von 70 cm gemessen und steigen nahezu linear bis zur Lasteinleitung hin an, wo auch das Momentenmaximum des Versuchskörpers liegt. Bereits bei einer Querkraft von 150 kN, die nur knapp über der Hälfte der maximalen Traglast liegt, hat der Betonstahl unter der Last seine Fließdehnung mit ungefähr 2,5 ‰ erreicht. Kurze Zeit später fiel aufgrund der hohen Dehnungen die Sensorfaser des Betonstahls aus, sodass im zweiten Diagramm keine Betonstahldehnungen aufgeführt werden können. Die Sensorfasermessungen des Verbundblechs bei einer Querkraft von 230 kN zeigen auch hier bis zu einer Versuchskörperlänge von 80 cm in etwa gleiche Dehnungen des Ober- sowie Untergurts. Im Dehnungsverlauf des Untergurts ist bei ungefähr 100 cm ein signifikanter Peak bis zu einer Dehnung von 5 ‰ zu sehen. An gleicher Stelle des Versuchskörpers ist auch im Dehnungsverlauf des Obergurts ein Knick zu erkennen. Wie Abbildung 4.38 links zeigt, waren nach der Versuchsdurchführung Beulen im Verbundblech zu erkennen. Nachdem ein Teil des Bleches nach der Versuchsdurchführung entfernt wurde, konnte festgestellt werden, dass sich die Beule im Verbundblech an der Stelle des Rissufers bei einer Versuchskörperlänge von 100 cm befand, vgl. Abbildung 4.38 rechts. Die hohe Dehnungszunahme im Verbundblech deutet darauf hin, dass lokal Kräfte ins Blech eingetragen wurden. Wie bereits beschrieben, findet durch den Riss, der bis in die Druckzone hinein gewachsen ist, eine Separation

des Versuchskörpers statt. Dadurch kann sich der Beton rechts des Risses auf dem Verbundblech abstützen, was in den beschriebenen Dehnungspeaks resultiert.

Um die Dehnungsmessungen mittels Sensorfaser sowie DMS miteinander vergleichen zu können, sind in den Diagrammen in den Abbildungen 4.36 und 4.37 ebenfalls die Messwerte der DMS aufgeführt. Bei einer Querkraft von 150 kN stimmen die Messungen der Untergurtdehnungen sowie die Messungen der Obergurtdehnungen an den DMS-Positionen 4-6 in etwa überein. An den DMS-Positionen 1-3 weichen die DMS-Messungen am Obergurt jedoch von den Sensorfasermessungen ab. Eine mögliche Begründung hierfür könnte in der Anordnung der Messtechnik liegen. Aus Gründen des Platzmangels wurden DMS und Sensorfaser jeweils auf unterschiedlichen Obergurten appliziert. Hierbei handelte es sich jeweils um die beiden äußeren vollständigen Obergurte des Verbundprofils. Da die Risse nicht exakt rechtwinklig zur Bauteilachse verlaufen, ist die Beanspruchung innerhalb eines Querschnitts über die Bauteilbreite hinweg nicht identisch. Folglich ist ein direkter Vergleich der Messergebnisse nicht möglich. Betrachtet man das Diagramm bei einer Querkraft von 230 kN, so lässt sich hier wieder eine gute Übereinstimmung zwischen den unterschiedlichen Messsystemen feststellen. Es ist jedoch anzumerken, dass hier DMS-Messwerte die oberhalb von 2 ‰ und damit über der Fließdehnung des Verbundblechs liegen, nicht dargestellt wurden. Dies ist damit zu begründen, dass DMS-Messungen den Erfahrungswerten zur Folge außerhalb des linearen Spannungs-Dehnungsbereichs keine belastbaren Ergebnisse mehr liefern. Die Messergebnisse der Sensorfaser hingegen sind auch bei größeren Dehnungen noch plausibel. Die DMS-Messungen am Betonstahl lieferten keine belastbaren Ergebnisse. Bereits die Applikation der DMS auf dem Betonstahl ist sehr schwierig. Die DMS wurden vor der Betonage sowohl mit einem Schutz gegen Feuchte als auch mit einem mechanischen Schutz versehen.

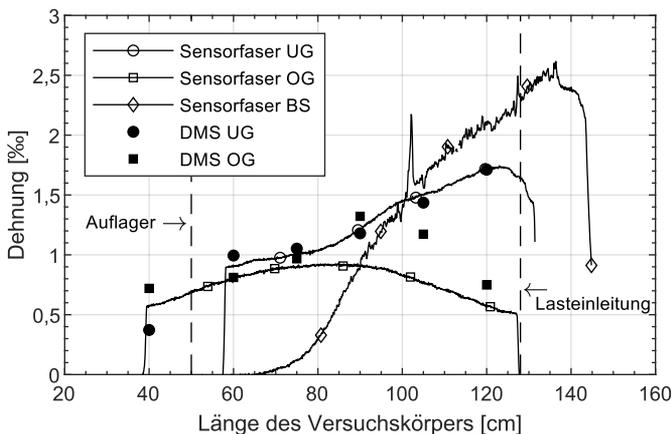


Abb. 4.36: Stahldehnungen des Versuchs C70-1,00-300-C50/60-Ø12/18-1 bei einer Querkraft von 150 kN

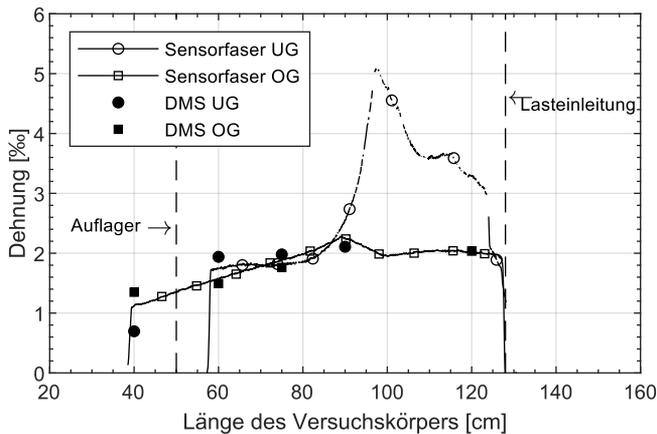


Abb. 4.37: Stahldehnungen des Versuchs C70-1,00-300-C50/60-Ø12/18-1 bei einer Querkraft von 230 kN



Abb. 4.38: Beulen im Verbundblech auf der Unterseite des Versuchskörpers C70-1,00-300-C50/60-Ø12/18-1

Da es sich hierbei dennoch um hochempfindliche Messtechnik handelt, kann auch bei höchster Sorgfalt eine Schädigung der DMS infolge des Betonagevorgangs nicht ausgeschlossen werden. Die Dehnungsmessung des Betonstahls mittels Sensorfaser lieferte in Bereichen kleinerer Dehnungen zufriedenstellende Ergebnisse, wie Abbildung 4.36 zeigt. Die Applikation der Sensorfaser erfolgte in einer Nut des Betonstahls, die anschließend vollständig mit dem Epoxidharz-Klebstoff X120 ausgefüllt wurde. Auf diese Weise wurde die Sensorfaser ausreichend geschützt. Eine Schwierigkeit hierbei liegt allerdings darin, die Sensorfaser unbeschädigt aus dem Versuchskörper herauszuführen.

Um die These des Lastabtrags durch ein Bogen-Zugband-Modell zu überprüfen, erfolgte eine Nachrechnung der Versuche. Das Ergebnis ist exemplarisch für den Versuch C70-1,00-300-C50/60-Ø12/18-1 in Abbildung 4.39 dargestellt. Zunächst wurden aus den Sensorfasermessungen die Dehnungen des Verbundblechs sowie des Betonstahls in verschiedenen Schnitten und für verschiedene einwirkende Lasten abgelesen. Aus den Dehnungen ließen sich die Zugkräfte im Versuchskörper errechnen und somit über das horizontale Kräftegleichgewicht ebenfalls die Größe der Betondruckkraft. Weiterhin lässt sich unter Ansatz des Momentengleichgewichts die Lage der Betondruckkraft ermitteln. Die Nachrechnung erfolgte in den Schnitten 60 cm,

80 cm, 110 cm sowie an der Stelle der Lasteinleitung. Für geringere Lasten $Q = 134 \text{ kN}$ und $Q = 159 \text{ kN}$ ist deutlich der Druckbogen zu erkennen. Mit dem Erreichen der Maximallast ($Q = 231 \text{ kN}$) stellt sich die Druckstrebe schließlich direkt ins Auflager. Weiterhin wurden in den benannten Schnitten die Dehnungsverteilungen über die Querschnittshöhe abgelesen und über die jeweiligen Spannungs-Dehnungsbeziehungen die Zug- und Druckkräfte im Querschnitt errechnet. Hierbei konnte kein horizontales Kräftegleichgewicht festgestellt werden, sodass sich auch auf diesem Wege schlussfolgern lässt, dass die Versuchskörper nicht der klassischen Biegetheorie unterliegen.

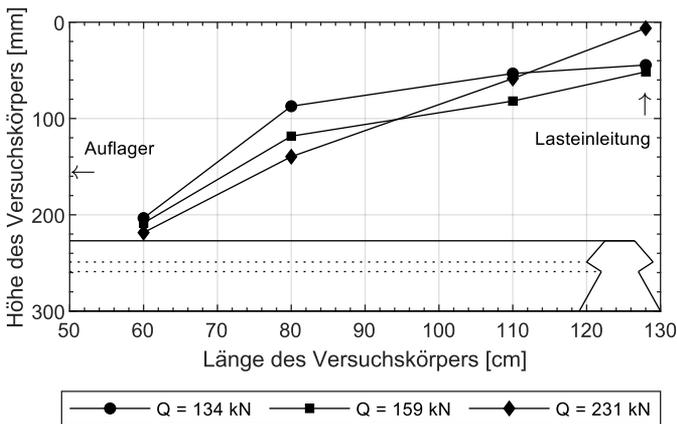


Abb. 4.39: Verlauf der Betondruckkraft des Versuchskörpers C70-1,00-300-C50/60-Ø12/18-1 bei verschiedenen Laststufen

Die Messergebnisse der Versuchsserie 2 sind im Anhang C.2 zusammengefasst. Auf eine Auswertung der Wegaufnahme WA4 wurde an dieser Stelle, wie auch in Versuchsserie 1, verzichtet, da das gewünschte Querkraftversagen nicht eintrat.

4.5.3 Zusammenfassung

Das Versagen trat bei den Versuchen der Serie 2 mit einer Ausnahme durch Biege- und Längsschubversagen ein. Im Versuch C70-1,00-300-C50/60-Ø12/18-2 konnte Querkraftversagen beobachtet werden. Allerdings trat hier das Versagen auf der Seite mit geringerer Querkrafteinwirkung auf, da hier eine Vorschädigung des Versuchskörpers infolge des ersten Versuchs vorlag. Das Längsschubversagen und die Gefahr der Vorschädigung wurde durch die sehr geringe Endverankerung begünstigt, sodass für nachfolgende Versuche wieder ein hoher Endverankerungsgrad verwendet werden sollte. Durch die kontinuierliche Erfassung der Dehnungen mittels Sensorfaser über die Versuchskörperlänge hinweg, konnten wichtige Erkenntnisse über das

Tragverhalten gewonnen werden. Zudem war der Ausfall der Messtechnik im Vergleich zu herkömmlichen DMS deutlich geringer und mittels Sensorfasern können größere Dehnungen erfasst werden. Mit einer Nachrechnung auf Grundlage der gemessenen Zugdehnungen konnte der Systemwechsel hin zum Bogen-Zugband-Modell bestätigt werden. Wie auch in den Versuchen der Serie 1 wurde eine sehr geringe Biegerissbildung festgestellt.

4.6 Serie 3 und Serie 4 mit Parametervariation

4.6.1 Konzeption

Die Versuchsserie 3 wurde als Tastserie mit 2 Versuchskörpern (SHR und C70) durchgeführt, um die neuen Überlegungen hinsichtlich der Versuchskonzeption zu überprüfen. Da es gelang Querkraftversagen zu erzeugen, wurde anschließend eine weitere Versuchsserie durchgeführt, um Parameter, die die Querkrafttragfähigkeit beeinflussen, gezielt zu variieren. Da sich Serie 3 und Serie 4 hinsichtlich der Konzeption, Durchführung sowie der Ergebnisse nicht voneinander unterscheiden, werden diese nachfolgend zusammen beschrieben.

In Anlehnung an die Querkraftversuche aus dem Massivbau wurde für die Serien 3 und 4 hochfeste Betonstahlbewehrung eingesetzt. Hierzu wurde Ankerstabstahl St 900/1100 mit Gewinderippen verwendet, der über eine Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung verfügt, s. Z-12.5-96 2015. Um die Verwendung des hochfesten Betonstahls in der Versuchsbezeichnung kenntlich zu machen, wurde hinter der Angabe des Betonstahlquerschnitts der Buchstabe h ergänzt. Die Breite der Versuchskörper wurde auf jeweils zwei Hochsicken des Blechs reduziert. Auf diese Weise wurden auf der sicheren Seite liegend Balken getestet und alternative Lastpfade ausgeschlossen. In jedem Versuchskörper wurden jeweils drei Betonstähle angeordnet, wobei auch hier die Anordnung als Matte oberhalb des Profilblechs erfolgte. Abbildung 4.40 zeigt beispielhaft zwei Querschnitte von Versuchskörpern. An den Enden der Versuchskörper wurden Winkelhaken angeordnet, um den Betonstahl zu verankern. Es wurde Beton der Festigkeitsklasse C30/37 eingebaut, was der in Verbunddecken üblicherweise verwendeten Betonfestigkeitsklasse entspricht. Allerdings wurden die Versuchskörper bereits in einem Betonalter von etwa 4 Tagen geprüft, da zu diesem Zeitpunkt ein für das Querkraftversagen günstiges Verhältnis zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons vorliegt. Aufgrund der Erkenntnisse der Versuchsserie 2 wurden die Verbundbleche mit einer hohen Endverankerung versehen. Für die Ermittlung der Versuchskörperhöhe sowie der Abstände des Versuchsaufbaus galten weiterhin die Kriterien, dass sich zwei Biegerisse einstellen sollten und dass der Abstand zwischen der Lasteinleitung und dem Auflager dreimal der statischen Höhe entsprechen sollte. Weiterhin sollte das Fließen des Betonstahls durch die Vorbemessung ausgeschlossen werden, um im Versuch einen ausreichenden Abstand zur maximalen Biegetragfähigkeit zu

erhalten. Unter Beachtung aller genannten Kriterien ergab sich somit eine Versuchskörperhöhe von 30 cm bzw. 28 cm. Eine genaue Auflistung der Versuchskörperabmessungen sowie der Abmessungen des Versuchsaufbaus ist in Anhang A zu finden.

Für die Tastserie 3 mit zwei Versuchskörpern wurden die Profilbleche SUPERHOLORIB SHR 51 und COFRASTRA 70 verwendet. Bei beiden Profilblechen handelt es sich um Geometrien mit Hinterschnitt. Innerhalb der Serie 4 wurden verschiedene Parameter variiert, um die Einflüsse auf die Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken ermitteln zu können. Zunächst wurden mit dem Hody 60 Profil und dem ComFlor 80 Profilblech offene Geometrien untersucht. In Tabelle 4.3 sind sämtliche Versuchskörper aufgelistet sowie die variierten Parameter in der Versuchsbezeichnung jeweils hervorgehoben. Die Blechdicken wurden mit $t_p = 0,75 \text{ mm}$ bzw. $t_p = 1,25 \text{ mm}$ variiert. Um unterschiedliche Längsbewehrungsgrade testen zu können, wurde der Durchmesser der Ankerstabstähle von 15 mm auf 20 mm erhöht. Zwei weitere Versuchskörper wurden mit der Betonfestigkeitsklasse C50/60 hergestellt. Die drei zuletzt genannten Parameter wurden jeweils in Kombination mit dem SHR-Profil und dem Hody-Profil untersucht. Somit sind sowohl offene als auch hinterschnittene Geometrien abgedeckt. Der fünfte Parameter ist die Lage des Betonstahls. Hierbei wurde der Betonstahl mit einem Abstandshalter von 20 mm in den Tiefsicken der Bleche angeordnet. Um hier einen möglichst großen Unterschied in der statischen Höhe zu erhalten, wurde dieser Effekt in Kombination mit den höheren Verbundprofilen COFRASTRA 70 sowie ComFlor 80 untersucht. In der Versuchsbezeichnung wurde bei diesen Versuchskörpern der Buchstabe u hinter der Angabe des Betonstahlquerschnitts hinzugefügt. Weiterhin wurde als letzter Parameter die Deckenhöhe auf 250 mm reduziert, um wieder in Richtung Verbunddecken gebräuchliche Deckenhöhen zu gehen. Auch in diesen beiden Serien waren jeweils 2 Versuche je Versuchskörper vorgesehen, sodass insgesamt 30 Versuche innerhalb der Serien 3 und 4 durchgeführt wurden.

Die Anordnung der Messtechnik erfolgte wie auch in den Versuchen der Serie 2. Allerdings wurden die Sensorfasern nahezu über die gesamte Versuchskörperlänge appliziert. Um eine Beschädigung der Sensorfasern durch die Durchführung des ersten Versuchs auszuschließen, wurden die Sensorfasern für den zweiten Versuch jedoch etwas reduziert. Aus Gründen eines optimierten Versuchsablaufs mussten sämtliche Fasern vor der Prüfung des ersten Versuchskörpers einer jeden Charge appliziert werden. Um auch

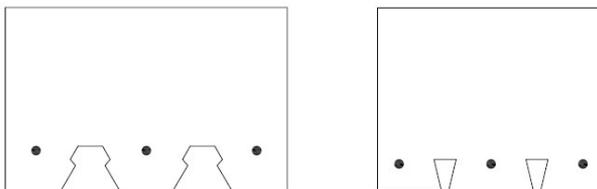


Abb. 4.40: Schematische Darstellung der Versuchskörperquerschnitte

Tab. 4.3: Versuchsprogramm der Serien 3 und 4

Parameter	Bezeichnung des Versuchskörpers
Blechgeometrie	SHR -1,00-300-C30/37-Ø15/15h
	C70 -1,00-300-C30/37-Ø15/18h
	Hody -1,00-280-C30/37-Ø15/20h
	CF -1,00-280-C30/37-Ø15/30h
Blechdicke	Hody- 0,75 -280-C30/37-Ø15/20h
	SHR- 0,75 -300-C30/37-Ø15/15h
Längsbewehrungsgrad	SHR- 1,25 -300-C30/37-Ø15/15h
	SHR-1,00-300-C30/37-Ø 20 /15h
Betonfestigkeit	Hody-1,00-280-C30/37-Ø 20 /20h
	SHR-1,00-300- C50/60 -Ø15/15h
Lage des Betonstahls	Hody-1,00-280- C50/60 -Ø15/20h
	C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18h u
Deckenhöhe	CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30h u
	SHR-0,75- 250 -C30/37-Ø15/15h
	C70-1,00- 250 -C30/37-Ø15/18h

die Betondehnungen auf der Oberseite des Versuchskörpers kontinuierlich erfassen zu können, wurde jeweils eine Sensorfaser mittig auf dem Beton angebracht.

4.6.2 Durchführung und Beobachtungen

Die Versuchsdurchführung wird exemplarisch für den Versuch C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18h-1 beschrieben. Abbildung 4.41 zeigt das Last-Verformungsdiagramm des Versuchs und Abbildung 4.42 zeigt verschiedene Rissbilder bei unterschiedlichen Zylinderlasten. Bei einer Querkraft von 28 kN setzte die Rissbildung ein. Bis zu einer Querkraft von ca. 108 kN verläuft die Last-Verformungskurve mit einer in etwa konstanten Steigung. Während dieser Zeit wurde eine Zunahme der Biegerissbildung beobachtet, vgl. Abbildung 4.42, oben. Das Diagramm zeigt bei $Q = 108$ kN einen signifikanten Lastabfall und eine Änderung der Steigung. Betrachtet man das Rissbild, das kurz danach bei einer Zylinderlast von 160 kN ($Q = 120$ kN) aufgenommen wurde, wird deutlich, dass sich ein neuer Riss einstellte. Dieser Riss verläuft geneigt und verbindet die beiden zuvor aufgetretenen äußersten Biegerisse miteinander. Weiterhin reicht der Riss bis in die Druckzone hinein. Es handelt sich hierbei um den Schubriss, der sich allerdings noch nicht im kritischen Zustand befindet. Die Zylinderlast konnte weiterhin gesteigert werden. Durch die Bildung des Schubrisses änderte sich die Steifigkeit des Versuchskörpers, was sich in der Steigungsänderung der Last-Verformungskurve bei $Q = 110$ kN widerspiegelt. Die Rissbildung blieb im weiteren Versuchsablauf stabil, sodass sich im Last-Verformungsdiagramm ein weiterer Bereich mit konstanter Steigung erkennen lässt. Während dieser Zeit bildeten sich geneigte Risse am Fuße des Schubrisses, die sich sukzessive in Richtung Auflager ausbildeten, vgl. Abbildung 4.42, unten. Diese

Risse werden als Längsrissanteil des Schubrisses bezeichnet. Ab einer Querkraft von 164 kN nahm die Durchbiegung des Versuchskörpers deutlich zu. Als die maximale Querkraft von 168 kN erreicht wurde, trat das Versagen ein, das sich durch das Öffnen des Schubrisses kennzeichnete und somit dem Querkraftversagen zuzuordnen ist. Zusammenfassend kann das Last-Verformungsdiagramm demnach in 4 Bereiche mit unterschiedlichen Steifigkeiten eingeteilt werden. Bereich I ist dem Zustand I zuzuordnen, Bereich II der Biegerissbildung, Bereich III der Bildung des Längsrissanteils und Bereich IV dem Versagen.

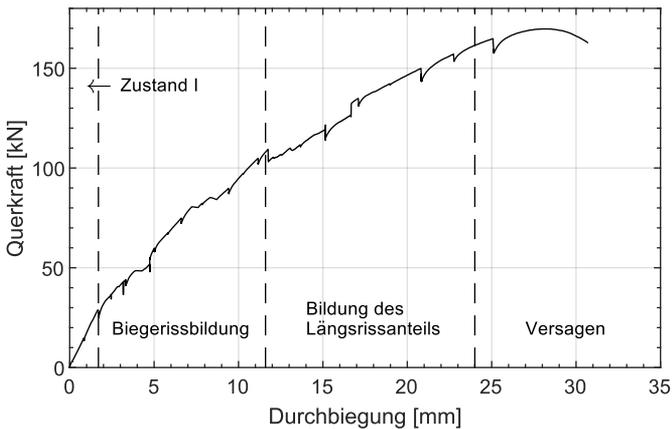


Abb. 4.41: Last-Verformungsdiagramm des Versuchs C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18h-1

Vergleicht man die oben beschriebene Versuchsdurchführung mit Querkraftversuchen aus dem Massivbau, lassen sich wesentliche Unterschiede feststellen. Im Massivbau sind zunächst ebene Biegeschubrisse zu erkennen, die allerdings nicht bis in die Druckzone hinein verlaufen. Die Bildung des kritischen Schubrisses erfolgt schlagartig. Dabei pflanzt sich der Riss bis in die Druckzone fort und gleichzeitig wird die Betondeckung bis zum Auflager hin abgesprengt. Bei Verbunddecken mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung liegt auch nach der Bildung des Schubrisses eine stabile Rissentwicklung vor, sodass die Traglast weiter gesteigert werden kann.

Die vorherigen Ausführungen des Versuchsablaufs sowie die benannten vier Bereiche im Last-Verformungsdiagramm ließen sich für sämtliche Versuche feststellen. Es konnte somit in jedem Versuch Querkraftversagen beobachtet werden. Die nachfolgende Abbildung 4.43 zeigt zur Verdeutlichung die Bruchbilder der Versuchskörper mit unterschiedlichen Blechgeometrien.

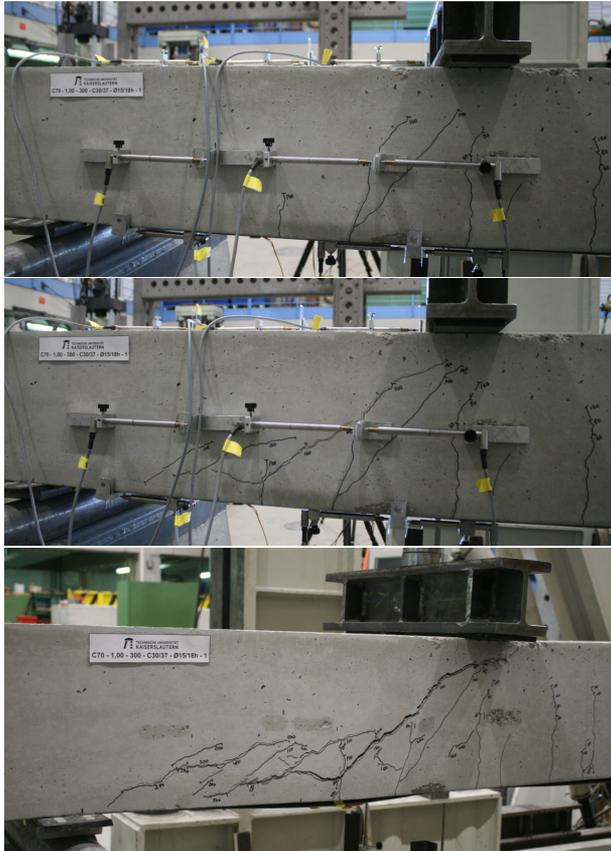


Abb. 4.42: Rissbilder des Versuchs C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18h-1; oben: $Z = 140$ kN, mittig: $Z = 160$ kN, unten: Bruchbild



Abb. 4.43: Bruchbilder; oben: SHR-1,00-300-C30/37-Ø15/15h-1, mittig: Hody-1,00-280-C30/37-Ø15/20h-2, unten: CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30h-2

4.6.3 Ergebnisse

Mittels Sensorfaser konnten die Stahl- und Betondehnungen kontinuierlich über die Versuchskörperlänge hinweg gemessen werden. In Abbildung 4.44 sind die Verbundblechdehnungen sowie die Betondehnungen des Versuchs C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18h-2 für ausgewählte Zylinderlasten dargestellt. In diesem Versuch wurde der Schubriss bei einer Zylinderlast von 140 kN beobachtet, sodass dies die erste ausgewählte Laststufe ist. Des Weiteren sind die Dehnungen für die Zylinderlast von 180 kN dargestellt. Diese Laststufe ist der Mitte des Bereichs III zuzuordnen. Zunächst werden die Dehnungsverläufe bei der Zylinderlast von 140 kN betrachtet. Die Untergurtdehnungen nehmen stetig zu, bis bei einer Versuchskörperlänge von ca. 120 cm das Dehnungsmaximum von etwa 1600 microstrain erreicht ist. Anschließend ist eine lineare Dehnungsabnahme in Richtung des rechten Auflagers zu beobachten. Die Obergurtdehnungen nehmen zunächst zu und sind zwischen 55 cm und 70 cm Versuchskörperlänge identisch mit den Untergurtdehnungen. Ab einer Länge von 80 cm wurde eine Dehnungsabnahme verzeichnet, bis ca. bei 120 cm das Dehnungsminimum von etwa 100 microstrain erreicht ist. Zum rechten Auflager hin ist wieder eine lineare Dehnungszunahme zu erkennen. Folglich liegt ab 70 cm ein positives Biegemoment im Verbundblech vor, das im Bereich der Lasteinleitung am größten ist. Über dem linken Auflager wurden keine Betondehnungen verzeichnet. Zwischen dem linken Auflager und etwa 110 cm wurde eine leichte konstante Dehnungszunahme verzeichnet. Ab diesem Punkt bis hin zur Lasteinleitung steigen die Betondehnungen von 500 microstrain auf ca. 2400 microstrain deutlich an. Zwischen der Lasteinleitung und dem rechten Auflager ist schließlich wieder ein annähernd linearer Rückgang der Dehnungen zu sehen.

Vergleicht man die Dehnungsverläufe des Verbundblechs bei einer Zylinderlast von 140 kN mit denen bei einer Zylinderlast von 180 kN, fällt auf, dass die Dehnungen im Allgemeinen angestiegen sind. Dabei hat auch die Differenz zwischen Unter- und Obergurtdehnung zugenommen, was gleichbedeutend mit der Zunahme des positiven Biegemomentes im Blech ist. Auffällig ist, dass sich das Dehnungsmaximum des Untergurtes mit etwa 2600 microstrain nun bei einer Versuchskörperlänge von 110 cm befindet. Dies stimmt ungefähr mit der Lage des Fußpunktes des Schubrisses überein. Betrachtet man nun die Betondehnungen zu den verschiedenen Zylinderlasten, wird ersichtlich, dass im Bereich zwischen dem linken Auflager und dem Fuße des Schubrisses (110 cm) keine Zunahme der Betondehnungen erfolgte. Im Bereich der Lasteinleitung ist hingegen ein deutlicher Anstieg der Dehnungen auf fast 4000 microstrain zu verzeichnen. Im Bereich zwischen Lasteinleitung und dem rechten Auflager ist eine leichte Dehnungszunahme zu erkennen. Aus den beschriebenen Dehnungsverläufen lassen sich schließlich zwei Dinge ableiten. Durch den Schubriss findet eine Trennung des Versuchskörpers in zwei Teile statt. Bei weiterer Laststeigerung stützt sich der Beton im Schubriss auf dem Verbundblech ab. Dadurch werden die Dehnungsspitzen im Untergurt des Verbundblechs erzeugt. Weiterhin ist die

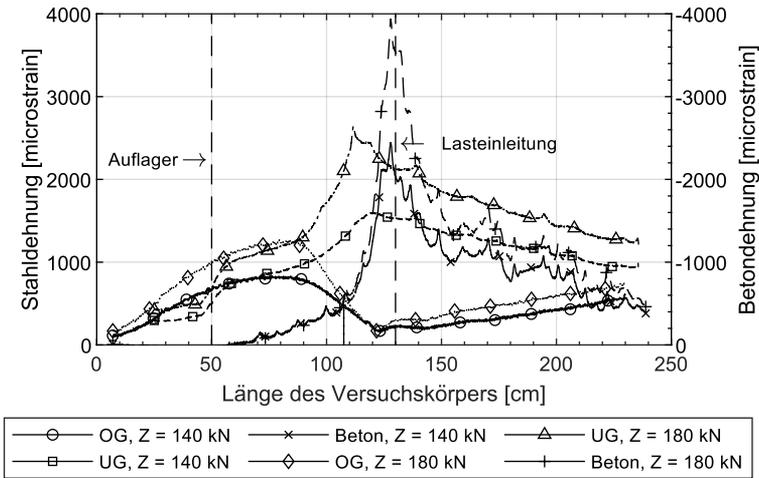


Abb. 4.44: Blech- und Betondehnungen des Versuchs C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18h-2 bei einer Zylinderlast von 140 kN und 180 kN

starke Dehnungszunahme des Betons im Bereich der Lasteinleitung ein Indiz dafür, dass sich Druckstreben ausbilden. In Kapitel 4.5.2 wurde bereits die These aufgestellt, dass sich eine Druckstrebe direkt ins Auflager stellt. Außerdem lässt sich das Abstützen des Betons auf dem Blech als eine weitere Druckstrebe bezeichnen, die sich vor dem Schubriss einstellt. Die getroffenen Schlussfolgerungen fügen sich gut in die Modellvorstellung des Bogen-Zugband-Modells ein und erklären zudem, warum im linken Bereich des Diagramms kein Anstieg der Betondehnungen zu verzeichnen ist, obwohl die Beanspruchung des Versuchskörpers gesteigert wird.

Um die oben getroffenen Aussagen hinsichtlich des Tragverhaltens zu verifizieren, wurden mit Hilfe der gemessenen Dehnungen im Ober- bzw. Untergurt des Verbundblechs die lokalen Schnittgrößen im Blech bestimmt. In Abbildung 4.45 sind die Verläufe des Biegemoments und der Querkraft dargestellt. Zwischen dem Auflager und dem Maximum des Biegemoments bei 120 cm Versuchskörperlänge kann der Verlauf des Momentes als quadratisch bezeichnet werden. Nach dem Erreichen des Maximums nimmt das Biegemoment wieder linear in Richtung des rechten Auflagers ab. Im Bereich des linearen Biegemoments ist die Querkraft im Blech konstant und annähernd Null. Bei etwa 110 cm Versuchskörperlänge ist ein sprunghafter Anstieg der Querkraft von ca. 10 kN zu erkennen. Bis zu einer Länge von 70 cm nimmt die Querkraft anschließend wieder linear bis auf Null ab. Über dem Auflager ist ein weiterer Querkraftsprung im Diagramm zu erkennen. Dieser wird allerdings nicht weiter beachtet, da er dem Diskontinuitätsbereich zugeordnet werden kann. Der Querkraftverlauf im Blech zeigt folglich, dass sich im Schubriss bei ca. 110 cm eine Druckstrebe in das Verbundblech stellt. Die lineare Abnahme der Querkraft zeigt weiterhin, dass die Querkraft

nicht im Verbundblech bleibt, sondern wieder in den Beton zurückgehangen wird. Der Verlauf der Normalkraft im Blech ist in Abbildung 4.46 dargestellt. Bereits hinter dem Auflager ist eine Normalkraft im Blech vorhanden, was die Wirksamkeit der Endverankerung belegt. Weiterhin ist zu erkennen, dass die Normalkraft im Blech über dem Auflager deutlich ansteigt, da die direkte Druckstrebe einen positiven Einfluss auf die Verbundspannung des Blechs hat. Anschließend steigt die Normalkraft bis zur Lasteinleitung hin annähernd linear an.

Das Diagramm in Abbildung 4.47 zeigt die Dehnungsverläufe des Versuchs C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18hu-2 bei einer Zylinderlast von 240 kN und damit kurz vor dem Versagen des Versuchskörpers. Die Sensorfaser des Betons zeigt über dem Auflager Zugdehnungen an, die größer als 2000 microstrain sind. Der Versuchskörper ist demnach auf der Oberseite gerissen. Zudem kann dem Diagramm entnommen werden, dass die Zugbewehrung über dem Auflager bereits verankert ist und somit ein negatives Biegemoment in diesem Schnitt erzeugt. Dieses Moment führt zum Reißen des Betons auf der Versuchskörperoberseite. Neben den Dehnungen des Ober- und Untergurts sind die daraus errechneten Dehnungen auf Höhe des Blechschwerpunktes im Diagramm dargestellt. Vergleicht man die Dehnungen des Blechs mit den Dehnungen des Betonstahls, können hier keine Beziehungen zueinander festgestellt werden. Bei einem klassischen Biegebauteil müssten die Dehnungen jedoch in Zusammenhang mit der Höhenlage im Querschnitt stehen. Im Bereich des Auflagers sind die Dehnungen im Betonstahl größer als die des Untergurts und an der Stelle des Schubrisses (110 cm) sind die Blechdehnungen erheblich höher als die des Betonstahls. Das Ebenbleiben der Querschnitte kann somit nicht vorausgesetzt werden. Das Verbundblech wirkt eher wie ein unterspanntes Zugband. Vor allem im Schubriss konzentrieren sich die Dehnungen im Verbundblech.

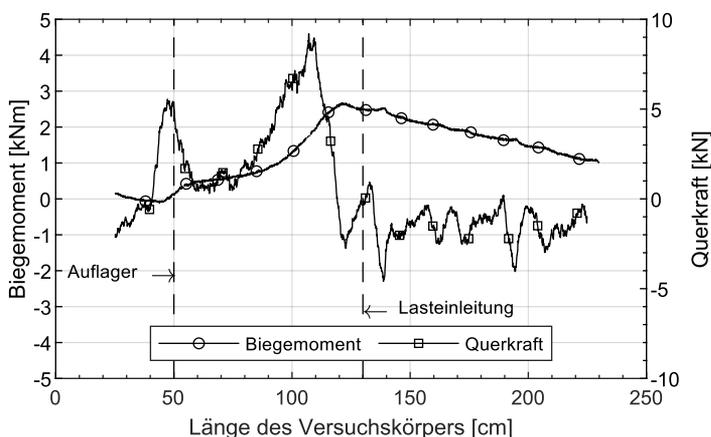


Abb. 4.45: lokale Schnittgrößen des Verbundblechs - Versuch C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18h-2 bei einer Zylinderlast von 140 kN

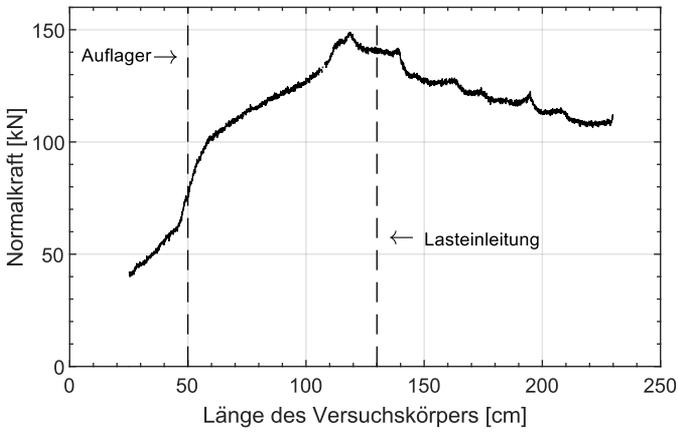


Abb. 4.46: lokale Normalkraft des Verbundblechs - Versuch C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18h-2 bei einer Zylinderlast von 140 kN

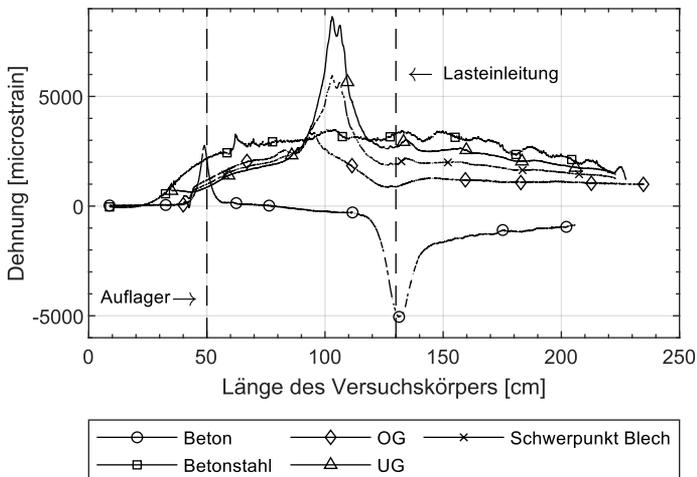


Abb. 4.47: Blech-, Betonstahl- und Betondehnungen des Versuchs C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18hu-2 bei einer Zylinderlast von 240 kN

Nachfolgend werden die Last-Verformungskurven der verschiedenen Versuche der Serie 4 betrachtet, um die Einflüsse der variierten Parameter herauszuarbeiten und gegebenenfalls Ausreißer zu identifizieren. In Abhängigkeit der verwendeten Blechgeometrie lagen unterschiedliche Versuchskörperbreiten vor, sodass für die Betrachtung des Parameters Blechgeometrie die Darstellung je Meter Bauteilbreite erfolgt. Abbildung 4.48 zeigt die Last-Verformungskurven der Versuchskörper mit unterschiedlichen Blechgeometrien. Es wird deutlich, dass keine wesentlichen Unterschiede im Tragverhalten der Versuchskörper vorliegen. Eine Unterscheidung zwischen hinterschnittener und offener Blechgeometrie scheint folglich nicht erforderlich zu sein. Die SHR-Versuchskörper weisen im Vergleich zu den übrigen Versuchskörpern eine leicht höhere Steifigkeit auf. Dies könnte in der Wirksamkeit des Verbundes begründet sein, die für das SHR-Profil deutlich höher ist als bei den anderen Profilen. Laut *DIN EN 1994-1-1 2010* 9.7.5 (1) soll die Querkraftbemessung bezogen auf den Abstand der Rippen erfolgen. Dies bedeutet, dass die durch die Blechgeometrie reduzierte Betonbreite berücksichtigt werden muss. Aus diesem Grund wurde in Abbildung 4.49 die Skalierung mit dem Verhältnis b_0/b_s vorgenommen. Zusätzlich erfolgte eine Normierung über die Betonzugfestigkeit, die sich mit $f_{ctm} = 2,1 \text{ N/mm}^2$ für Serie 3 und $f_{ctm} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ für Serie 4 allerdings nur geringfügig unterscheidet. In dieser Darstellung wird der Einfluss der infolge der Blechgeometrie reduzierten Betonbreite deutlich. Die Versuchskörper mit dem SHR-Profil weisen die höchste Querkrafttragfähigkeit auf, da die Reduzierung der Betonbreite infolge der Hochsicken hier am geringsten ist. Das Verhältnis b_0/b_s beträgt 0,81. Das C70-Profil weist etwas geringere Querkrafttragfähigkeiten auf, da das Verhältnis der Breiten mit 0,72 ebenfalls geringer ist. Das Hody-Verbundblech sowie das ComFlor 80-Verbundblech weisen beide ein Verhältnis $b_0/b_s = 0,52$ auf. Für diese Versuchskörper wurden in etwa gleiche Traglasten erzielt. Es lässt sich also zusammenfassen, dass sich das Tragverhalten der Versuchskörper mit unterschiedlichen Blechgeometrien nicht wesentlich unterscheidet, sodass keine Differenzierung zwischen hinterschnittener und offener Blechgeometrie im Modell erfolgen muss. Die Berücksichtigung der Blechgeometrie und damit die Einschnürung des Betonquerschnitts im Bereich der Sicken ist allerdings zwingend erforderlich. In den weiteren Ausführungen dieser Arbeit werden im Zuge der Beschreibung der übrigen Parameter die zuvor beschriebenen 8 Versuche als Referenzversuche bezeichnet.

Die Abbildungen 4.50 und 4.51 zeigen die Last-Verformungskurven der Versuche mit unterschiedlicher Blechdicke. Die Versuchsergebnisse liegen sehr nah beieinander, was einen geringen Einfluss der Blechdicke zeigt. Es ist jedoch anzumerken, dass die Betonzugfestigkeiten der Versuchskörper mit 0,75 mm bzw. 1,25 mm Blechdicke mit $f_{ctm} = 2,4 \text{ N/mm}^2$ etwas höher als bei den Referenzkörpern lagen. Dass der Einfluss der Blechdicke marginal ist, deckt sich mit den Erwartungen, da zum einen die Eigenschubtragfähigkeit der Bleche im Vergleich zu den maximalen Traglasten sehr klein sind. Zum anderen verfügen die Versuchskörper über zusätzliche Betonstahlbe-

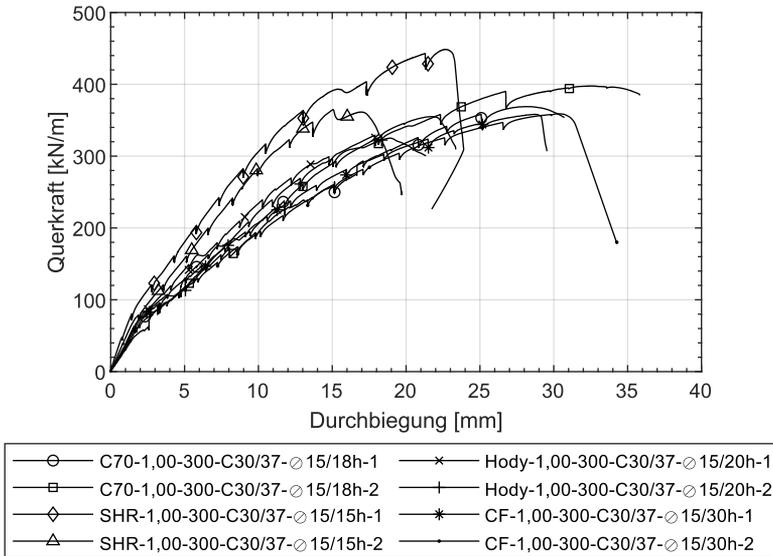


Abb. 4.48: Last-Verformungsdiagramm der Versuche mit unterschiedlicher Blechgeometrie

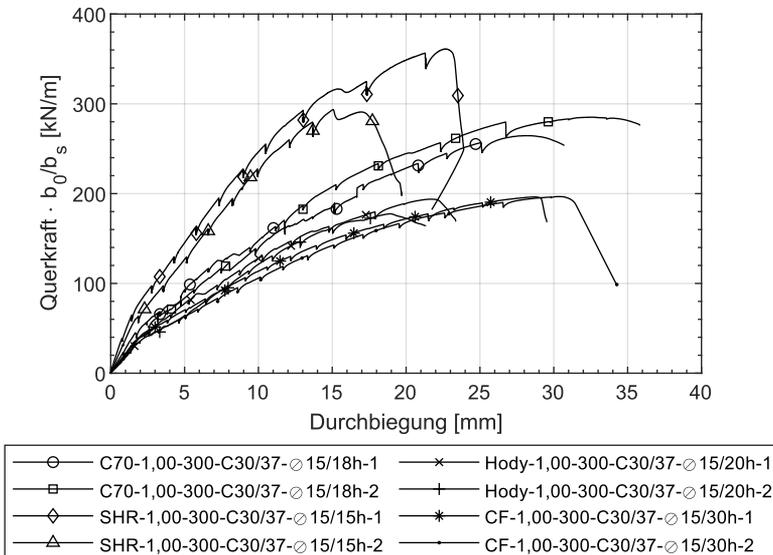


Abb. 4.49: Last-Verformungsdiagramm der Versuche mit unterschiedlicher Blechgeometrie bezogen auf das Verhältnis b_0/b_s

wehrung, die prinzipiell in der Lage ist, die etwas geringeren Blechquerschnitte im Hinblick auf den Längsbewehrungsgrad zu kompensieren.

In den Abbildungen 4.52 und 4.53 sind die Ergebnisse der Variation des Längsbewehrungsgrades veranschaulicht. Bei den Hody-Versuchskörpern erhöht sich die Steifigkeit der Versuchskörper etwas, wenn der Längsbewehrungsgrad erhöht wird. Gleichzeitig steigt die maximale Tragfähigkeit sehr leicht an. Beim Versuch SHR-1,00-300-C30/37-Ø20/15h-1 ist die Erhöhung der Steifigkeit nur zu Beginn des Versuchs zu beobachten. Bei einer Querkraft von ca. 100 kN stellte sich die Druckstrebe ein, die sich im Schubriss auf dem Blech abstützt. Ab diesem Zeitpunkt sind die Steifigkeiten der Versuchskörper annähernd gleich. Die Traglast dieses Versuchs liegt in etwa in der gleichen Größenordnung wie bei den Versuchen mit geringeren Längsbewehrungsgraden. Die Betonzugfestigkeit der Versuchskörper mit den Betonstahldurchmessern von 20 mm lag mit $f_{ctm} = 2,2 \text{ N/mm}^2$ leicht über der der Referenzkörper, sodass sich die Kurven infolge einer Normierung wieder etwas annähern würden. Beim Versuch SHR-1,00-300-C30/37-Ø20/15h-2 handelt es sich um einen Ausreißer. Hier trat plötzlich Betonversagen der Druckzone ein, bevor der Schubriss bis in die Druckzone anwachsen konnte. Das vollständige Ausbilden des Schubrisses ist jedoch die Voraussetzung für das Abstützen des Betons auf dem Verbundblech, was ein typisches Merkmal des Querkrafttragverhaltens von Verbunddecken ist. Da dieser Versuch folglich nicht dem beschriebenen Tragverhalten unterlag, kann dieser bei einer späteren Modellbetrachtung und der statistischen Auswertung nicht berücksichtigt werden. Eine mögliche Erklärung für das vorzeitige Versagen dieses Versuchs könnte eine Fehlstelle in der Betondruckzone sein. Die Versuchskörper wurden bewusst als Balken hergestellt, sodass die Ausbildung alternativer Lastpfade ausgeschlossen war. In der Praxis werden Verbunddecken jedoch stets als Platten gebaut, sodass ein vorzeitiges Versagen, wie es hier beobachtet wurde, nicht auftreten sollte. Um die Ausführungen

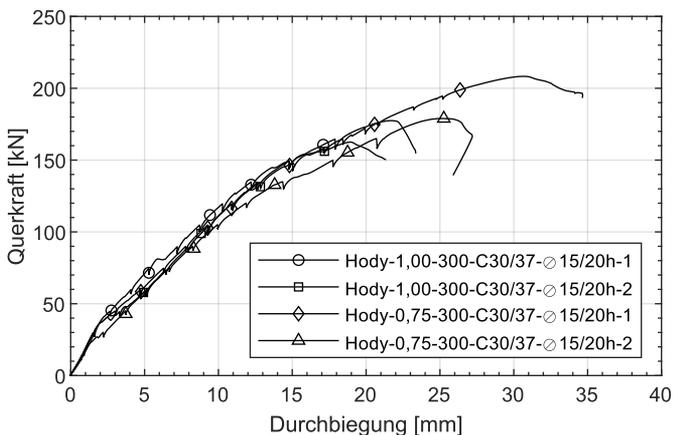


Abb. 4.50: Last-Verformungsdiagramm der Hody-Versuche mit unterschiedlicher Blechdicke

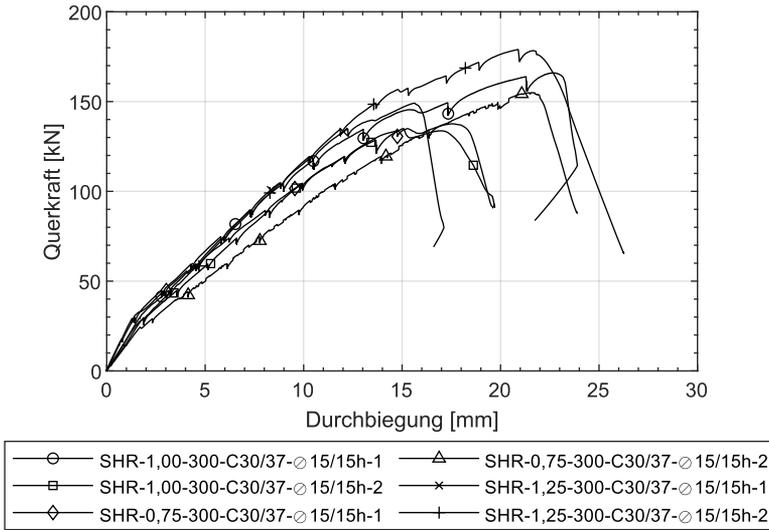


Abb. 4.51: Last-Verformungsdiagramm der SHR-Versuche mit unterschiedlicher Blechdicke

zu veranschaulichen, sind in Abbildung 4.54 zwei Rissbilder dieses Versuchs dargestellt. Links befindet sich das Rissbild bei einer Zylinderlast von 140 kN und rechts das Bruchbild, wobei das Versagen bei einer Zylinderlast von ca. 145 kN also nur sehr kurze Zeit später eintrat.

Die Betonfestigkeit hat einen sehr hohen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit, wie die Last-Verformungskurven in den Abbildungen 4.55 und 4.56 zeigen. Die Steifigkeit der Versuchskörper wird jedoch kaum beeinflusst. Beim Versuch Hody-1,00-280-C50/60-Ø15/20h-2 trat das Versagen deutlich früher ein als im ersten Versuch. Dies liegt daran, dass hier eine Beeinflussung des zweiten Versuchs infolge der Durchführung des ersten Versuchs am gleichen Versuchskörper vorlag. Durch das schlagartige Versagen des ersten Versuchs delaminierte das Verbundblech über die gesamte Versuchskörperlänge. Beim zweiten Versuch lag somit ein gestörtes Verbundverhalten vor, sodass dieser Ausreißer nicht beurteilt wird. Die Last-Verformungskurven der SHR-Versuche mit der Betonfestigkeitsklasse C50/60 liegen sehr nah beieinander. Allerdings gab es auch hier eine Beeinflussung infolge des ersten Versuchs. Hier äußerte sich die Beeinflussung dadurch, dass das Versagen beim zweiten Versuch in dem Bereich mit geringerer Querkraftbeanspruchung auftrat. Da aufgrund der Messergebnisse geschlussfolgert werden konnte, dass das Tragverhalten im betrachteten Bereich weitestgehend ungestört war und die Traglast in der Größenordnung des ersten Versuchs lag, wurde dieser Versuch dennoch zur Auswertung herangezogen.

Die Abbildungen 4.57 und 4.58 zeigen die Last-Verformungsdiagramme der Versuche mit unterschiedlicher Lage des Betonstahls. Diese zeigen, dass die Versuchskörper, bei denen der Betonstahl in den Tiefsicken der Bleche ange-

4 Experimentelle Untersuchungen

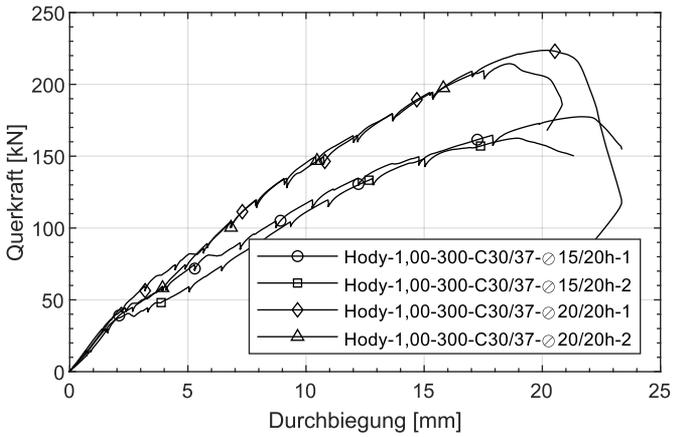


Abb. 4.52: Last-Verformungsdiagramm der Hody-Versuche mit unterschiedlichem Längsbewehrungsgrad

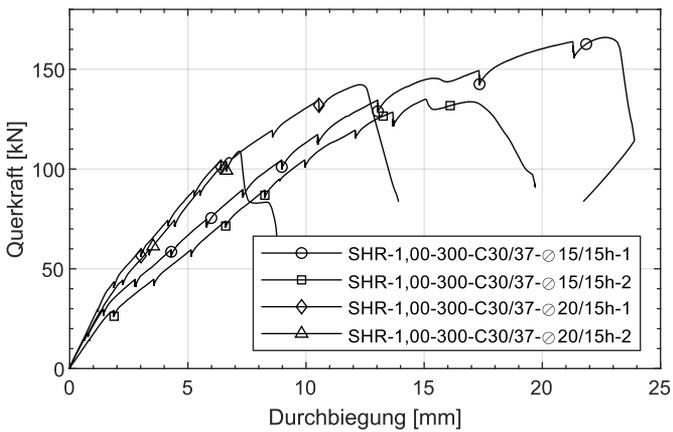


Abb. 4.53: Last-Verformungsdiagramm der SHR-Versuche mit unterschiedlichem Längsbewehrungsgrad

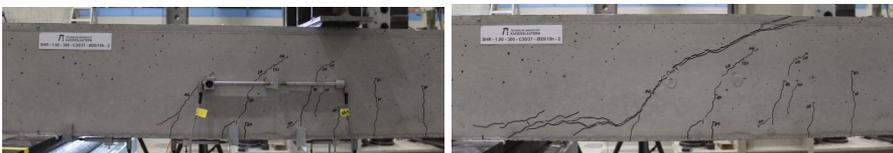


Abb. 4.54: Rissbilder des Versuchs SHR-1,00-300-C30/37-Ø20/15h-2; links: Z = 140 kN und rechts: Bruchbild

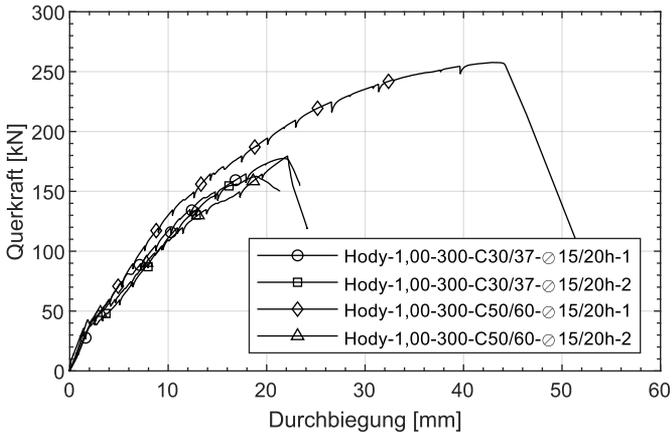


Abb. 4.55: Last-Verformungsdiagramm der Hody-Versuche mit unterschiedlicher Betonfestigkeit

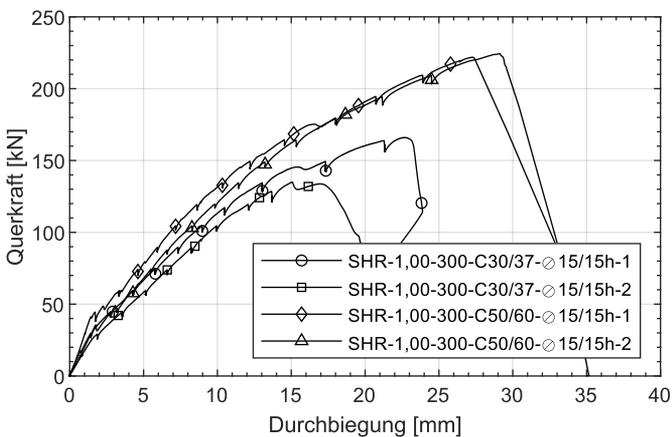


Abb. 4.56: Last-Verformungsdiagramm der SHR-Versuche mit unterschiedlicher Betonfestigkeit

ordnet wurde, geringfügig höherer Steifigkeiten sowie Traglasten erreichten. Da die Betonstahlbewehrung weiter unten den Schubriss kreuzt, kann von einer effektiveren Rissverdübelung ausgegangen werden. Bezieht man in die Betrachtung allerdings zusätzlich noch den Fakt mit ein, dass die Betonfestigkeiten mit $f_{ctm} = 2,6 \text{ N/mm}^2$ deutlich höher als die der Referenzversuche lagen, kann von annähernd gleichen Versuchsergebnissen gesprochen werden. Der Versuch C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18hu-1 ist ein Ausreißer, da auch hier ein geschädigtes Verbundverhalten vorlag. Das Verbundblech war verzogen und wurde vor der Betonage in seinen Ursprungszustand gezwungen. Nach dem Ausschalen des Versuchskörpers sprang das Verbundblech jedoch wieder zurück und löste sich somit teilweise vom Beton. Die Ver-

bundschädigung lag lediglich auf der Seite des Versuchs 1 vor, sodass der Versuch 2 zur Auswertung herangezogen werden kann.

In den Abbildungen 4.59 und 4.60 sind die Last-Verformungskurven der Versuche unterschiedlicher Deckenhöhe einander gegenübergestellt. Für die C70-Versuchskörper lässt sich eine sehr leichte Reduzierung der Traglast infolge der geringeren Deckenhöhe ablesen, wenn man berücksichtigt, dass die Versuchskörper mit $f_{ctm} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ höhere Festigkeiten aufwiesen. Für die SHR-Versuchskörper lässt sich diese Beobachtung nicht eindeutig bestätigen, da die Versuche untereinander sehr stark streuen. Eine eindeutige Aussage kann daher an dieser Stelle nicht getroffen werden.

Die Messergebnisse der Wegaufnehmer WA2 zeigten, dass ausschließlich bei den Versuchskörpern mit ComFlor 80 Blechen Endschlupf auftrat. Dieser betrug allerdings maximal ca. 1 mm, sodass für sämtliche Versuche von einer vollständig wirksamen Endverankerung ausgegangen werden kann. Auf eine Darstellung der Schlupfmessung im Text wurde verzichtet. Die Ergebnisse sind im Anhang C.3 mit den übrigen Messergebnissen der Versuchsreihen 3 und 4 zusammengefasst. Auf eine detaillierte Auswertung der Wegaufnehmer WA 4 wurde ebenfalls verzichtet, da diese lediglich Auskunft zum Rissbeginn liefern. Eine Bestimmung der Rissbreite des Schubrisses ist nicht möglich, da die Wegaufnehmer die Summe aus Mikro- und Makrorissbildung erfassten.

Um die Rissverläufe im Inneren der Bauteile beobachten zu können, wurden ausgewählte Versuchskörper längs aufgeschnitten. Die Längsschnitte wurden im Bereich der Hochsicken der Bleche vorgenommen. In Abbildung 4.61 sind vier der aufgeschnittenen Versuchskörper mit jeweils unterschiedlicher Blechgeometrie dokumentiert. Allen Versuchen ist gemeinsam, dass sich das Rissbild an der Außenseite des Versuchskörpers wesentlich von dem im Inneren der Versuchskörper unterscheidet. Die schrägen Risse, die an der

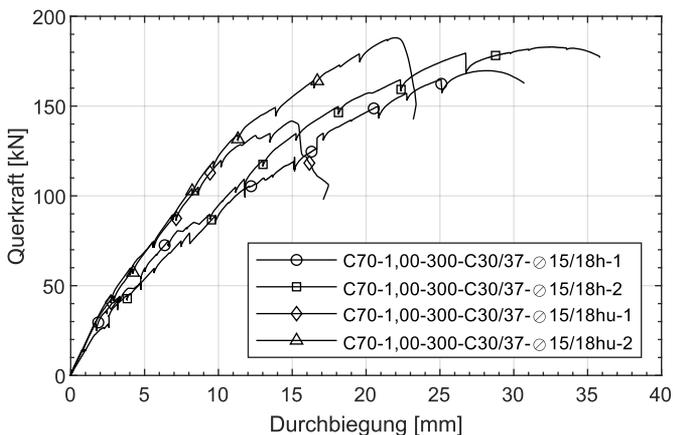


Abb. 4.57: Last-Verformungsdiagramm der C70-Versuche mit unterschiedlicher Lage des Betonstahls

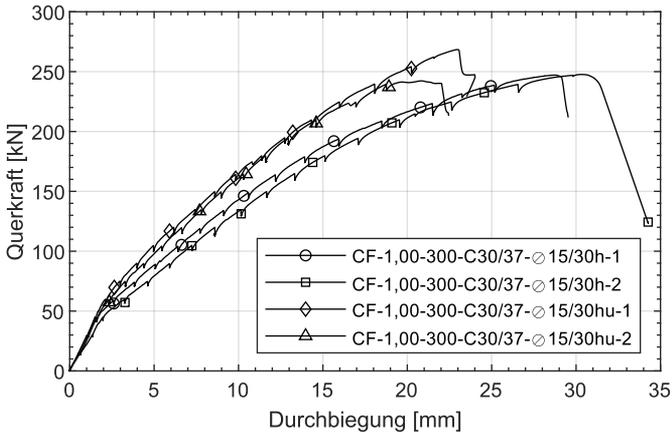


Abb. 4.58: Last-Verformungsdiagramm der CF-Versuche mit unterschiedlicher Lage des Betonstahls

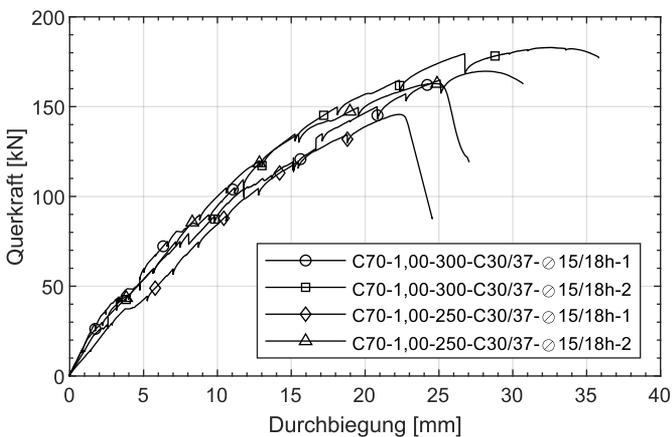


Abb. 4.59: Last-Verformungsdiagramm der C70-Versuche mit unterschiedlicher Deckenhöhe

Außenseite sichtbar waren und dem Längsrissanteil des Schubrisses zugeordnet wurden, sind in den Längsschnitten nicht sichtbar. Daher wird geschlossen, dass die schrägen Risse die Folge eines Randeinflusses sind. Die Versuchskörper wurden derart konzipiert, dass die Bleche seitlich im Bereich der Untergurte endeten. Somit fehlte an den Rändern der Versuchskörper der positive Einfluss der Verbundbleche. An den Außenseiten der Versuchskörper konnte daher eine höhere Rissbildung beobachtet werden. Im Inneren des C70-Versuchskörpers verläuft der Längsrissanteil horizontal an der Stelle des Hinterschnitts bis zum Auflager. An dieser Stelle befindet sich außerdem die kleinste Querschnittsbreite des Betons b_{min} . Bei den beiden offenen Profilblechgeometrien Hody und ComFlor verläuft der Schubriss nur über einen kurzen Bereich horizontal in Richtung Auflager. Anschließend ver-

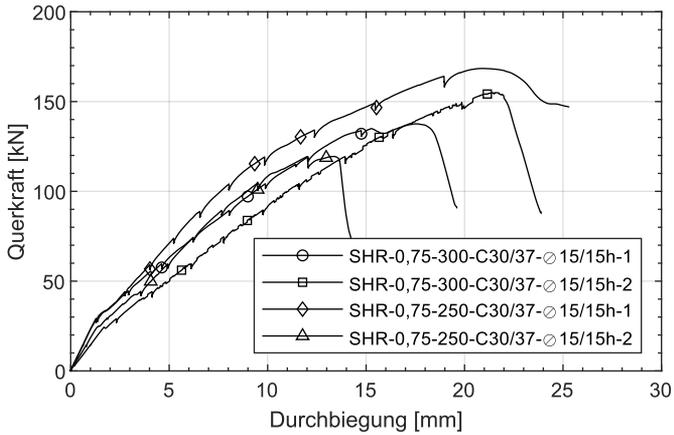


Abb. 4.60: Last-Verformungsdiagramm der SHR-Versuche mit unterschiedlicher Deckenhöhe

stellt sich der Schubriss und verläuft bis zu den unteren Noppen in den Tiefsicken der Bleche. Für die offenen Profilblechgeometrien findet sich dort die kleinste Querschnittsbreite des Betons. Beim SHR-Versuchskörper verläuft der Schubriss ebenfalls zunächst horizontal auf der Höhe des Hinterschnitts. Zusätzlich ist auch hier eine Verästelung des Schubrisses in der Tiefsicke des Blechs zu sehen.



Abb. 4.61: Längsschnitte durch die Hochsicken der Versuchskörper; von oben nach unten: C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18h-1, Hody-1,00-280-C30/37-Ø15/20h-1, CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30h-1, SHR-0,75-250-C30/37-Ø15/15h-2

Um zu überprüfen, ob sich die Lage des Schubrisses ändert, wenn der Betonstahl in den Tiefsicken des Blechs verlegt wird, wurde auch im Versuchskörper C70-1,00-300-C30/37-Ø15/15hu-2 ein Längsschnitt vorgenommen. Abbildung 4.62 zeigt, dass auch hier der Schubriss auf Höhe des Hinterschnitts horizontal Richtung Auflager verläuft. Somit sind die Rissbilder identisch.



Abb. 4.62: Längsschnitte durch die Hochsicke des Versuchskörper C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18hu-2

Weiterhin wurde an zwei Versuchskörpern die Betonstahlbewehrung im Bereich des Fußes des Schubrisses freigelegt. Abbildung 4.63 zeigt, dass im Betonstahl keine Schubverformungen an der Stelle des Schubrisses zu erkennen waren. Somit kann das Versagen des Betonstahls infolge Dübelwirkung für die durchgeführten Versuche ausgeschlossen werden.

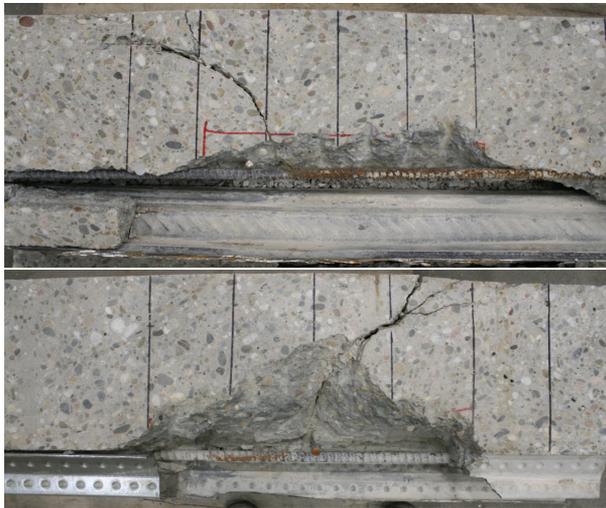


Abb. 4.63: Versuchskörper mit freigelegtem Betonstahl; oben: C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18h-1 und unten: Hody-1,00-280-C30/37-Ø15/20h-1

4.6.4 Zusammenfassung

Durch den Einsatz von hochfester Betonstahlbewehrung ist es gelungen in den Versuchen der Serien 3 und 4 Querkraftversagen zu erzeugen. Es wurden insgesamt 30 Versuche durchgeführt. 3 Versuche wurden als Ausreißer identifiziert, da bei diesen Versuchskörpern z.B. durch Vorschädigungen ein abweichendes Tragverhalten vorlag. Für die Entwicklung eines Bemessungsmodells und die anschließende statistische Auswertung stehen demnach 27 Versuche zur Verfügung.

Das Querkrafttragverhalten von Verbunddecken kann in vier Bereiche unterteilt werden. Der Bereich I ist dem Tragverhalten im ungerissenen Zustand I zuzuordnen. Bereich II ist durch die Biegerissbildung charakterisiert. Aus einem der Biegerisse entwickelt sich schließlich der Biegeschubriss, der die Druckzone einschnürt und somit den Übergang zwischen Bereich II und III kennzeichnet. Im Gegensatz zu Querkraftversuchen an Massivbauteilen konnte bei den Verbunddecken ein stabiles Wachstum des Biegeschubrisses beobachtet werden. Außerdem konnte die Traglast im weiteren Versuchsablauf erheblich gesteigert werden. Bei weiterer Laststeigerung stützt sich der Beton, bzw. die Druckstrebe im Schubriss, auf dem Verbundblech ab. Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen im Verbundblech zeigten, dass dieser

Teil der Querkraft nicht im Verbundblech verbleibt, sondern wieder in den Beton zurückgegangen wird. Ebenso konnte im Bereich III weitere Rissbildung beobachtet werden. Hierbei handelte es sich um den horizontalen Längsrissanteil des Schubrisses, der sich bis zum Auflager hin fortplanzte. Das Versagen des Versuchskörpers wurde als Bereich IV bezeichnet.

Ausgewählte Versuchskörper wurden längs einer Hochsicke des Blechs aufgeschnitten, um das Rissbild im Inneren der Versuchskörper beurteilen zu können. Die schrägen Risse an der Außenseite der Versuchskörper, die dem Längsrissanteil des Schubrisses zugeschrieben wurden, waren im Inneren der Versuchskörper nicht zu sehen. Dies wurde mit dem Randeinfluss infolge des fehlenden positiven Einflusses des Verbundblechs erklärt. Die Längsschnitte zeigten weiterhin, dass die Schubrisse jeweils an der Stelle der kleinsten Querschnittsbreite des Versuchskörpers horizontal bis zum Auflager verliefen. Zusätzlich wurde an zwei Versuchskörpern die Betonstahlbewehrung freigestemmt, sodass ein Versagen des Betonstahls infolge Dübelwirkung für die durchgeführten Versuche ausgeschlossen werden kann.

4.7 Vergleich mit Versuchen ohne Betonstahlbewehrung

In diesem Abschnitt werden die zuvor beschriebenen eigenen Versuchsergebnisse mit den Versuchen ohne zusätzlicher Betonstahlbewehrung aus *Hartmeyer 2014* verglichen. Dabei wird sich allerdings auf die 6 Versuche mit Normalbeton beschränkt, da lediglich hier eine gemeinsame Basis vorliegt. Zunächst werden die wichtigsten Punkte der Versuche aus der Literatur kurz beschrieben. Für detaillierte Erläuterungen wird auf *Hartmeyer 2014* verwiesen. Es wurde ein Beton der Festigkeitsklasse C25/30 verwendet und die Versuche wurden im Alter von sieben Tagen mit einer Zylinderdruckfestigkeit von ca. 20 N/mm² geprüft. Es wurden SHR-Verbundprofile mit Dicken von 0,75 mm sowie 1,0 mm verwendet. Beim Versuchsaufbau handelte es sich ebenfalls um einen exzentrischen 3-Punkt-Biegeversuch. Allerdings wurde eine gestaffelte Bewehrung angeordnet, um den Biegeschubriss an einer bestimmten Stelle zu erzwingen und um die Biegetragfähigkeit im Feldbereich steigern zu können. Im Bereich zwischen dem Auflager und der Stelle im Abstand 3d vom Auflager wirkte als Längsbewehrung ausschließlich das Verbundblech. Ab der Stelle 3d wurde im Feldbereich Zulagebewehrung mit Endhaken angeordnet. Die gesamte Länge zwischen Auflager und Lasteinleitung betrug 6d. Es wurde auch hier eine Endverankerung der Bleche vorgenommen.

Abbildung 4.64 zeigt ein typisches Rissbild für die Querkraftversuche an Verbunddecken ohne Betonstahlbewehrung. Im Bereich der Zulagebewehrung sind Biegerisse zu sehen, wobei der zum Versagen führende Biegeschubriss unmittelbar vor der Zulagebewehrung auftrat. Das Versagen trat schlagartig durch den Ausfall der Betondruckzone ein und ein völliger Kollaps des Systems wurde ausschließlich durch das Verbundblech verhindert. In *Hartmeyer*

2014 wurde der vertikale Versatz der Rissufer als kinematische Bedingung für das Eintreten des Querkraftversagens identifiziert. In Abbildung 4.65 ist der Rissversatz im Detail dargestellt. Sichtbar sind zudem die lokalen Verformungen im Verbundblech. In *Hartmeyer 2014* wurde bereits die Ausbildung eines Sprengwerks vermutet, da dies durch die gewählte gestaffelte Bewehrung sowie die Endverankerungsmaßnahmen zudem begünstigt wurde. Außerdem wurde die plastische Biegetragfähigkeit der Versuchskörper erreicht. Die Last-Verformungskurven der Versuche ohne Betonstahlbewehrung sind in Abbildung 4.66 aufgeführt.

Bei einem Vergleich mit den eigenen Versuchsergebnissen können zunächst grundsätzlich zwei Gemeinsamkeiten festgehalten werden. Querkraftversagen für Verbunddecken mit Normalbeton zu erzeugen, ist schwierig. In beiden Arbeiten wurde festgestellt, dass das Querkraftversagen sehr nah am Biegeversagen, bzw. dem Erreichen der Biegetragfähigkeit, anzuordnen ist. Hartmeyer spricht bei seinen Versuchen von dem Ausbilden eines Sprengwerks, was prinzipiell auch in den eigenen Versuchen beobachtet wurde. Es wurde hier von einer Druckstrebe gesprochen, die sich direkt in das Auflager stellt.

Werden die Rissbilder der Versuche mit und ohne Betonstahlbewehrung miteinander verglichen, werden jedoch wesentliche Unterschiede ersichtlich. Bei den Versuchskörpern, die ausschließlich durch das Verbundblech längsbewehrt waren, pflanzte sich der kritische Schubriss schlagartig bis zur Lasteinleitung hin fort und führte somit zum plötzlichen Versagen des Bauteils. Der zum kritischen Schubriss gehörende Horizontalriss in Richtung Auflager trat ebenfalls schlagartig mit dem Versagen auf. In den eigenen Versuchen konnte bis zum Versagen hin ein stabiles Risswachstum verzeichnet werden. Dabei wuchs der Biegeschubriss kontinuierlich in die Druckzone hinein sowie horizontal in Richtung des Auflagers. Der deutliche Versatz der Rissufer mit einhergehender lokaler Verformung des Verbundblechs konnte nicht festgestellt werden.

Betrachtet man das Last-Verformungsdiagramm in Abbildung 4.66, können im Wesentlichen zwei Bereiche mit jeweils konstanten Steifigkeiten in den Kurven identifiziert werden. Teilweise trat der Lastabfall noch im Bereich der konstanten Steigung des zweiten Bereichs ein, teilweise ist noch ein kurzes Abflachen der Kurve zu erkennen, bis dann schließlich ebenfalls das Versagen eintritt. Da sich der Schubriss schlagartig in die Druckzone fortpflanzte, kann der Versagenszeitpunkt in etwa mit dem Übergang des Bereichs II zu

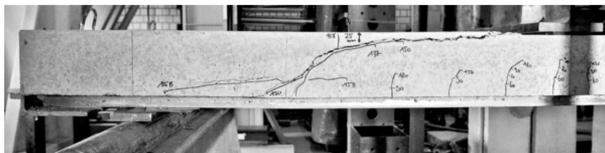


Abb. 4.64: Typisches Rissbild für Verbunddecken ohne Betonstahlbewehrung aus *Hartmeyer 2014*

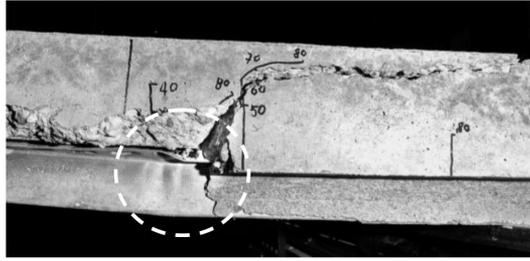


Abb. 4.65: Detailfoto eines typischen Rissbildes für Verbunddecken ohne Betonstahlbewehrung aus Hartmeyer 2014

III in den Last-Verformungsdiagrammen der Versuche mit Betonstahlbewehrung verglichen werden. Bei diesen war im weiteren Versuchsverlauf noch eine deutliche Traglaststeigerung zu verzeichnen.

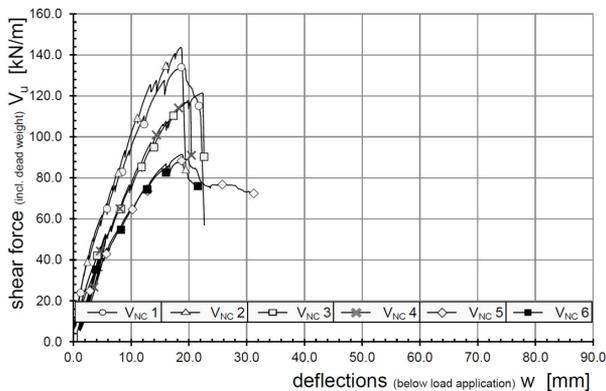


Abb. 4.66: Last-Verformungsdiagramm für Verbunddecken ohne Betonstahlbewehrung aus Hartmeyer 2014

Durch die obigen Ausführungen wird deutlich, dass sich die zusätzliche Betonstahlbewehrung sehr positiv auf das Querkrafttragverhalten von Verbunddecken auswirkt. Diese verdübelt den Biegeschubriss effektiv und steht somit zum einen der Rissöffnung, aber zum anderen auch der vertikalen Verschiebung am Rissufer entgegen. Dadurch wird ein stabiles Risswachstum gefördert, was sich wiederum positiv auf viele Traganteile auswirkt.

4.8 Vergleich mit Versuchen aus Stark u. Stark 2012

In Stark u. Stark 2012 wurden Querkraftversuche an Verbunddecken mit ComFlor 60 Profilen und zusätzlicher Betonstahlbewehrung zusammengefasst und ausgewertet. In Abbildung 4.67 ist der Querschnitt der Versuchskörper dargestellt. Auch in diesen Versuchen wurde jeweils ein Längseisen je Tiefsicke angeordnet, wobei die Betondeckung bis zur Unterkante der De-

cke 40 mm betrug. Zusätzlich wurde im Bereich der Druckzone des Versuchskörpers eine Bewehrungsmatte eingelegt. Da diese Bewehrungsmatte keinen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit der Verbunddecke hat, wird an dieser Stelle nicht weiter darauf eingegangen. Bei der einzeln verlegten Betonstahlbewehrung handelte es sich um normalfesten Betonstahl mit einem Durchmesser von 8 mm bzw. 16 mm. Die Deckenhöhen betrugen 150 mm bzw. 200 mm. Für die Versuchsdurchführung wurde sich ebenfalls am Anhang B des Eurocode 4 orientiert und die ersten Versuche als 4-Punkt-Biegeversuch durchgeführt. Aufgrund der Rahmenbedingungen im Prüflabor bezüglich der maximalen Prüflasten, wurde der Versuchsaufbau für den Großteil der Versuche zum 3-Punkt-Biegeversuch mit versetzter Lasteinleitung abgeändert. Auch hier waren die Prüfkörper derart gestaltet, dass zwei Versuche an einem Versuchskörper durchgeführt werden konnten. Zusätzlich zu den Versuchskörpern mit Verbundblech und Betonstahlbewehrung wurden Versuchskörper geprüft, die entweder ohne Verbundblech oder ohne Betonstahlbewehrung ausgeführt wurden. Diese Versuche werden hier nicht aufgeführt, da sie nicht Gegenstand der Thematik sind.

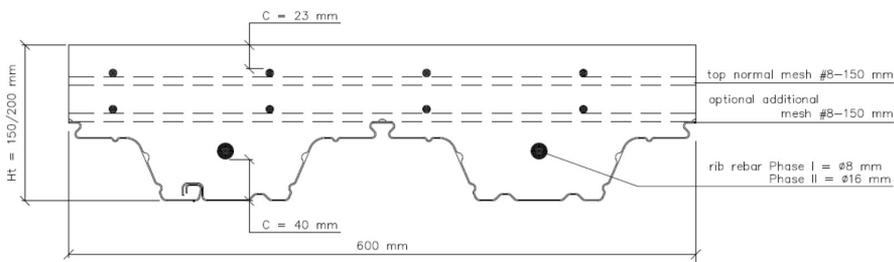


Abb. 4.67: Querschnitt der Versuchskörper aus Stark u. Stark 2012

Auch in Stark u. Stark 2012 wird die Problematik, Querkraftversagen im Versuch zu erzeugen, beschrieben. So wurde der erste Versuch L1 mit einem Abstand von 600 mm zwischen Auflager und Lasteinleitung durchgeführt und Biegeversagen beobachtet. Daher wurde der Abstand für die nachfolgenden Versuche auf 300 mm reduziert. Für die weiteren Versuche wurde das Versagen durch einen Schubriss nahe der Lasteinleitung dokumentiert. In Abbildung 4.68 ist das Versagensbild zusammen mit dem Versuchsaufbau für den Versuch L9 abgebildet. Vergleicht man allerdings das Versagensbild mit dem der in den Abschnitten 4.6 und 4.7 beschriebenen Versuche, lassen sich wesentliche Unterschiede feststellen. Weiterhin wurden die in Stark u. Stark 2012 beschriebenen Versuche mit sehr geringen Schubschlankheiten zwischen 1,8 und 2,7 durchgeführt. In Tabelle 4.4 sind die Schubschlankheiten bezogen auf die mittlere statische Höhe d_m und unter Annahme einer vollständigen Verdübelung aufgeführt. Bei Schubschlankheiten kleiner 3,0 ist davon auszugehen, dass sich die Druckstrebe direkt ins Auflager stellt. Aufgrund dieser Beobachtungen kann das Versagen nicht dem Querkraftversagen zugeordnet werden. Die Versuche aus Stark u. Stark 2012 werden

daher bei der Kalibrierung des in dieser Arbeit entwickelten Bemessungsmodells nicht berücksichtigt.



Abb. 4.68: links: Versuchsaufbau und rechts: Versagensbild des Versuchs L9 aus Stark u. Stark 2012

Tab. 4.4: Abmessungen der Versuche aus Stark u. Stark 2012

Versuch	Abstand zw. Auflager u. Lasteinleitung [mm]	Deckenhöhe [mm]	Schubslankheit a/d_m [-]
L1	600	150	5,2
L2	300	150	2,6
L3	300	150	2,6
L4	300	200	1,8
L5	300	200	1,8
L6	300	200	1,8
L7	300	150	2,6
L12	300	150	2,7
L14	300	150	2,7
L16	300	150	2,7
L18	300	150	2,7
L19	300	150	2,7

4.9 Vergleich mit Versuchen aus Pereira u. Simões 2019

In Pereira u. Simões 2019 sind Querkraftversuche an Verbunddecken mit sogenannten LAMI 60+ und LAMI 120+ Verbundblechen dokumentiert. Die Blechgeometrien sind in Abbildung 4.69 dargestellt. Es handelt sich hierbei um offene und glatte Verbundprofile. In den Versuchskörpern wurde zusätzliche Betonstahlbewehrung eingelegt. Allerdings werden in Pereira u. Simões 2019 zu Art und Umfang der zusätzlichen Bewehrung keine weiteren Informationen gegeben, da es sich in dem Projekt zudem um die Entwicklung eines neuen und innovativen Bewehrungssystems handelt. Die Bezeichnung der Versuche gibt gleichermaßen Informationen über das verwendete Profilblech sowie über die Höhe der Versuchskörper, da diese nach dem folgenden Prinzip erfolgte: " $CS - h_p - h$ ".

4 Experimentelle Untersuchungen

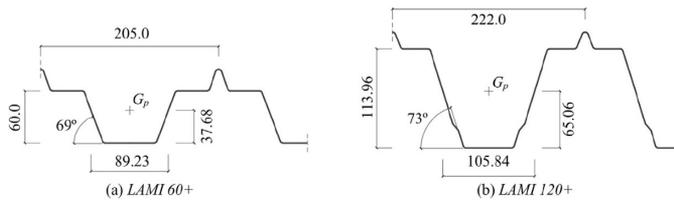


Abb. 4.69: Geometrien der verwendeten Verbundbleche aus Pereira u. Simões 2019

Die Versuche wurden als 4-Punkt-Biegeversuch mit einem Abstand der Auflager von 2000 mm durchgeführt. Der Abstand der Einzellasten zu den jeweiligen Auflagern betrug 250 mm. Der Schlupf wurde an den beiden Enden des Versuchskörpers gemessen und die Durchbiegung sowie die Dehnung des Untergurtes jeweils in der Mitte des Versuchskörpers. In Pereira u. Simões 2019 wurde das Versagen als Schubversagen eingestuft. Abbildung 4.70 zeigt die Bruchbilder der Versuche und Abbildung 4.71 die Messergebnisse.

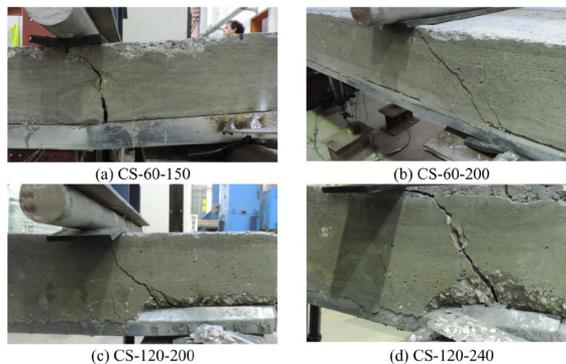


Abb. 4.70: Bruchbilder der Versuche aus Pereira u. Simões 2019

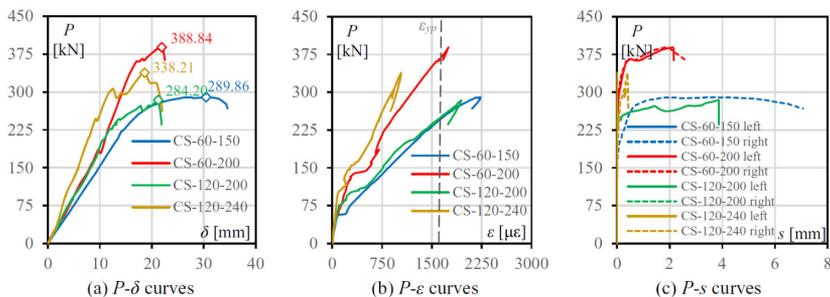


Abb. 4.71: Versuchsergebnisse aus Pereira u. Simões 2019
 (a) Last-Verformungsdiagramm, (b) Blechdehnung des Untergurtes,
 (c) Last-Schlupf-Diagramm

Das Bruchbild sowie die Last-Verformungskurve des Versuchs CS-60-150 unterscheiden sich wesentlich von den drei übrigen Versuchen. Es trat

direkt unter der Lasteinleitung ein vertikaler Riss auf und das Last-Verformungsdiagramm zeigt einen horizontalen Ast auf Maximallastniveau. Auch der Endschlupf dieses Versuchs ist mit ca. 7 mm am größten. Aufgrund der Erfahrungen durch die eigenen umfangreichen experimentellen Untersuchungen wird das Versagen des Versuchs CS-60-150 als kombiniertes Biege- und Längsschubversagen eingeordnet. Die weiteren Versuche versagten durch einen Riss, der direkt von der Lasteinleitung zum Auflager hin verläuft. In Tabelle 4.5 sind die Schubschlankheiten bezogen auf die statische Höhe des Verbundblechs und unter Annahme einer vollständigen Verdübelung angegeben. Die Versuche wurden mit Schubschlankheiten kleiner 2,0 durchgeführt. Daher wird geschlussfolgert, dass sich in den Versuchen die Druckstrebe direkt ins Auflager stellte und das Versagen durch Druckstrebenversagen eintrat. Die Rissbilder bestätigen diese Schlussfolgerung. Aufgrund der zuvor getroffenen Aussagen wurden auch die Versuche aus Pereira u. Simões 2019 nicht bei der Kalibrierung des entwickelten Bemessungsmodells berücksichtigt.

Tab. 4.5: Abmessungen der Versuche aus Pereira u. Simões 2019

Versuch	Abstand zw. Auflager u. Lasteinleitung [mm]	stat. Höhe d_p [mm]	Schubschlankheit a/d_p [-]
CS-60-150	250	112,3	2,2
CS-60-200	250	162,3	1,5
CS-120-200	250	134,9	1,9
CS-120-240	250	174,9	1,4

5 Ingenieurmodell

5.1 Grundlagen

Vor allem durch die kontinuierliche Dehnungsmessung mittels Sensorfasern konnten in den Versuchen wesentliche Aspekte des Querkrafttragverhaltens von Verbunddecken mit praxisrelevanter Betonstahlbewehrung identifiziert werden. Aufbauend auf den Versuchsbeobachtungen wurde zunächst ein einfaches Stabwerkmodell erstellt, das in Abbildung 5.1 dargestellt ist. Nachdem der Schubriss in die Druckzone hinein gewachsen ist, stützt sich der Beton im Schubriss auf dem Verbundblech ab. Die Querkraft muss über den Schubriss hinweg übertragen werden, was prinzipiell über die Dübelwirkung von Blech und Betonstahl aber auch über die Schubtragfähigkeit des Blechs erfolgen kann. Die Auswertung der Dehnungsmessungen am Verbundblech ergab jedoch, dass mit dem Erreichen der Traglast eine vollständige Normalkraftausnutzung des Profils im Bereich des Schubrisses vorlag. Sollte also ein Abtrag der Querkraft im Blech stattfinden, so müsste dieser über eine durch den Rissversatz geneigte Zugstrebe im Blech erfolgen. Zusätzlich wurde durch die Auswertung der lokalen Schnittkräfte im Verbundblech festgestellt, dass die Querkräfte nicht im Verbundblech verbleiben, sondern in den Beton zurückgehangen werden. Aufgrund dieser beiden Aspekte findet die Eigen-Schubtragfähigkeit des Verbundblechs keine Berücksichtigung im entwickelten Ingenieurmodell. Über eine gemeinsame Dübelwirkung von Blech und Betonstahl werden über Zugspannungen wieder Kräfte in den Betonquerschnitt eingetragen. Die Größe der Zugstrebenkraft ist somit durch den Traganteil der Dübelwirkung limitiert. Über die direkte Druckstrebe, die über Nachrechnungen auf der Grundlage der gemessenen Zugdehnungen und den Gleichgewichtsbedingungen nachgewiesen werden konnte, wird ein Teil der Last direkt ins Auflager eingeleitet. Zur Herstellung des Gleichgewichts am beschriebenen System ist schließlich eine weitere Zugstrebe erforderlich, die durch die Längsbewehrung der Verbunddecke gebildet wird.

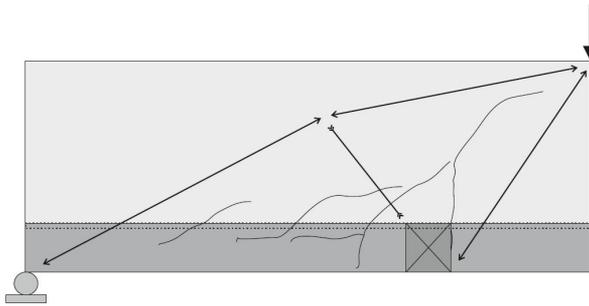


Abb. 5.1: Stabwerkmodell auf Grundlage der Versuchsergebnisse

Auf der Grundlage des oben beschriebenen Stabwerkmodells wurde schließlich das Ingenieurmodell zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit entwickelt, welches in Abbildung 5.2 mit seinen Traganteilen dargestellt ist. Es handelt sich dabei um eine Systemtragfähigkeit mit Berücksichtigung des Gleichgewichts im Schubriss. Nachfolgend sind die vier Traganteile aufgelistet, die in Summe den Querkraftwiderstand von Verbunddecken bilden.

- $V_{C,cz}$ Schubtragfähigkeit der ungerissenen Druckzone
- $V_{C,ct}$ Schubtragfähigkeit der Rissprozesszone an der Spitze des Schubrisses
- $V_{C,ks}$ Schubtragfähigkeit infolge Dübelwirkung von Blech und Betonstahl
- $V_{C,cs}$ Traganteil der direkten Druckstrebe ins Auflager

Die vier Traganteile wirken additiv und das Versagen tritt ein, wenn einer der Mechanismen ausfällt. In vielen Quellen (z.B. *Kordina u. Blume 1985*, *Remmel 1994* und *Fischer 1997*) wird der Ausfall der Dübelwirkung als kinematische Voraussetzung für die Ausbildung des kritischen Schubrisses und das damit verbundene Versagen der Druckzone beschrieben. Dies kann für das Querkrafttragverhalten von Verbunddecken mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung nicht festgestellt werden, da nach der Bildung des Schubrisses eine deutliche Laststeigerung in den Versuchen möglich war. Dennoch kann der Ausfall der Dübelwirkung als kinematische Voraussetzung für das Versagen festgelegt werden, da hierdurch die Öffnung des Schubrisses ermöglicht wird. Infolge der Rissöffnung fällt zusätzlich der Traganteil der Rissprozesszone aus. Da die beiden übrigen Traganteile der direkten Druckstrebe sowie der ungerissenen Druckzone die ausgefallenen Mechanismen nicht kompensieren können, tritt schließlich das vollständige Versagen des Bauteils ein.

Nachfolgend werden zunächst in den jeweiligen Unterkapiteln die separaten Traganteile detailliert beschrieben. Die Zusammenführung des Modells erfolgt in Kapitel 5.6. Daran schließt sich eine kritische Analyse des Modells sowie die statistische Überführung in das Bemessungsmodell an.

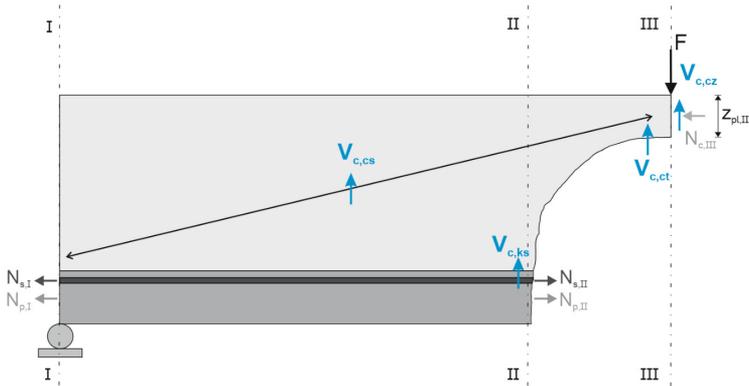


Abb. 5.2: Ingenieurmodell zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken mit Betonstahlbewehrung

5.2 Schubtragfähigkeit der ungerissenen Druckzone

In *Hartmeyer 2014* wird basierend auf dem Ansatz von *Zink 2000* die Berechnung des Traganteils der ungerissenen Druckzone nach Gleichung 5.1 vorgeschlagen. Dabei ergibt sich die Schubtragfähigkeit aus der Multiplikation der Größe der Druckzone mit den Schubspannungen. Als maximale Schubspannung wird die Betonzugfestigkeit f_{ctm} eingesetzt und der Faktor $2/3$ berücksichtigt die Völligkeit der quadratischen Schubspannungsverteilung. Die Druckzonenhöhe $z_{pl,III}$ kann gemäß der Biegebemessung unter Ansatz eines Spannungsblocks im Beton nach Gleichung 5.2 ermittelt werden. Dabei stehen die Zug-Normalkräfte im Schnitt II-II mit der Betondruckkraft im Schnitt III-III im Gleichgewicht. Da die Betondruckkraft wiederum das einwirkende Biegemoment im Schnitt III-III repräsentiert, ist der Traganteil der ungerissenen Druckzone abhängig vom einwirkenden Moment. Wie auch in *Hartmeyer 2014* ist die Normalkraft im Verbundblech unter Ansatz der Teilverbundtheorie zu ermitteln, sodass das besondere Längsschubtragverhalten der Verbunddecken berücksichtigt ist. Wie in Kapitel 4.6.3 bereits erwähnt, zeigten die Versuchsergebnisse, dass die Dehnungen des Verbundblechs deutlich größer als die des Betonstahls waren und somit Ebenbleiben der Querschnitte nicht gültig ist. Für die Aufteilung der Normalkräfte in Blech und Betonstahl, wird daher vorgeschlagen zunächst die volle verdübelte Normalkraft des Verbundblechs anzusetzen und die übrigen Normalkräfte, die zur Erfüllung des Momentengleichgewichts erforderlich sind, dem Betonstahl zuzuweisen. Für den Tragwerksplaner bedeutet dies, dass für die Querkraftbemessung eine separate Bestimmung der Druckzonenhöhe erforderlich ist und nicht die Druckzonenhöhe aus der Ermittlung der vollplastischen Momententragfähigkeit angesetzt werden darf. Letzteres würde zu einer Überschätzung der Druckzonentragfähigkeit führen.

$$V_{c,cz} = \frac{2}{3} \cdot z_{pl,III} \cdot b \cdot f_{ctm} \quad (5.1)$$

$$z_{\rho I,III} = \frac{N_{s,II} + N_{p,II}}{b \cdot f_{cm}} \quad (5.2)$$

mit: $z_{\rho I,III}$ Höhe der Betondruckzone im Schnitt III
 b Betonbreite des Versuchskörpers
 f_{ctm} mittlere Betonzugfestigkeit
 $N_{s,II}$ Normalkraft im Betonstrahl im Schnitt II
 $N_{p,II}$ Normalkraft im Verbundblech im Schnitt II
 f_{cm} Betondruckfestigkeit

An dieser Stelle ist anzumerken, dass der Ansatz eines Spannungsblocks der Drucknormalspannungen bei gleichzeitiger Verwendung eines parabelförmigen Schubspannungsverlaufs in der Druckzone mechanisch nicht konsistent ist. Die Annahme einer linearen Verteilung der Drucknormalspannungen, die hier mechanisch zutreffend wäre, ist im Verbundbau jedoch unüblich. Aus Gründen der einfachen Anwendbarkeit wird diese Diskrepanz hingenommen.

5.3 Schubtragfähigkeit der Rissprozesszone

Im Bereich der Risspitze, der sogenannten Bruchprozesszone können Zugspannungen übertragen werden. Dieser Bereich wurde in *Hillerborg 1983* mit der Theorie der fiktiven Risslänge nach Gleichung 5.3 festgelegt. Die tatsächliche Länge der Bruchprozesszone ergibt sich allerdings erst durch Multiplikation mit dem Faktor β , der nach *Hillerborg 1983* im Bereich zwischen 0,3 und 0,5 liegt. Basierend auf diesem Ansatz und dem Vorschlag aus *Zink 2000* wurde schon in *Hartmeyer 2014* der Traganteil der Rissprozesszone bestimmt. Dabei wurden der Faktor β zur Bestimmung der charakteristischen Länge mit 0,4 (nach *Remmel 1994* und *Grimm 1997*) und der Völligkeitsbeiwert der Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehung mit $\alpha = 0,3$ (nach *Reinhardt u. a. 1986*) für Normalbeton zum Faktor 0,12 zusammengefasst. Die Größe der Bruchprozesszone ergab sich nach *Hartmeyer 2014* durch Multiplikation mit der infolge der Blechgeometrie reduzierten Breite b_w . Wird die Größe der Bruchprozesszone schließlich mit der Betonzugfestigkeit multipliziert, so ergibt sich der Traganteil der Bruchprozesszone, vgl. Gleichung 3.13.

$$l_{ch} = \frac{E_{cm} \cdot G_f}{f_{ctm}^2} \quad (5.3)$$

Für das in dieser Arbeit entwickelte Ingenieurmodell wurde der Traganteil der Rissprozesszone nach *Hartmeyer 2014* weiterentwickelt. Um die Größe der Bruchprozesszone zu ermitteln, ist die gesamte Bauteilbreite b zu verwenden, da die Risspitze und somit auch der Bereich, in dem die Zugkräfte übertragen werden können, stets oberhalb des Profilblechs lag. Der Bezug der Schubtragfähigkeit auf die infolge der Blechgeometrie reduzierte Breite b_w lag auf der sicheren Seite. Durch die Substitution von b_w zu b wurde eine

deutlich bessere Übereinstimmung zwischen dem Modell und den Versuchsergebnissen erreicht, was die zuvor beschriebene These stützt.

In *Hartmeyer 2014* wurde bereits erläutert, dass dieser Traganteil erheblich von der Rissöffnung und der Rissbeschaffenheit abhängig ist. Damit ist eine wirksame Verdübelung des Risses zwingend erforderlich. Davon kann bei Verbunddecken, die ausschließlich durch das Verbundblech längsbewehrt sind, lediglich bei hinterschnitten Verbundprofilen ausgegangen werden. Daher wurde in *Hartmeyer 2014* vorgeschlagen, diesen Traganteil lediglich bei hinterschnittenen Profilen in Ansatz zu bringen. Bei Verbunddecken, die zusätzlich mit Betonstahl längsbewehrt sind, kann unabhängig von der Profilblechgeometrie eine kontrollierte Rissöffnung unterstellt werden. Daher kann in dem neu entwickelten Ingenieurmodell der Traganteil der Rissprozesszone auch für offene Profilblechgeometrien berücksichtigt werden. Dies bedeutet allerdings auch, dass die Rissverdübelung hauptsächlich dem Betonstahl zugeschrieben wird. In Kapitel 3.2.5 wurde bereits die Formulierung des Traganteils der Rissprozesszone als reine Werkstoffkenngröße kritisch angemerkt, da die Größe der übertragbaren Zugspannungen an der Risspitze, mechanisch gesehen, in Zusammenhang mit der Rissöffnung stehen muss. Daher wurde in dieser Arbeit das Verhältnis der statischen Höhe d_s des Betonstahls zu einem Grundwert $d_{s,0}$ eingeführt. Dabei wurde der Grundwert $d_{s,0}$ auf der Basis der durchgeführten Versuche festgelegt. Der Wert $d_{s,0} = 270 \text{ mm}$ entspricht der größten statischen Höhe des Betonstahls, die in den Versuchen vorlag. Mit dem Verhältnis $d_s/d_{s,0}$ kann einerseits die Wirksamkeit der Verdübelung berücksichtigt werden. Je tiefer die Betonstahlbewehrung liegt, desto wirksamer verdübelt sie den Schubriss und desto größer wird der Traganteil der Rissprozesszone. Auf der anderen Seite steht der Traganteil somit auch in einem Verhältnis zur Länge des Biegeschubrisses. Dies kann ebenfalls mechanisch begründet werden. Bei größeren Bauteilhöhen ist auch die Länge des Schubrisses größer und bei gleicher Rissöffnung am Fuße des Schubrisses führt dies dazu, dass die Rissweiten an der Risspitze bei höheren Bauteilen geringer sind als bei kleinen Bauteilen. Den vorherigen Überlegungen liegt die Annahme zugrunde, dass sich unabhängig von der Bauteildicke gleiche Rissweiten einstellen. Davon kann jedoch nicht ausgegangen werden. Um die Effekte dennoch berücksichtigen zu können, wurde vereinfachend eine lineare Proportionalität zwischen der Bauteildicke und der Größe der Bruchprozesszone angenommen. Da für größere Bauteildicken auch größere Rissbreiten zu erwarten sind, liegt der gewählte Ansatz auf der sicheren Seite. Der Traganteil der Bruchprozesszone ergibt sich somit nach Gleichung 5.4.

$$\begin{aligned}
 V_{C,ct} &= \alpha \cdot \beta \cdot l_{ch} \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot \frac{d_s}{d_{s,0}} \\
 &= 0,12 \cdot \frac{G_f \cdot E_{cm}}{f_{ctm}^2} \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot \frac{d_s}{d_{s,0}}
 \end{aligned}
 \tag{5.4}$$

mit: b Betonbreite des Versuchskörpers
 G_f Bruchenergie des Betons nach *Model Code 2010*
 E_{cm} E-Modul des Betons
 d_s statische Höhe des Betonstahls
 $d_{s,0}$ Grundwert = 270 mm
 $\frac{d_s}{d_{s,0}} \leq 1,0$

Für die Bruchenergie G_f des Betons ist der Ansatz nach *Model Code 2010* gemäß Gleichung 5.5 zu verwenden. Da diese Formel nicht einheitenrein ist, ist auf die korrekte Verwendung der Einheiten zu achten. Es wurde sich dazu entschieden, einen von *Hartmeyer 2014* abweichenden Ansatz für die Bruchenergie zu verwenden, da somit sehr gute Ergebnisse in der Versuchsnachrechnung erzielt wurden und Bezug auf eine aktuelle Quelle genommen wird.

$$G_f = 73 \cdot f_{cm}^{0,18}
 \tag{5.5}$$

mit: G_f Bruchenergie des Betons nach *Model Code 2010* in [N/m]
 f_{cm} Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons in [N/mm²]

Schließlich ist noch anzumerken, dass es sich bei diesem Traganteil um Kräfte handelt, die senkrecht zum Riss übertragen werden. Im Massivbau werden Neigungen des Schubrisses an der Risspitze mit 45° angegeben, weshalb bei Modellen im Massivbau eine Umrechnung mit dem Faktor $\sqrt{2}$ erfolgt. In *Hartmeyer 2014* wurde bereits angemerkt, dass die Schubrisse sehr flach in die Druckzone hinein verlaufen und eine Umrechnung über die Rissneigung entfallen kann. Diese Beobachtung konnte in den eigenen Versuchen bestätigt werden, weshalb auch hier die Einbeziehung des Rissneigungswinkels entfällt.

5.4 Schubtragfähigkeit infolge Dübelwirkung von Blech und Betonstahl

Der Traganteil der Zugstrebe $V_{C,ks}$ wird limitiert durch die Dübelwirkung von Blech und Betonstahl. Dabei sind zwei Versagensarten zu überprüfen und jeweils der kleinere Traganteil ist gemäß Gleichung 5.6 bei der Bemessung zu berücksichtigen.

$$V_{c,ks} = \min \begin{cases} V_{c,ks,1} \\ V_{c,ks,2} \end{cases} \quad (5.6)$$

- mit: $V_{c,ks,1}$ Tragfähigkeit der Dübelwirkung von Blech und Betonstahl bei Betonversagen
 $V_{c,ks,2}$ Tragfähigkeit der Dübelwirkung des Betonstahl bei Stahlversagen

Für die Tragfähigkeit bei Betonversagen wurde der Ansatz von *Baumann u. Rüsç 1970* (s. Gleichung 3.6) für die Dübelwirkung von Betonstahl gemäß Gleichung 5.7 weiterentwickelt. Die dritte Wurzel der Betondruckfestigkeit ist ein Ausdruck für die Zugfestigkeit des Betons. Da die Zugfestigkeit der Versuchskörper experimentell ermittelt wurde und auch in den andern Traganteilen direkt Eingang findet, wurde der Ausdruck $\sqrt[3]{f_{cm}}$ aus Gleichung 3.6 durch die Betonzugfestigkeit f_{ctm} substituiert. Die Breite $b_{n,bar}$ entspricht der Querschnittsbreite, über die die Zugspannungen in den Beton eingetragen werden können. Für die Verbunddecken ist hier die durch die Sicken eingeschnürte Breite zu berücksichtigen und somit die kleinste Querschnittsbreite abzüglich des Betonstahlquerschnitts anzusetzen. Diese Querschnittsbreite wird mit b_{min} definiert und ist in Abbildung 5.3 für unterschiedliche Blechgeometrien veranschaulicht. Wie in Kapitel 4.6.3 beschrieben, zeigten die Längsschnitte durch die Versuchskörper, dass der horizontale Schubriss entlang der kleinsten Querschnittsbreite verläuft. Somit stimmen Modell und Versuch überein. Sofern die Höhenlage des Betonstahls nicht direkt mit der Stelle der kleinsten Querschnittsbreite zusammenfällt, wäre es denkbar, dass der Betonstahlquerschnitt bei der Breite $b_{min,bar}$ unberücksichtigt bleibt. Da hier allerdings genaue Fallunterscheidungen erforderlich wären, wird im Sinne einer einfachen Handhabung vorgeschlagen auf der sicheren Seite liegend, $b_{min,bar}$ immer unter Abzug des Betonstahlquerschnitts zu bestimmen. Die Ersatzlänge für die übertragbaren Zugspannungen wurde in *Baumann u. Rüsç 1970* mit $1,64 \cdot d_s$ festgelegt. Da es sich bei den Verbunddecken um einen verschmierten Ansatz der Dübelwirkung von Blech und Betonstahl handelt, wurde die Ersatzlänge zu $1,64 \cdot h_{pc}$ abgeändert. Der Geometriewert h_{pc} ist für Verbundbleche mit Noppen innerhalb der Stege der vertikale Abstand von der Unterkante des Blechs bis zum untersten Verbundmittel. Bei hinterschnittenen Blechen, die keine Noppen innerhalb der Stege aufweisen, findet die Übertragung der Längsschubspannungen hauptsächlich infolge der Klemmwirkung nahe der Ober- und Untergurte statt. Daher kann für diese Blechgeometrien gemäß Abbildung 5.3 die Mitte zwischen Ober- und Untergurt als unterstes Verbundmittel angenommen werden.

$$V_{c,ks,1} = 1,64 \cdot b_{min,bar} \cdot h_{pc} \cdot f_{ctm} \quad (5.7)$$

mit: $b_{min,bar}$ = $b_{min} - n \cdot \varnothing$
 b_{min} kleinste Betonquerschnittsbreite innerhalb des Verbundblechs, s. Abbildung 5.3
 \varnothing Stabdurchmesser
 h_{pc} vertikaler Abstand von der Unterkante des Blechs bis zum untersten Verbundmittel, s. Abbildung 5.3

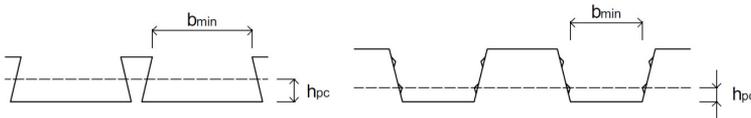


Abb. 5.3: Erläuterung der Geometriewerte b_{min} und h_{pc}

Für die Tragfähigkeit der Dübelwirkung bei Stahlversagen wurde der Ansatz aus *Model Code 2010* übernommen. Wie Gleichung 5.8 zeigt, geht dabei der Ausnutzungsgrad des Betonstahls ein. Hier ist die Normalkraft im Betonstahl im Schnitt II einzusetzen. Bereits in Kapitel 5.2 wurde erläutert, dass zur Aufteilung der Normalkräfte zunächst die volle verankerte Normalkraft des Verbundblechs anzusetzen ist und die übrige Normalkraft, die zur Herstellung des Momentengleichgewichts erforderlich ist, dem Betonstahl zugewiesen werden soll. Auf diese Weise ist auch hier vorzugehen, um den Ausnutzungsgrad des Betonstahls zu bestimmen. Der Ausdruck für die Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Rissuferverschiebung wurde vernachlässigt, da es sich hierbei um ein Gebrauchstauglichkeitskriterium handelt. Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit ist jedoch ein Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit, sodass Rissbreiten im Sinne der Gebrauchstauglichkeit hier von untergeordneter Bedeutung sind. Daher werden Rissuferverschiebungen von $0,1 \cdot \varnothing - 0,2 \cdot \varnothing$ zugelassen und es kann davon ausgegangen werden, dass die maximale Tragfähigkeit infolge Dübelwirkung bei Stahlversagen erreicht werden kann. In den Versuchen konnten Rissuferverschiebungen in dieser Größenordnung beobachtet werden, was den Ansatz der maximalen Dübeltragfähigkeit rechtfertigt.

$$V_{c,ks,2} = 1,6 \cdot A_s \cdot \sqrt{f_{sk}} \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot \sqrt{1 - \eta_s^2} \quad (5.8)$$

mit: A_s Betonstahlquerschnitt
 f_{sk} Charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
 η_s Ausnutzungsgrad des Betonstahls

5.5 Traganteil der direkten Druckstrebe

Die direkte Druckstrebe steht mit der verankerten Normalkraft über dem Auflager, also im Schnitt I-I im Gleichgewicht. In Anlehnung an den Massivbau wird der Neigungswinkel der Druckstrebe mit θ bezeichnet, sodass sich

der vertikale Traganteil $V_{c,cs}$ aus Multiplikation der im Schnitt I-I verankerten Normalkräfte mit $\tan\theta$ gemäß Gleichung 5.9 ergibt.

$$V_{c,cs} = (N_{s,I} + N_{p,I}) \cdot \tan\theta \quad (5.9)$$

mit: $N_{s,I}$ Normalkraft im Betonstahl im Schnitt über dem Auflager

$N_{p,I}$ Normalkraft im Verbundblech im Schnitt über dem Auflager

Für die Ermittlung der Druckstrebenneigung θ wurden zunächst theoretische Überlegungen angestellt. Im Schnitt III-III wurde der Angriffspunkt der Druckstrebe mit der Mitte der Druckzonenhöhe festgelegt, sodass sich in Gleichung 5.10 der Ausdruck $0,5 \cdot z_{pl,III}$ wiederfindet. Das Biegemoment infolge des Eigengewichts ist sehr gering und wird daher für die nachfolgenden Überlegungen vernachlässigt. Das einwirkende Biegemoment infolge der Zylinderlast ist über dem Auflager Null. Daher muss ein negatives Biegemoment im Betonquerschnitt über dem Auflager vorhanden sein, das mit der im Schnitt I-I verankerten Normalkraft im Gleichgewicht steht. Somit werden Betonzugspannungen an der Oberseite des Versuchskörpers hervorgerufen. In Abbildung 5.4 ist die Spannungsverteilung über die Höhe des Querschnitts dargestellt. In den Versuchen wurden teilweise beim Erreichen des Traglastzustandes Risse auf der Oberseite der Versuchskörper festgestellt, bzw. die Sensorfasern auf dem Beton zeigten Zugspannungen in diesem Bereich an. Damit wird die These gestützt. Als vereinfachte Annahme wurden schließlich die Betonspannungen an der Oberseite des Bauteils zu Null gesetzt, sodass sich der in Abbildung 5.4 gestrichelte dreiecksförmige Verlauf der Betonspannungen ergibt. Der Angriffspunkt der Druckstrebe liegt im Schwerpunkt der Spannungsverteilung. Für rechteckige Vollquerschnitte liegt der Angriffspunkt z_{SP} im Abstand von $2/3h$ von der Oberseite des Versuchskörpers. Da besonders bei hohen offenen Profilen der Betonquerschnitt infolge der Blechgeometrie deutlich reduziert wird, würde die Annahme von $z_{SP} = 2/3h$ zu einer Überschätzung von $\tan\theta$ führen. Eine Berücksichtigung des tatsächlichen rippenförmigen Betonquerschnitts ist daher erforderlich und z_{SP} muss für jede Deckengeometrie ermittelt werden. Der Wert z_{SP} ist folglich von der Blechgeometrie und der Deckenhöhe abhängig. Daher wäre es denkbar, Regelungen für diesen Geometriewert in Abhängigkeit der Deckenhöhe in die allgemeinen Bauartgenehmigungen der Profilbleche aufzunehmen. Für die Modellentwicklung wurde bei der Ermittlung der Druckstrebenneigung der tatsächliche Abstand zwischen Lasteinleitung und Auflager L_5 berücksichtigt. Für die Bemessung in der Praxis ist die Länge L_5 durch den Ausdruck $3 \cdot d_m$ zu ersetzen, da dies eine allgemeine Formulierung ist und auf dieser Grundlage die Abstände des Versuchsaufbaus festgelegt wurden.

$$\begin{aligned} \tan\theta &= \frac{z_{sp} - 0,5 \cdot z_{pl,III}}{L_s} \\ &= \frac{z_{sp} - 0,5 \cdot z_{pl,III}}{3 \cdot d_m} \end{aligned} \quad (5.10)$$

mit: z_{sp} Angriffspunkt der Druckstrebe gemessen von der Oberseite der Decke

L_s Schublänge - Abstand zwischen Lasteinleitung und Auflager

Eine genaue Ermittlung der Druckstrebenneigung ist aufgrund der Abhängigkeit von der Blechgeometrie für den Tragwerksplaner zeitaufwendig. Daher wurde eine Parameterstudie durchgeführt, um eine vereinfachte Annahme für $\tan \theta$ angeben zu können. Dieser Parameterstudie liegen Deckenquerschnitte zu Grunde, wie sie in der Praxis häufig Anwendung finden. Tabelle 5.1 gibt eine Übersicht über die variierten Parameter. Wie oben bereits erläutert, wurde für diese Untersuchungen die Schublänge L_s mit $3 \cdot d_m$ angesetzt. Weiterhin wurde das einwirkende Moment derart gewählt, dass eine vollständige Momentenausnutzung der Deckenquerschnitte vorlag. Dadurch wird die Druckzonenhöhe größer und die Druckstrebenneigung infolge dessen flacher. Zunächst wurde durch gezielte Variation der Parameter untersucht, ob Abhängigkeiten zwischen diesen und der Druckstrebenneigung bestehen. So konnte sichergestellt werden, dass Kombinationen von Parametern, die zu kleinen Druckstrebenneigungen führen, berücksichtigt wurden und die getroffene vereinfachte Annahme auf der sicheren Seite liegt. Abbildung 5.5 zeigt die Ergebnisse für $\tan \theta$ dargestellt über die Druckzonenhöhe. Als vereinfachte Annahme wurde $\tan \theta$ mit 0,21 festgelegt, was den niedrigsten Ergebnissen der Parameterstudie entspricht. Die Parameter, die den stärksten Einfluss auf die Druckstrebenneigung zeigten, sind die Deckenhöhe sowie die Betonfestigkeit. Allgemein konnten für dünnere Decken sowie höhere Betonfestigkeiten etwas größere Druckstrebenneigungen beobachtet werden. Da allerdings höhere Betonfestigkeitsklassen in Verbunddecken nur selten Anwendung finden und die aufwendige Ermittlung von $\tan \theta$ zu nur geringfügig höheren Widerständen führt, ist die vereinfachte Annahme eine zufriedenstellende Vereinfachung - gerade unter dem Aspekt,

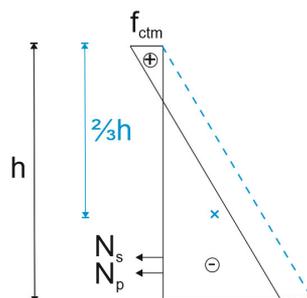


Abb. 5.4: vereinfachte Annahme der Spannungsverteilung im Beton über dem Auflager

dass bei Verbunddecken aus Normalbeton das Querkraftversagen in der Regel bei der Bemessung nicht maßgebend ist.

Tab. 5.1: Variation der Parameter zur Festlegung der vereinfachten Annahme von $\tan \theta$

Parameter	Werte der Parameter
Blechgeometrie	SHR, C70, Hody, CF
Deckendicke [mm]	100, 120, 140, 150, 160, 200
Betonstahlquerschnitt	Ø6/15, Ø8/15, Ø10/15, Ø12/15
Betonfestigkeitsklasse	C20/25, C25/30, C30/37, C40/50, C50/60
Ausnutzungsgrad des Profilblechs	$0,3 < \eta_p \leq 1,0$

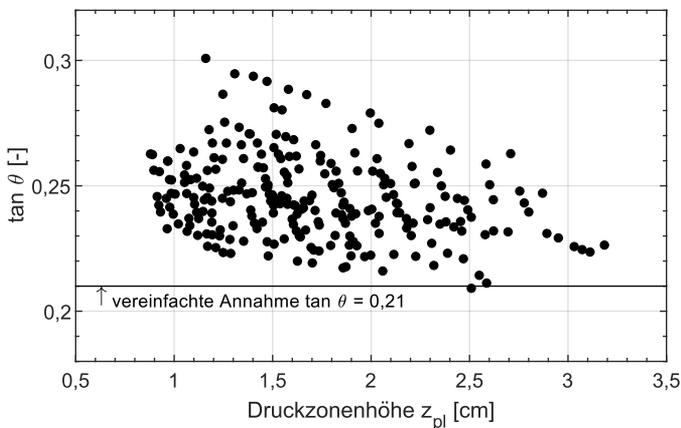


Abb. 5.5: Ergebnisse der Parameterstudie zu $\tan \theta$

5.6 Analyse des Modells

Mit dem entwickelten Modell lässt sich die Querkrafttragfähigkeit einer Verbunddecke in Abhängigkeit von der Biegebeanspruchung berechnen. Dies führt dazu, dass die Biege- und Querkrafttragfähigkeit einer Verbunddecke nicht mehr getrennt voneinander betrachtet werden können, wie es nach dem aktuellen Modell der *DIN EN 1992-1-1 2011* der Fall ist. Allerdings spiegelt die Abhängigkeit die Realität wieder, da mit Ausnahme des Traganteils der Bruchprozesszone alle übrigen Traganteile von der Ausnutzung der Längsbewehrung beeinflusst werden. Auch in der Literatur finden sich Aussagen zur Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit von der Biegebeanspruchung (vgl. *Tue u. a. 2014* und *Vecchio u. Collins 1986*). Ob in dem in dieser Arbeit entwickelten Modell die Querkrafttragfähigkeit von der Biegebeanspruchung positiv oder negativ beeinflusst wird, kann so einfach nicht

beantwortet werden, da die Beeinflussung der einzelnen Traganteile unterschiedlich ist. Bei höherer Biegebeanspruchung sind die Zugkräfte in der Längsbewehrung bzw. die Betondruckkraft größer. In Folge der größeren Betondruckzone steigt somit auch die aufnehmbare Schubtragfähigkeit der Betondruckzone. Im Traganteil der direkten Druckstrebe finden sich zwei gegenläufige Effekte. Die höherer Zugnormalkraft wird mit einer Abnahme der Druckstrebenneigung kombiniert, sodass die Auswirkungen auf diesen Traganteil nicht eindeutig festzulegen sind. Beim Traganteil der Dübelwirkung führt eine 100 %ige Ausnutzung des Betonstahls dazu, dass dieser Traganteil den Wert Null annimmt. In Gleichung 5.11 ist das Modell nochmals zusammenfassend aufgeführt.

$$\begin{aligned}
 V_{Rm} = & \frac{2}{3} \cdot \frac{N_{s,II} + \tau_{rm} \cdot b \cdot L_{II}}{b \cdot f_{cm}} \cdot b \cdot f_{ctm} \\
 & + \min \left\{ \frac{1,64 \cdot b_{min} \cdot h_{pc} \cdot f_{ctm}}{1,6 \cdot A_s \cdot \sqrt{f_{sk}} \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot \sqrt{1 - \eta_s^2}} \right\} \\
 & + 0,12 \cdot \frac{73 \cdot f_{cm}^{0,18} \cdot E_{cm}}{f_{ctm}^2} \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot \frac{d_s}{d_{s,0}} \\
 & + \frac{z_{Sp} - 0,5 \cdot \left(\frac{N_{s,II} + \tau_{rm} \cdot b \cdot L_{II}}{b \cdot f_{cm}} \right)}{L_{III}} \cdot (N_{s,I} + \tau_{rm} \cdot b \cdot L_I)
 \end{aligned} \tag{5.11}$$

Durch die kontinuierliche Dehnungsmessung mittels Sensorfaser konnte festgestellt werden, dass für das Querkrafttragverhalten der Verbunddecken Ebenbleiben der Querschnitte nicht vorausgesetzt werden kann. Das widerspricht jedoch der Teilverbundtheorie, mit welcher die Biegebemessung von Verbunddecken durchgeführt wird. Da mit der Teilverbundtheorie jedoch zuverlässig sowohl die Längsschubtragfähigkeit als auch die Biegetragfähigkeit von Verbunddecken beschrieben werden kann, ist diese Diskrepanz hinzunehmen. Es wird für das neu entwickelte Querkraftbemessungsmodell folglich der Teilverdübelungsgrad gemäß der Teilverbundtheorie ermittelt. Die Besonderheiten des entwickelten Modells finden sich dann in der Aufteilung der Normalkräfte in den beiden Längsbewehrungsarten wieder. So ist zunächst die volle Normalkraft in Abhängigkeit der Teilverdübelung dem Verbundblech zuzuweisen und die übrige Normalkraft dem Betonstahl. Da so dem Verbundblech eine hohe Ausnutzung infolge Normalkraft zugeschrieben wird, entfällt im Modell der Traganteil der Eigenschubtragfähigkeit des Verbundblechs.

Es wurden Versuchskörper mit insgesamt 4 verschiedenen Verbundblechen untersucht. Darunter waren sowohl offene als auch hinterschnittene Profilblechgeometrien, sodass alle unterschiedlichen Verbundarten berücksichtigt wurden. Über die Verbundspannung τ_{rm} sowie die Geometriewerte b_{min} und h_{pc} können die spezifischen Eigenschaften eines jeden Verbundblechs berücksichtigt werden, sodass das entwickelte Modell für sämtliche Verbundprofile gemäß EC4 gültig ist. Die Untersuchungen dieser Arbeit konzen-

trierten sich auf Verbunddecken aus Normalbeton, sodass auch die Anwendung des entwickelten Modells zunächst darauf beschränkt werden sollte. Grundsätzlich ist es durch die variable Gestaltung des Modells möglich, die Anwendung auf Verbunddecken aus Leichtbeton zu erweitern. Hierbei ist es allerdings zwingend erforderlich, die spezifischen Materialeigenschaften bei der Bemessung zu berücksichtigen. Dies kann in Anlehnung an *Hartmeyer 2014* erfolgen. Dort sind die Unterschiede für die Traganteile der ungerissenen Druckzone sowie Rissprozesszone detailliert beschrieben. Für die Traganteile der Dübelwirkung bzw. der direkten Druckstrebe muss die Anpassung sinngemäß vorgenommen werden. Weiterhin sollte die Überführung des Modells für Verbunddecken mit Leichtbeton und zusätzlicher Betonstahlbewehrung experimentell abgesichert werden. Weiterhin lässt sich mit dem entwickelten Ingenieurmodell der Querkraftabtrag mechanisch beschreiben, sodass die Anwendung des Modells unabhängig von der Basis der Datenbank erfolgen kann. Dies ist wichtig, da bei den Versuchskörpern, die zur Auswertung herangezogen wurden, gezielt Deckenhöhen zwischen 250 mm und 300 mm eingesetzt wurden und Verbunddecken üblicherweise geringere Deckenhöhen aufweisen. Dass das Modell allerdings auch bei dünneren Decken eine gute Übereinstimmung zeigt, belegt Abbildung 5.6. Hierauf wird weiter nachfolgend nochmals genauer eingegangen. Der Maßstabseinfluss wurde nicht berücksichtigt, da dieser erst für größere Bauteilhöhen relevant wird und Verbunddecken üblicherweise geringe Deckenhöhen aufweisen. Der Großteil der Versuchskörper für die experimentellen Untersuchungen verfügte über Deckenhöhen von 300 mm. Da diese Bauteilhöhe als hoch zu beurteilen ist, liegt das Modell hinsichtlich des Maßstabseinflusses eher auf der sicheren Seite.

In Abbildung 5.6 sind die Versuchsergebnisse V_{test} den mit dem Modell berechneten Tragfähigkeiten auf Mittelwertniveau V_{calc} gegenübergestellt. Es zeigt sich mit einem Mittelwert von 0,918 und einem Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,572$ eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Modell und Versuch. Dabei lassen sich keine Unterschiede zwischen den unterschiedlichen Verbundblechen feststellen, sodass nochmals festgehalten werden kann, dass das Modell Verbunddecken sowohl mit offenen als auch hinterschnitten Verbundprofilen gleichermaßen gut abdeckt. Um das Modell für dünnere Decken zu überprüfen, wurden exemplarisch vier Versuche aus der Versuchsserie 1 nachgerechnet. Bei diesen Versuchen wurde ein ähnliches Rissbild beobachtet, allerdings trat Biegeversagen ein, bevor sich die Druckstrebe auf dem Blech abstützen konnte. Die Versuchsergebnisse aus Serie 1 können somit als eine untere Schranke für die Querkrafttragfähigkeit angesehen werden, was durch die Pfeile im Diagramm gekennzeichnet wurde. Auch für diese vier Versuche zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Modell und Versuch.

Die Nachrechnung der Versuche und damit die Kalibrierung des Ingenieurmodells erfolgte im tatsächlichen Schubriss der Versuchskörper, der im Allgemeinen nah an der Lasteinleitungsstelle aufgetreten ist. Da die Lage des Schubrisses allerdings nicht zutreffend vorhergesagt werden kann, ist in der

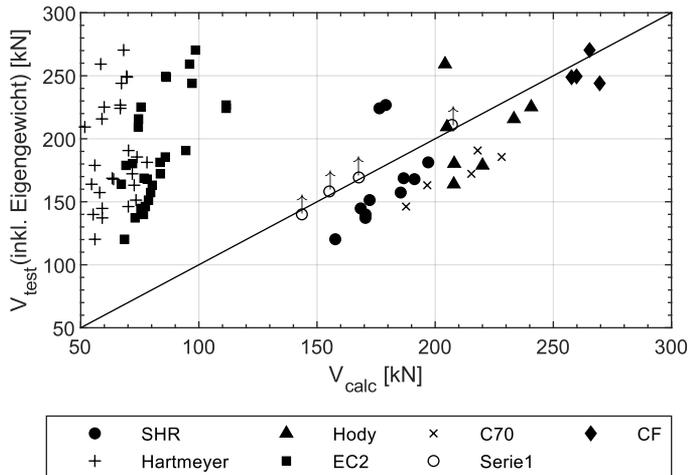


Abb. 5.6: Vergleichende Darstellung der Versuchsergebnisse mit den nach verschiedenen Modellen berechneten Querkrafttragfähigkeiten auf Mittelwertniveau

Praxis der Nachweis der Querkraft im bekannten Abstand d_m vom Auflager zu führen. An dieser Stelle sei angemerkt, dass es sich bei den meisten Modellen, so auch bei dem Modell der *DIN EN 1992-1-1 2011*, um eine Querschnittstragfähigkeit handelt, die unabhängig von der Beanspruchung ist und somit unter der Voraussetzung eines gleichbleibenden Querschnitts ebenfalls über die gesamte Bauteillänge identisch ist. Da bei einer Belastung des Bauteils infolge Linien- oder Flächenlasten die Querkräfte zum Auflager hin zunehmen, ist ein Nachweis im Schnitt d konsequent und nachvollziehbar. Wie bereits erläutert, findet sich allerdings in dem entwickelten Modell für Verbunddecken eine Abhängigkeit von der Biegebeanspruchung. Außerdem liegt aufgrund der spezifischen Eigenschaften von Verbunddecken eine Abhängigkeit von der Verankerungslänge vor. Aus diesen Gründen ist davon auszugehen, dass bei einem Nachweis im Schnitt d die Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken mit Betonstahlbewehrung unterschätzt wird. Die Nachweisführung liegt somit auf der sicheren Seite.

In der Grafik in Abbildung 5.6 sind zusätzlich zum einen die nach dem bisher genutzten Modell des EC2 berechneten Querkrafttragfähigkeiten und zum anderen die mit dem Modell für Verbunddecken ohne zusätzlicher Betonstahlbewehrung ermittelten Querkrafttragfähigkeiten dargestellt. Die Nachrechnung der Versuche mit dem Modell des EC2 erfolgte dabei unter Beachtung der in Kapitel 3.3.1 beschriebenen Besonderheiten für Verbunddecken und bei der Nachrechnung mit dem Modell aus *Hartmeyer 2014* wurde die zusätzliche Betonstahlbewehrung nach den Erläuterungen in Kapitel 3.3.2 berücksichtigt. Die Kennwerte, die die mathematischen Zuverlässigkeiten belegen, sind für alle drei Modelle in Tabelle 5.2 zusammengefasst. Es ist

deutlich zu erkennen, dass mit den Modellen aus *DIN EN 1992-1-1 2011* und *Hartmeyer 2014* die Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken mit praxisgerechter Betonstahlbewehrung nicht zuverlässig beschrieben werden kann. Zwar liegen diese Tragfähigkeiten sehr stark auf der sicheren Seite, sodass kein Sicherheitsdefizit vorliegt, allerdings ermöglicht erst das neu entwickelte Modell eine wirtschaftliche Bemessung der Verbunddecken.

Tab. 5.2: Vergleich der Versuchsergebnisse mit den nach verschiedenen Modellen berechneten Querkrafttragfähigkeit auf Mittelwertniveau

Modell	Mittelwert	Standard- abweichung	Bestimmtheitsmaß
neues Modell	0,918	0,141	0,572
<i>DIN EN 1992-1-1 2011</i>	2,296	0,387	0,412
<i>Hartmeyer 2014</i>	3,001	0,676	0,031

Abbildung 5.7 zeigt die Größe der einzelnen Traganteile im Verhältnis zur Gesamttragfähigkeit. Die Darstellung erfolgt für jeden Versuch separat. Deutlich zu erkennen ist, dass der Traganteil der direkten Druckstrebe mit ca. 45 % den größten Anteil an der Gesamttragfähigkeit hat. Bei der Bemessung ist in jedem Fall zu überprüfen, ob sich diese Druckstrebe in Abhängigkeit des statischen Systems und der vorliegenden Belastung einstellen kann. Ist dies nicht der Fall, z.B. wenn Einzellasten zu weit vom Auflager entfernt sind, ist dieser Traganteil bei der Bemessung zu vernachlässigen. Der Traganteil der Rissprozesszone nimmt mit ca. 30 % ebenfalls einen sehr großen Anteil an der Gesamttragfähigkeit ein. Auch in dem Modell für Verbunddecken ohne zusätzlicher Betonstahlbewehrung nahm der Traganteil der Rissprozesszone mit etwa 70 % einen Großteil der Gesamttragfähigkeit ein (vgl. *Hartmeyer 2014*). Hier kann also bei beiden Modellen eine gleiche Tendenz festgestellt werden. Der Traganteil der ungerissenen Druckzone nimmt etwa 15 % ein und der Traganteil der Dübelwirkung hat den kleinsten Anteil an der Gesamttragfähigkeit und variiert zwischen 0 % und 10 %. Dabei zeigt sich ein Zusammenhang mit dem Traganteil der direkten Druckstrebe. Nimmt der Traganteil der Dübelwirkung ab, ist eine Zunahme des Traganteils der Druckstrebe zu erkennen. Die Begründung hierfür ist im Ausnutzungsgrad der Längsbewehrung zu finden. An dieser Stelle ist jedoch anzumerken, dass die zuvor getroffenen Aussagen auf der Grundlage eines hohen Ausnutzungsgrades der Längsbewehrung beruhen. In den Versuchen wurde dies gezielt durch den Überstand hinter dem Auflager sowie die Endverankerung hervorgerufen, um das Querkraftversagen erzeugen zu können. Liegt nur eine geringe Verankerung der Längsbewehrung über dem Auflager vor, sinkt folglich der Anteil der direkten Druckstrebe und die übrigen Traganteile gewinnen an Gewicht. Von der verankerten Normalkraft unabhängig ist allerdings der Traganteil der Rissprozesszone, der somit unverändert einen großen Anteil trägt.

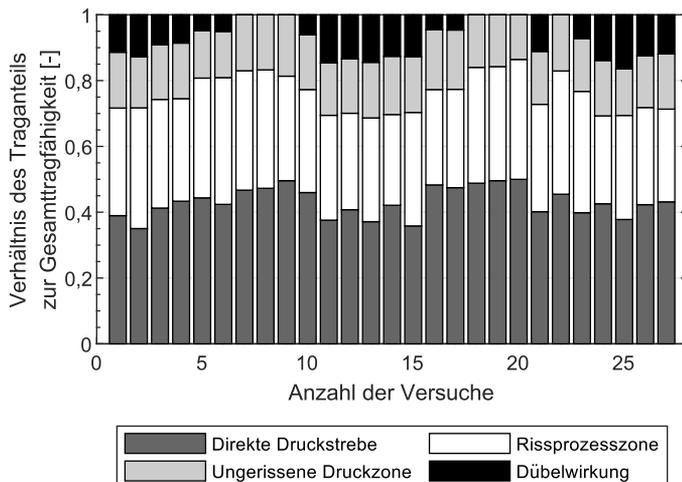


Abb. 5.7: Gegenüberstellung der Traganteile im Vergleich zur Gesamttragfähigkeit

5.7 Statistisches Widerstandsmodell nach DIN EN 1990 2010 Anhang D8

Die statistische Bestimmung des Widerstandsmodells erfolgte nach *DIN EN 1990 2010 Anhang D8*. Zunächst wurde eine Verträglichkeitsprüfung vorgenommen, um systematische Abweichungen ausschließen zu können. Hierzu wurden die Verhältniszahlen V_{test}/V_{calc} gegenüber der Betonzugfestigkeit f_{ctm} , des Längsbewehrungsgrades ρ_l sowie der mittleren statischen Höhe d_m aufgetragen. Abbildung 5.8 zeigt die Darstellung über die Betonzugfestigkeit. Betrachtet man zunächst die Ergebnisse im Bereich der für Verbunddecken üblichen Betonzugfestigkeiten (2,0 bis 2,7 N/mm²), lässt sich kein Trend erkennen. Mit einem Verhältnis V_{test}/V_{calc} von ungefähr 1,3 liegen die drei Versuchsergebnisse des Parameters Betonfestigkeit etwas höher. Für Verbunddecken mit hohen Betonfestigkeiten scheint es folglich eine leicht schlechtere Übereinstimmung zwischen Modell und Versuch zu geben. Da das entwickelte Modell die Querkrafttragfähigkeit bei hohen Betonfestigkeiten allerdings unterschätzt, liegt es auf der sicheren Seite. Zudem handelt es sich hierbei lediglich um 3 Versuche und Betone oberhalb der Festigkeitsklasse C30/37 sind für Verbunddecken eher unüblich. Zusammenfassend kann das Modell somit als trendlos gegenüber der Betonfestigkeit angesehen werden. In Abbildung 5.9 ist die Zuverlässigkeit des Modells gegenüber dem Längsbewehrungsgrad und in Abbildung 5.10 gegenüber der mittleren statischen Höhe aufgetragen. Beide Parameter zeigen sich trendlos. Weiterhin sind in den beschriebenen Diagrammen die Ergebnisse durch unterschiedliche Markierungen den verwendeten Blechgeometrien zugeordnet.

Auch hier zeigt sich unabhängig von der Blechgeometrie eine gleichermaßen gute Übereinstimmung zwischen Modell und Versuch.

Das entwickelte Bemessungsmodell beinhaltet unabhängige Basisvariablen, deren Streuung bei der statistischen Auswertung zu berücksichtigen sind. Hierzu wurden die Variationskoeffizienten V_{X_i} aufgrund von Vorinformationen aus der Literatur festgelegt. Die entsprechenden Werte sind unter Angabe der Quellen in Tabelle 5.3 zusammengefasst. Der Variationskoeffizient für die Betonzugfestigkeit wurde auf der Grundlage von Gleichung 5.12 ermittelt, die laut *DIN EN 1992-1-1 2011* den Zusammenhang zwischen dem Mittelwert der Betonzugfestigkeit f_{ctm} und dem 5 %-Quantil $f_{ctk;0,05}$ beschreibt. Auf Grundlage einer Normalverteilung und einer unendlich großen Grundgesamtheit lässt sich der charakteristische Wert X_k einer Größe X gemäß Gleichung 5.13 ermitteln, vgl. *DIN EN 1990 2010*. Durch Einsetzen von Gleichung 5.12 in Gleichung 5.13 erhält man schließlich den Variationskoeffizient der Betonzugfestigkeit $V_{X,f_{ctm}} = 0,182$. Laut *Fingerloos u. a. 2012* hängt der E-Modul des Betons von den E-Moduln der Gesteinskörnung und der Zementsteinmatrix ab, wobei der E-Modul normaler Gesteinskörnung meist deutlich größer ist. Für die Gesteinskörnung werden Werte zwischen 10.000 N/mm^2 und 90.000 N/mm^2 angegeben, was einer sehr hohen Streuung entspricht und daher für den E-Modul des Betons ein größerer Variationskoeffizient angenommen werden sollte. Für quarzitische Gesteinskörnung werden in *DIN EN 1992-1-1 2011* Richtwerte für den E-Modul E_{cm} in Abhängigkeit von der mittleren Betondruckfestigkeit angegeben. Daher wird für den E-Modul des Betons ein Variationskoeffizient von 15 % angesetzt. In *Bode u. Minas 1996* wurden Versuchen zur Ermittlung der Längsschubspannung von SUPERHOLORIB SHR 51 - Verbunddecken ausgewertet. Dabei lag der Variationskoeffizient unterhalb von 7 %. In *Kurz 2008* wurde die Längsschubtragfähigkeit von LEWIS-Schwalbenschwanzplatten ermittelt, wobei der Variationskoeffizient hier kleiner als 1 % war. Diese Quellen bildeten die Grundlage bei der Er-

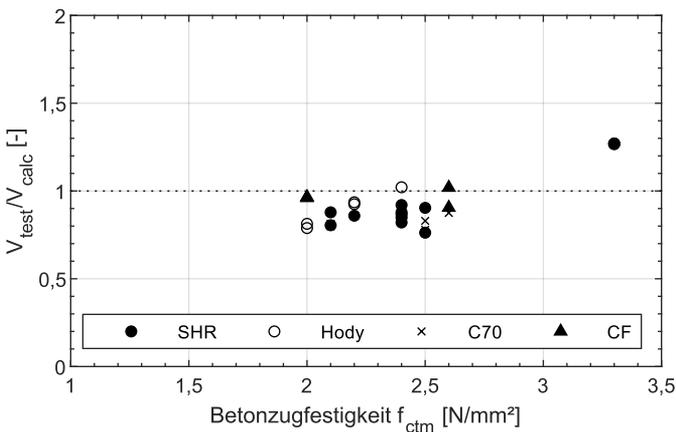


Abb. 5.8: Zuverlässigkeit des Modellansatzes in Abhängigkeit der Betonzugfestigkeit f_{ctm}

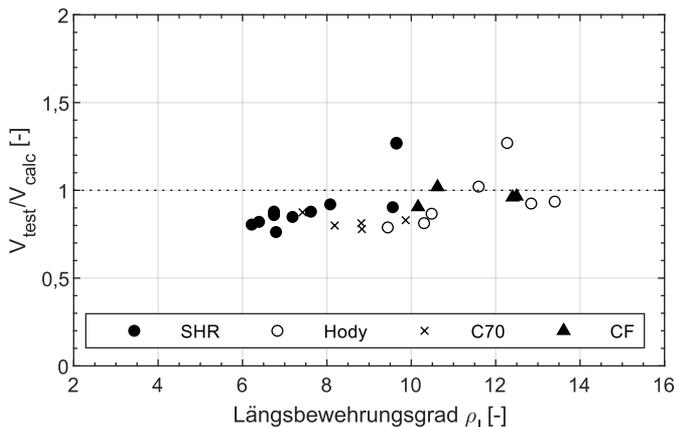


Abb. 5.9: Zuverlässigkeit des Modellansatzes in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrads ρ_l

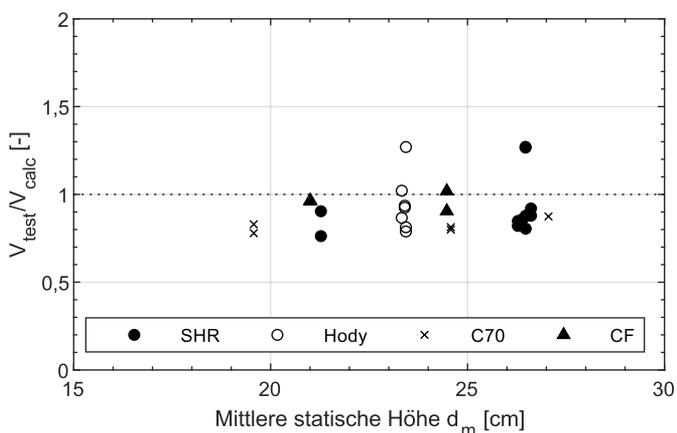


Abb. 5.10: Zuverlässigkeit des Modellansatzes in Abhängigkeit der mittleren statischen Höhe d_m

mittlung der Längsschubtragfähigkeit der Hody-Verbunddecke in *Kurz 2019*. Hier wurde auf der sicheren Seite liegend ein Variationskoeffizient von 8 % angesetzt, da der tatsächliche Variationskoeffizient der Versuchsergebnisse niedriger war. Der Variationskoeffizient der Verbundfestigkeit wurde daher in dieser Arbeit ebenfalls mit 8 % angenommen. In *Fingerloos u. a. 2012* wird der Variationskoeffizient für die Streuung geometrischer Parameter in Kombination mit Beton mit 5 % angegeben. Daher wird für die statische Höhe des Betonstahls d_s sowie den Angriffspunkt der Druckstrebe z_{SP} ein Variationskoeffizient von 0,05 verwendet. Im Vergleich zu den Betonabmessungen sollte die Streuung der geometrischen Parameter in Kombination mit Stahl geringer ausfallen. Als Orientierung wurden zunächst die Toleranzen bei der Blechherstellung herangezogen. Für das SHR-Verbundblech wer-

den beispielsweise für den Sickenabstand von 150 mm 2 mm Toleranz nach oben und 1 mm Toleranz nach unten angegeben, vgl. Z-26.1-45 2018. Setzt man die Summe der Toleranzen ins Verhältnis des Sickenabstandes, ergibt sich ein Wert von 2 %. Auf der sicheren Seite liegend wurde somit für die Querschnittsbreite b_{min} und die Höhe h_{pc} ein Variationskoeffizient von 3 % angenommen. Die Normalkraft im Betonstahl wird von vielen Faktoren beeinflusst, was auch über den Variationskoeffizienten berücksichtigt werden sollte. Dieser wurde zu 10 % festgelegt.

$$f_{ctm} = 0,7 \cdot f_{ctk} \quad (5.12)$$

$$X_k = X_m \cdot (1 - 1,645 \cdot V_x) \quad (5.13)$$

Tab. 5.3: Zusammenfassung der Basisvariablen und der zugehörigen Variationskoeffizienten

Basisvariablen X_i	Variationskoeffizient V_{X_i}	Literaturquelle
Betondruckfestigkeit f_{cm}	0,15	<i>Fingerloos u. a. 2012</i>
Betonzugfestigkeit f_{ctm}	0,182	eigene Herleitung
E-Modul des Betons E_{cm}	0,15	gewählt
Verbundfestigkeit τ_{rm}	0,08	<i>Kurz 2019</i>
Querschnittsbreite b_{min}	0,03	gewählt
Höhe h_{pc}	0,03	gewählt
statische Höhe des Betonstahls d_s	0,05	<i>Fingerloos u. a. 2012</i>
Angriffspunkt der Druckstrebe z_{SP}	0,05	<i>Fingerloos u. a. 2012</i>
Normalkraft im Betonstahl im Schnitt I-I $N_{s,I}$	0,10	gewählt
Normalkraft im Betonstahl im Schnitt II-II $N_{s,II}$	0,10	gewählt

Bei der Widerstandsfunktion (Gleichung 5.11) handelt es sich aufgrund der Summe um eine komplexe Form nach Abschnitt D.8.2.2.7 (3) der *DIN EN 1990 2010*. Die Besonderheit hierbei ist, dass sich in Gleichung 5.14 der Mittelwert $g_{rt}(X_m)$ nicht herauskürzen lässt, wie es bei Widerstandsfunktionen mit Produkten der Fall ist. Allerdings werden in *DIN EN 1990 2010* keine Angaben gemacht, wie der Mittelwert der Bemessungsgleichung zu ermitteln ist. Die Funktion g_{rt} ist nicht nur von den oben definierten Basisvariablen abhängig, sondern auch von deterministischen Größen, wie z.B. der Betonbreite b und der Schublänge L_s . Die nachfolgenden Erläuterungen gelten gleichermaßen für deterministische Größen als auch für Basisvariablen, sodass hier allgemein von Eingangsgrößen gesprochen wird. Zunächst wurden für sämtliche Eingangsgrößen die Mittelwerte aus der Grundgesamtheit der 27 zur Verfügung stehenden Versuche gebildet. Mit diesen Eingangsgrößen konnte schließlich sowohl der Mittelwert der Widerstandsfunktion als auch die partiellen Ableitungen nach den Basisvariablen X_i er-

rechnet werden. Mit dieser Vorgehensweise wurde ein Variationskoeffizient $V_{rt} = 0,0630$ ermittelt. Bei der Festlegung des Versuchsprogramms wurden gezielt Parameter wie die Deckenhöhe und die Betonfestigkeit variiert. Bei der beschriebenen Vorgehensweise wurde ein gemeinsamer Mittelwert über alle Bauteilhöhen und Festigkeitsklassen verwendet. Auf der einen Seite kann das als richtig angesehen werden, da die Widerstandsfunktion für die Grundgesamtheit aller Versuche gültig ist und keinen Anwendungsgrenzen unterliegt. Auf der anderen Seite wird somit indirekt die gezielte Parametervariation in der Streuung der Widerstandsfunktion abgebildet. Um diesen Einfluss zu überprüfen, wurde eine zweite Auswertung vorgenommen, in der die Versuche mit unterschiedlichen Parametern zu Gruppen zusammengefasst wurden. Gruppe Nummer 1 sind die 4 Versuche mit einer Deckenhöhe von 250 mm. Gruppe Nummer 2 sind die 3 Versuche mit der Betonfestigkeitsklasse C50/60. Alle übrigen Versuche werden der Gruppe 3 zugeordnet, die somit alle Versuche mit einer Deckenhöhe von 280 mm bzw. 300 mm und der Betonfestigkeitsklasse C30/37 beinhaltet. Innerhalb jeder Gruppe wurden nun die Mittelwerte der Eingangsgrößen errechnet und somit für jede Gruppe der Variationskoeffizient V_{rt}^2 bestimmt. Für den resultierenden Variationskoeffizient der Widerstandsfunktion wurde der Mittelwert der Variationskoeffizienten der drei Gruppen gebildet. Hier wäre prinzipiell auch eine Wichtung über die Anzahl der Versuche denkbar. Ohne eine Wichtung ergab sich somit der Variationskoeffizient V_{rt} zu 0,0602. Beide Varianten führen folglich zu Variationskoeffizienten, die in der Größenordnung von 6 % liegen. Es kann festgehalten werden, dass prinzipiell beide Verfahren Anwendung finden können, da es bei der Ermittlung von V_{rt} vorrangig um die Berücksichtigung der Streuung der Basisvariablen und deren Wichtung durch die partiellen Ableitungen geht. In dieser Arbeit wurde sich für die Auswertung unter Berücksichtigung der Gruppenbildung entschieden.

$$V_{rt}^2 = \frac{1}{g_{rt}^2(\underline{X}_m)} \cdot \sum_{i=1}^j \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i} \cdot \sigma_i \right)^2 \quad (5.14)$$

In Tabelle 5.4 ist die statistische Auswertung mit den Berechnungsformeln und den Zwischenergebnissen zusammengefasst. Das charakteristische Niveau der Widerstandsfunktion liegt bei ca. 70 % des Mittelwertniveaus und das Bemessungsniveau bei ca. 52 %. Somit ergibt sich ein globaler Teilsicherheitsbeiwert von 1,3 für das entwickelte Querkraftbemessungsmodell.

Tab. 5.4: statistische Auswertung nach Anhang D8 des DIN EN 1990 2010

Bezeichnung	Berechnungsformel	Wert
Mittelwertabweichung	$b = \frac{\sum r_{ei} r_{ti}}{\sum r_{ti}^2}$	0,921
Schätzwert $\bar{\Delta}$	$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i$ mit $\Delta_i = \ln(\delta_i) = \ln\left(\frac{r_{ei}}{b \cdot r_{ti}}\right)$	-0,014
Schätzwert s_{Δ}^2	$s_{\Delta}^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2$	0,0205
Variationskoeffizient V_{δ}	$V_{\delta} = \sqrt{\exp(s_{\Delta}^2) - 1}$	0,1438
Variationskoeffizient V_{rt}	$V_{rt} = \sqrt{\frac{\text{VAR}[g_{rt}(X)]}{g_{rt}^2(X_m)}}$	0,0602
Variationskoeffizient V_r	$V_r = \sqrt{V_r^2 + V_{\delta}^2}$	0,1559
Standardabweichung Q_{rt}	$Q_{rt} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)}$	0,0601
Standardabweichung Q_{δ}	$Q_{\delta} = \sqrt{\ln(V_{\delta}^2 + 1)}$	0,1431
Standardabweichung Q	$Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)}$	0,1550
Wichtungsfaktor α_{rt}	$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q}$	0,3879
Wichtungsfaktor α_{δ}	$\alpha_{\delta} = \frac{Q_{\delta}}{Q}$	0,9233
Fraktilefaktor k_n	für n = 20 nach Tabelle D.1 DIN EN 1990 2010, V_x unbekannt	1,76
Fraktilefaktor $k_{d,n}$	für n = 20 nach Tabelle D.2 DIN EN 1990 2010, V_x unbekannt	3,64
Faktor zur Überführung der Widerstandsfunktion auf das charakteristische Niveau	$\frac{r_k}{g_r(X_m)} = b \cdot \exp(-1,64 \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_n \cdot Q_{\delta} - 0,5 \cdot Q^2)$	0,6941
Faktor zur Überführung der Widerstandsfunktion auf das Bemessungsniveau	$\frac{r_d}{g_r(X_m)} = b \cdot \exp(-3,04 \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_{d,n} \cdot Q_{\delta} - 0,5 \cdot Q^2)$	0,5241
Teilsicherheitsbeiwert γ	$\gamma_R = \frac{r_d}{r_k}$	1,324

Für die Nachrechnung der Versuche mit dem entwickelten Bemessungsmodell, die die Grundlage für die statistische Auswertung bildet, wurden beide Versagensmechanismen der Dübeltragfähigkeit nach den Gleichungen 5.7 sowie 5.8 berücksichtigt. Da in den Versuchen allerdings lediglich das Versagen des Betons beobachtet wurde, wurde bei der Bestimmung des Variationskoeffizienten V_{rt} der Widerstandsfunktion ausschließlich Gleichung 5.7 berücksichtigt. Da dem Betonversagen eine größere Streuung als dem Stahlversagen zuzuordnen ist, liegt dieses Vorgehen auf der sicheren Seite, sodass das Versagen des Betonstahls infolge Dübelwirkung indirekt in der statistischen Auswertung berücksichtigt wurde.

Schließlich ist noch die Überführung der Mittelwerte der Betondruckfestigkeit und der Verbundspannung in charakteristische Werte erforderlich. Dies erfolgt auf der Grundlage einer Normalverteilung gemäß Gleichung 5.13. Somit ergeben sich die Beziehungen gemäß der Gleichungen 5.15 und 5.16, die in der Widerstandsfunktion substituiert werden. Eine Ausnahme bilden der Traganteil der Rissprozesszone sowie der Traganteil der Dübelwirkung. Hier bleibt der Ausdruck f_{cm} erhalten, da es sich zum einen um die in Gleichung 5.5 definierte Bruchenergie handelt und zum anderen um den Ansatz gemäß Gleichung 5.8, der lediglich aus der Literatur übernommen wurde.

$$f_{cm} = 1,33 \cdot f_{ck} \quad (5.15)$$

$$\tau_{rm} = 1,15 \cdot \tau_{rk} \quad (5.16)$$

Der Mittelwert der Betonzugfestigkeit f_{ctm} wurde nicht auf den charakteristischen Wert überführt, da die Zugfestigkeit des Betons üblicherweise mit dem Mittelwert beschrieben wird. Die Widerstandsfunktion zur Berechnung der charakteristischen Querkrafttragfähigkeit einer Verbunddecke mit praxisrelevanter Betonstahlbewehrung ist in Gleichung 5.17 aufgeführt.

$$V_{RK} = 0,694 \cdot \left[\frac{2}{3} \cdot \frac{N_{s,II} + 1,15 \cdot \tau_{rk} \cdot b \cdot L_{II}}{b \cdot 1,33 \cdot f_{ck}} \cdot b \cdot f_{ctm} + \min \left\{ \frac{1,64 \cdot b_{min} \cdot h_{pc} \cdot f_{ctm}}{1,6 \cdot A_s \cdot \sqrt{f_{sk}} \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot \sqrt{1 - \eta_s^2}} \right\} + 0,12 \cdot \frac{73 \cdot f_{cm}^{0,18} \cdot E_{cm}}{f_{ctm}^2} \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot \frac{d_s}{d_{s,0}} + \frac{z_{sp} - 0,5 \cdot \left(\frac{N_{s,II} + 1,15 \cdot \tau_{rk} \cdot b \cdot L_{II}}{b \cdot 1,33 \cdot f_{ck}} \right)}{L_{III}} \cdot (N_{s,I} + 1,15 \cdot \tau_{rk} \cdot b \cdot L_I) \right] \quad (5.17)$$

In Gleichung 5.18 ist die Bemessungsgleichung zur besseren Übersicht nochmals mit den einzelnen Traganteilen nach den Gleichungen 5.19 bis 5.22 dargestellt.

$$V_{Rd} = \frac{0,694}{\gamma_R} \cdot [V_{C,cz} + V_{C,ct} + V_{C,ks} + V_{C,cs}] \quad (5.18)$$

Schubtragfähigkeit der ungerissenen Druckzone:

$$V_{C,CZ} = \frac{2}{3} \cdot z_{pl} \cdot b \cdot f_{ctm} \quad (5.19)$$

mit: $z_{pl} = \frac{N_{s,II} + 1,15 \cdot \tau_{rk} \cdot b \cdot L_{II}}{1,33 \cdot b \cdot f_{ck}}$

Schubtragfähigkeit der Rissprozesszone:

$$V_{C,ct} = \alpha \cdot \frac{G_f \cdot E_{cm}}{f_{ctm}} \cdot b \cdot \frac{d_s}{d_{s,0}} \quad (5.20)$$

mit: $\alpha = 0,12$
 $G_f = 73 \cdot f_{cm}^{0,18}$
 $d_{s,0} = 270 \text{ mm}$

Schubtragfähigkeit infolge Dübelwirkung:

$$V_{C,ks} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{C,ks,1} \\ V_{C,ks,2} \end{array} \right. \quad (5.21)$$

mit: $V_{C,ks,1} = 1,64 \cdot b_{min} \cdot h_{pc} \cdot f_{ctm}$
 $V_{C,ks,2} = 1,6 \cdot A_s \cdot \sqrt{f_{sk}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{1 - \eta_s^2}$

Traganteil der direkten Druckstrebe ins Auflager:

$$V_{C,cs} = \tan \theta \cdot (N_{s,I} + N_{p,I}) \quad (5.22)$$

mit: $\tan \theta = \frac{z_{sp} - 0,5 \cdot z_{pl}}{3 \cdot d_m}$
 $N_{p,I} = 1,15 \cdot \tau_{rk} \cdot b \cdot L_I$

Die Nachrechnung der Versuche mit dem entwickelten Ingenieurmodell erfolgte im Schubriss. Dabei wurde auch die detaillierte Berechnung des Angriffspunktes der Druckstrebe vorgenommen. Diese Nachrechnung bildet die Grundlage für die statistische Auswertung. Da allerdings auch eine vereinfachte Annahme von $\tan \theta$ möglich sein soll, ist im Zuge der statistischen Auswertung zu überprüfen, ob sich hierbei das Sicherheitsniveau nennenswert ändert. Weiterhin erfolgt in der Praxis die Bemessung im Abstand d vom Auflager. Um auch hier die Auswirkungen auf das Sicherheitsniveau diskutieren zu können, wurden die statistischen Auswertungen nochmals für den Bemessungsschnitt d durchgeführt. Dem entwickelten Modell liegt zugrunde, dass die Normalkraftbeanspruchung der Längsbewehrung mit dem Abstand zum Auflager zunimmt. Somit ist die Normalkraftausnutzung der Längsbewehrung im Schnitt d geringer als im tatsächlichen Schubriss. Aufgrund der hohen Normalkraftausnutzung wurde die Eigenschubtragfähigkeit des Verbundblechs im Ingenieurmodell nicht berücksichtigt. Da die hohe Normalkraftausnutzung der Längsbewehrung für den Bemessungsschnitt d allerdings nicht zutrifft, stellt sich die Frage, ob hier die Eigenschubtragfähigkeit des Verbundblechs aktiviert werden kann. Aus diesem Grund wurden zwei weitere statistische Auswertungen durchgeführt. Nachfolgend sind die

verschiedenen Auswertungen beschrieben und die Ergebnisse in den Tabellen 5.5 und 5.6 aufgeführt.

- Auswertung I: Nachweis im Schubriss und mit Berechnung von $\tan \theta$
- Auswertung II: Nachweis im Schubriss und mit vereinfachter Annahme von $\tan \theta$
- Auswertung III: Nachweis im Schnitt d und mit Berechnung von $\tan \theta$
- Auswertung IV: Nachweis im Schnitt d und vereinfachter Annahme von $\tan \theta$
- Auswertung V: Nachweis im Schnitt d mit Berechnung von $\tan \theta$ und zusätzlicher Berücksichtigung der Eigenschubtragfähigkeit des Verbundblechs
- Auswertung VI: Nachweis im Schnitt d mit vereinfachter Annahme von $\tan \theta$ und zusätzlicher Berücksichtigung der Eigenschubtragfähigkeit des Verbundblechs

Zu den Auswertungsvarianten III bis VI ist zusätzlich zu sagen, dass die Auswertungen unter Ansatz der tatsächlich im Blech und Betonstahl verankerten Zugkräfte im Schnitt d durchgeführt wurden. Diese Zugkräfte wurden den Dehnungsmessungen entnommen. Da lediglich für 15 der 27 Versuche vollständige Dehnungsmessungen verfügbar waren, beruhen die Auswertungsvarianten III bis VI auf der Grundgesamtheit von 15 Versuchen. Aufgrund der Endverankerungsmaßnahmen und des großen Überstandes der Versuchskörper, die zur Erzeugung eines Querkraftversagens erforderlich waren, ist die Längsbewehrung im Schnitt d und über dem Auflager rechnerisch nach dem Ingenieurmodell voll verankert. Für Verbunddecken trifft in der Realität die volle Verankerung der Zugkraft in diesen Schnitten allerdings nicht zu. Zudem wurden an diesen Stellen im Versuch geringere Ausnutzungen beobachtet. Würden die nach dem Modell theoretisch ermittelten Zugkräfte bei der statistischen Auswertung verwendet werden, würden

Tab. 5.5: Gegenüberstellung der statistischen Auswertungen I und II

Zeile	Bezeichnung	I	II
i	Mittelwertabweichung b	0,9210	0,9214
ii	Variationskoeffizient V_{δ}	0,1438	0,1526
iii	Variationskoeffizient V_{rt}	0,0602	0,0601
iv	Faktor zur Überführung auf das charakteristische Niveau	0,6941	0,6838
v	Faktor zur Überführung auf das Bemessungsniveau	0,5241	0,5083
vi	Teilsicherheitsbeiwert γ_R	1,324	1,345
vii	iv/i	0,7536	0,7421
viii	v/i	0,5691	0,5517

Tab. 5.6: Gegenüberstellung der statistischen Auswertungen III bis VI

Zeile	Bezeichnung	III	IV	V	VI
i	Mittelwertabweichung b	0,9780	1,0005	0,9225	0,9422
ii	Variationskoeffizient V_δ	0,1130	0,1196	0,1168	0,1245
iii	Variationskoeffizient V_{rt}	0,0699	0,0684	0,0666	0,0658
iv	Faktor zur Überführung auf das charakteristische Niveau	0,7592	0,7684	0,7131	0,7185
v	Faktor zur Überführung auf das Bemessungsniveau	0,5624	0,5603	0,5238	0,5179
vi	Teilsicherheitsbeiwert γ_R	1,350	1,371	1,361	1,387
vii	iv/i	0,7763	0,7680	0,7730	0,7626
viii	v/i	0,5751	0,5600	0,5678	0,5497

die Querkrafttragfähigkeiten überschätzt werden. Somit würde die statistische Auswertung schlechtere Ergebnisse liefern und ein direkter Vergleich der Auswertungen im Bemessungsschnitt d und im tatsächlichen Schubriss wäre nicht möglich.

Ein Vergleich der Mittelwertabweichungen b der Auswertungen im Schubriss (I und II) mit den Auswertungen im Schnitt d (III bis VI) zeigt, dass die Nachrechnung im Schubriss das Widerstandsmodell gut abbildet. Dabei wurden die vorn vorgeschlagenen Vereinfachungen hinsichtlich der Verteilung der Zugkräfte auf das Verbundblech und die Betonstahlbewehrung ebenso berücksichtigt, wie das zur Querkraft gehörige Moment, das im Versuchskörper wirkte. Bei den Auswertungen III bis VI wurden die tatsächlich vorhandenen Normalkräfte im Betonstahl und Verbundblech bei der Berechnung der Querkrafttragfähigkeit verwendet. Hier zeigt sich eine noch bessere Übereinstimmung zwischen Modell und Versuch. Ein Vergleich der Auswertungen III und V sowie IV und VI macht deutlich, dass die Eigenschubtragfähigkeit der hier untersuchten Verbundbleche im Vergleich zur Gesamtschubtragfähigkeit der Verbunddecke gering ist.

Um die statistischen Auswertungen miteinander vergleichen zu können, wurden Verhältnisse zwischen dem Faktor zur Überführung auf das charakteristische Niveau und der Mittelwertabweichung b (Zeile vii) sowie dem Faktor zur Überführung auf das Bemessungsniveau und der Mittelwertabweichung b (Zeile viii) gebildet. Somit wird ersichtlich, dass das Sicherheitsniveau für alle sechs Auswertungen sehr ähnlich ist. Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit beträgt ca. 74 - 77 % des Mittelwertes der Versuche und der Bemessungswert ca. 55 - 57 % des Mittelwertes der Versuche. Da die Tragfähigkeit bei einer Nachweisführung im Schnitt d geringer ist als bei einer Nachweisführung an der Stelle des tatsächlichen Schubrisses, ist zu überlegen, ob hier eine Anpassung erfolgen sollte. Stellt man den Faktor zur Überführung auf das charakteristische Niveau der Auswertung I dem Faktor zur Überführung auf das Bemessungsniveau der Auswertung III gegenüber,

ergibt sich ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_R = 1,234$. Für das gleiche Vorgehen bei den Auswertungen II und IV ergibt sich ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_R = 1,220$. Es wird daher vorgeschlagen, den Teilsicherheitsbeiwert entsprechend anzupassen. Alternativ könnte auch eine Anpassung des Vorfaktors in Gleichung 5.18 erfolgen.

Zuletzt wird die vereinfachte Annahme von $\tan \theta$ in Bezug auf die statistische Auswertung betrachtet. Hierzu wird zunächst auf die Variationskoeffizienten eingegangen. V_δ beinhaltet die Streuung der Versuchsergebnisse um die Widerstandsfunktion und liegt für sämtliche Auswertungen in etwa in der gleichen Größenordnung. Es kann jedoch die Tendenz festgestellt werden, dass sich die Streuung V_δ leicht erhöht, wenn $\tan \theta$ vereinfacht mit 0,21 angenommen wird. Im Gegenzug nimmt die Streuung der Widerstandsfunktion V_{rt} leicht ab, da die Basisvariable z_{sp} entfällt. Diese Effekte resultieren schließlich darin, dass sich für die Auswertung mit einer vereinfachten Annahme von $\tan \theta$ (II, IV und VI) ein minimal größerer Teilsicherheitsbeiwert ergibt.

5.8 Vorschlag eines vereinfachten baupraktischen Bemessungsansatzes

Um eine einfache Anwendung des entwickelten Bemessungsmodells in der Praxis zu ermöglichen, wurde ein vereinfachtes baupraktisches Bemessungsmodell entwickelt. Es erfordert im Vergleich zum Ingenieurmodell deutlich weniger Berechnungsaufwand. Hierbei wurden bereits bekannte Vorgehensweisen aus dem Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken aus dem aktuell gültigen Regelwerk *DIN EN 1994-1-1 2010* aufgegriffen. Die Ergebnisse liegen im Vergleich zu den Berechnungen nach dem Ingenieurmodell auf der sicheren Seite. Es wurden die folgenden Vereinfachungen vorgenommen:

- An der Auflagervorderkante werden die dort verankerten Zugkräfte im Betonstahl sowie im Verbundblech ermittelt.
- Diese Normalkräfte werden verwendet, um die Höhe z_{pl} der Betondruckzone im Schnitt d neben dem Auflager zu berechnen und anschließend den Querkrafttraganteil $V_{c,cz}$ der Druckzone zu bestimmen.
- Diese Normalkräfte werden ebenso verwendet, um den Traganteil $V_{c,cs}$ der direkten Druckstrebe ins Auflager zu berechnen.
- Mit der solchermaßen ermittelten Normalkraft im Betonstahl wird auch dessen Ausnutzungsgrad η_s ermittelt, der bei der Bestimmung des Traganteils $V_{c,ks}$ infolge Dübelwirkung Eingang findet.

Diese Vereinfachungen sind mit der Berechnung des wirksamen Bewehrungsgrades ρ_l im aktuellen Nachweisformat vergleichbar. Um auch für das vereinfachte baupraktische Bemessungsmodell das Sicherheitsniveau diskutieren zu können, wurden alle 27 Versuche erneut statistisch ausgewertet.

5.8 Vorschlag eines vereinfachten baupraktischen Bemessungsansatzes

Nachfolgend sind die verschiedenen Auswertungen beschrieben und die Ergebnisse in Tabelle 5.7 aufgeführt.

- Auswertung VII: Nachweis im Schnitt d und mit Berechnung von $\tan \theta$
- Auswertung VIII: Nachweis im Schnitt d und vereinfachter Annahme von $\tan \theta$
- Auswertung IX: Nachweis im Schnitt d mit Berechnung von $\tan \theta$ und zusätzlicher Berücksichtigung der Eigenschubtragfähigkeit des Verbundblechs
- Auswertung X: Nachweis im Schnitt d mit vereinfachter Annahme von $\tan \theta$ und zusätzlicher Berücksichtigung der Eigenschubtragfähigkeit des Verbundblechs

Tab. 5.7: Gegenüberstellung der verschiedenen statistischen Auswertungen des vereinfachten Bemessungsansatzes

Zeile	Bezeichnung	VII	VIII	IX	X
i	Mittelwertabweichung b	0,7308	0,7116	0,7039	0,6862
ii	Variationskoeffizient V_δ	0,1781	0,2071	0,1721	0,2009
iii	Variationskoeffizient V_{rt}	0,0702	0,0694	0,0679	0,0677
iv	Faktor zur Überführung auf das charakteristische Niveau	0,5149	0,4759	0,5020	0,4647
v	Faktor zur Überführung auf das Bemessungsniveau	0,3644	0,3200	0,3594	0,3161
vi	Teilsicherheitsbeiwert γ_R	1,413	1,487	1,397	1,470
vii	iv/i	0,7046	0,6688	0,7132	0,6766
viii	v/i	0,4986	0,4497	0,5106	0,4603

Die Bemessungswerte können direkt mit den Bemessungswerten aus der Tabelle 5.6 verglichen werden. Bedingt durch die höheren Variationskoeffizienten und die höhere Mittelwertabweichung ergeben sich Bemessungswerte der Tragfähigkeit, die etwa 20 % niedriger sind als bei einer genauen Berechnung nach dem vorgestellten Ingenieurmodell. Auch für den vorgeschlagenen vereinfachten baupraktischen Bemessungsansatz sollte über eine mögliche Anpassung des Teilsicherheitsbeiwertes zur Etablierung eines angemessenen Sicherheitsniveaus diskutiert werden.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Bemessung von Verbunddecken ist in *DIN EN 1994-1-1 2010* geregelt. Allerdings wird für die Querkraftbemessung von Verbunddecken auf das Modell für nicht schubbewehrte Betonquerschnitte in *DIN EN 1992-1-1 2011* verwiesen, da bis vor kurzem kein eigenständiges Modell für Verbunddecken zur Verfügung stand. Bei dem Modell aus *DIN EN 1992-1-1 2011* handelt es sich um ein semiempirisches Bemessungsmodell, das auf den Kamm- und Zahnmodellen basiert und durch die Auswertung einer umfangreichen Datenbank entwickelt wurde. Das spezielle Trag- und Verbundverhalten von Verbunddecken findet in diesem Modell allerdings keine Berücksichtigung. Außerdem fehlt der Bezug zur besonderen Geometrie der Verbundbleche sowie die Berücksichtigung der eigenen Schubtragfähigkeit. Für Verbunddecken aus Leichtbeton wurde zudem bereits in *Kurz u. Mechtcherine 2009* ein Sicherheitsdefizit festgestellt.

Aufgrund der vorherigen Ausführungen wurde in *Hartmeyer 2014* ein mechanisches Bemessungsmodell für die Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken, die ausschließlich durch das Verbundblech längsbewehrt sind, entwickelt. Das Modell ist gleichermaßen für Verbunddecken aus Leichtbeton und Normalbeton gültig, allerdings lag der Fokus der Untersuchungen auf leichten Verbunddecken. In der Praxis werden Verbunddecken stets mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung hergestellt. Jedoch kann die traglaststeigernde Wirkung der Betonstahlbewehrung in dem bisherigen Modell für Verbunddecken nicht umfassend berücksichtigt werden. Somit bestand weiterhin Forschungsbedarf, um die Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken mit kombinierter Längsbewehrung mechanisch und wirtschaftlich beschreiben zu können. Die vorliegende Arbeit leistet hierzu einen Beitrag.

Das Querkraftversagen von Verbunddecken mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung ist nah an dem Biegeversagen der Verbunddecke einzuordnen, was die Konzeption von Querkraftversuchen erheblich erschwert. Dennoch wurden Versuche an Verbunddecken mit hochfester Betonstahlbewehrung durchgeführt, bei denen Querkraftversagen beobachtet werden konnte. In den Versuchen wurde zunächst Biegerissbildung beobachtet. Aus einem der Biegerisse entwickelte sich der Biegeschubriss, der sich bis in die Druckzone hinein fortpflanzte. Im Gegensatz zu dem bekannten Versagenshergang bei Schubversagen, handelte es sich hierbei allerdings um ein stabiles Risswachstum. Sobald der Schubriss die Druckzone erreichte, fand ein Systemwechsel statt und es stellten sich zwei Druckstreben ein. Eine Druckstrebe stützte sich im Schubriss auf dem Verbundblech ab und die

zweite Druckstrebe verlief direkt ins Auflager. Im weiteren Versuchsverlauf konnte die Last erheblich gesteigert werden. Dabei wurde die Längsrissbildung in Richtung des Auflagers beobachtet. Über die kontinuierliche Dehnungsmessung mittels Sensorfaser konnte später belegt werden, dass die Querkraft, die über den Schubriss hinweg übertragen wird, über Zugspannungen wieder in den Beton eingetragen wird. Für das Querkrafttragverhalten von Verbunddecken mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung ist die klassische Biegetheorie unter Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte nicht gültig. Es handelt sich vielmehr um einen Lastabtrag im Sinne des Bogenzugband-Modells respektive des Sprengwerks.

Auf der Grundlage der oben beschriebenen Versuchsbeobachtungen wurde ein mechanisch begründetes Bemessungsmodell für Verbunddecken aus Normalbeton entwickelt, das vier Traganteile additiv berücksichtigt. Die Schubtragfähigkeit der ungerissenen Druckzone, der Traganteil der Rissprozesszone und die gemischte Dübelwirkung von Blech und Betonstahl stellen das Gleichgewicht im Riss her. Zusätzlich wird im Sinne einer Systemtragfähigkeit der vertikale Anteil der direkten Druckstrebe ins Auflager in Ansatz gebracht. Bei dem entwickelten Modell steht die Querkrafttragfähigkeit im direktem Zusammenhang mit der Biegebeanspruchung des Bauteils. In vielen Modellen wird die Querkrafttragfähigkeit als reine Querschnittstragfähigkeit ermittelt, was jedoch kritisch zu sehen ist. Einerseits können Schub- und Normalspannungen im Sinne des von Mises Vergleichskriteriums nicht unabhängig voneinander betrachtet werden und andererseits bestimmt das einwirkende Biegemoment direkt die Eingangsrößen für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit. Diese sind z.B. die Höhe der Druckzone oder die Ausnutzung des Betonstahls. Eine losgelöste Betrachtung von Biege- und Querkrafttragfähigkeit ist folglich nicht realistisch. Mit dem in dieser Arbeit entwickelten Modell zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens kann zudem das unterschiedliche Verbundverhalten von Profilblech und Betonstahl berücksichtigt werden. Auch die unterschiedlichen Verbundeigenschaften infolge der Blechgeometrien finden Eingang, sodass das Modell sowohl für hinterschnittene als auch für offene Profilblechgeometrien sehr gute Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen liefert. Zusammenfassend kann gesagt werden, dass mit dem Ergebnis dieser Arbeit erstmals die Möglichkeit besteht, die Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken unter der Kombination der Bewehrungsarten Verbundblech sowie Betonstahl mechanisch zu beschreiben. Im Vergleich zu den bisherigen Modellen ist somit eine erhebliche Traglaststeigerung möglich, was einen wirtschaftlichen Vorteil für Verbunddecken mit sich bringt. Im Zuge der Überarbeitung der Eurocodes wurde das entwickelte Modell bereits in den Entwurf der DIN EN 1994-1-1 (s. *prEN 1994-1-1 2020*) aufgenommen.

Eine Erweiterung des Modells auf Verbunddecken mit Leichtbeton ist aufgrund der variablen Gestaltung sowie der direkten Einbeziehung der Materialeigenschaften möglich. Für den Traganteil der Druckzone sowie der Rissprozesszone finden sich bereits Ansätze in *Hartmeyer 2014*, die als Grundlage dienen können. Für die Traganteile der gemischten Dübelwirkung sowie

der direkten Druckstrebe sind noch Formulierungen zu erarbeiten, die die spezifischen Materialeigenschaften des Leichtbetons beinhalten. Eine experimentelle Verifizierung des weiterentwickelten Modells ist jedoch unabdingbar.

Aufgrund der Schwierigkeit, Querkraftversagen in Versuchen an Verbunddecken zu erzeugen, wurden die Versuchskörper mit einem hohen Längsbewehrungsgrad sowie hohen Deckenhöhen ausgeführt. Da nun die Möglichkeit besteht, Versuchskörper umfassend vordimensionieren zu können, sind weitere Versuche denkbar, um die Auswirkungen eines geringeren Ausnutzungsgrades oder üblicher Deckenhöhen auch experimentell zu untersuchen. In dieser Arbeit wurden diese Effekte theoretisch erfasst.

Literaturverzeichnis

Autorenkollektiv 2012

Autorenkollektiv: *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)*. Heft 600 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Berlin, 2012

Bachmann u. Thürlimann 1966

Bachmann, Hugo ; Thürlimann, Bruno: *Schubbemessung von Balken und Platten aus Stahlbeton, Stahlbeton mit Spannzulagen und Spannbeton*. Zürich, ETH Zürich, Dissertation, 1966

Baumann u. Rüschi 1970

Baumann, Theodor ; Rüschi, Hubert: *Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens*. Heft 210 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Berlin, 1970

Bode u. Minas 1996

Bode, H. ; Minas, F.: *Gutachten zum Tragverhalten von SUPER-HOLORIB-Verbunddecken*. Kaiserslautern, 1996

Bode 1998

Bode, Helmut: *Euro-Verbundbau: Konstruktion und Berechnung*. 2. Auflage. Düsseldorf, 1998

Claßen 2016

Claßen, Martin: *Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Verbunddübelleisten und großen Stegöffnungen*. Aachen, RWTH Aachen, Dissertation, 2016

Dehn 2002

Dehn, F.: *Einflussgrößen auf die Querkrafttragfähigkeit schubunbewehrter Bauteile aus konstruktivem Leichtbeton*. Leipzig, Universität Leipzig, Dissertation, 2002

DIN 50125 2016

DIN 50125 Prüfung metallischer Werkstoffe - Zugproben. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2016

DIN EN 10346 2015

DIN EN 10346 Kontinuierlich schmelztauchveredelte Flacherzeugnisse aus Stahl zum Kaltumformen - Technische Lieferbedingungen; Deutsche Fassung EN10346:2015. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2015

DIN EN 12390

Prüfung von Festbeton - Teile 1-13. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin,

DIN EN 1990 2010

DIN EN 1990 Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010

DIN EN 1992-1-1 2011

Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1.1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2011

DIN EN 1993-1-3 2010

Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-3: Allgemeine Regeln - Ergänzende Regeln für kaltgeformte Bauteile und Bleche; Deutsche Fassung EN 1993-1-3:2006 + AC:2009. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010

DIN EN 1994-1-1 2010

Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010

DIN EN 1994-1-2 2010

Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN1994-1-2:2005 + AC:2008. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010

DIN EN ISO 6892 2017

Metallische Werkstoffe - Zugversuch - Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur (ISO 6892-1:2016); Deutsche Fassung EN ISO 6892-1:2016. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2017

Faust 2002

Faust, T.: *Leichtbeton im konstruktiven Ingenieurbau.* Berlin, 2002

Fenwick u. Paulay 1968

Fenwick, R. C. ; Paulay, Thomas: Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams. In: *Journal of the Structural Division of the American Society of Civil Engineers (ACSE)* (1968), S. 2325–2350

Fingerloos u. a. 2012

Fingerloos, Frank ; Hegger, Josef ; Zilch, Konrad: *Eurocode 2 für Deutschland: DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit nationalem Anhang ; kommentierte Fassung.* 1. Aufl. Berlin, 2012

Fischer 1997

Fischer, J.: *Versagensmodell für Schubschlanke Balken*. Heft 480 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Berlin, 1997

Grimm 1996

Grimm, Rainer: *Einfluß bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone*. Darmstadt, TU Darmstadt, Dissertation, 1996

Grimm 1997

Grimm, Rainer: *Einfluß bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone*. Heft 447 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Berlin, 1997

Hamadi u. Regan 1980

Hamadi, Y. D. ; Regan, P. E.: Behaviour in Shear of Beams with Flexural Cracks. In: *Mag. of Concrete Research* (1980), S. 67–77

Hartmeyer 2014

Hartmeyer, Simon: *Ein Modell zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Stahlverbunddecken aus Leicht- und Normalbeton*. Kaiserslautern, Technische Universität Kaiserslautern, Dissertation, 2014

Hegger u. a. 1999

Hegger, J. ; König, G. ; Zilch, K. ; Reineck, K.-H. ; u.a.: *Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1*, Abschlussbericht DIBt Forschungsvorhaben IV1-5-876/98, 1999

Hillerborg 1983

Hillerborg, Arne: Analysis of one Single Crack. In: *Fracture Mechanics of Concrete* (1983)

Hordijk 1990

Hordijk, D. A.: *Deformation Controlled Uniaxial Tensile Tests on Concrete*, TU Delft, Stevin-report 25.5.90-7/VFA, 1990

Jungbluth 1986

Jungbluth, Otto: *Verbund- und Sandwichtragwerke: Tragverhalten, Feuerwiderstand, Bauphysik*. Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo, 1986

Jungwirth 1970

Jungwirth, D.: *Elektronische Berechnung des in einem Stahlbetonbalken im gerissenen Zustand auftretenden Kräftezustandes unter besonderer Berücksichtigung des Querkraftbereichs*. Heft 211 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Berlin, 1970

Kani 1964

Kani, G.N.J.: The Riddle of Shear Failure and its Solution. In: *ACI-Journal* (1964), Nr. 61, S. 441–467 und 1587–1636

Kani 1966

Kani, G.N.J.: Basic Facts concerning Shear Failure. In: *ACI-Journal* (1966), Nr. 63, S. 675–692

Keller 2007

Keller, Christina: *Ein Beitrag zum Querkrafttragverhalten von Stahl- und Spannbetonbauteilen*. Leipzig, Universität Leipzig, Dissertation, 2007

König u. a. 1999

König, G. ; Dehn, F. ; Kliver, J. ; Schneck, G.: *Tragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach DIN 1045-1: Teilbericht (Kapitel 5) zum Abschlussbericht für das DIBt - Forschungsvorhaben IV 1-5-876 / 98: "Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1"*. Leipzig, Abschlussbericht, 1999

Kordina u. Blume 1985

Kordina, Karl ; Blume, Franz: *Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente*. Heft 364 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Berlin, 1985

Kurz 2008

Kurz, Wolfgang: *Gutachterliche Stellungnahme: Tragfähigkeitsuntersuchungen an LEWIS-Schwalbenschwanzplatten*. Kaiserslautern, 2008

Kurz 2019

Kurz, Wolfgang: *Gutachterliche Stellungnahme Nr. 19/905: Bestimmung der Tragfähigkeiten der Hody-Verbunddecke Typ Hody SB 60 im Endzustand*. Kaiserslautern, 2019

Kurz u. Mechtcherine 2009

Kurz, Wolfgang ; Mechtcherine, Viktor: *Leicht Bauen mit Verbunddecken im Wohnungs- und Gewerbebau: Schlussbericht zum BBR Projekt mit Aktenzeichen Z6-10.08.18.7-07.9/II2-F20-07-19*. Kaiserslautern und Dresden, TU Kaiserslautern und TU Dresden, Schlussbericht, 2009

Kurz u. a. 2010

Kurz, Wolfgang ; Mensinger, Martin ; Kohlmeyer, Christian ; Sauerborn, Ingeborg ; Sauerborn, Norbert: *Verbundträger und Deckensysteme*. In: *Stahlbaukalender 2010*, 12. Jahrgang, S.483-571, 2010

Kurz u. a. 2018

Kurz, Wolfgang ; Mensinger, Martin ; Sauerborn, Ingeborg ; Sauerborn, Norbert ; Claßen, Martin: *Verbundträger und Deckensysteme*. In: *Stahlbaukalender 2018*, 20. Jahrgang, S.435-522, 2018

Leonhardt u. Mönning 1984

Leonhardt, F. ; Mönning, E.: *Vorlesungen über Massivbau: Teil 1 Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*. 3. Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo, 1984

Leonhardt u. Walther 1962

Leonhardt, F. ; Walther, R.: *Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung*. Heft 151 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Berlin, 1962

Martin-Pérez u. Pantazopoulou 2001

Martin-Pérez, B. ; Pantazopoulou, S. J.: Effect of bond, aggregate interlock and dowel action on the shear strength degradation of reinforced concrete. In: *Engineering Structures* (2001), Nr. 23, S. 214–227. – ISSN 01410296

Model Code 1990

CEB-FIB Model Code 1990: Design Code. Comité Euro-International du Béton, 1993, London, 1990

Model Code 2010

Model Code 2010: First complete draft, Volume 1. International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, 2010

Mörsch

Mörsch, Emil: Die Schubsicherung der Eisenbetonbalken. In: *Beton und Eisen* 26 (1927), S. 27–35

Paulay u. a. 1974

Paulay, T. ; Park, R. ; Phillips, M. H.: Horizontal construction joints in cast in plane concrete - Vol. II. In: *Special Publikation SP-42 Shear in Reinforced Concrete*. 1974, S. 599–616

Pereira u. Simões 2019

Pereira, Miguel ; Simões, Rui: Contribution of steel sheeting to the vertical shear capacity of composite slabs. In: *Journal of Constructional Steel Research* 161 (2019), S. 275–284

Popo-Ola 2006

Popo-Ola, S. O.: *Report submitted to Corus Panels and Profiles: Composite Floor Testing of CF80 Steel Decking (S440) To BS 5950: Part 4 and Eurocode 4*, Imperial College London, Test Report, 2006

prEN 1994-1-1 2020

Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings: SC4.T6: Draft prEN 1994-1-1: 042020 + comments. CEN European Committee for Standardization, 2020

Reineck u. a. 2007

Reineck, K.-H. ; Kuchma, D. A. ; Fitik, B.: *Erweiterte Datenbank zur Überprüfung der Querkraftbemessung von Konstruktionsbauteilen ohne und mit Bügel*. Heft 597 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Berlin, 2007

Reineck 1990

Reineck, Karl-Heinz: *Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen*. Stuttgart, Universität Stuttgart, Dissertation, 1990

Reinhardt u. a. 1986

Reinhardt, H.-W. ; Cornelissen, H.A.W. ; Hordijk, D. A.: Tensile Tests and Failure Analysis of Concrete. In: *Journal of Structural Engineering* Vol. 112 (1986), Nr. 11, S. 2462–2477

Remmel 1992

Remmel, Gerd: *Zum Zugtragverhalten hochfester Betone und seinem Einfluß auf die Querkrafttragfähigkeit von schlanken Bauteilen ohne Schubbewehrung*. Darmstadt, TU Darmstadt, Dissertation, 1992

Remmel 1994

Remmel, Gerd: *Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton*. Heft 444 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Berlin, 1994

Roik u. a. 1993

Roik, K. ; Bergmann, R. ; Haensel, J. ; Hanswille, G.: *Verbundkonstruktionen. Bemessung auf der Grundlage des Eurocode 4 Teil 1*. In: *Betonkalender 1993 Teil III*, 1993

Sauerborn 1995

Sauerborn, I.: *Zur Grenztragfähigkeit von durchlaufenden Verbunddecken*. Kaiserslautern, TU Kaiserslautern, Dissertation, 1995

Stark u. Stark 2012

Stark, J.W.B. ; Stark, R. J.: *Report: Vertical Shear Resitstance of Composite Floors with ComFlor 60 - Evaluation of Tests Reported in SPO/ICON-RT-11-10-V01 (Imperial College)*. 2012

Tata Steel 2016

Tata Steel: *ComFlor manual: Composite floor decking design and technical information*. 2016

Taylor 1974

Taylor, H.P.J.: The fundamental behaviour of reinforced concrete beams in bending and shear. In: *Shear in Reinforced Concrete (SP 42)* (1974), S. 43–77

Tue u. a. 2016

Tue, Nguyen V. ; Ehmann, Rainer ; Betschoga, Christoph ; Tung, Nguyen D.: Schubversuche an simulierten Durchlaufbalken ohne Querkraftbewehrung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2016), Nr. 11, S. 738–748. – ISSN 00059900

Tue u. a. 2015

Tue, Nguyen V. ; Ehmann, Rainer ; Tung, Nguyen D.: Schubversuche an Stahlbetonbalken unterschiedlicher M/V-Kombinationen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), Nr. 7, S. 446–457. – ISSN 00059900

Tue u. a. 2014

Tue, Nguyen V. ; Theiler, Werner ; Tung, Nguyen D.: Schubverhalten von Biegebauteilen ohne Querkraftbewehrung. In: *Beton- und Stahlbetonbau*

109 (2014), Nr. 10, S. 666–677. – ISSN 00059900

Tung u. Tue 2016

Tung, Nguyen D. ; Tue, Nguyen V.: A new approach to shear design of slender reinforced concrete members without transverse reinforcement. In: *Engineering Structures* 107 (2016), S. 180–194. – ISSN 01410296

Vecchio u. Collins 1986

Vecchio, F. J. ; Collins, M. P.: *The Modified Compression-Field Theory for reinforced concrete elements subjected to shear*. In: *ACI Journal* 1986, Band 88, S. 219-231, 1986

Walther 1962

Walther, R.: Über die Berechnung der Schubtragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken - Schubbruchtheorie. (1962), Nr. 11, S. 261–271

Z-12.5-96 2015

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-12.5-96: Ankerstabstahl St 900/1100 mit Gewinderippen AWM 1100 Nenndurchmesser: 15 und 20 mm, Stahlwerk Annahütte Max Aicher GmbH & Co. KG, 01.10.2015 - 01.10.2020. Deutsches Institut für Bautechnik DIBt, Berlin, 2015

Z-26.1-22 2016

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.1-22: COFRASTRA Verbunddecken, ArcelorMittal Construction Deutschland GmbH, 28.07.2016 - 28.07.2021. Deutsches Institut für Bautechnik DIBt, Berlin, 2016

Z-26.1-36 2017

Allgemeine Bauartgenehmigung Z-26.1-36: Balkendecken mit LEWIS-Böden, REPPEL b.v. Bouwspecialiteiten, 05.12.2017 - 05.12.2022. Deutsches Institut für Bautechnik DIBt, Berlin, 2017

Z-26.1-37 2017

Allgemeine Bauartgenehmigung Z-26.1-37: ComFlor 210 - Verbunddecke, Tata Steel UK Ltd. Panels & Profiles Shotton Works Deeside, 22.11.2017 - 22.11.2022. Deutsches Institut für Bautechnik DIBt, Berlin, 2017

Z-26.1-4 2019

Allgemeine Bauartgenehmigung Z-26.1-4: Holorib-Verbunddecke, Montana Bausysteme AG, 01.08.2019 - 01.08.2024. Deutsches Institut für Bautechnik DIBt, Berlin, 2019

Z-26.1-45 2018

Allgemeine Bauartgenehmigung Z-26.1-45: SUPER-HOLORIB SHR 51-Verbunddecke, Montana Bausysteme AG, 13.03.2018 - 13.08.2023. Deutsches Institut für Bautechnik DIBt, Berlin, 2018

Z-26.1-52 2019

Allgemeine Bauartgenehmigung Z-26.1-52: Verbunddecke Hody SB 60, REPPEL b.v. Bouwspecialiteiten, 01.07.2019 - 01.07.2024. Deutsches Institut für Bautechnik DIBt, Berlin, 2019

Zdenek u. a. 1983

Zdenek, P. ; Bazant ; Oh, B. H.: Crack Band Theory for Fracture of Concrete.
In: *Materials and Structures* Vol. 16 (1983), Nr. 93, S. 155 ff.

Zilch u. Zehetmaier 2010

Zilch, Konrad ; Zehetmaier, Gerhard: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Berlin, Heidelberg, 2010

Zink 2000

Zink, Martin: *Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung*. Leipzig, Universität Leipzig, Dissertation, 2000

Studentische Arbeiten

Die nachfolgend aufgelisteten Arbeiten wurden innerhalb des Forschungsprojektes durchgeführt und durch die Verfasserin dieser Dissertation betreut.

Bamberg, Vincent; Kirsch, Christophe; Malherbe, David: Messungen mittels Photogrammetrie bei Querkraftversuchen an Verbunddecken, Bauteilpraktikum.

Djadkov, Georg: Modellierung und numerische Simulation von Querkraftversuchen an Verbunddecken, Masterarbeit.

Grethen, Christopher: Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von Verbunddecken mit praxisrelevanter Betonstahlbewehrung, Masterarbeit.

Halbmann, Korbinian: Experimentelle Untersuchungen der Einflussparameter Lage der Bewehrung sowie Deckenstärke auf das Querkrafttragverhalten von Verbunddecken, Studienprojekt.

Halbmann, Korbinian; Tomelleri, Ingo: Prüfung metallischer Werkstoffe mittels Zugversuchen, Bauteilpraktikum.

Jöst, Nathalie: Experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von Verbunddecken mit hochfester Betonstahlbewehrung, Studienprojekt.

Parries, Charles: Experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von Verbunddecken, Studienprojekt.

Thoma, Carole: Modell zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken nach Hartmeyer, Studienarbeit.

Tomelleri, Ingo: Modellierung und numerische Simulation von Querkraftversuchen an Verbunddecken, Studienprojekt.

A Abmessungen des Versuchsaufbaus und der Versuchskörper

Nachfolgend sind die Abmessungen des Versuchsaufbaus und der Versuchskörper für jede Versuchsserie getrennt aufgeführt. Die Erläuterung zu den Abmessungen des Aufbaus (L_0 bis L_2) findet sich in Abbildung 4.2. Die Breite der jeweiligen Versuchskörper ist direkt in den Tabellen mit aufgeführt. Die übrigen Abmessungen der Versuchskörper können der Versuchsbezeichnung entnommen werden, wobei die Erläuterung der Parameter in Abbildung 4.1 dargestellt ist. Die Betonstahlbewehrung wurde in Form einer Bewehrungsmatte direkt auf den Obergurten der Bleche angeordnet.

Tab. A.1: Versuchsserie 1

Versuch	Abmessungen [cm]				a/d_m	Breite [cm]
	L_0	L_s	L_1	L_2		
SHR-1,00-180-C20/25-0-1	50	50	120	180	3,0	70
SHR-1,00-180-C20/25-0-2	60	40	120	180	2,4	70
SHR-1,00-180-C20/25-Ø6/15-1	44	56	150	150	3,5	70
SHR-1,00-180-C20/25-Ø6/15-2	50	50	120	180	3,1	70
Hody-1,00-180-C20/25-0-1	47,5	45	110	162,5	3,0	110
Hody-1,00-180-C20/25-0-2	47,5	45	110	162,5	3,0	110
Hody-1,00-180-C20/25-Ø6/20-1	47,5	45	110	162,5	3,0	110
Hody-1,00-120-C20/25-0-1	40	27	80	113	3,0	110
Hody-1,00-120-C20/25-Ø6/20-1	40	27	80	113	3,1	110
SHR-1,00-120-C20/25-0-1	42,5	32	90	130,5	3,1	70
SHR-1,00-120-C20/25-Ø6/15-1	42,5	32	90	130,5	3,2	70
C70-1,00-120-C20/25-0-1	65	27	70	98	3,0	80
C70-1,00-120-C20/25-Ø6/18-1	65	27	70	98	3,2	80
C70-1,00-180-C20/25-0-1	60	45	100	160	3,0	80
C70-1,00-180-C20/25-Ø6/18-1	60	45	100	160	3,1	80

Tab. A.2: Versuchsserie 2

Versuch	Abmessungen [cm]				a/d_m	Breite [cm]
	L_0	L_s	L_1	L_2		
SHR-1,00-300-C50/60-Ø12/15-1	20	82	164	102	3,0	70
SHR-1,00-300-C50/60-Ø12/15-2	20	82	164	102	3,0	70
Hody-1,00-300-C50/60-Ø12/20-1	50	78	156	132	3,0	110
Hody-1,00-300-C50/60-Ø12/20-2	50	78	156	132	3,0	110
C70-1,00-300-C50/60-Ø12/18-1	50	78	156	128	3,0	80
C70-1,00-300-C50/60-Ø12/18-2	50	78	156	128	3,0	80

Tab. A.3: Versuchsserien 3 und 4

Versuch	Abmessungen [cm]				a/d_m	Breite [cm]
	L_0	L_s	L_1	L_2		
SHR-1,00-300-C30/37-Ø15/15h-1	50	80	240	130	3,0	37
SHR-1,00-300-C30/37-Ø15/15h-2	50	80	240	130	3,0	37
C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18h-1	50	80	240	130	3,3	46
C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18h-2	50	80	240	130	3,3	46
Hody-1,00-280-C30/37-Ø15/20h-1	50	70	210	170	3,0	50
Hody-1,00-280-C30/37-Ø15/20h-2	50	70	210	170	3,0	50
CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30h-1	50	70	210	170	3,3	69
CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30h-2	50	70	210	170	3,3	69
Hody-0,75-280-C30/37-Ø15/20h-1	50	70	210	170	3,0	50
Hody-0,75-280-C30/37-Ø15/20h-2	50	70	210	170	3,0	50
SHR-1,25-300-C30/37-Ø15/15h-1	50	80	240	130	3,0	37
SHR-1,25-300-C30/37-Ø15/15h-2	50	80	240	130	3,0	37
SHR-0,75-300-C30/37-Ø15/15h-1	50	80	240	130	3,0	37
SHR-0,75-300-C30/37-Ø15/15h-2	50	80	240	130	3,0	37
SHR-1,00-300-C30/37-Ø20/15h-1	50	80	240	130	3,0	37
SHR-1,00-300-C30/37-Ø20/15h-2	50	80	240	130	3,0	37
Hody-1,00-280-C30/37-Ø20/20h-1	50	70	210	170	3,0	50
Hody-1,00-280-C30/37-Ø20/20h-2	50	70	210	170	3,0	50
Hody-1,00-280-C50/60-Ø15/20h-1	50	70	210	170	3,0	50
Hody-1,00-280-C50/60-Ø15/20h-2	50	70	210	170	3,0	50
SHR-1,00-300-C50/60-Ø15/15h-1	50	80	240	130	3,0	37
SHR-1,00-300-C50/60-Ø15/15h-2	50	80	240	130	3,0	37
C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18hu-1	50	80	240	130	3,0	46
C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18hu-2	50	80	240	130	3,0	46
CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30hu-1	50	70	210	170	2,9	69
CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30hu-2	50	70	210	170	2,9	69
SHR-0,75-250-C30/37-Ø15/15h-1	50	65	195	190	3,1	37
SHR-0,75-250-C30/37-Ø15/15h-2	50	65	195	190	3,1	37
C70-1,00-250-C30/37-Ø15/18h-1	50	65	195	190	3,3	46
C70-1,00-250-C30/37-Ø15/18h-2	50	65	195	190	3,3	46

B Werkstoffkennwerte

Tab. B.1: Werkstoffkennwerte der Verbundbleche

Verbundblech	Blechdicke	Festigkeiten [N/mm ²]	
		$R_{p0,2}$	R_m
SHR	0,75	339	441
SHR	1,00	362	470
SHR	1,25	363	454
C70	1,00	357	394
Hody	0,75	337	440
Hody (Serien 1 u. 2)	1,00	358	468
Hody (Serie 4)	1,00	299	353
CF	1,00	380	445

Tab. B.2: Werkstoffkennwerte des Ankerstabstahls St900/1100

Stabdurchmesser	Festigkeiten [N/mm ²]		
	$R_{p0,2}$	R_m	E
Ø15 - Serie 3	939	1160	209.000
Ø15 - Serie 4	945	1161	200.000
Ø20 - Serie 4	917	1163	221.000

Tab. B.3: Betonfestigkeiten der Versuchsserie 1

Versuch	Festigkeiten [N/mm ²]					
	f_{cm}	$f_{cm,cube}$	E_{cm}	$f_{ct,sp}$	$f_{ct,ft}$	f_{ctm}
SHR-1,00-180-C20/25-0-1	27,9	31,5	26400	2,63	2,9	2,6
SHR-1,00-180-C20/25-0-2	27,9	31,5	26400	2,63	2,9	2,6
SHR-1,00-180-C20/25-Ø6/15-1	27,9	31,5	26400	2,63	2,9	2,6
SHR-1,00-180-C20/25-Ø6/15-2	27,9	31,5	26400	2,63	2,9	2,6
Hody-1,00-180-C20/25-0-1	27,9	31,5	26400	2,63	2,9	2,6
Hody-1,00-180-C20/25-0-2	27,9	31,5	26400	2,63	2,9	2,6
Hody-1,00-180-C20/25-Ø6/20-1	27,9	31,5	26400	2,63	2,9	2,6
Hody-1,00-120-C20/25-0-1	25,7	28,5	24233	2,25	2,8	2,2
Hody-1,00-120-C20/25-Ø6/20-1	25,7	28,5	24233	2,25	2,8	2,2
SHR-1,00-120-C20/25-0-1	25,7	28,5	24233	2,25	2,8	2,2
SHR-1,00-120-C20/25-Ø6/15-1	25,7	28,5	24233	2,25	2,8	2,2
C70-1,00-120-C20/25-0-1	30,2	31,9	25200	2,38	2,5	2,4
C70-1,00-120-C20/25-Ø6/18-1	30,2	31,9	25200	2,38	2,5	2,4
C70-1,00-180-C20/25-0-1	30,2	31,9	25200	2,38	2,5	2,4
C70-1,00-180-C20/25-Ø6/18-1	30,2	31,9	25200	2,38	2,5	2,4

Tab. B.4: Betonfestigkeiten der Versuchsserie 2

Festigkeiten [N/mm ²]				
f_{cm}	$f_{cm,cube}$	E_{cm}	$f_{ct,sp}$	f_{ctm}
71,8	76,9	34033	4,36	4,4

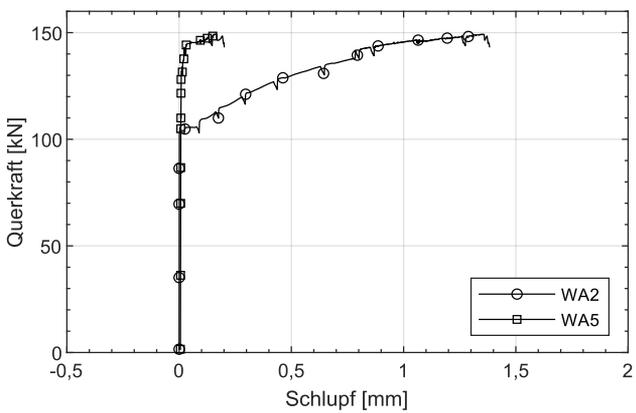
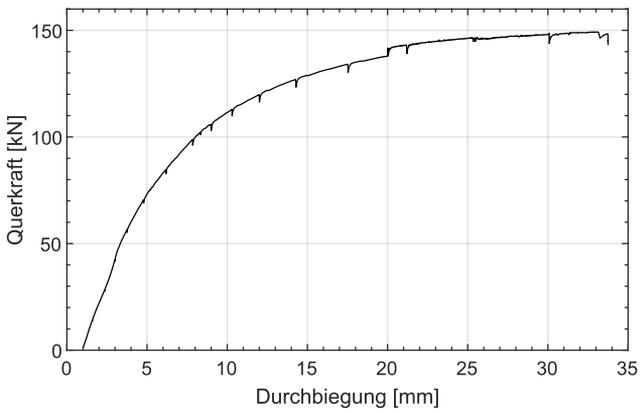
Tab. B.5: Betonfestigkeiten der Versuchsserien 3 und 4

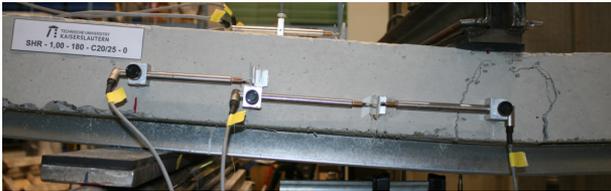
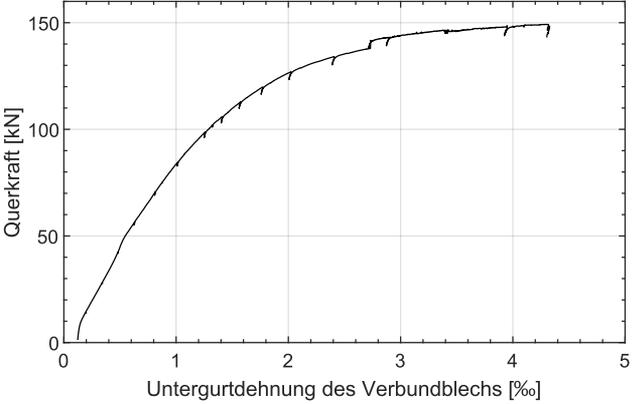
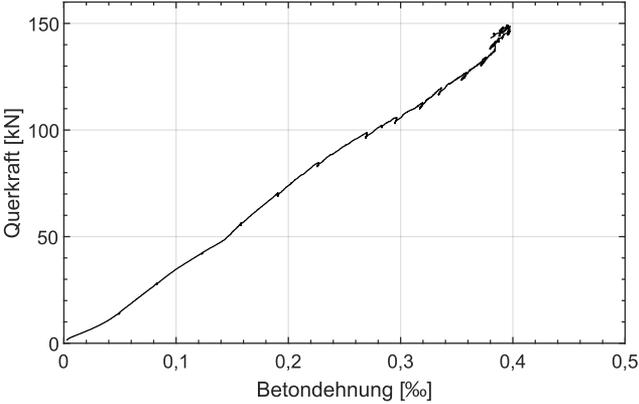
Versuch	Festigkeiten [N/mm ²]				
	f_{cm}	$f_{cm,cube}$	E_{cm}	$f_{ct,sp}$	f_{ctm}
SHR-1,00-300-C30/37-Ø15/15h-1	24,4	27,4	24067	2,08	2,1
SHR-1,00-300-C30/37-Ø15/15h-2	24,4	27,4	24067	2,08	2,1
C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18h-1	24,4	27,4	24067	2,08	2,1
C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18h-2	24,4	27,4	24067	2,08	2,1
Hody-1,00-280-C30/37-Ø15/20h-1	24,9	27,1	24333	2,04	2,0
Hody-1,00-280-C30/37-Ø15/20h-2	24,9	27,1	24333	2,04	2,0
CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30h-1	24,9	27,1	24333	2,04	2,0
CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30h-2	24,9	27,1	24333	2,04	2,0
Hody-0,75-280-C30/37-Ø15/20h-1	27,8	29,1	23267	2,41	2,4
Hody-0,75-280-C30/37-Ø15/20h-2	27,8	29,1	23267	2,41	2,4
SHR-1,25-300-C30/37-Ø15/15h-1	27,8	29,1	23267	2,41	2,4
SHR-1,25-300-C30/37-Ø15/15h-2	27,8	29,1	23267	2,41	2,4
SHR-0,75-300-C30/37-Ø15/15h-1	27,8	29,1	23267	2,41	2,4
SHR-0,75-300-C30/37-Ø15/15h-2	27,8	29,1	23267	2,41	2,4
SHR-1,00-300-C30/37-Ø20/15h-1	25,0	26,5	23033	2,22	2,2
SHR-1,00-300-C30/37-Ø20/15h-2	25,0	26,5	23033	2,22	2,2
Hody-1,00-280-C30/37-Ø20/20h-1	25,0	26,5	23033	2,22	2,2
Hody-1,00-280-C30/37-Ø20/20h-2	25,0	26,5	23033	2,22	2,2
Hody-1,00-280-C50/60-Ø15/20h-1	56,1	63,8	32217	3,29	3,3
Hody-1,00-280-C50/60-Ø15/20h-2	56,1	63,8	32217	3,29	3,3
SHR-1,00-300-C50/60-Ø15/15h-1	56,1	63,8	32217	3,29	3,3
SHR-1,00-300-C50/60-Ø15/15h-2	56,1	63,8	32217	3,29	3,3
C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18hu-1	31,0	34,2	24733	2,64	2,6
C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18hu-2	31,0	34,2	24733	2,64	2,6
CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30hu-1	31,0	34,2	24733	2,64	2,6
CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30hu-2	31,0	34,2	24733	2,64	2,6
SHR-0,75-250-C30/37-Ø15/15h-1	30,4	33,5	27200	2,53	2,5
SHR-0,75-250-C30/37-Ø15/15h-2	30,4	33,5	27200	2,53	2,5
C70-1,00-250-C30/37-Ø15/18h-1	30,4	33,5	27200	2,53	2,5
C70-1,00-250-C30/37-Ø15/18h-2	30,4	33,5	27200	2,53	2,5

C Versuchsdokumentation

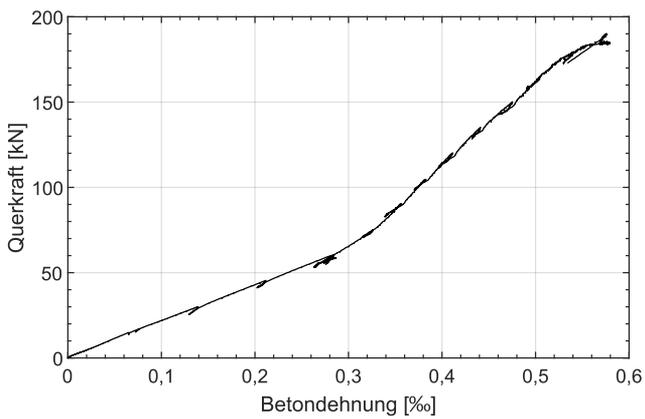
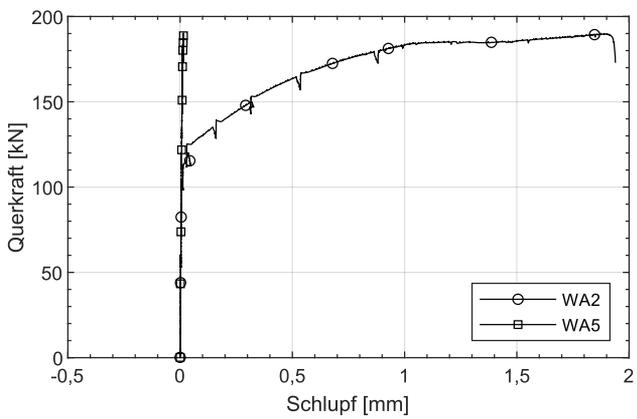
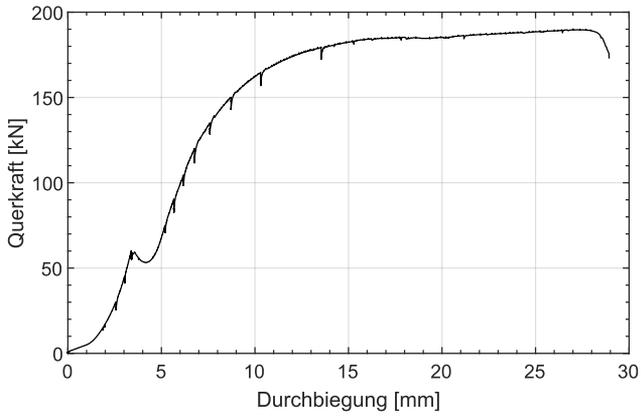
C.1 Versuchsserie 1

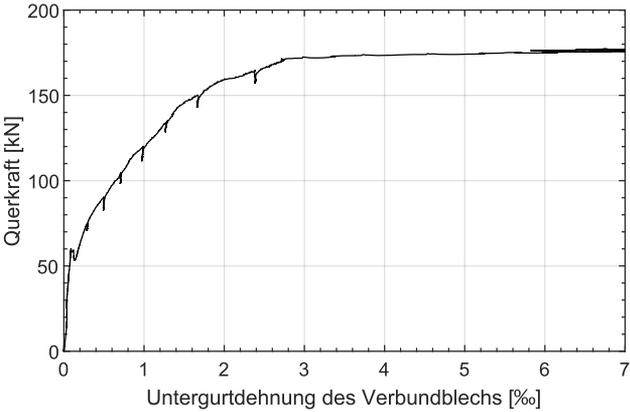
SHR-1,00-180-C20/25-0-1



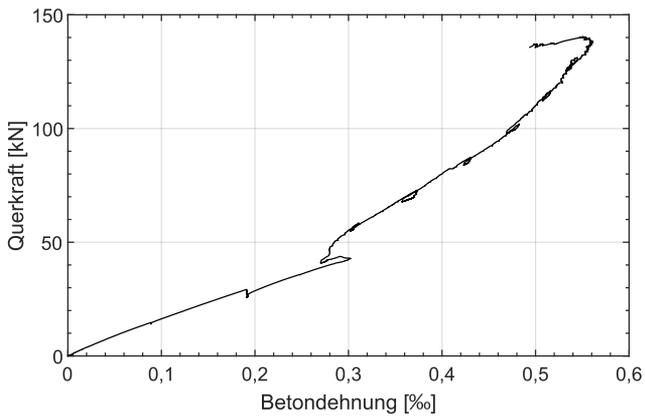
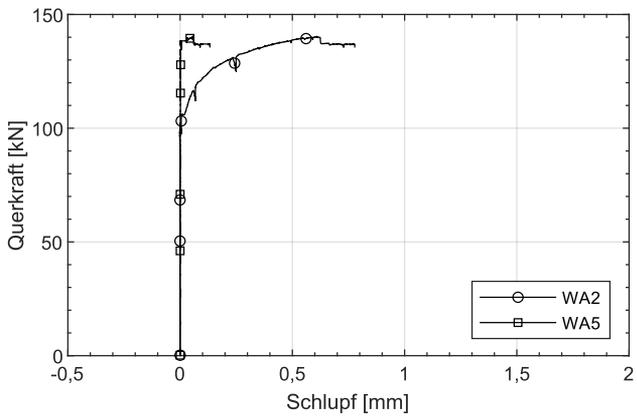
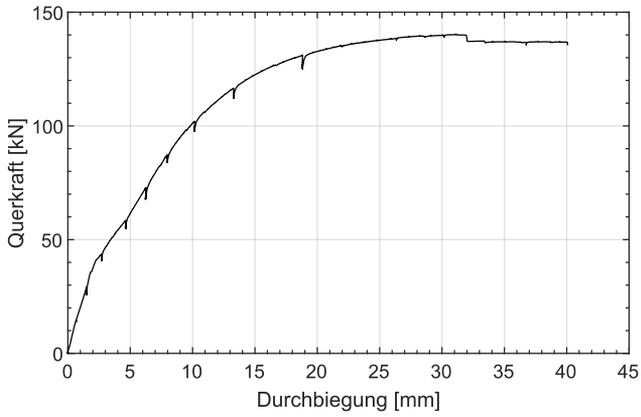


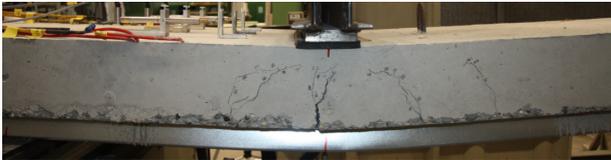
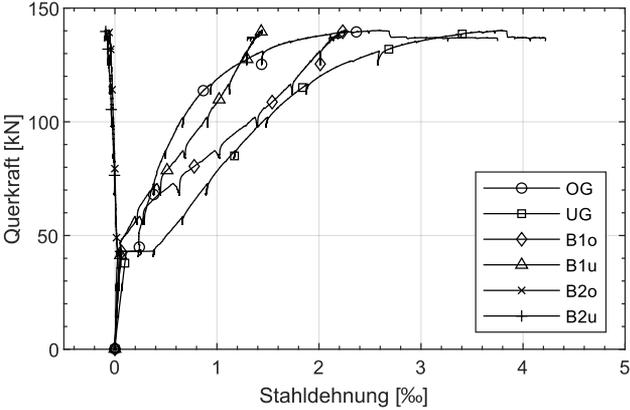
SHR-1,00-180-C20/25-0-2



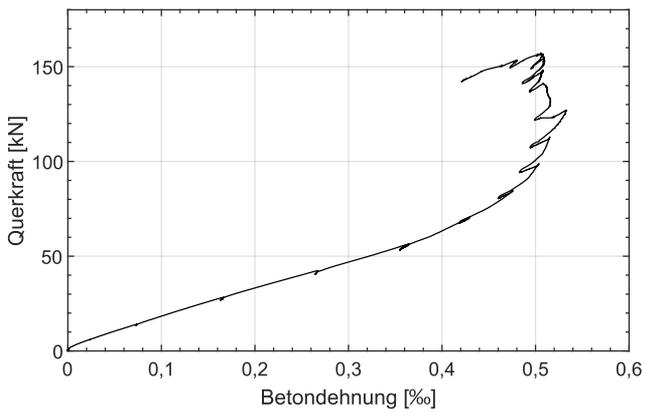
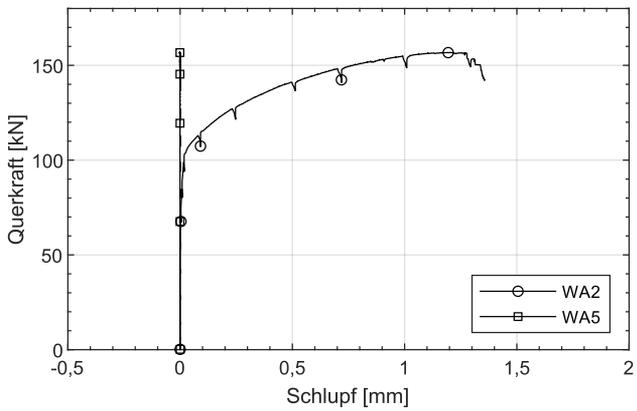
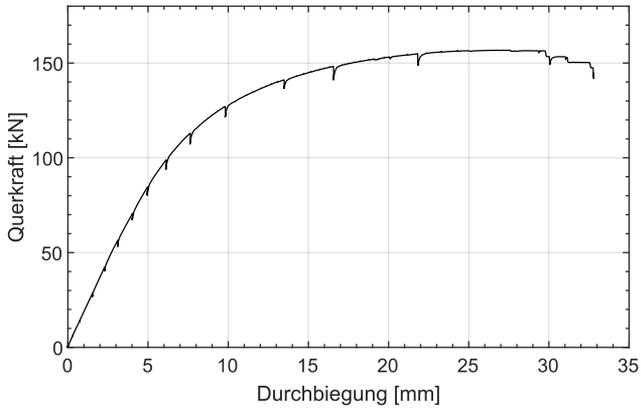


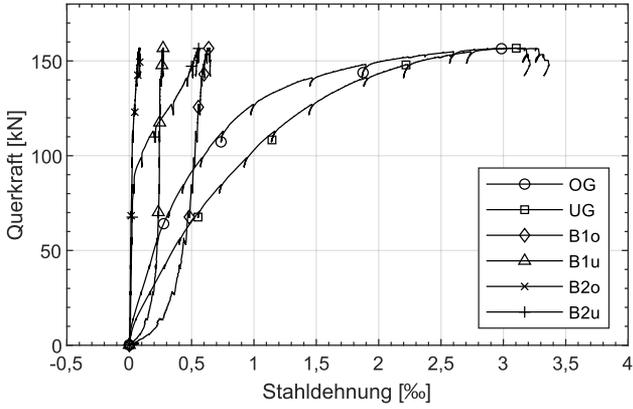
SHR-1,00-180-C20/25-Ø6/15-1

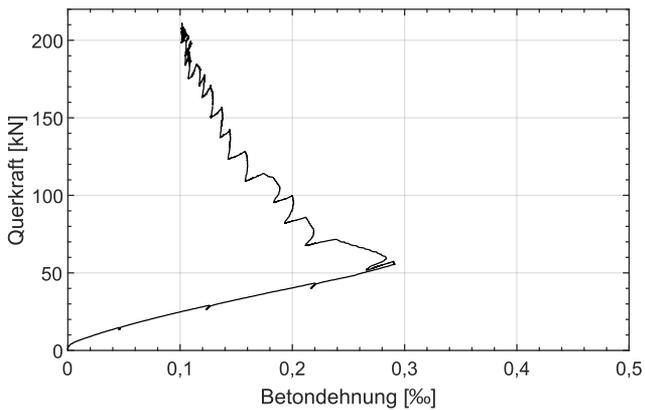
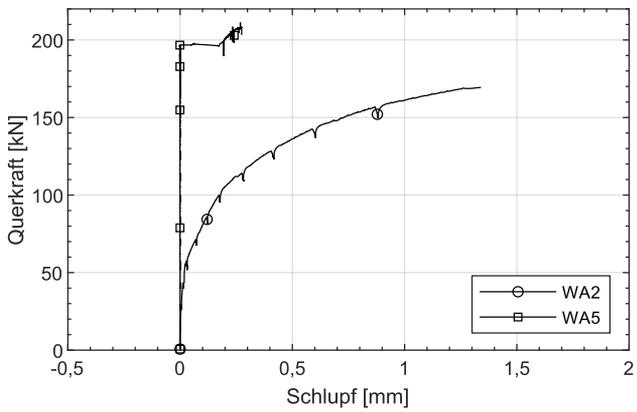
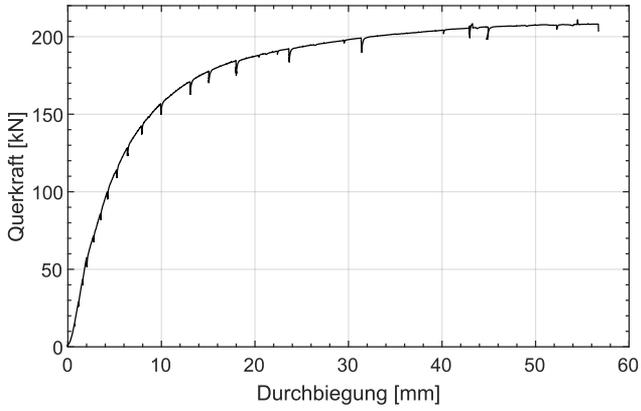


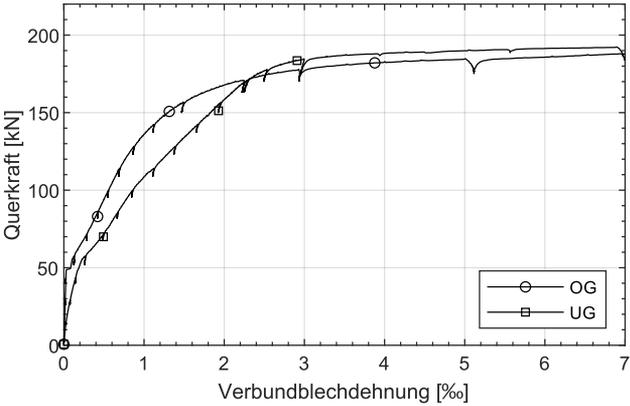


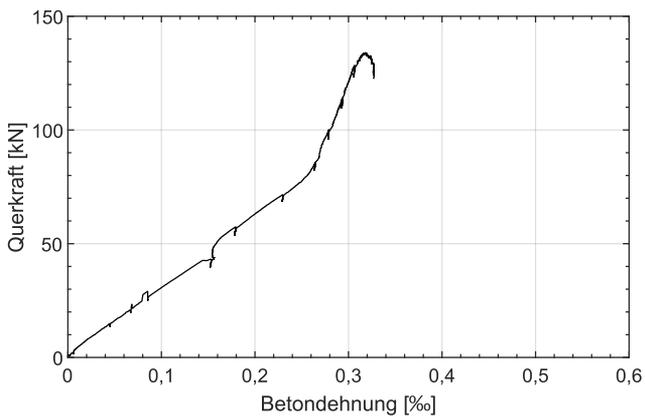
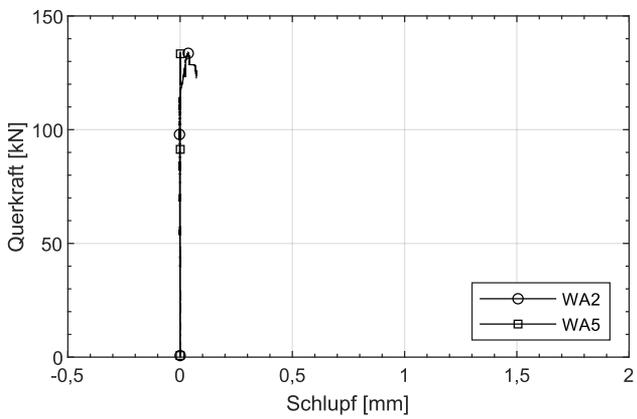
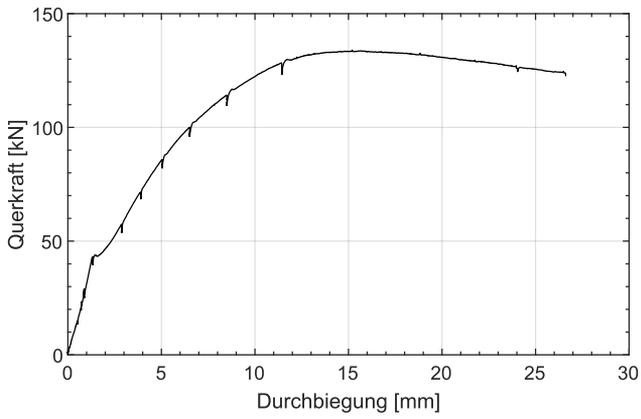
SHR-1,00-180-C20/25-Ø6/15-2

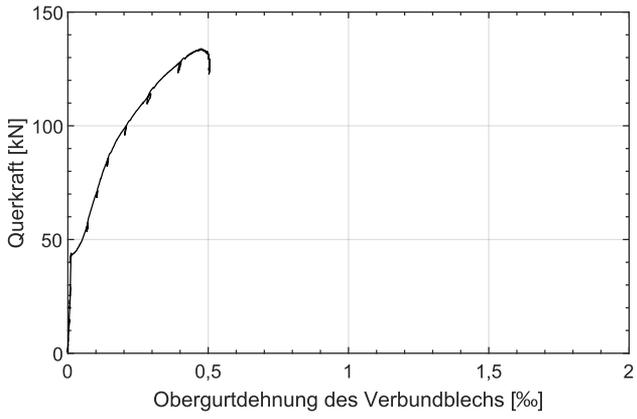


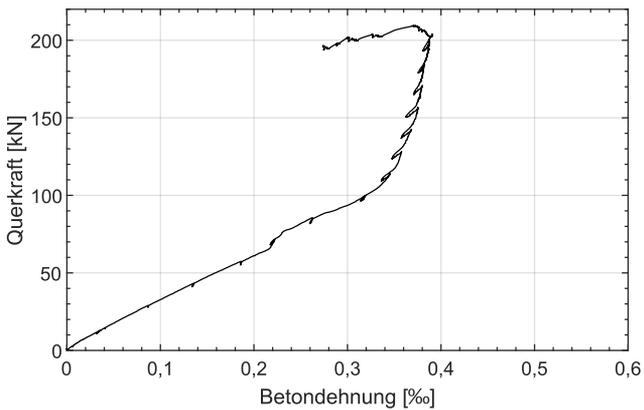
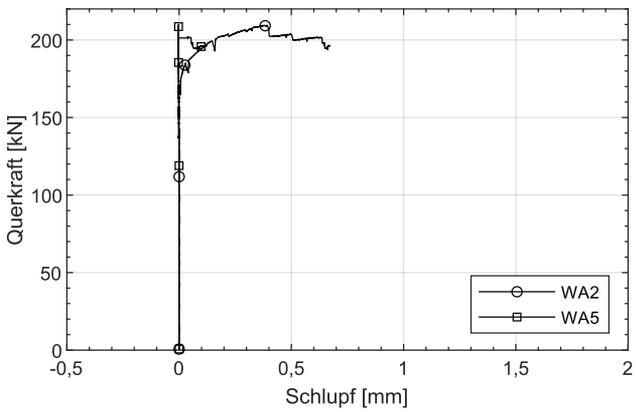
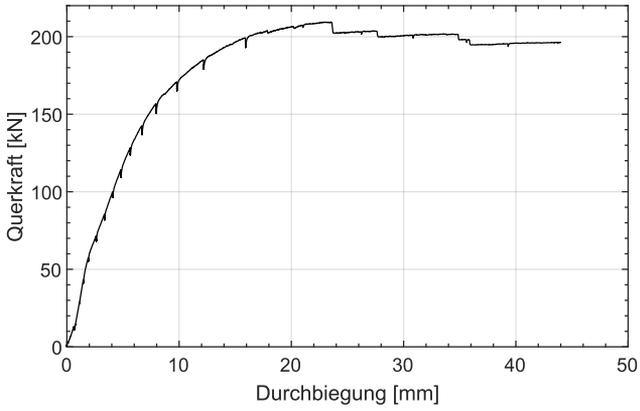


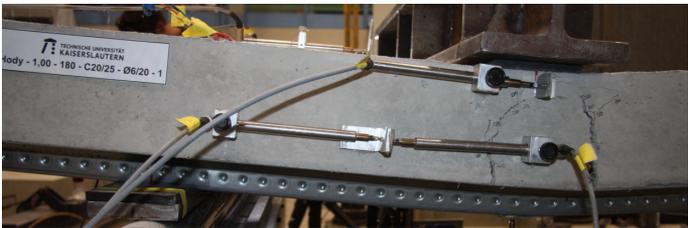
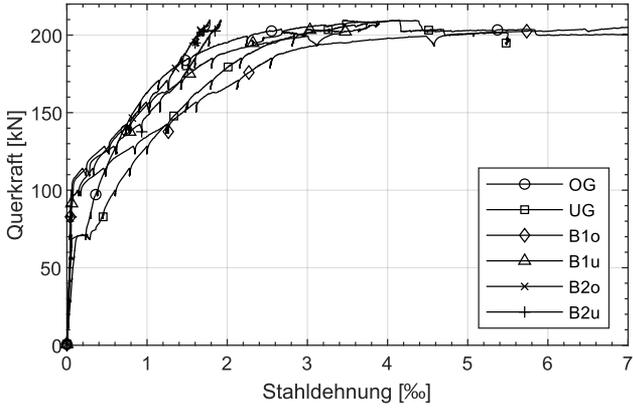
Hody-1,00-180-C20/25-0-1

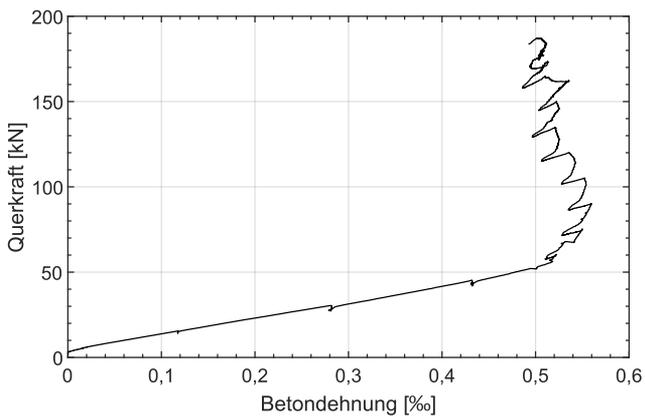
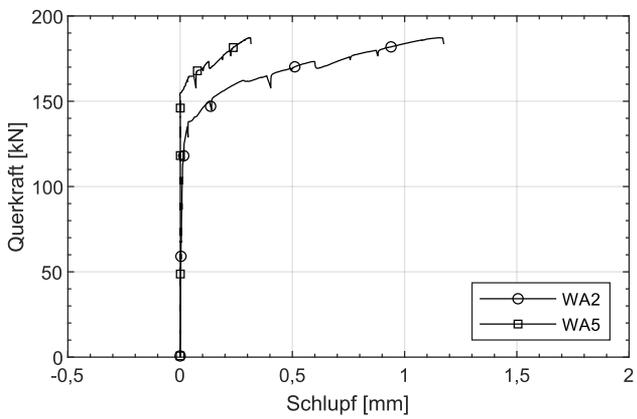
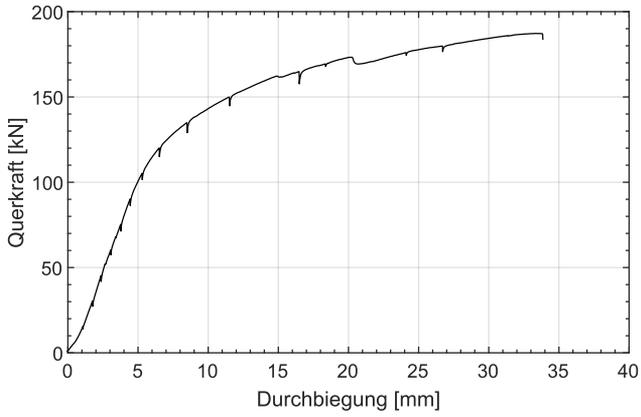


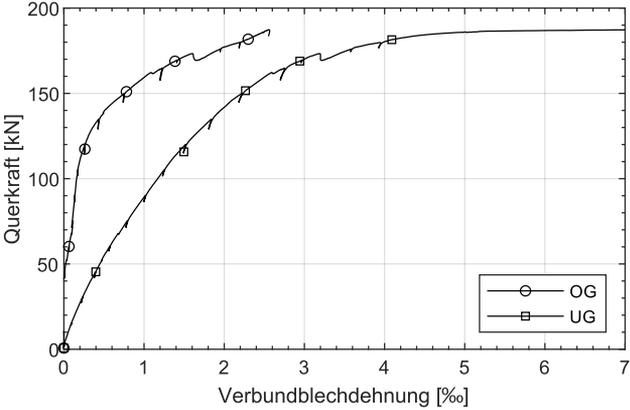
Hody-1,00-180-C20/25-0-2

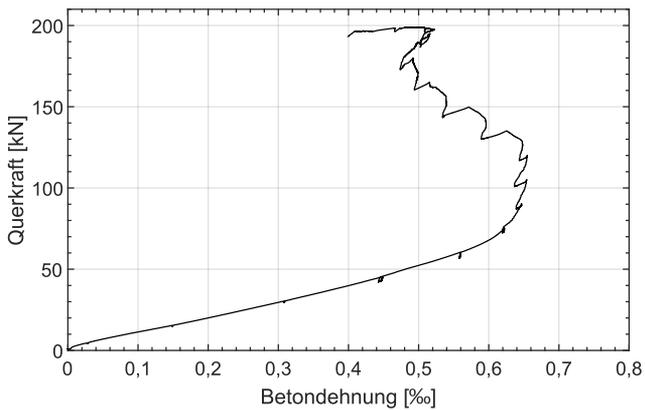
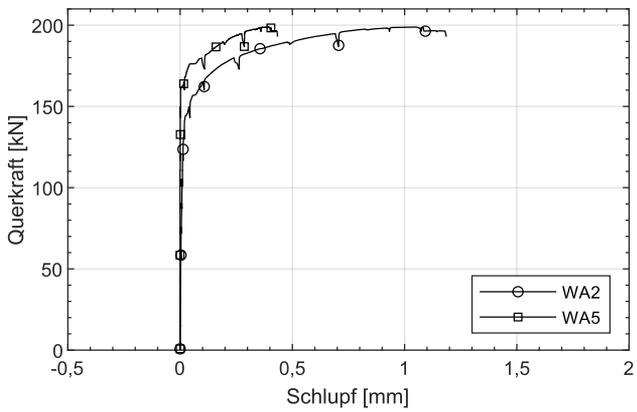
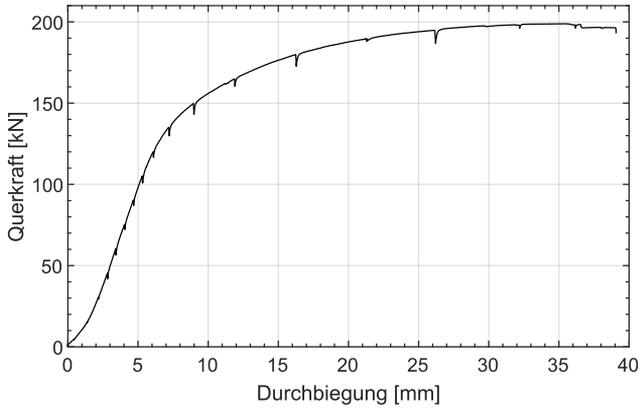


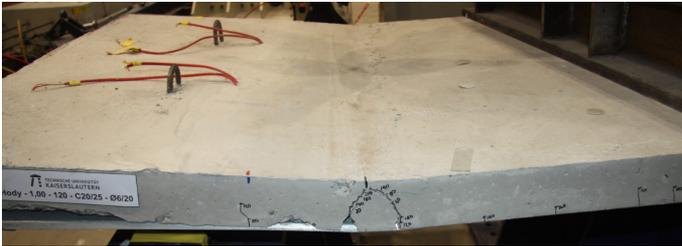
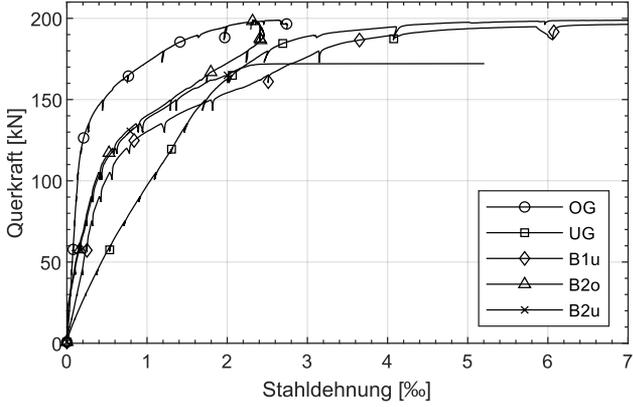
Hody-1,00-180-C20/25-Ø6/20-1



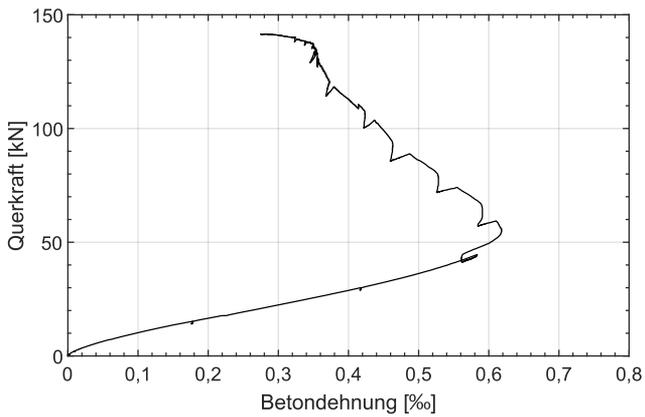
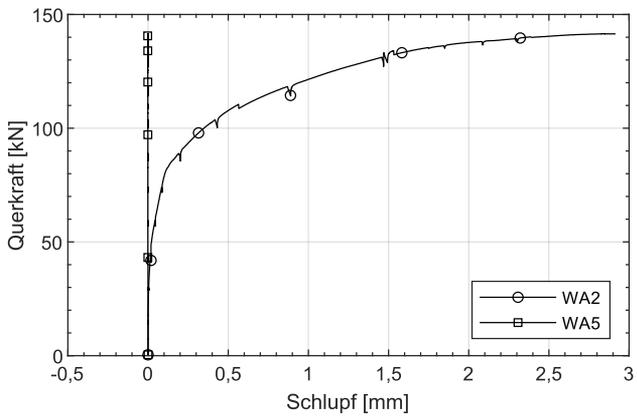
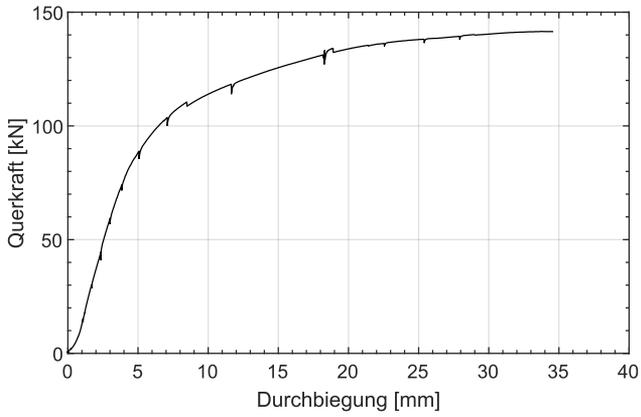
Hody-1,00-120-C20/25-0-1

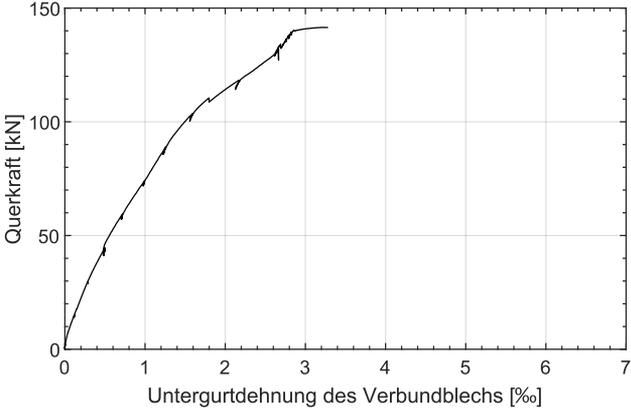


Hody-1,00-120-C20/25-Ø6/20-1

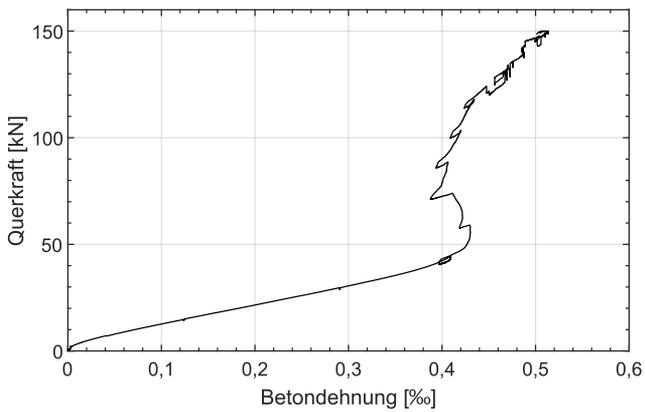
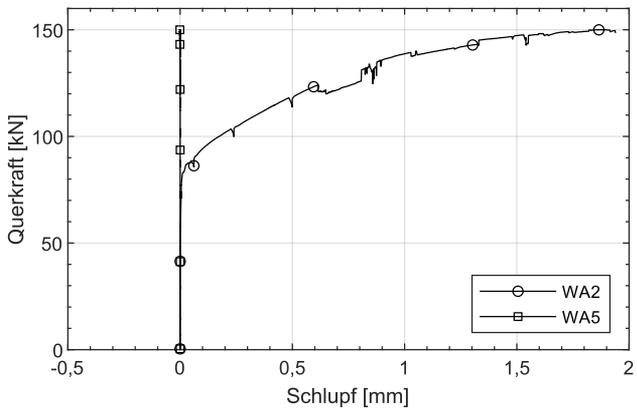
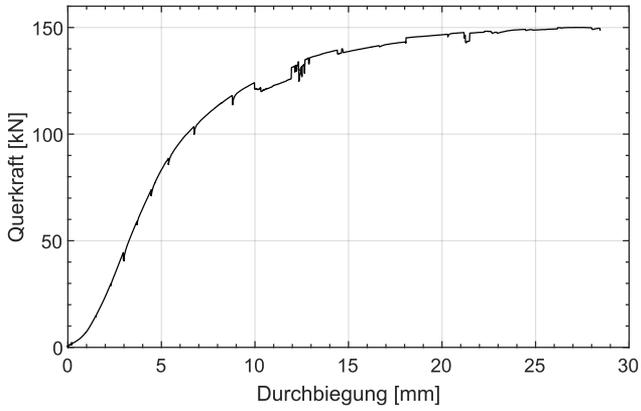


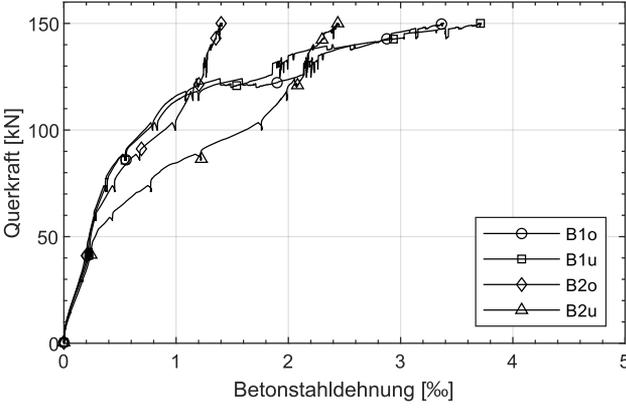
SHR-1,00-120-C20/25-0-1



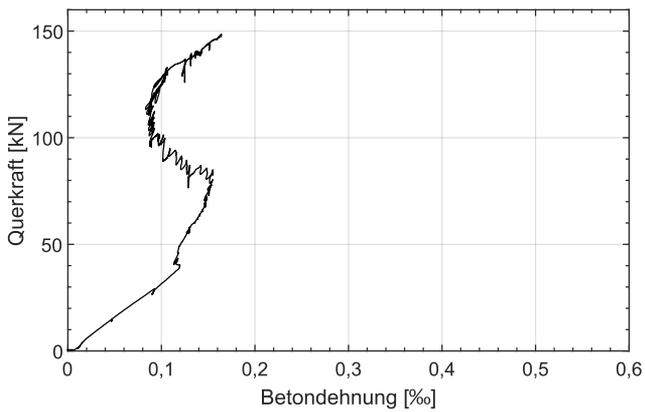
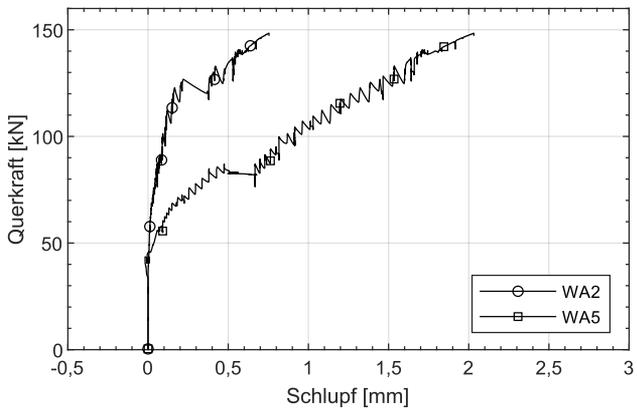
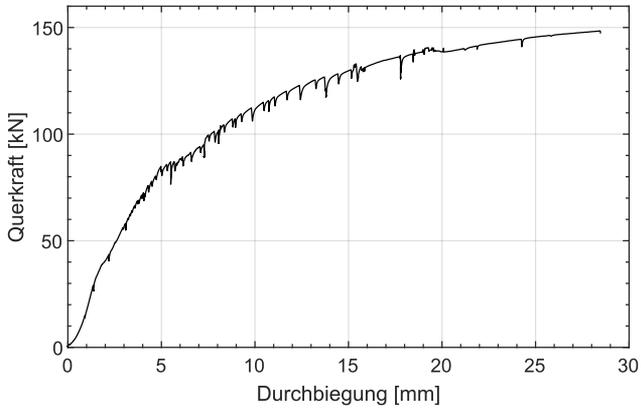


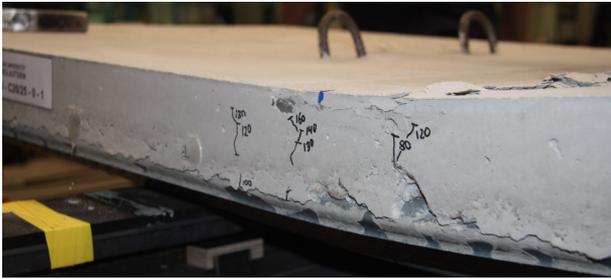
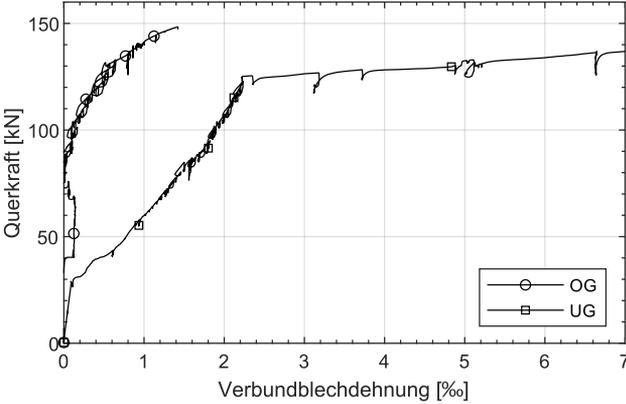
SHR-1,00-120-C20/25-Ø6/15-1

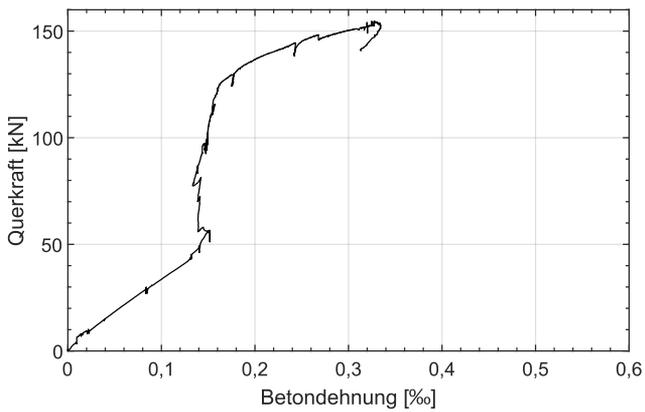
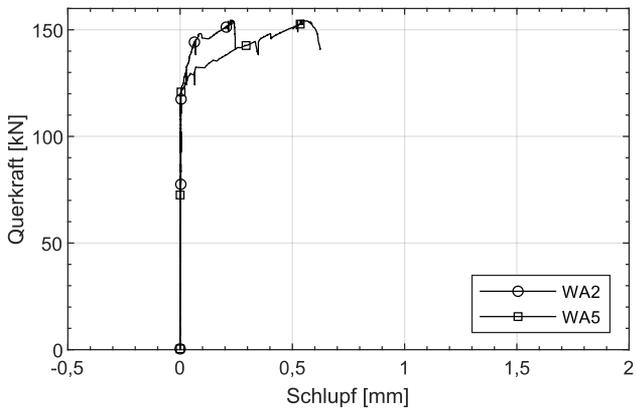
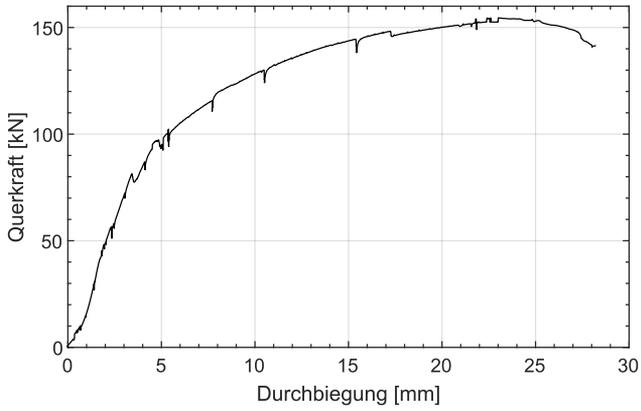


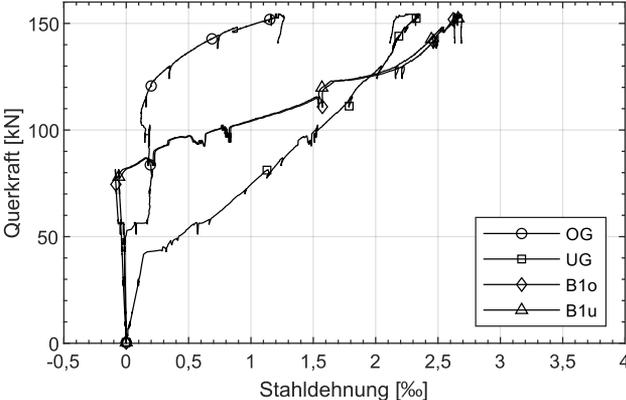


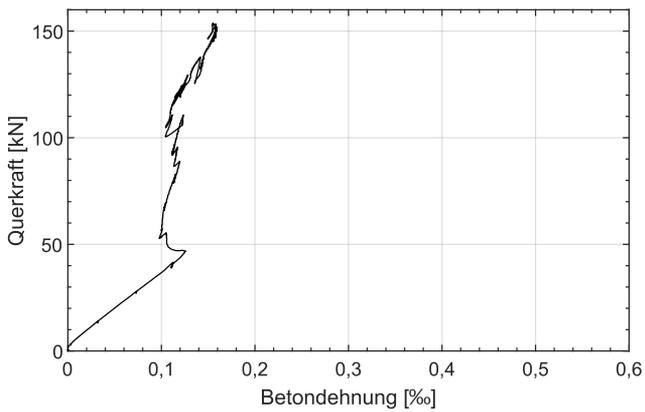
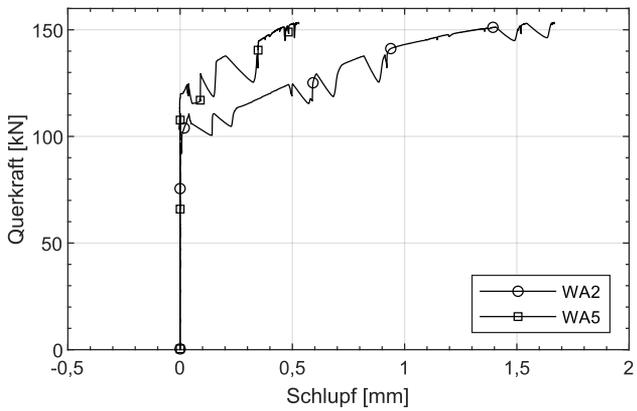
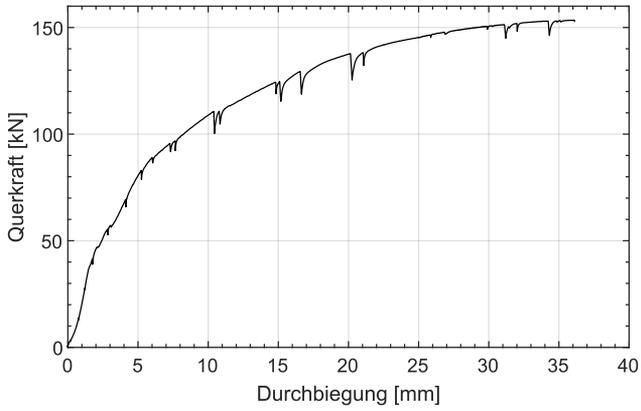
C70-1,00-120-C20/25-0-1

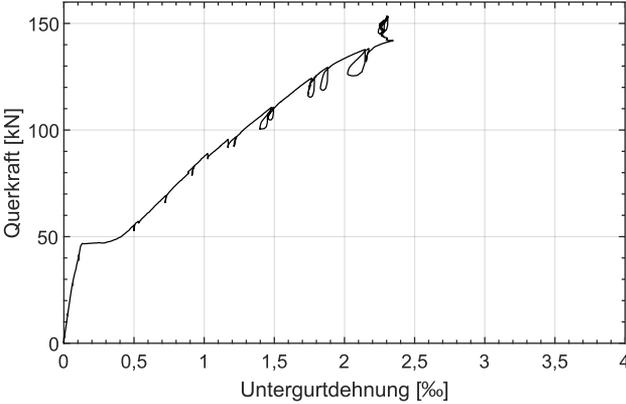


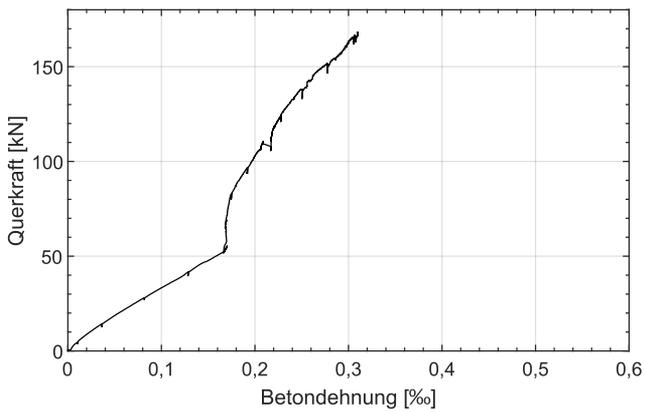
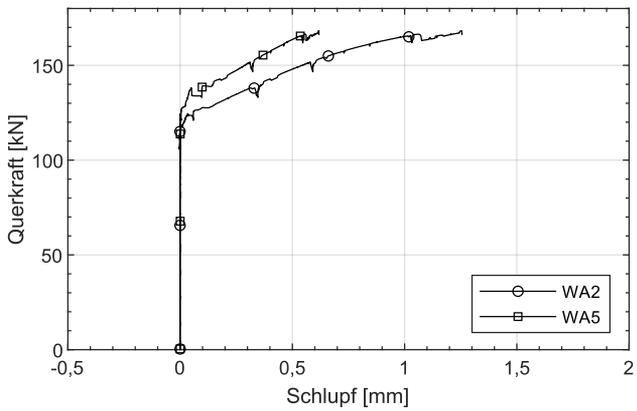
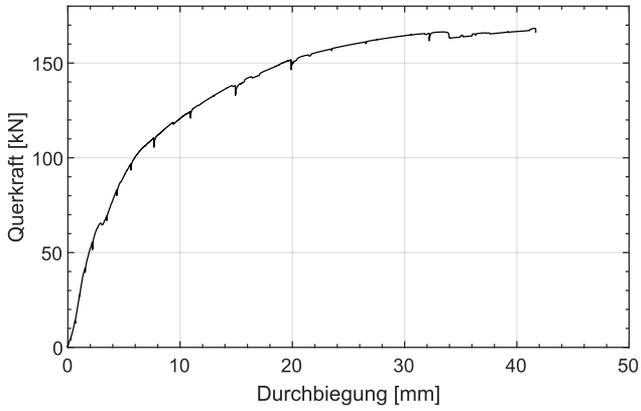


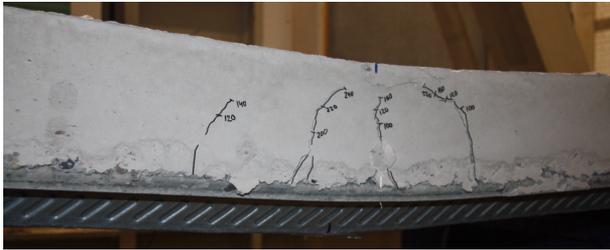
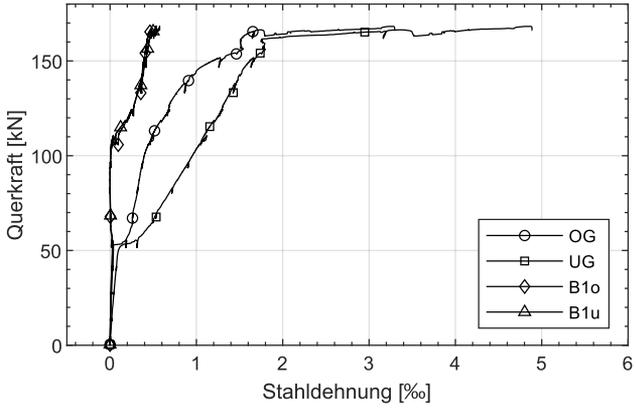
C70-1,00-120-C20/25-Ø6/18-1



C70-1,00-180-C20/25-0-1

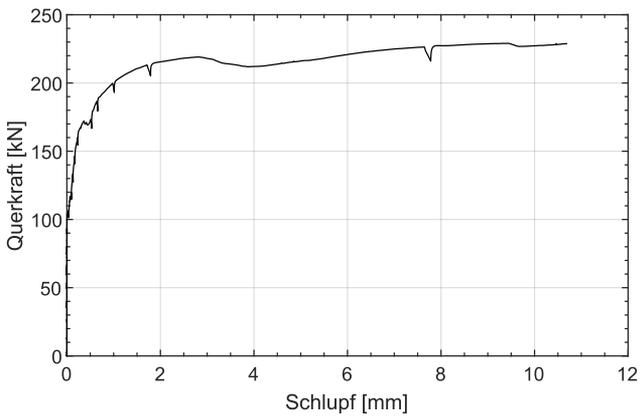
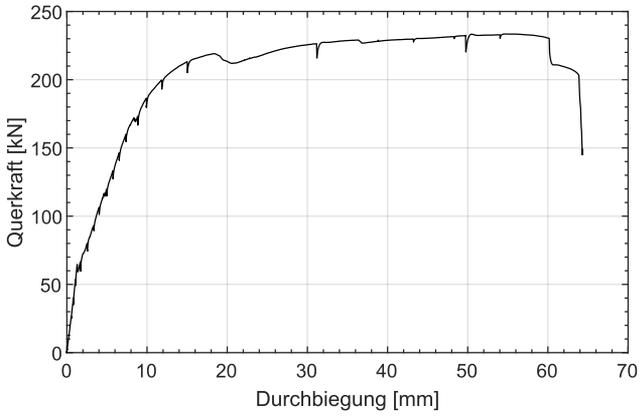


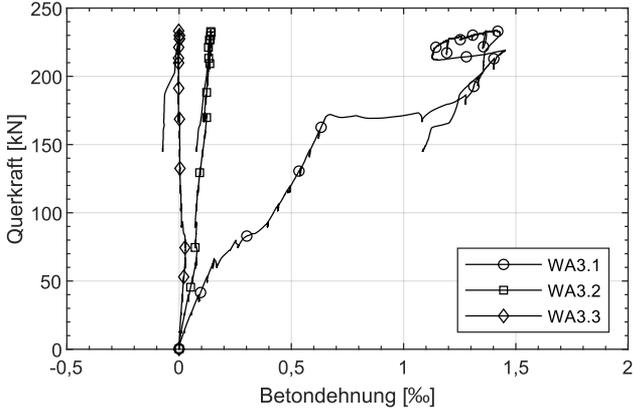
C70-1,00-180-C20/25-Ø6/18-1



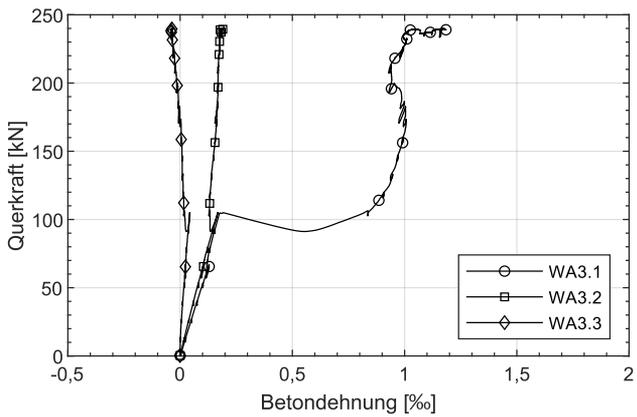
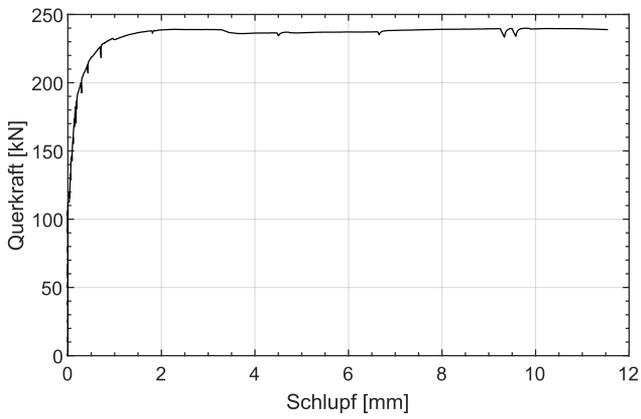
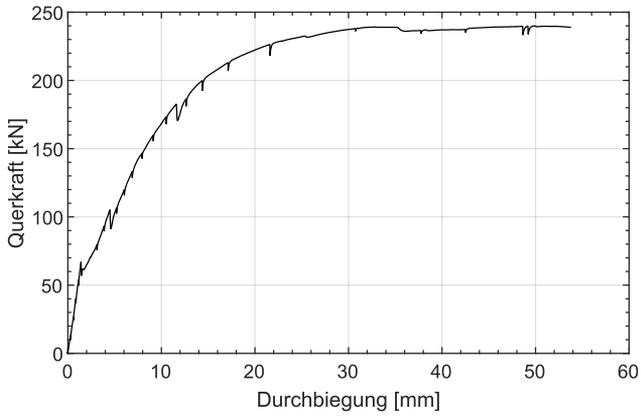
C.2 Versuchsserie 2

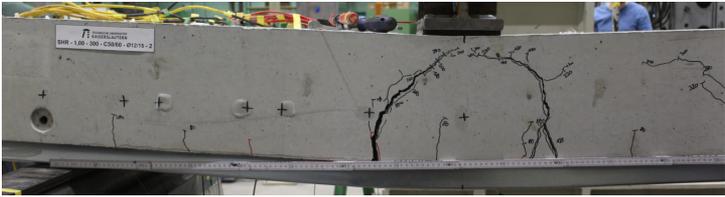
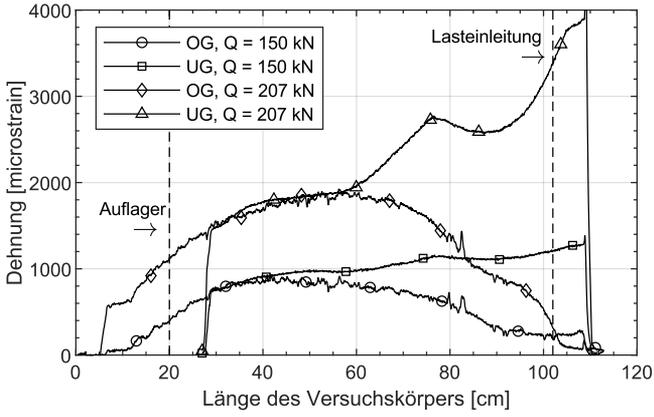
SHR-1,00-300-C50/60-Ø12/15-1

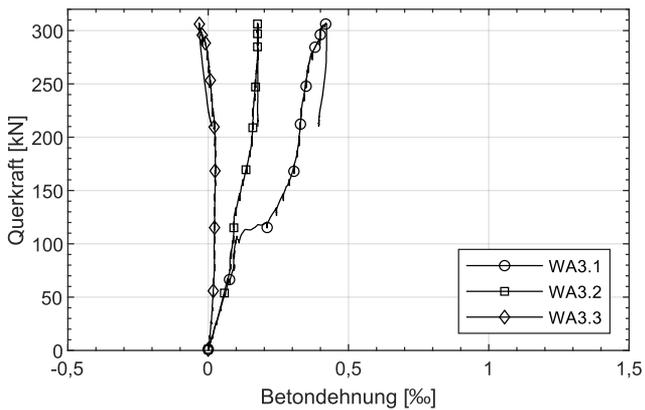
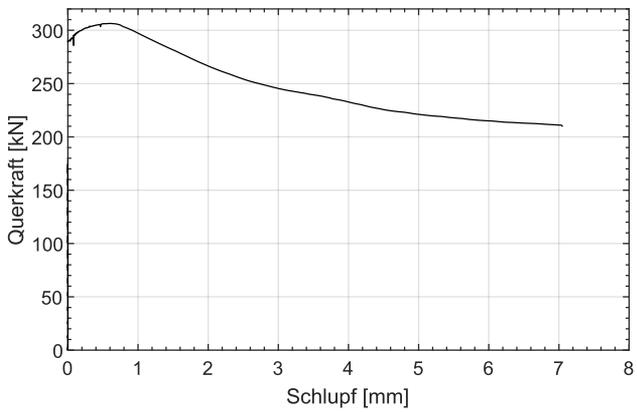
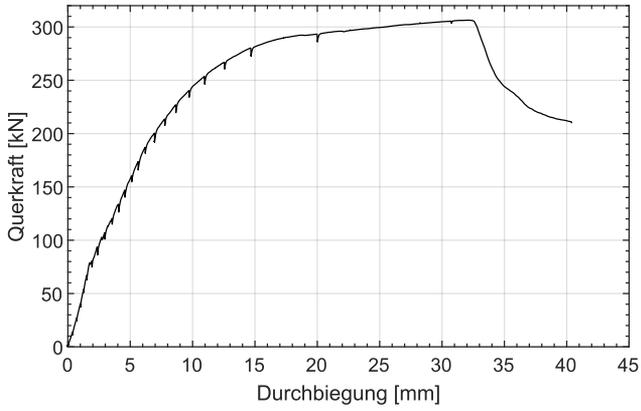


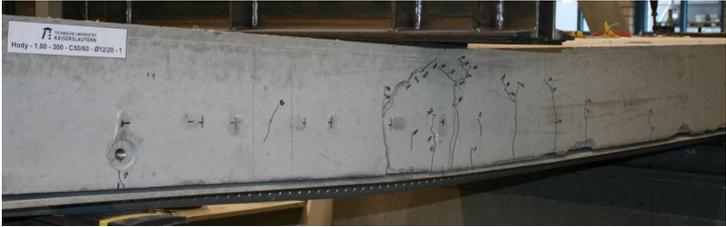


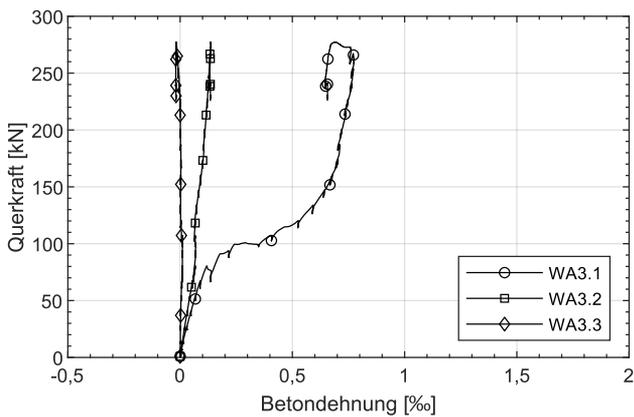
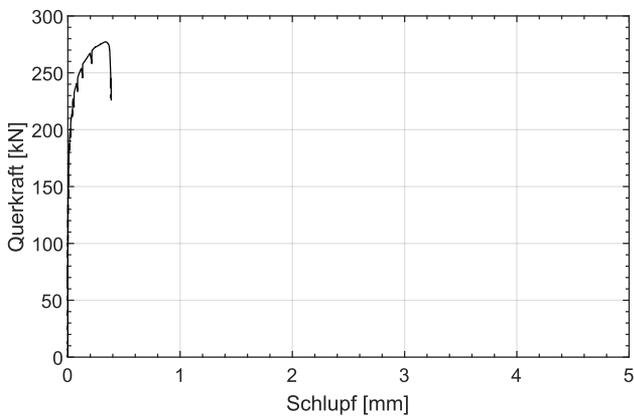
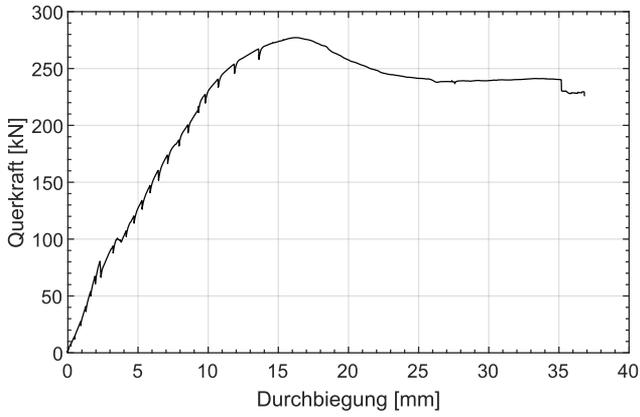
SHR-1,00-300-C50/60-Ø12/15-2

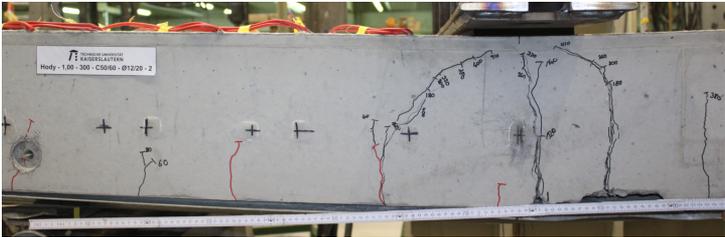
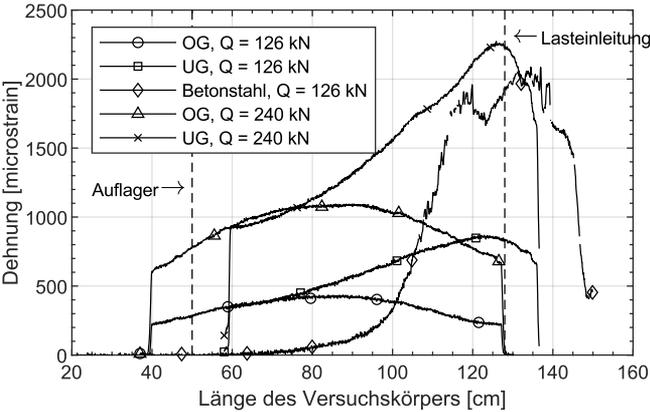


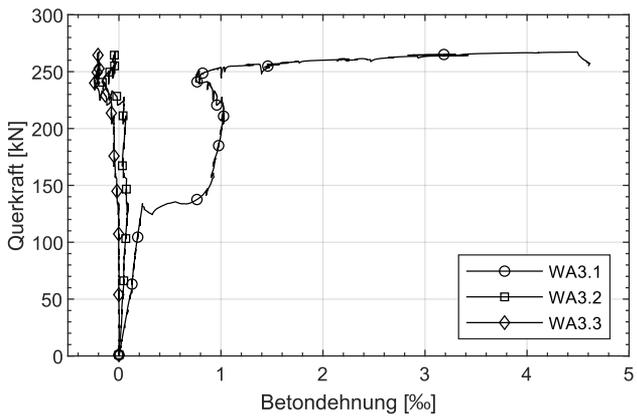
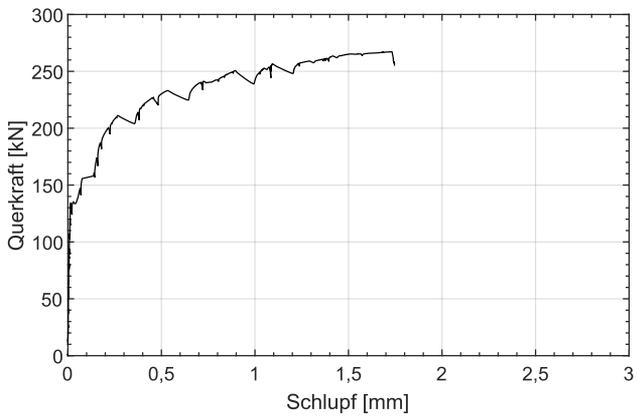
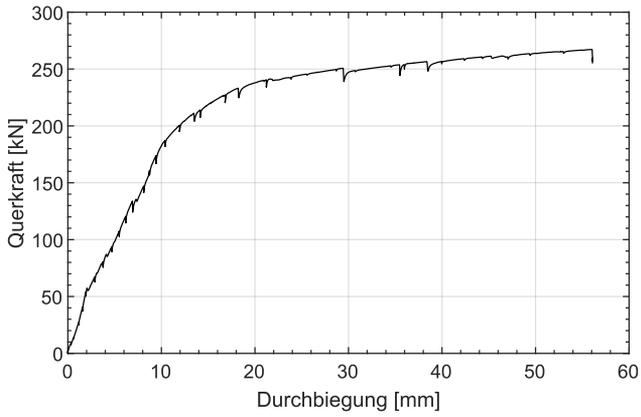


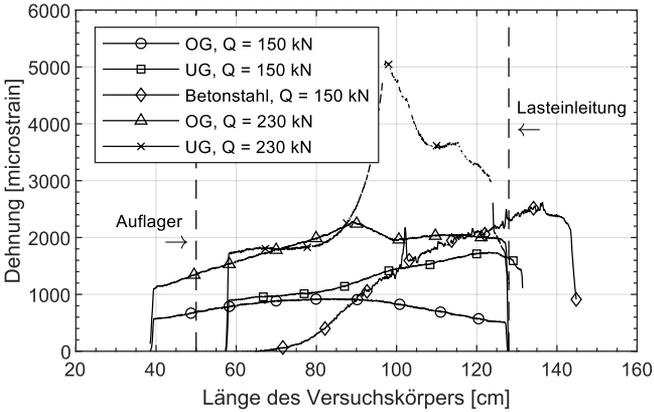
Hody-1,00-300-C50/60-Ø12/20-1



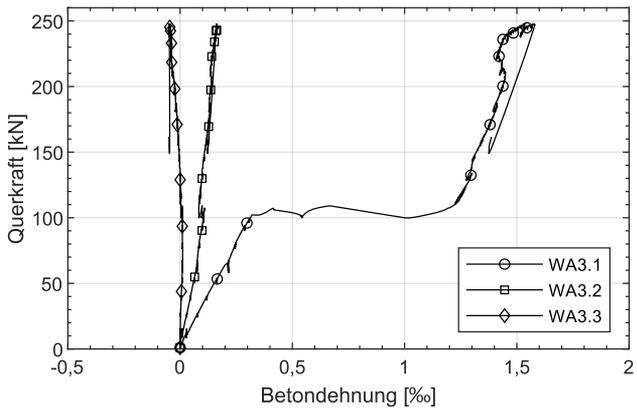
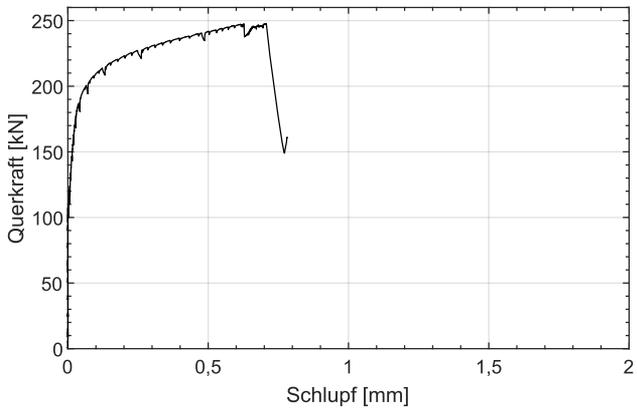
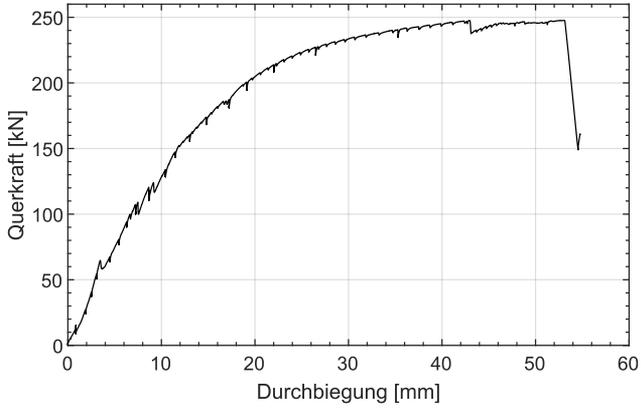
Hody-1,00-300-C50/60-Ø12/20-2

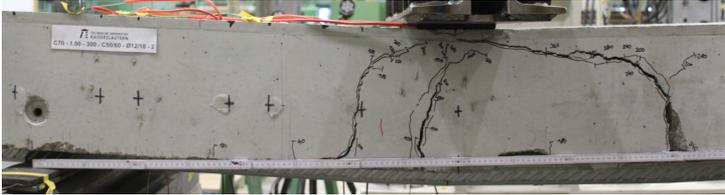
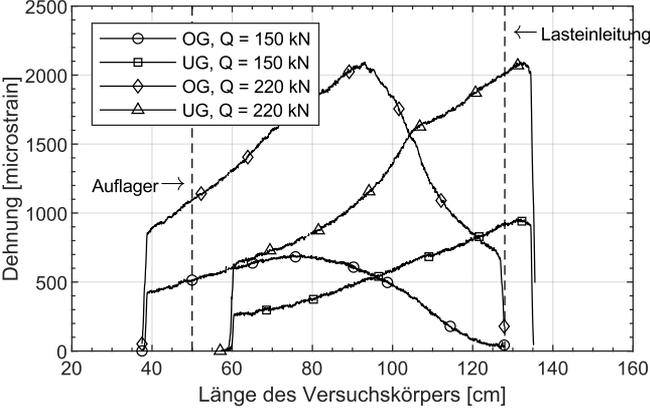


C70-1,00-300-C50/60-Ø12/18-1



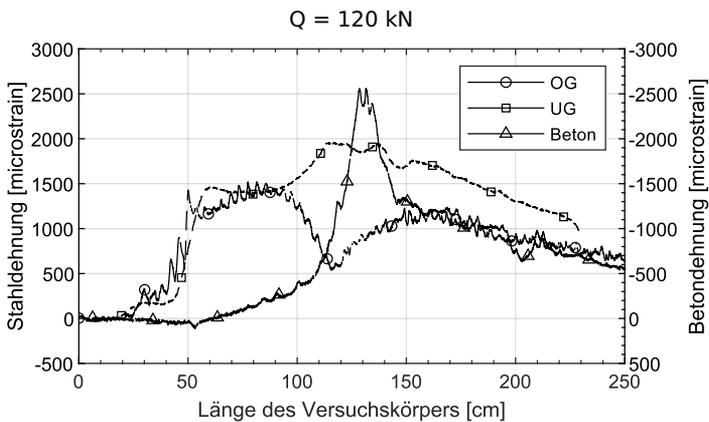
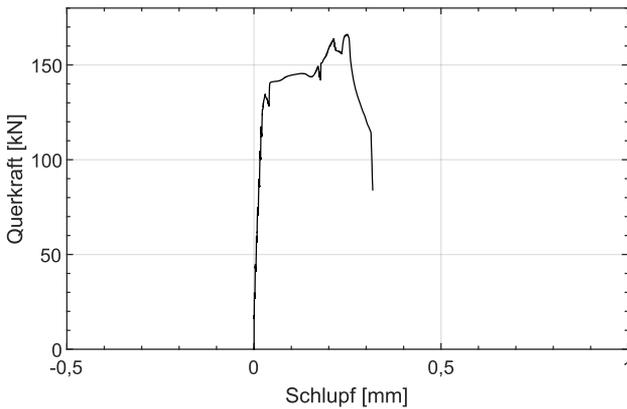
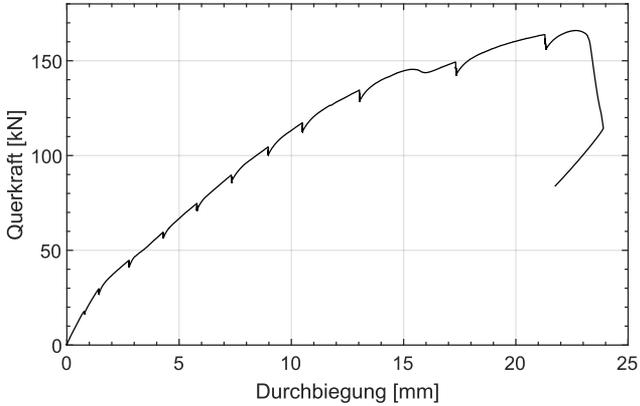
C70-1,00-300-C50/60-Ø12/18-2

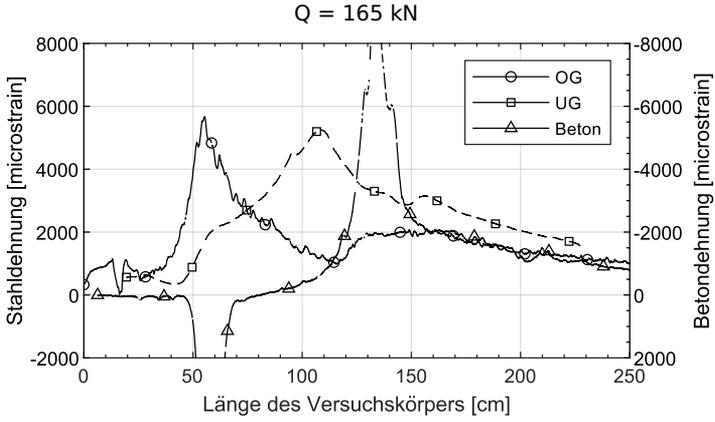




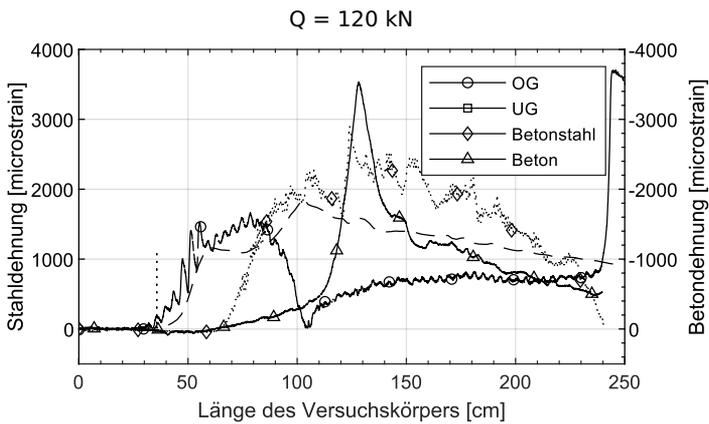
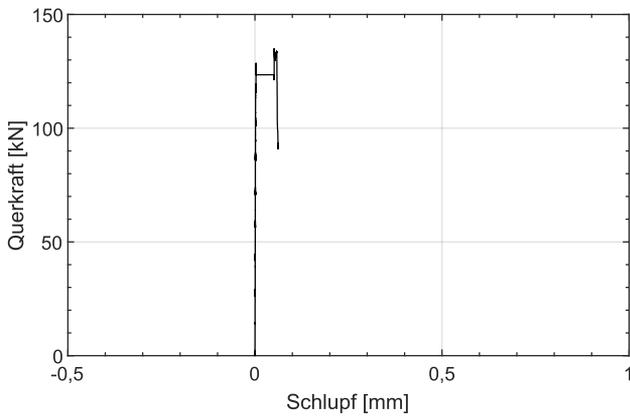
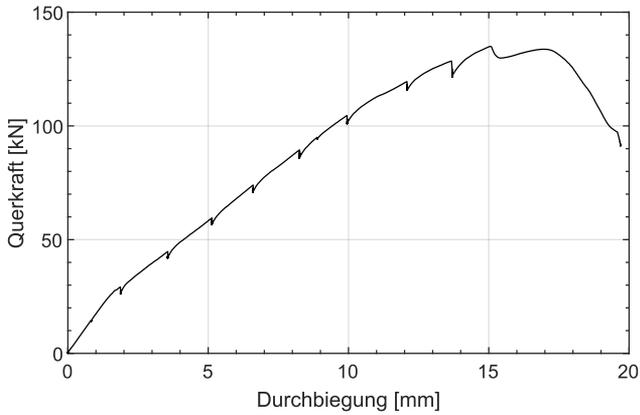
C.3 Versuchsserien 3 und 4

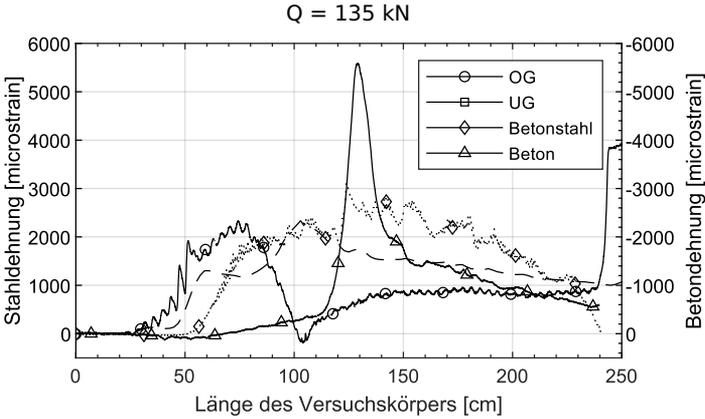
SHR-1,00-300-C30/37-Ø15/15h-1



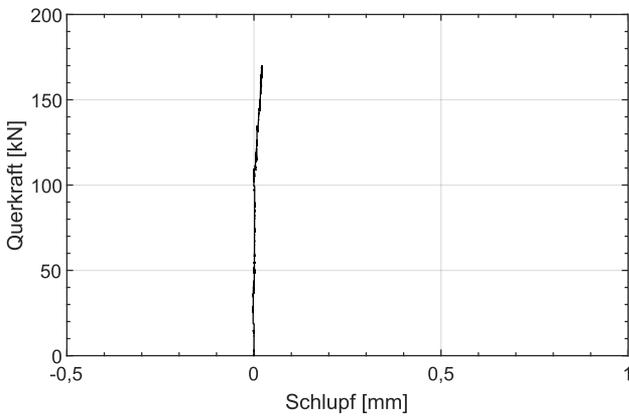
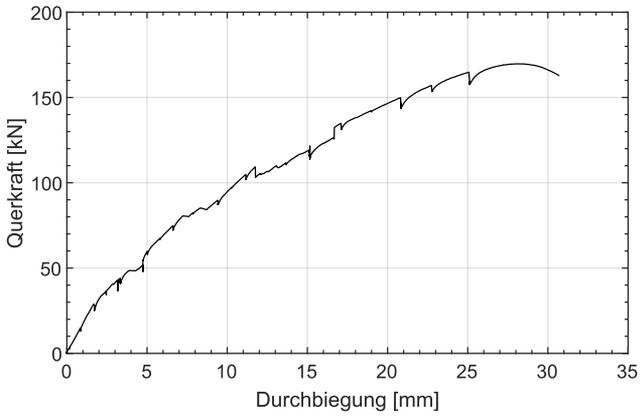


SHR-1,00-300-C30/37-Ø15/15h-2

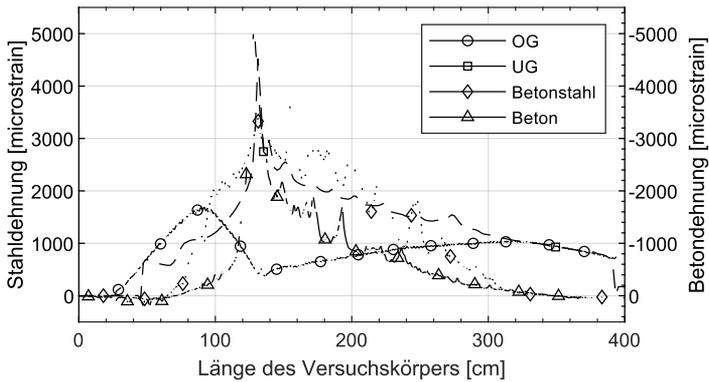


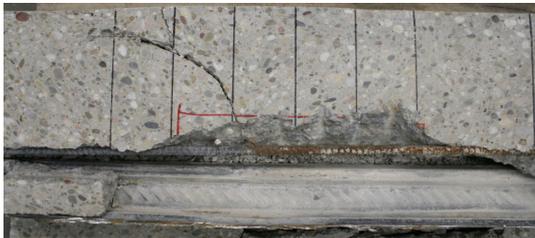
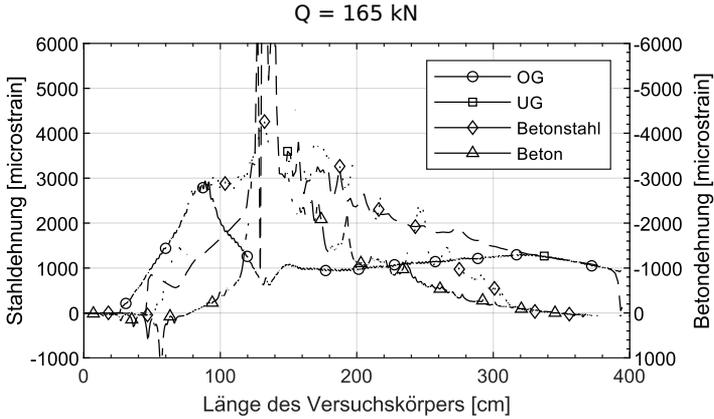


C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18h-1

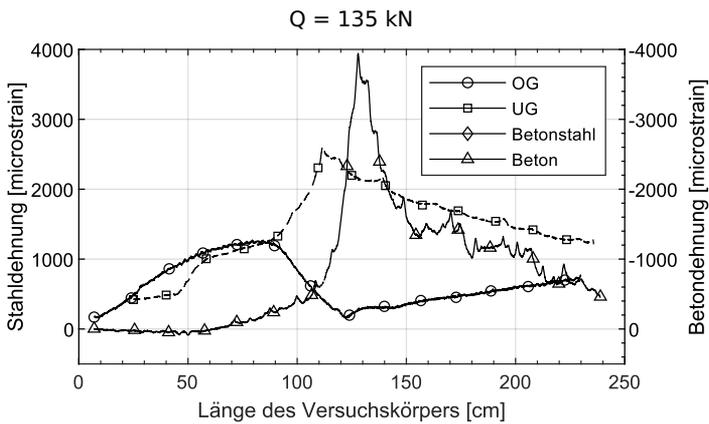
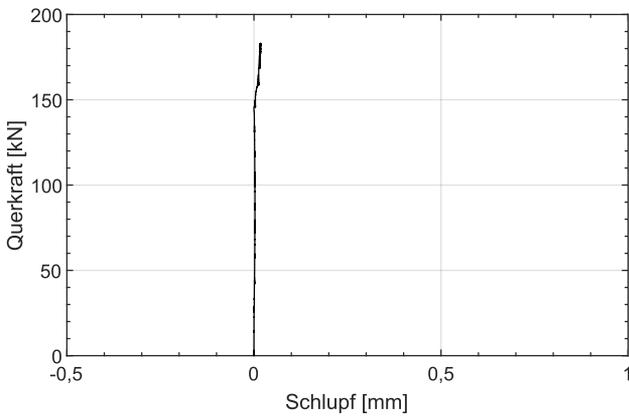
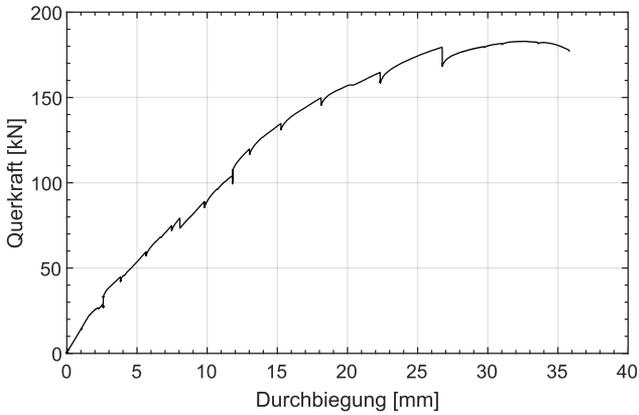


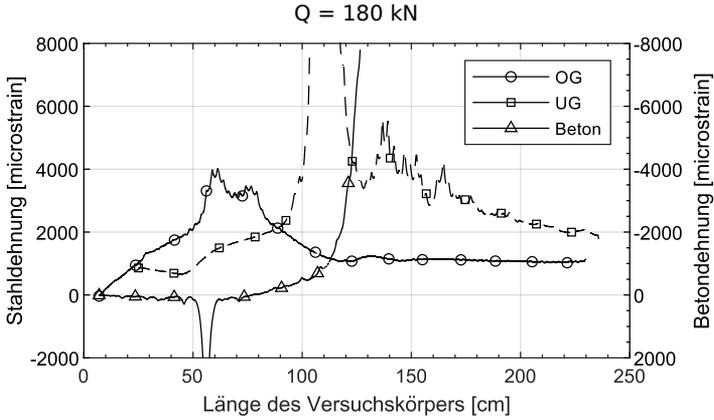
Q = 135 kN



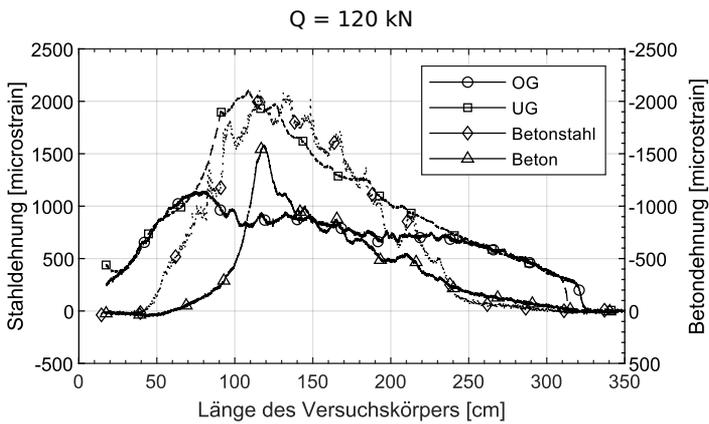
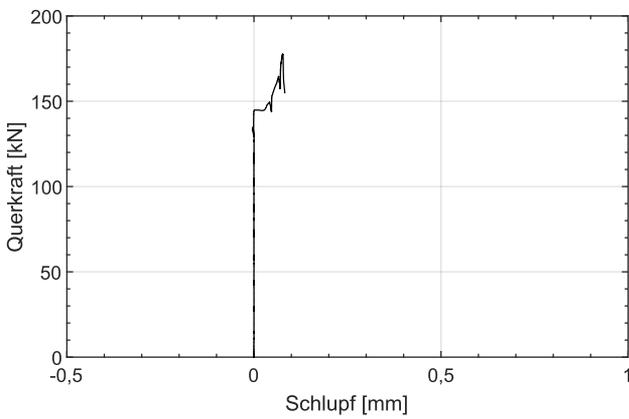
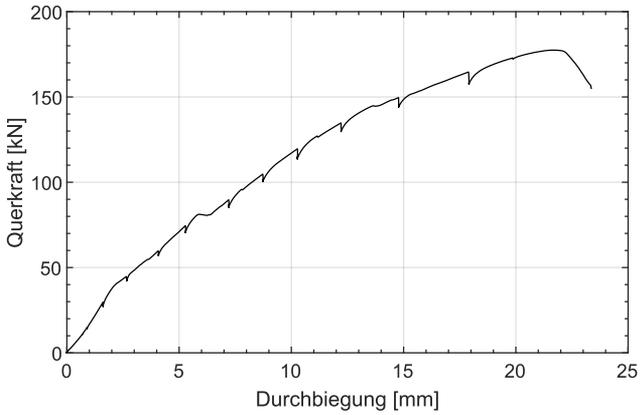


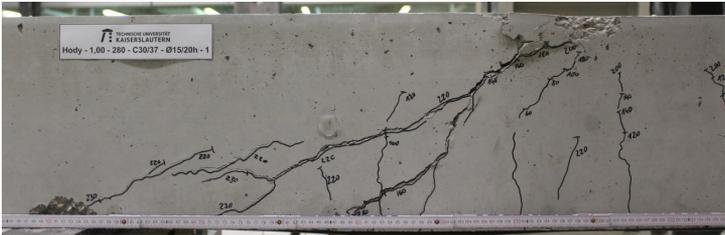
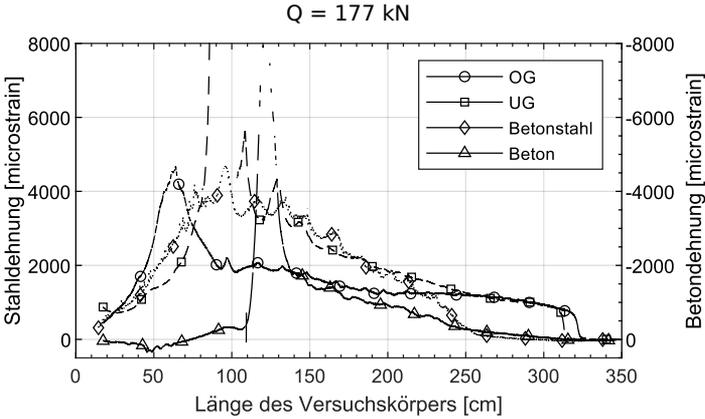
C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18h-2



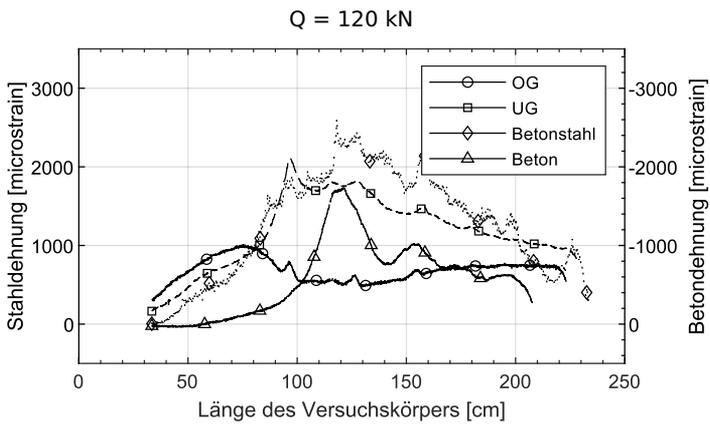
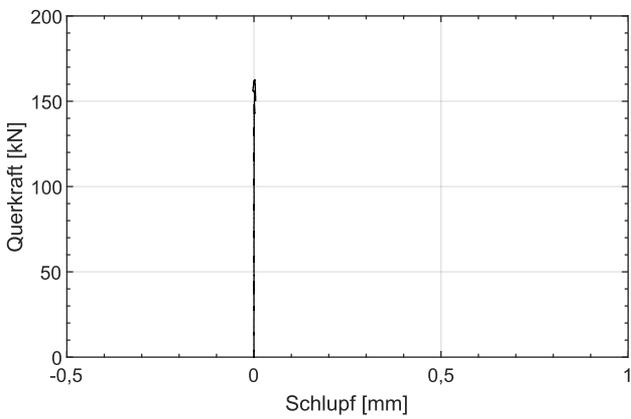
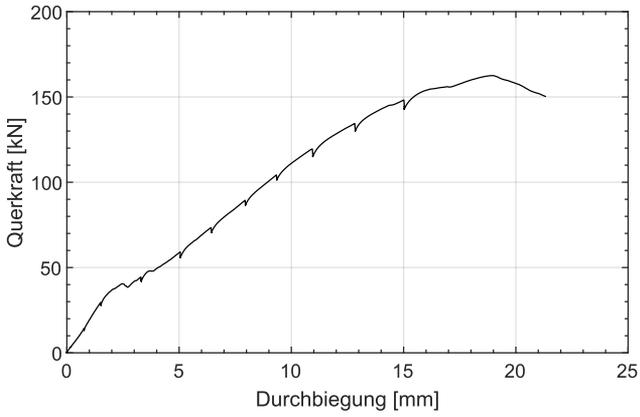


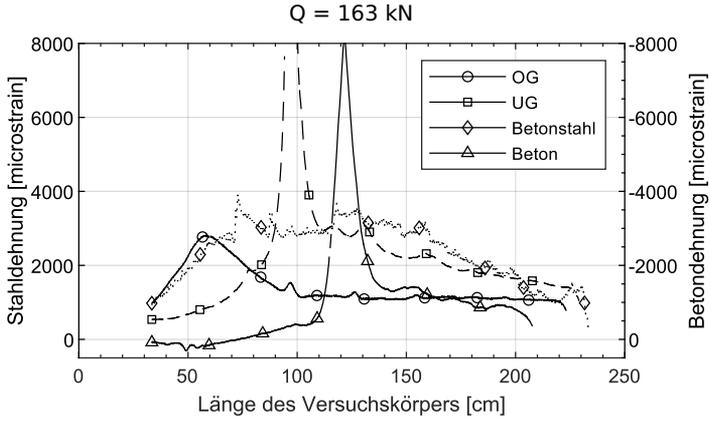
Hody-1,00-280-C30/37-Ø15/20h-1



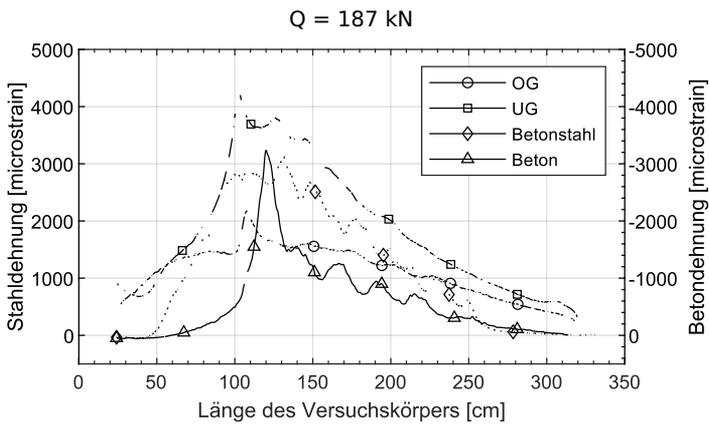
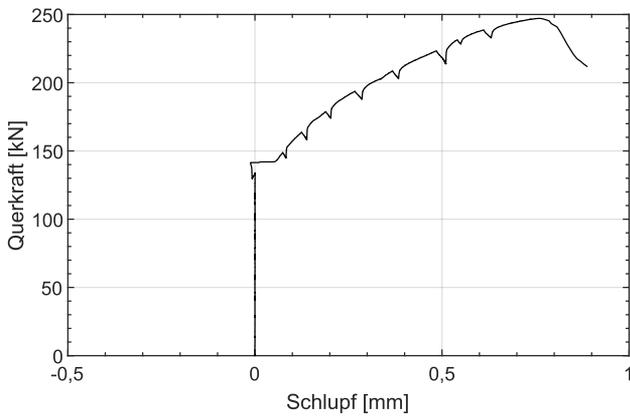
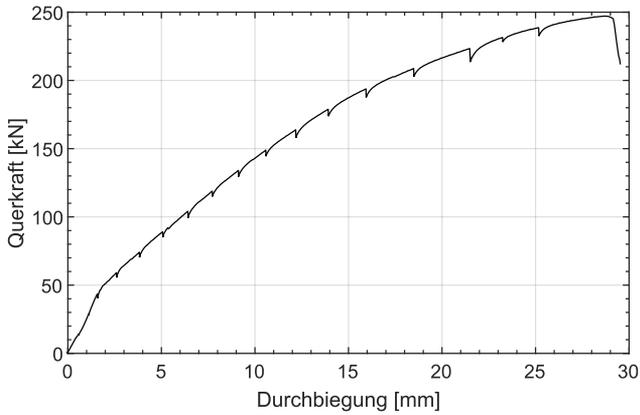


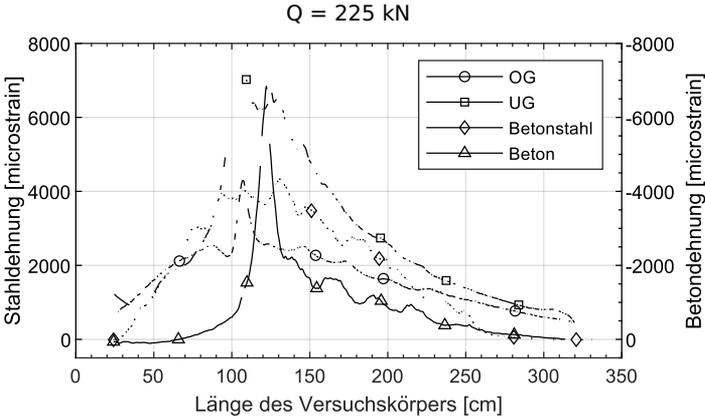
Hody-1,00-280-C30/37-Ø15/20h-2



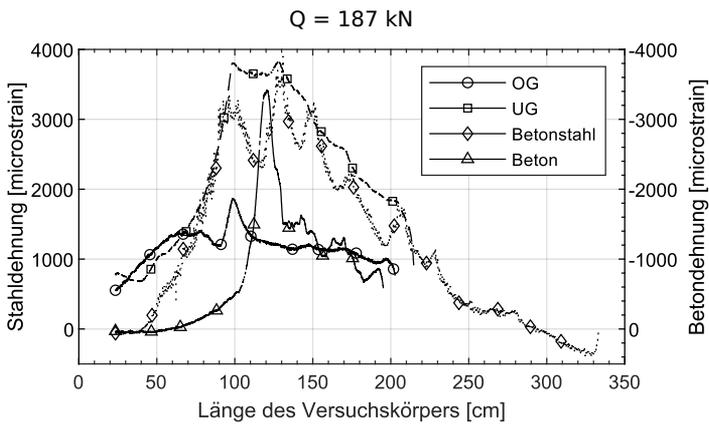
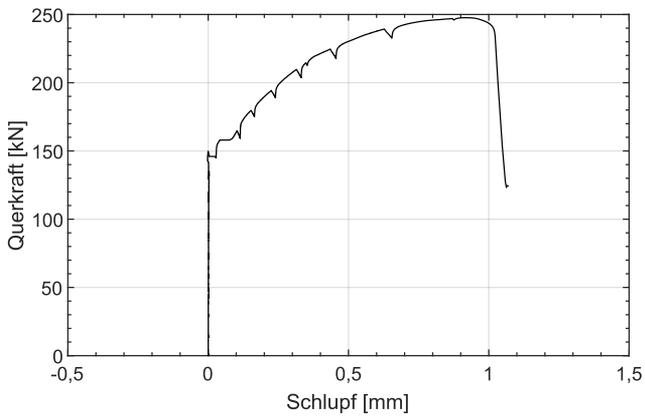
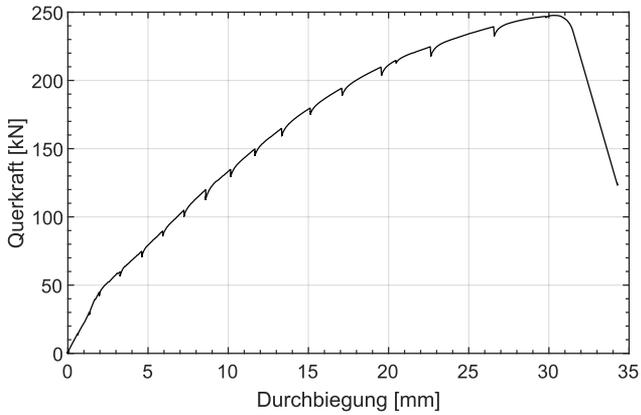


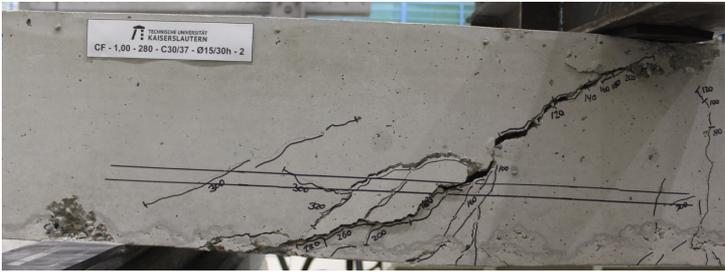
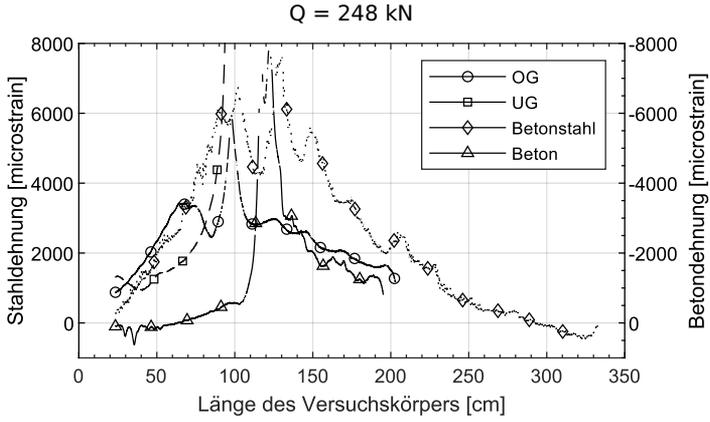
CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30h-1



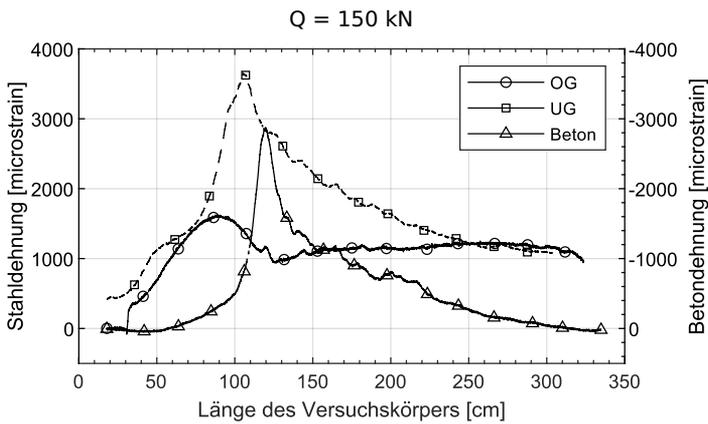
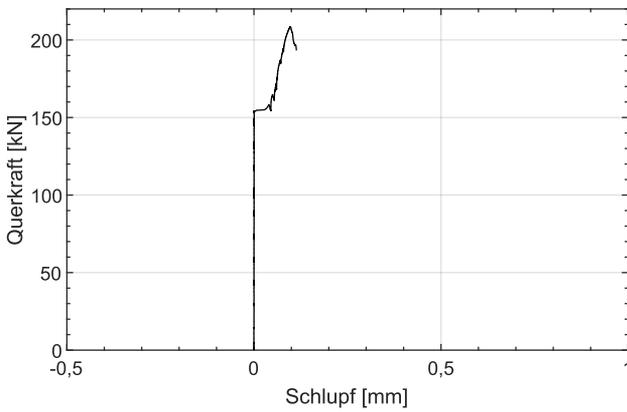
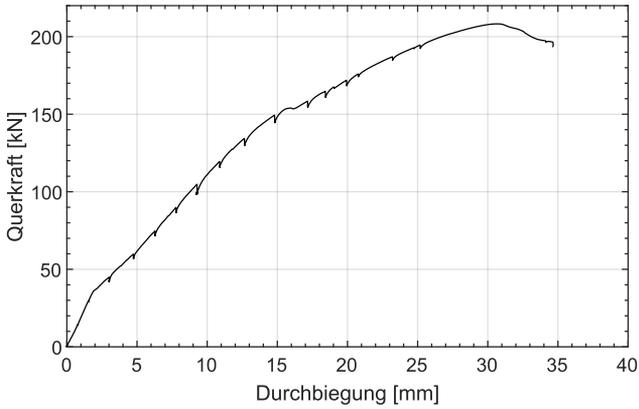


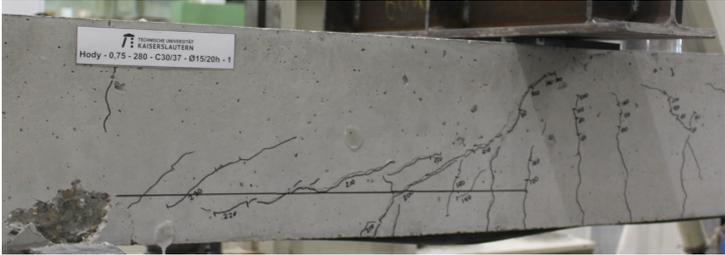
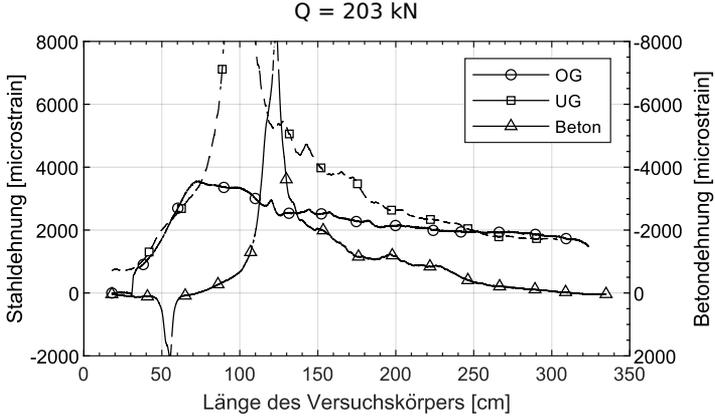
CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30h-2



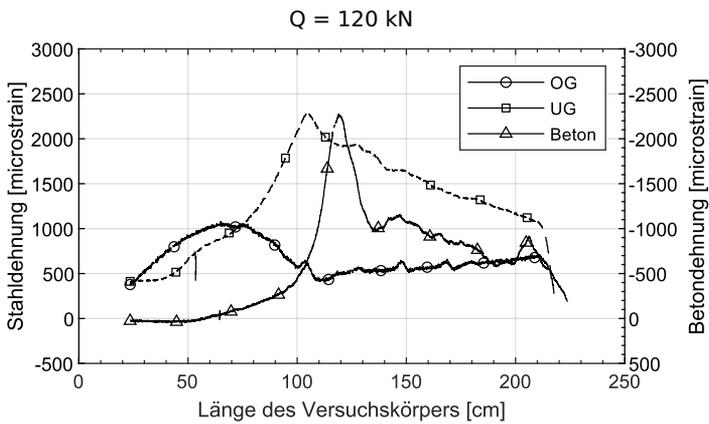
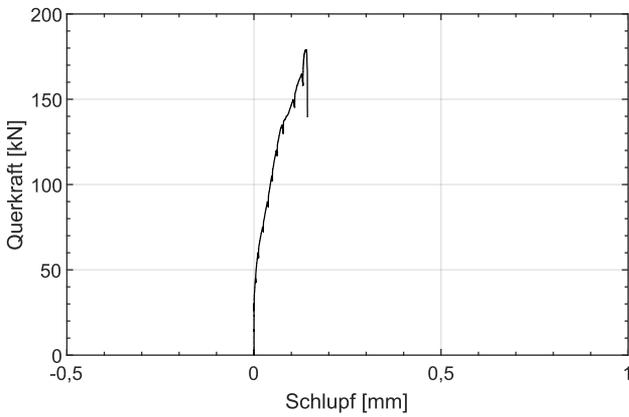
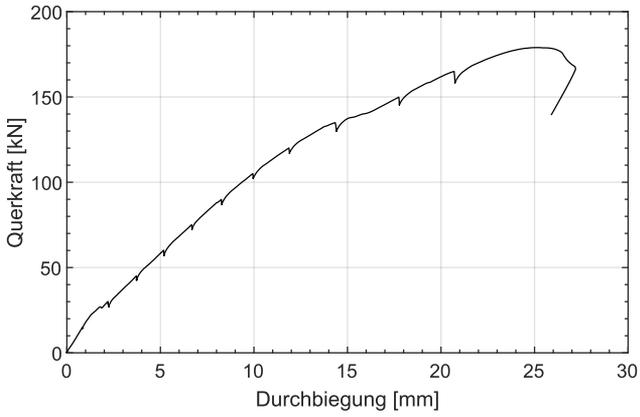


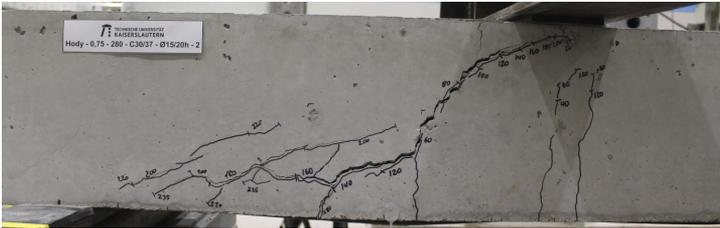
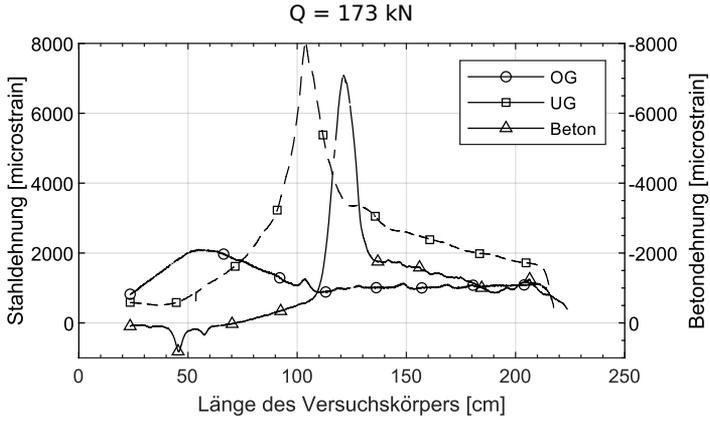
Hody-0,75-280-C30/37-Ø15/20h-1



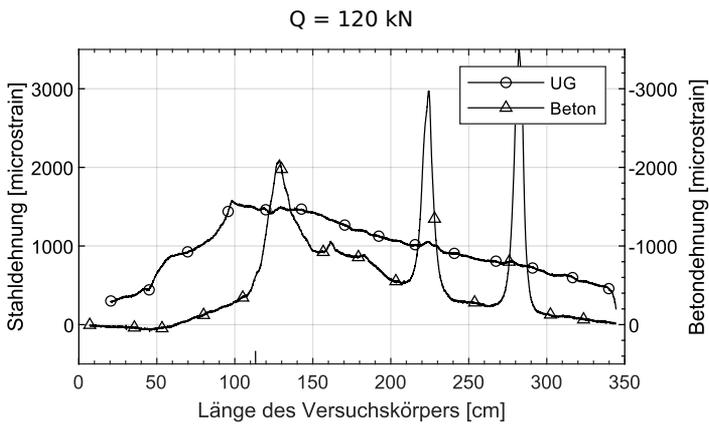
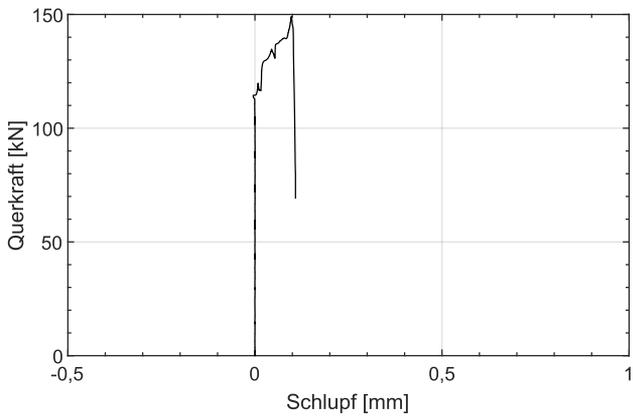
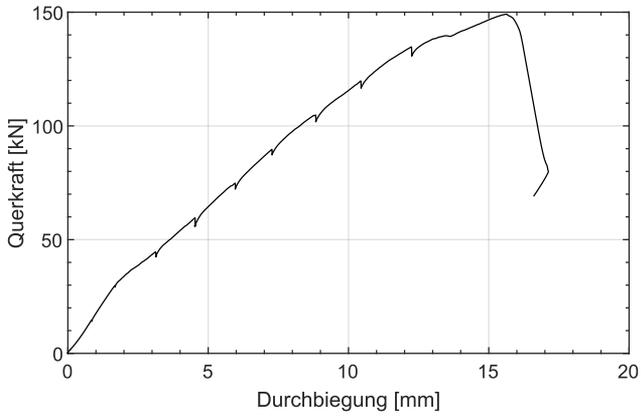


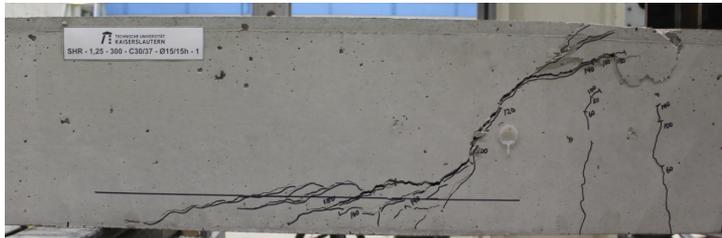
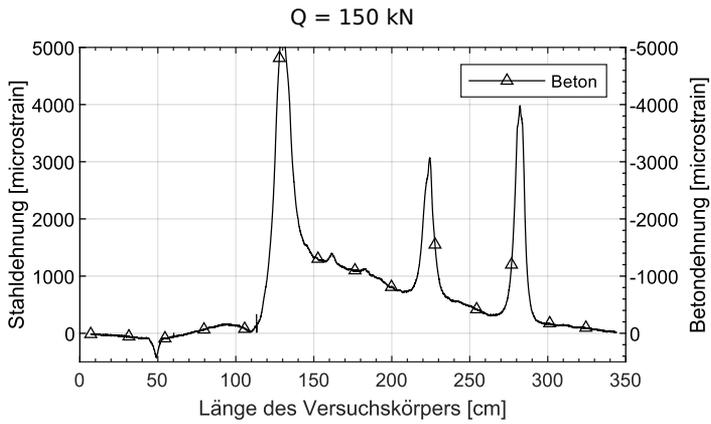
Hody-0,75-280-C30/37-Ø15/20h-2



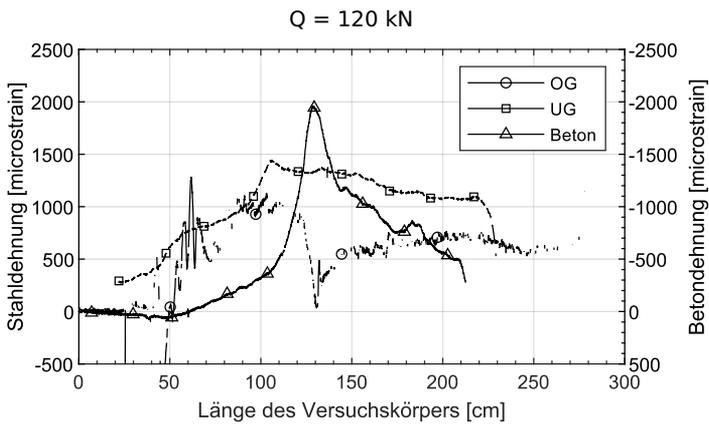
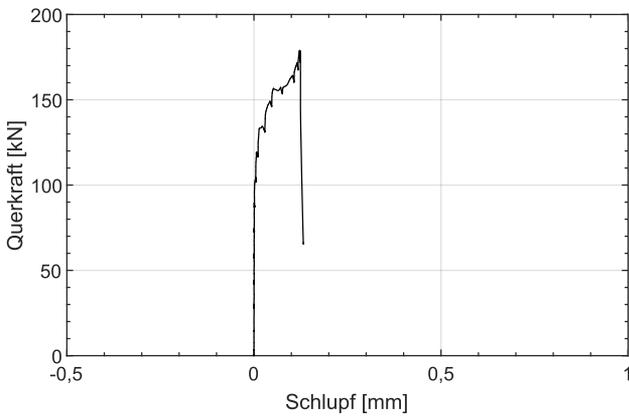
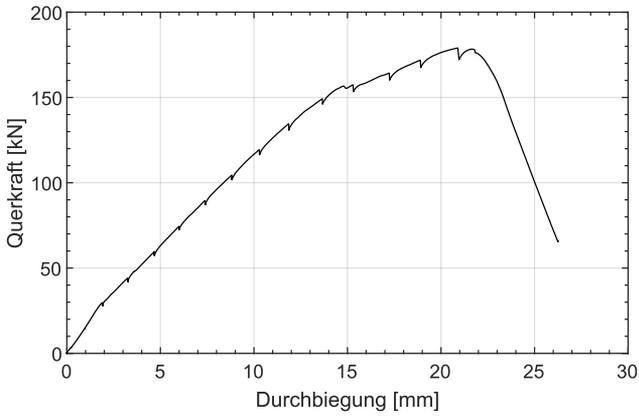


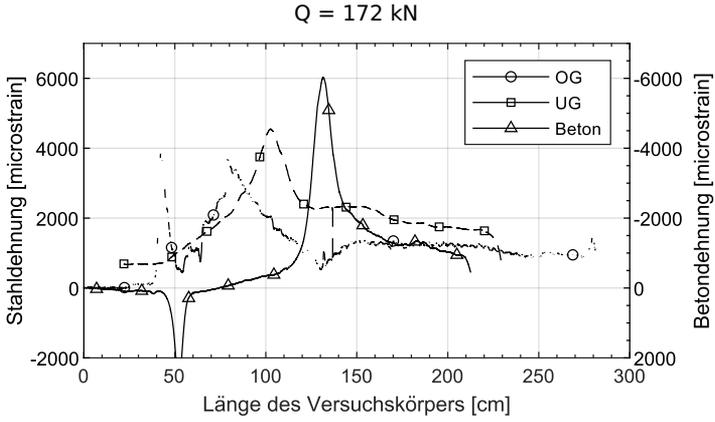
SHR-1,25-300-C30/37-Ø15/15h-1



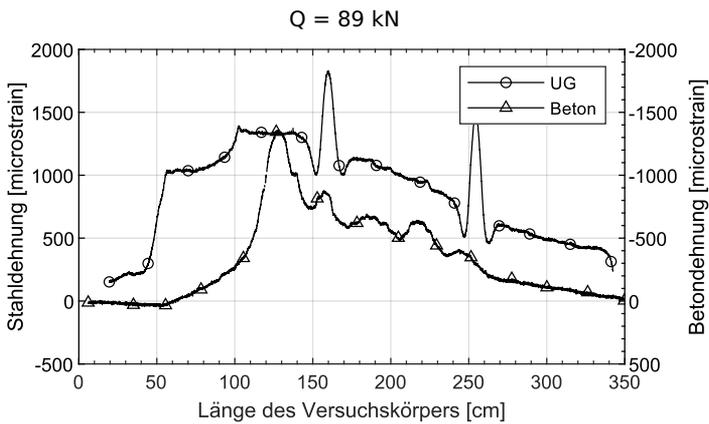
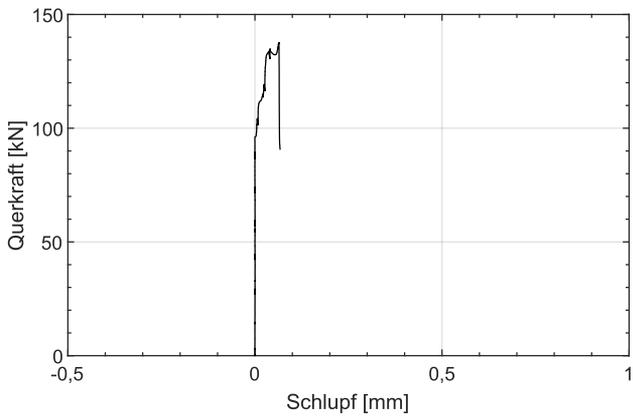
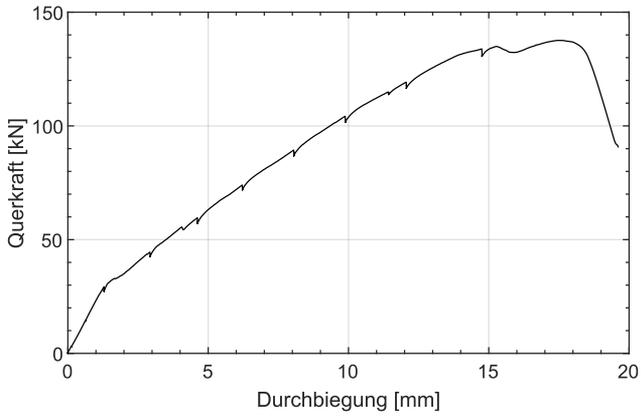


SHR-1,25-300-C30/37-Ø15/15h-2

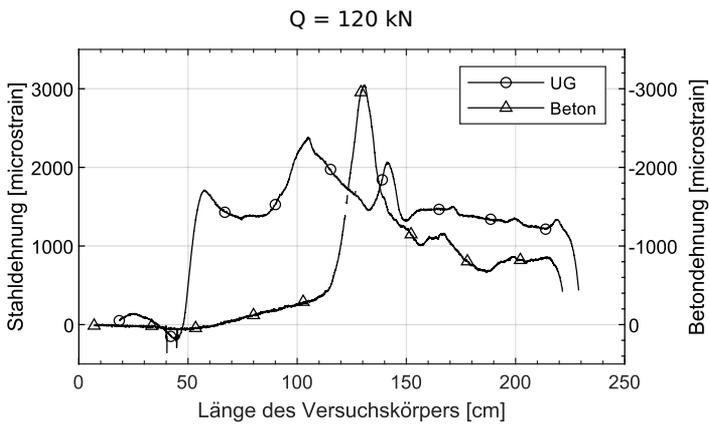
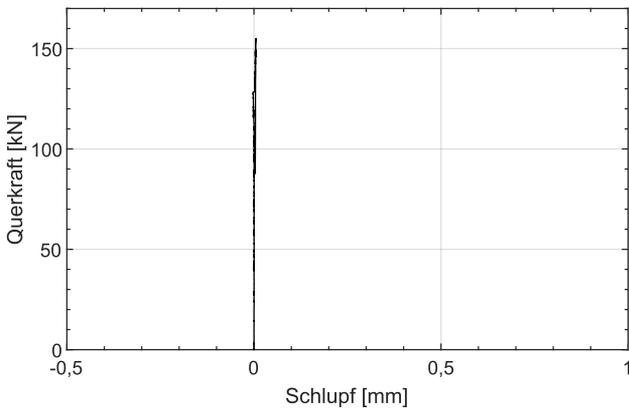
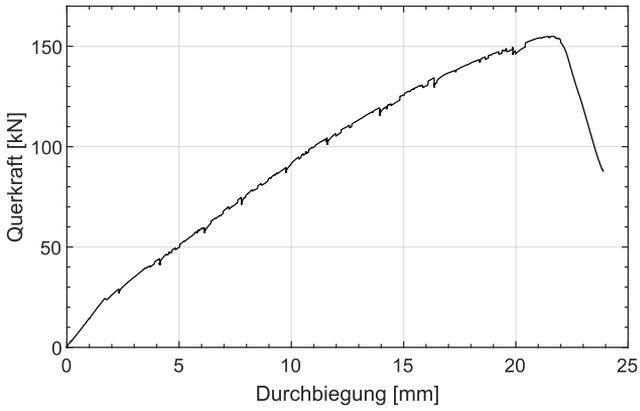


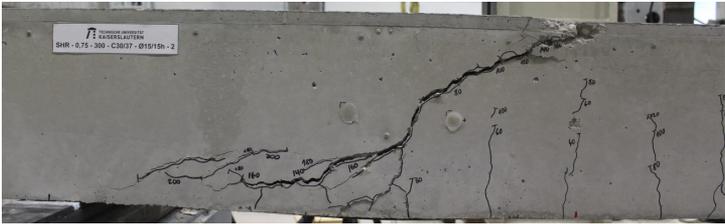
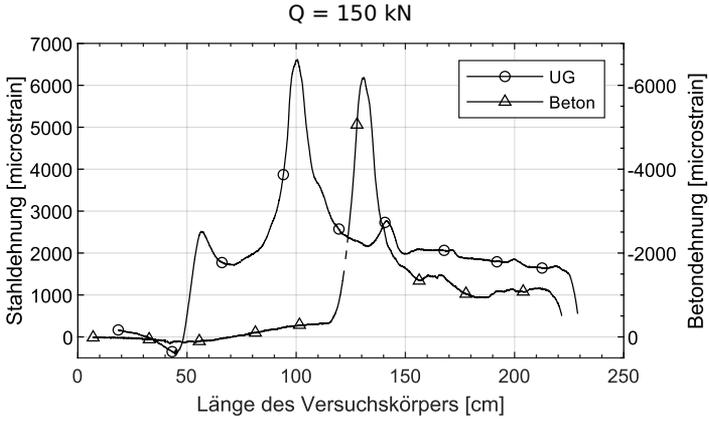


SHR-0,75-300-C30/37-Ø15/15h-1

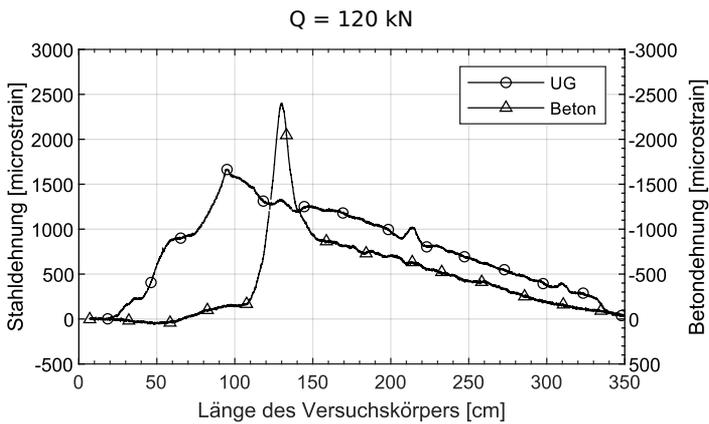
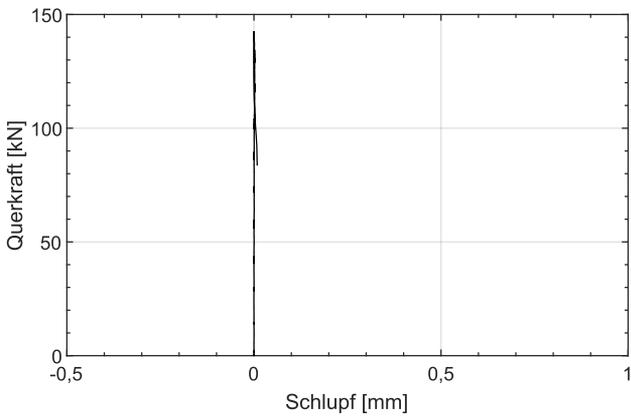
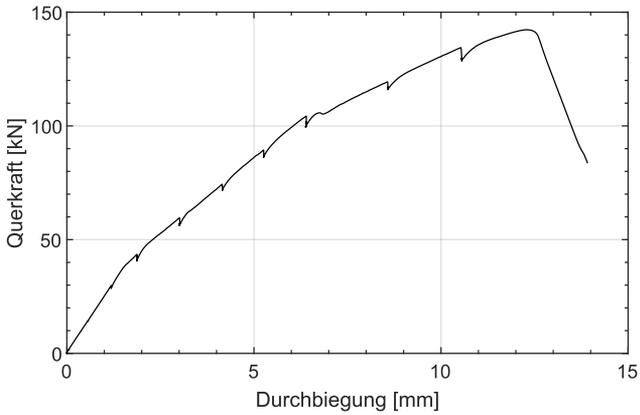


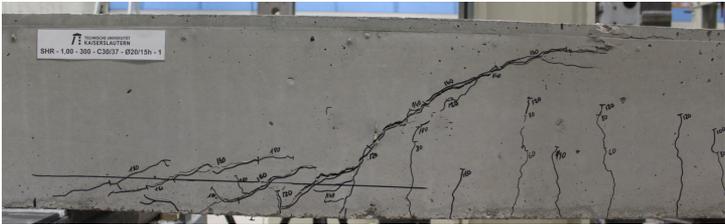
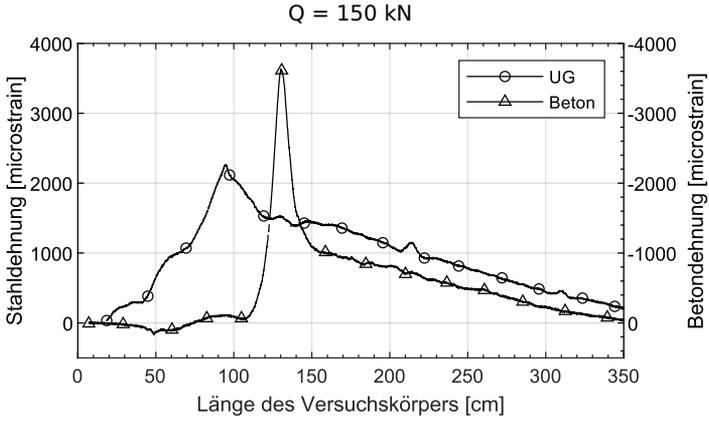
SHR-0,75-300-C30/37-Ø15/15h-2



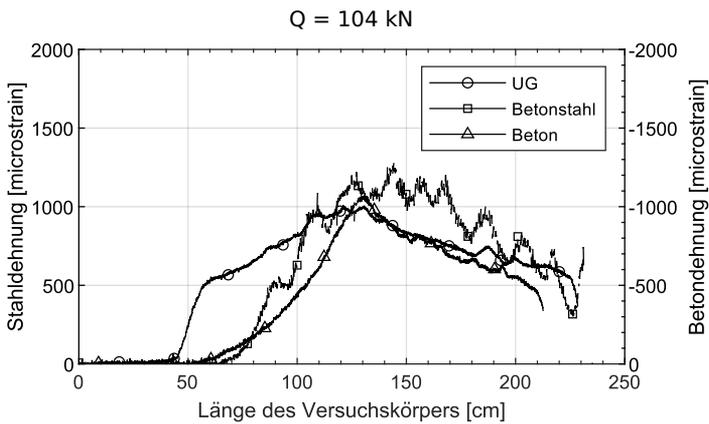
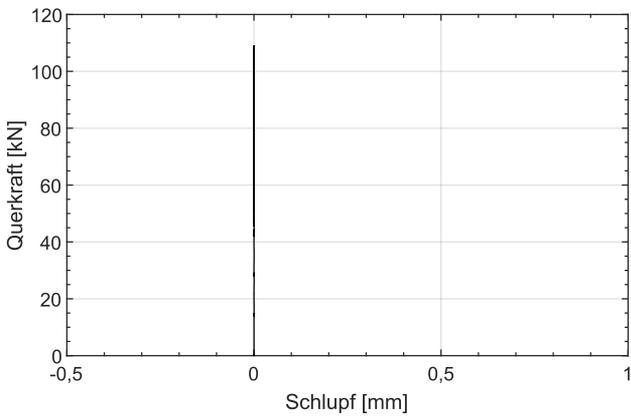
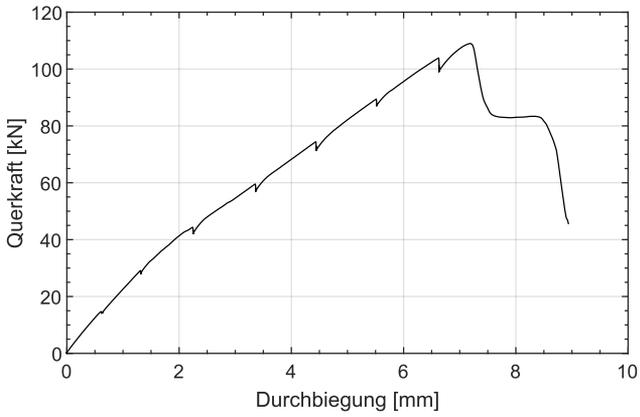


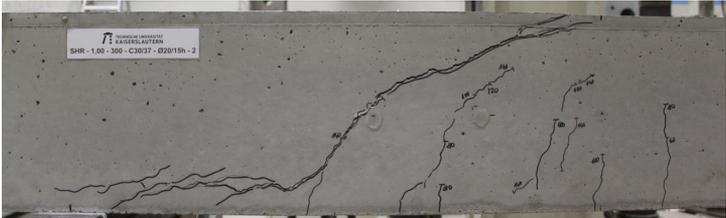
SHR-1,00-300-C30/37-Ø20/15h-1



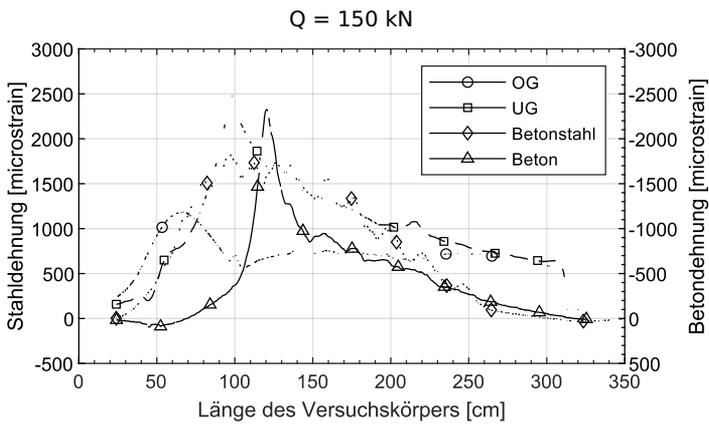
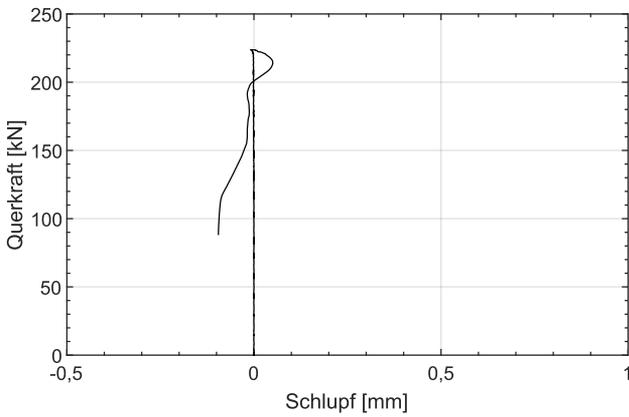
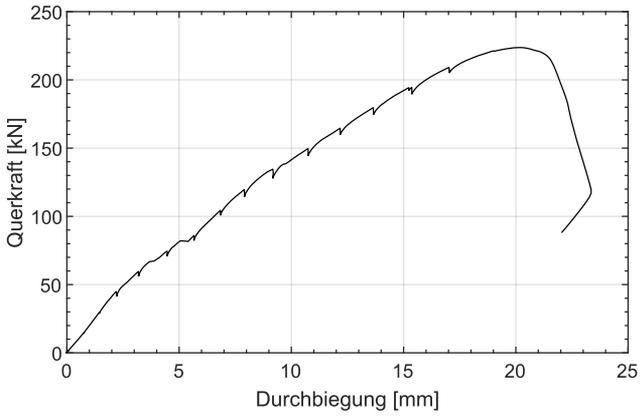


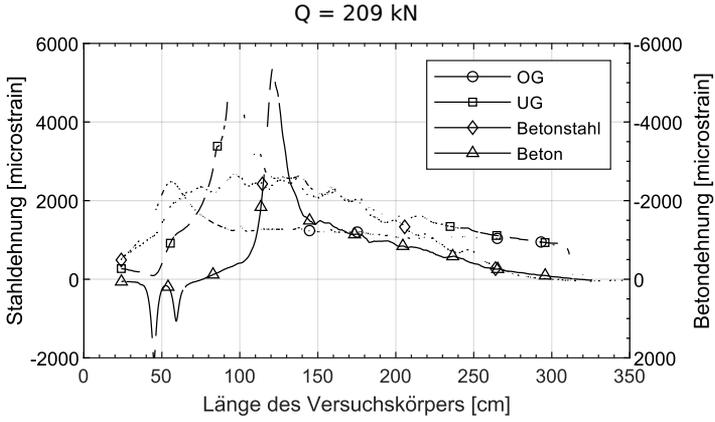
SHR-1,00-300-C30/37-Ø20/15h-2



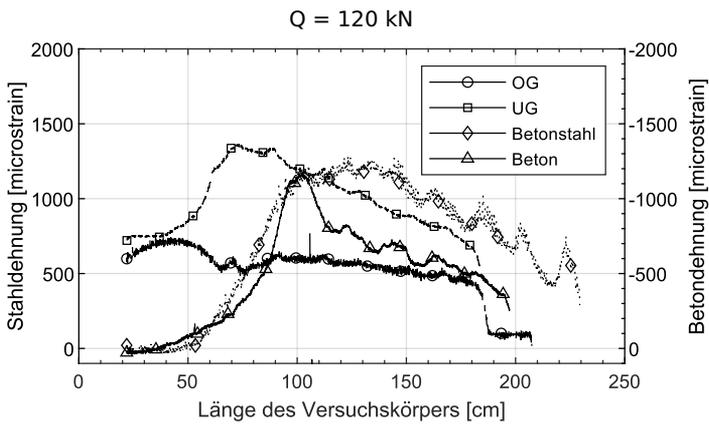
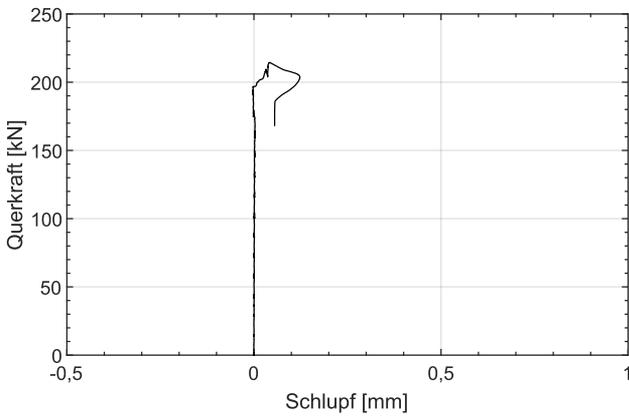
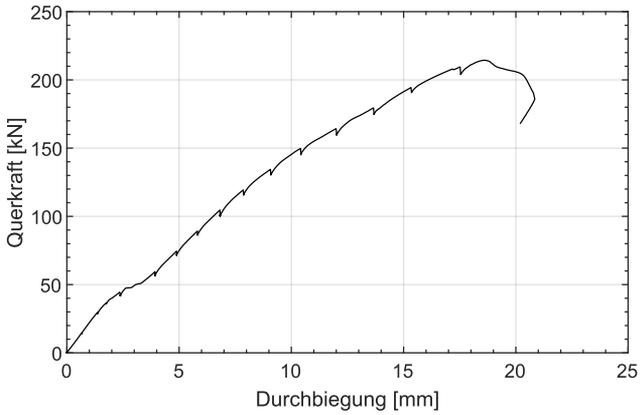


Hody-1,00-280-C30/37-Ø20/20h-1

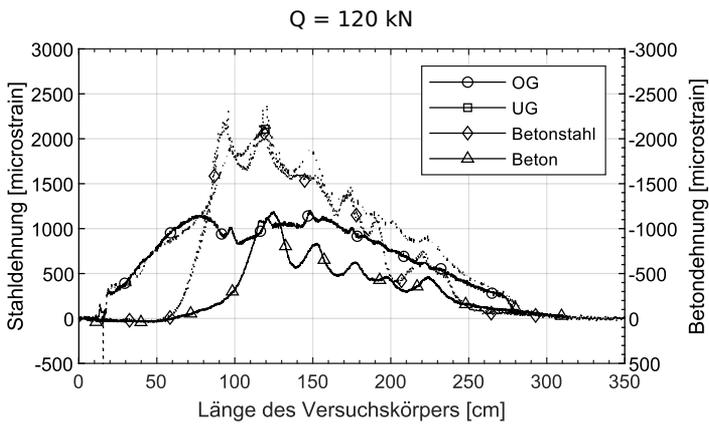
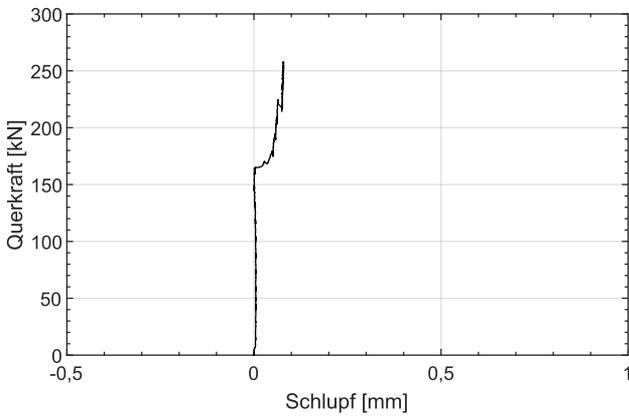
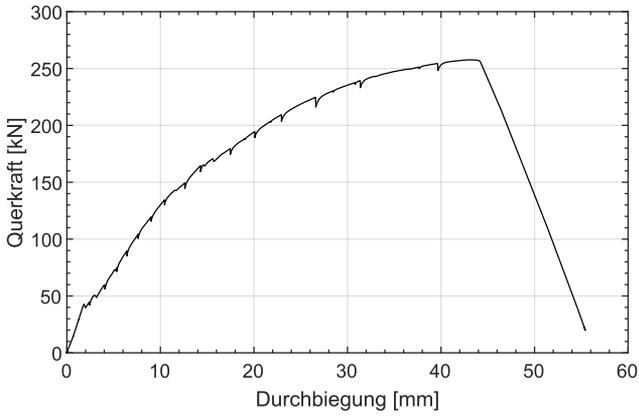




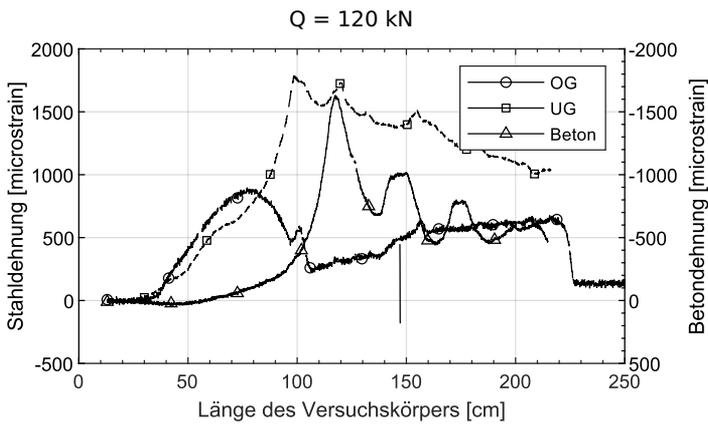
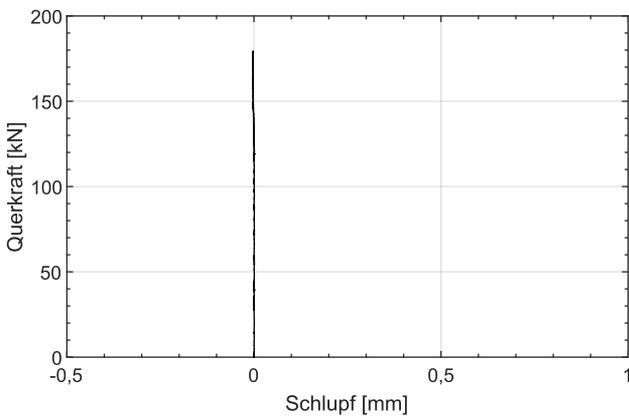
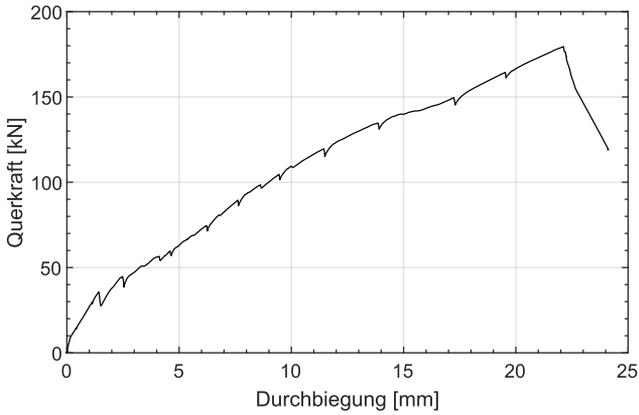
Hody-1,00-280-C30/37-Ø20/20h-2

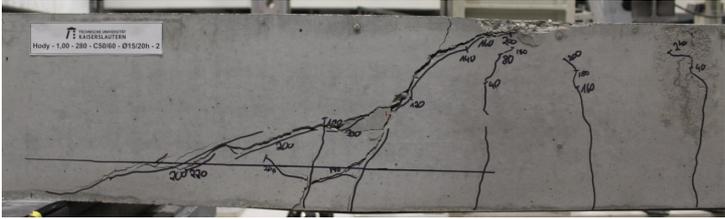
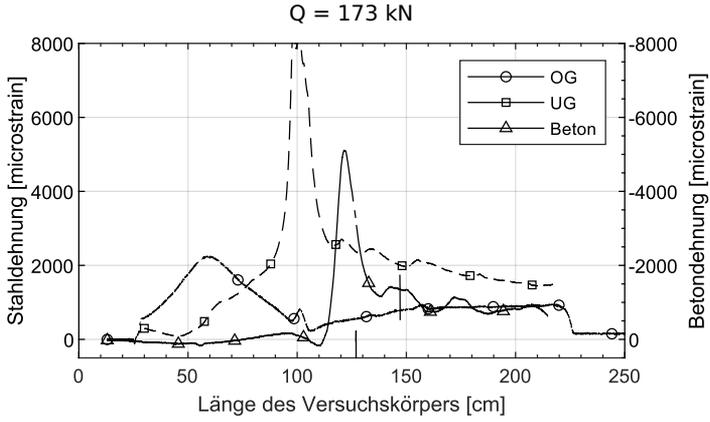


Hody-1,00-280-C50/60-Ø15/20h-1

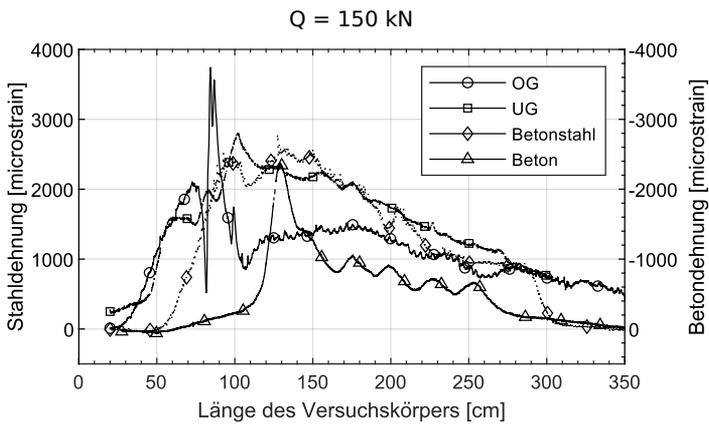
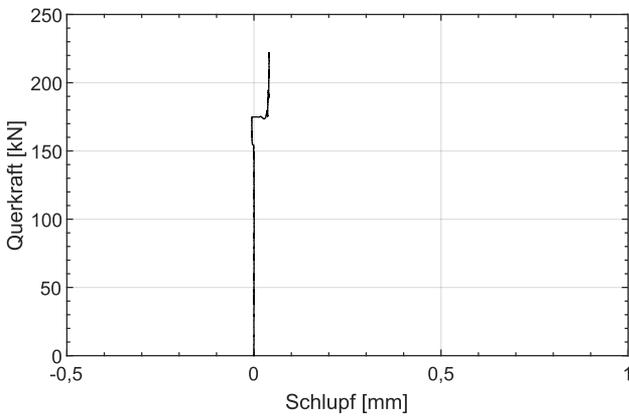
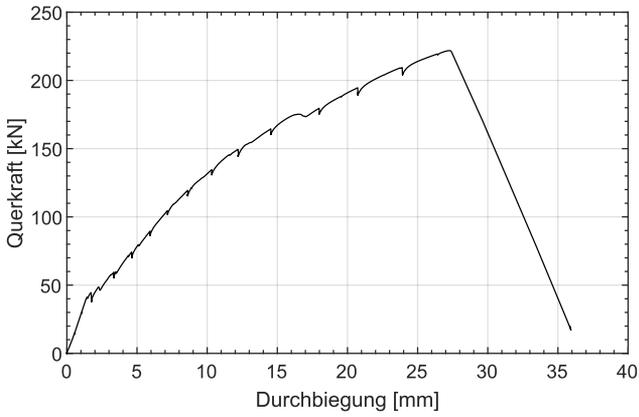


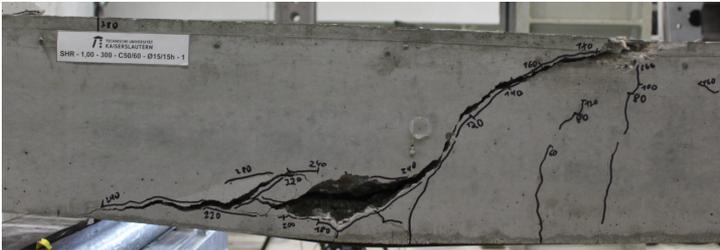
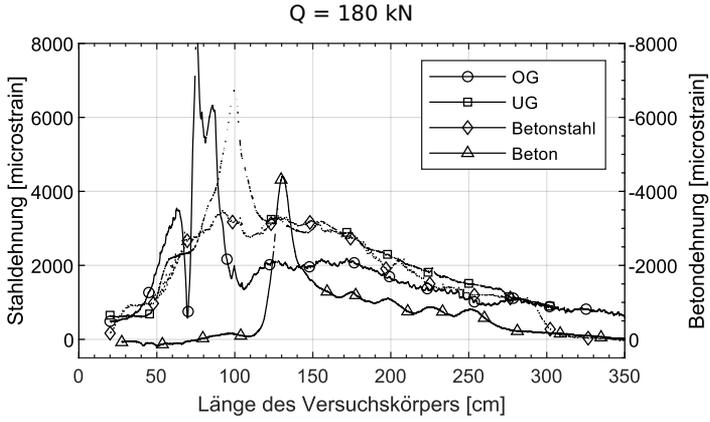
Hody-1,00-280-C50/60-Ø15/20h-2



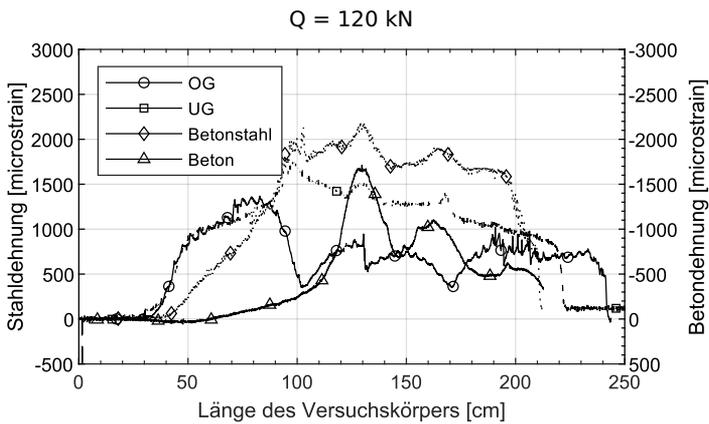
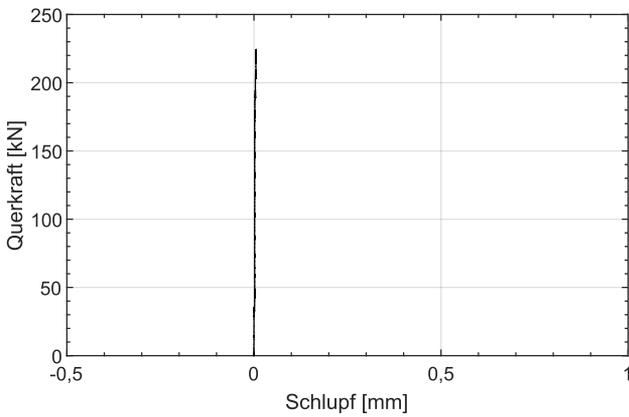
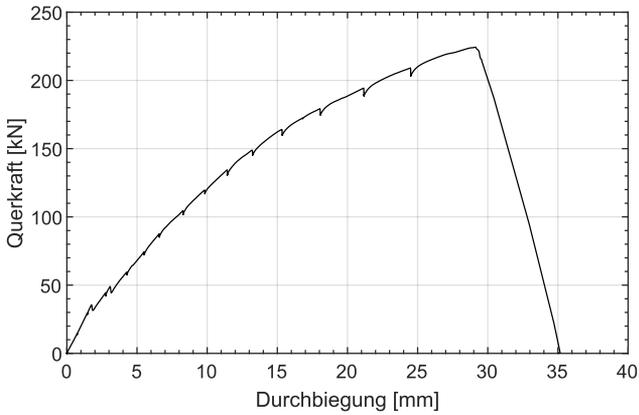


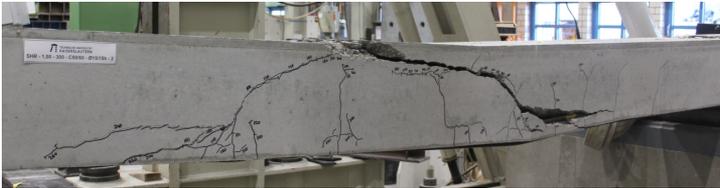
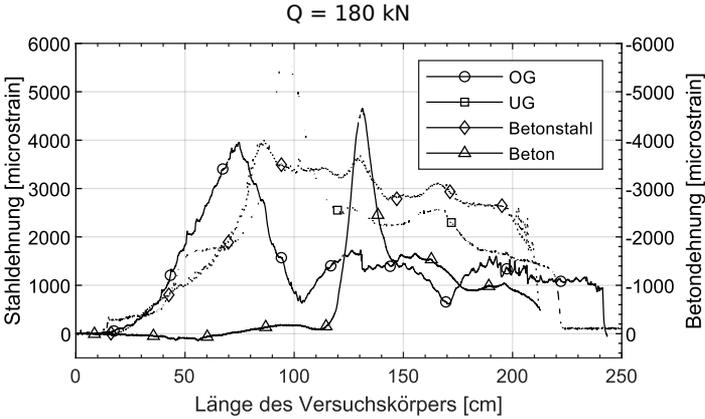
SHR-1,00-300-C50/60-Ø15/15h-1



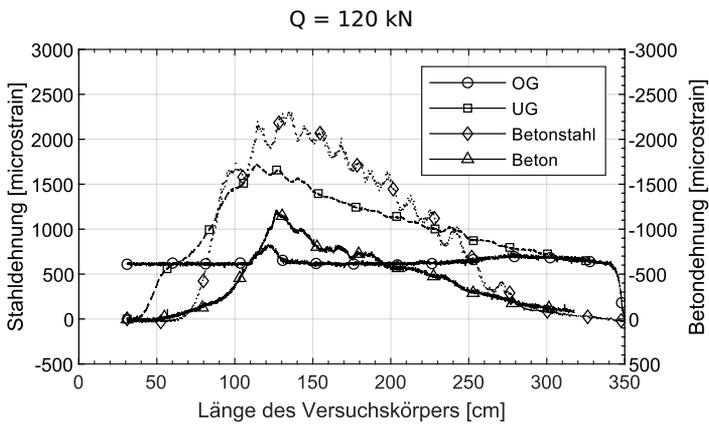
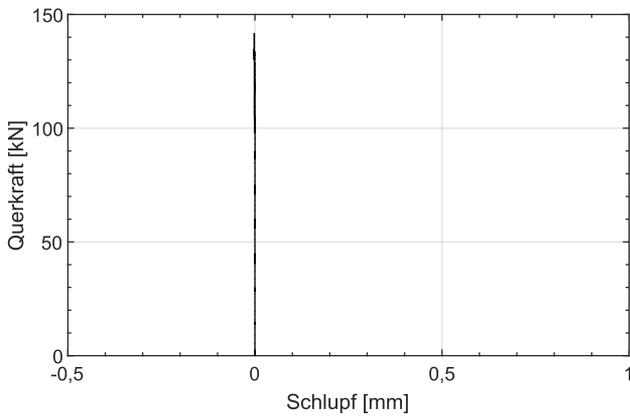
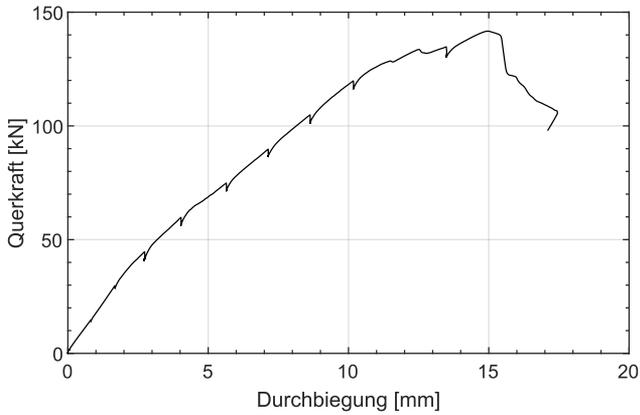


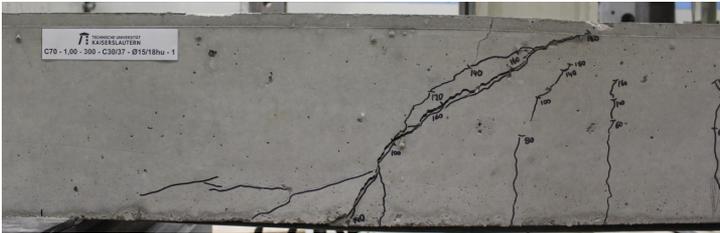
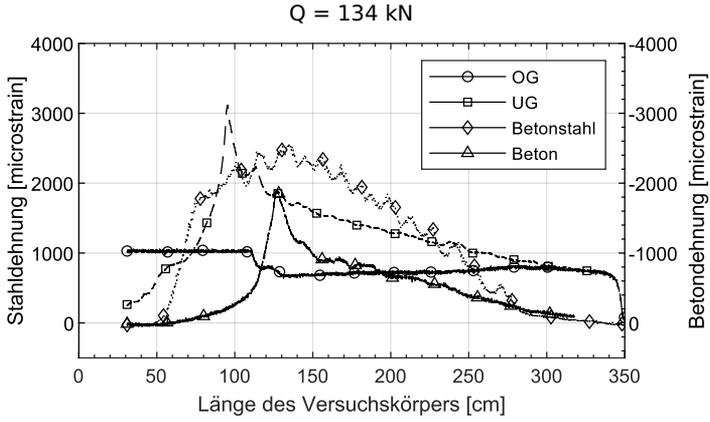
SHR-1,00-300-C50/60-Ø15/15h-2



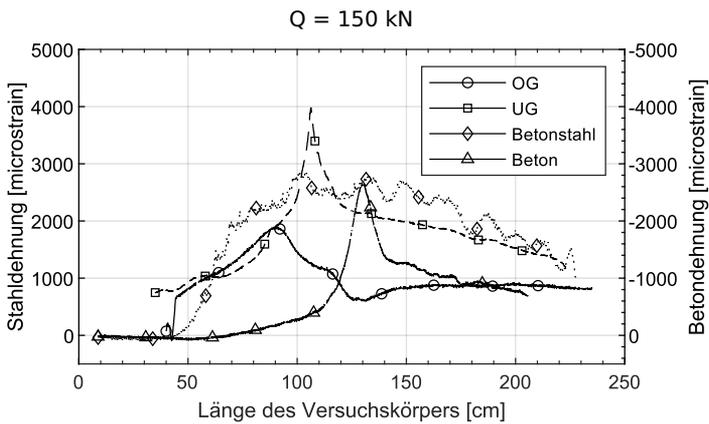
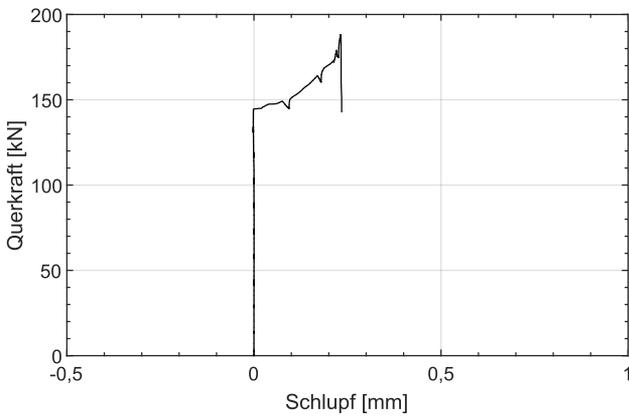
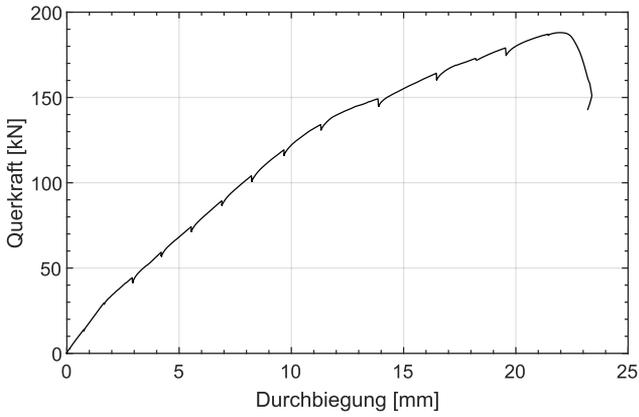


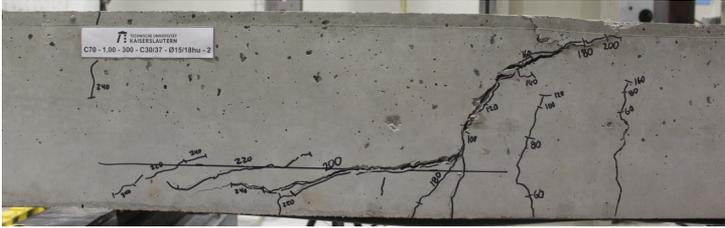
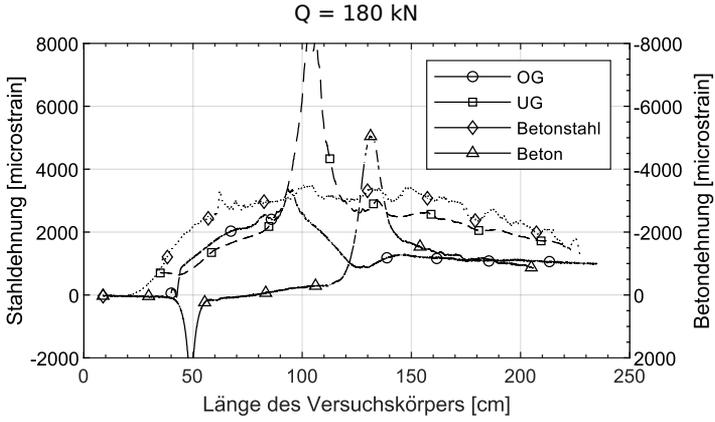
C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18hu-1



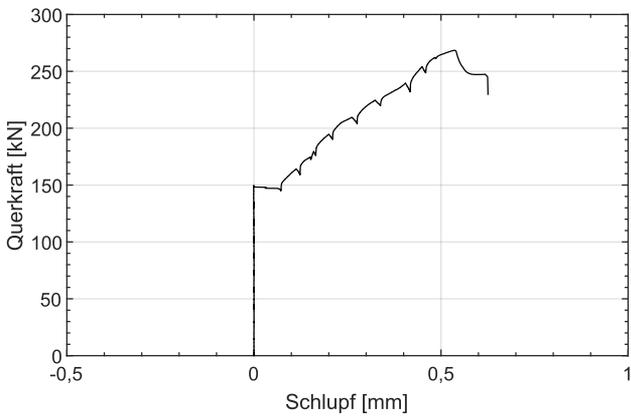
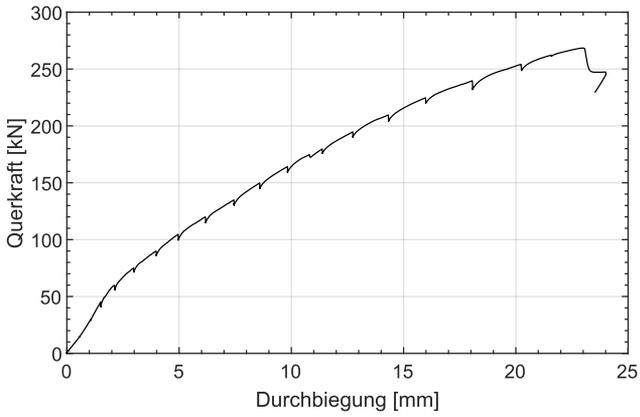


C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18hu-2

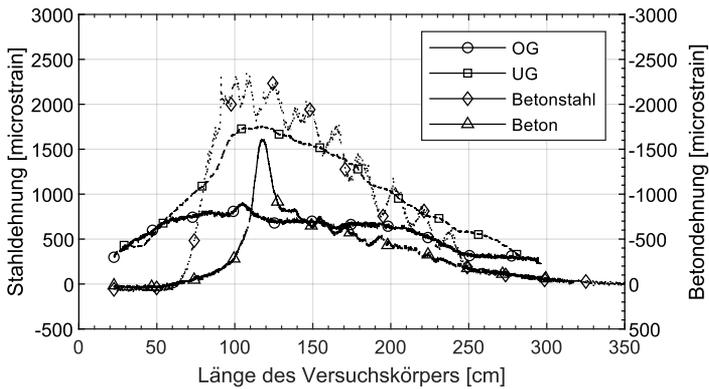


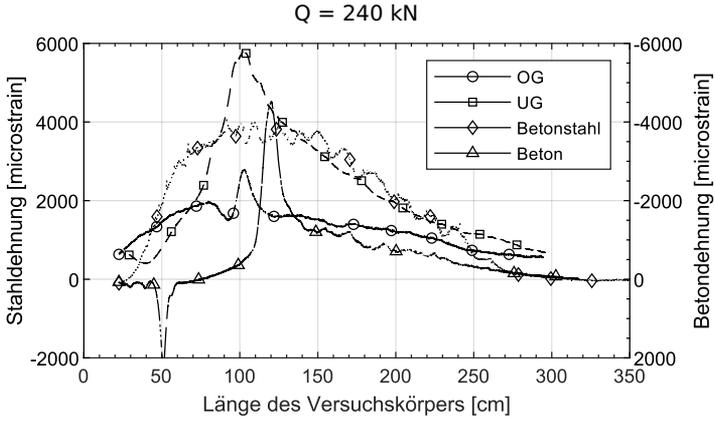


CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30hu-1

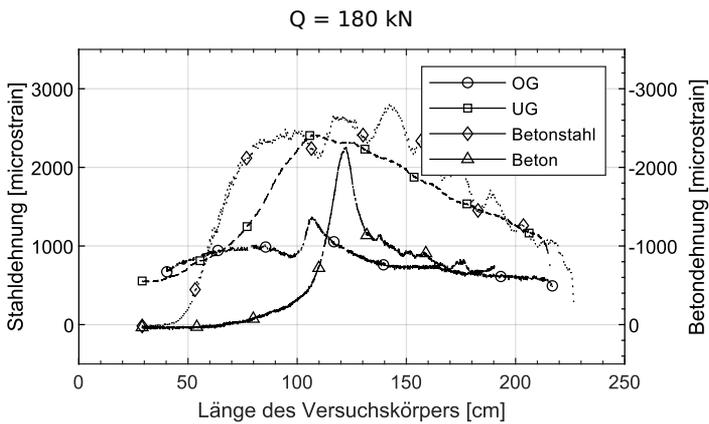
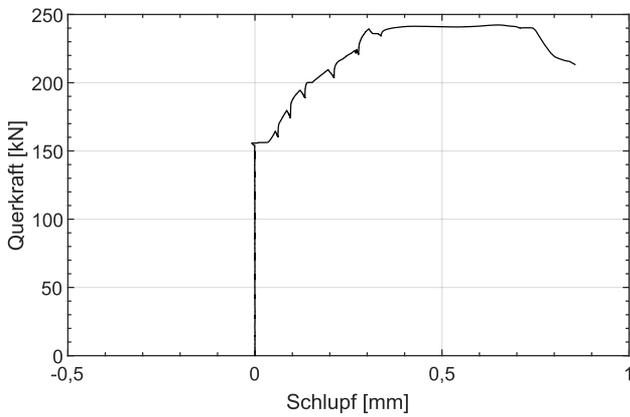
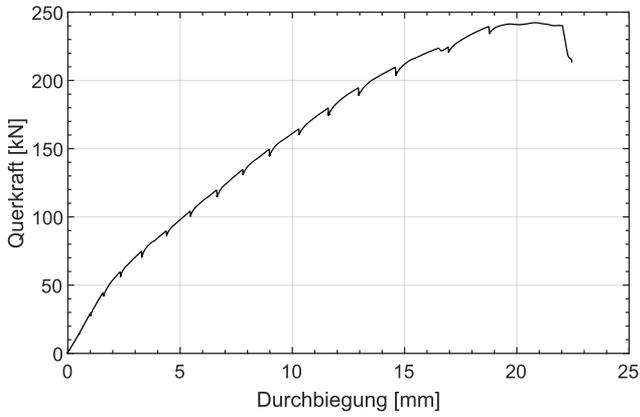


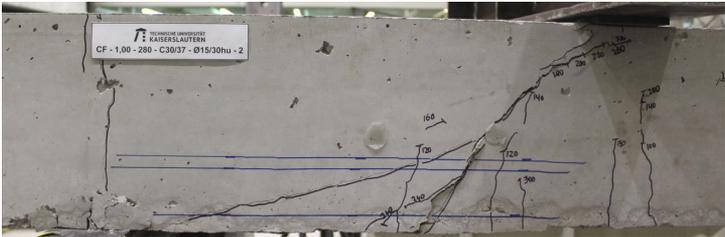
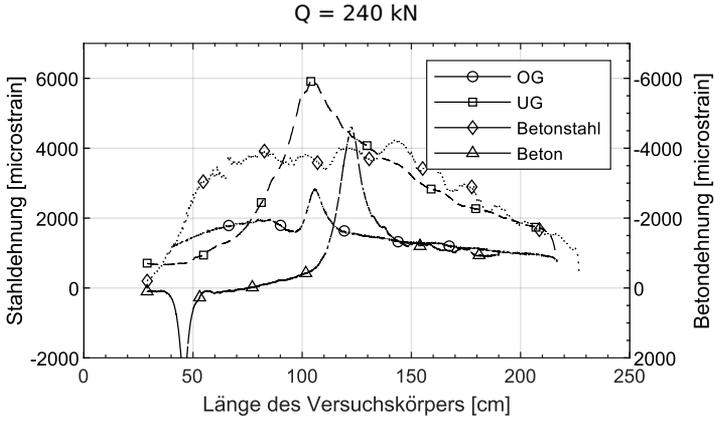
Q = 150 kN



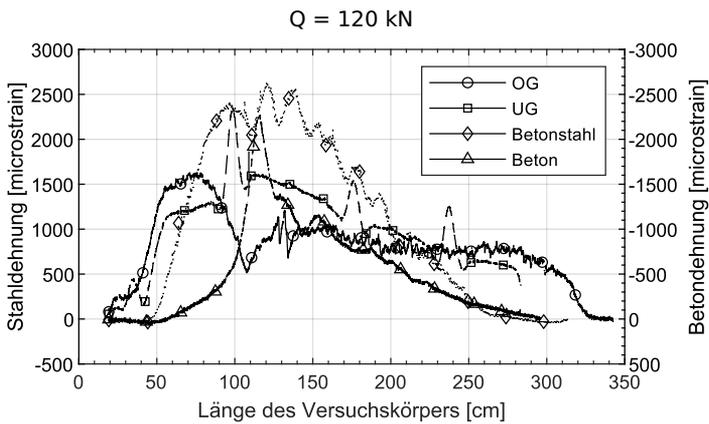
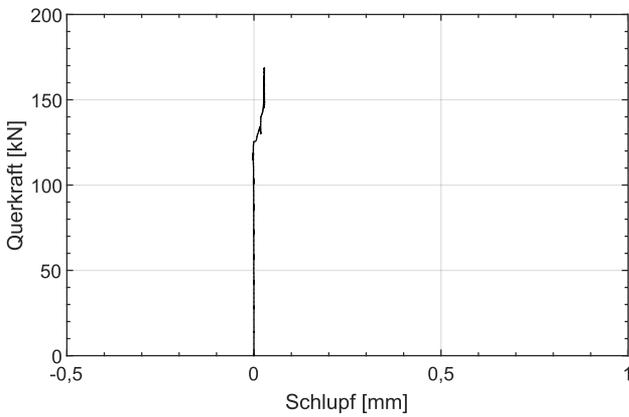
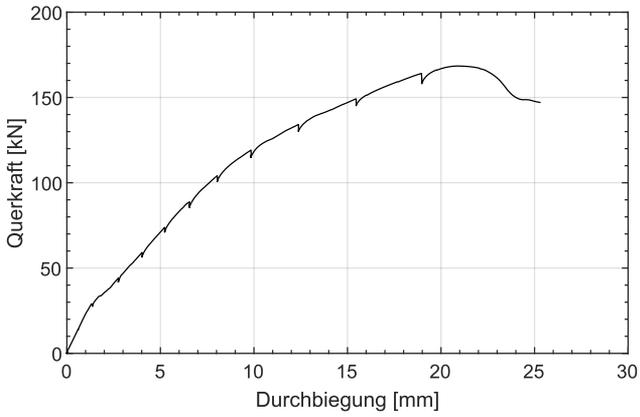


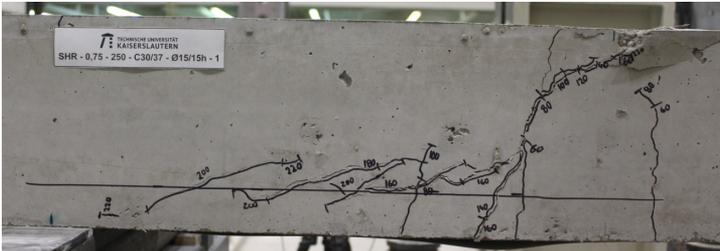
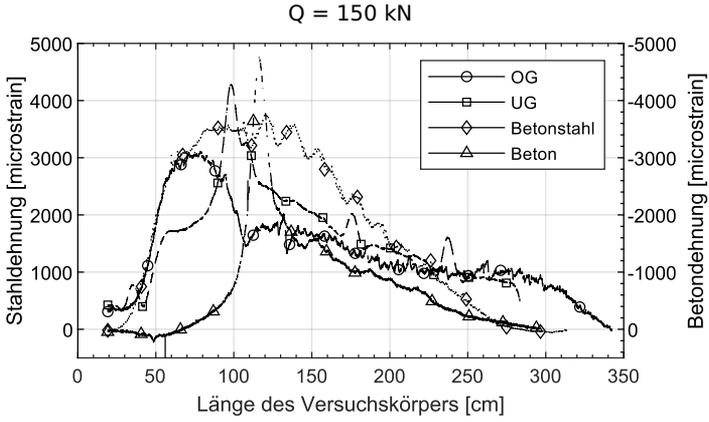
CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30hu-2



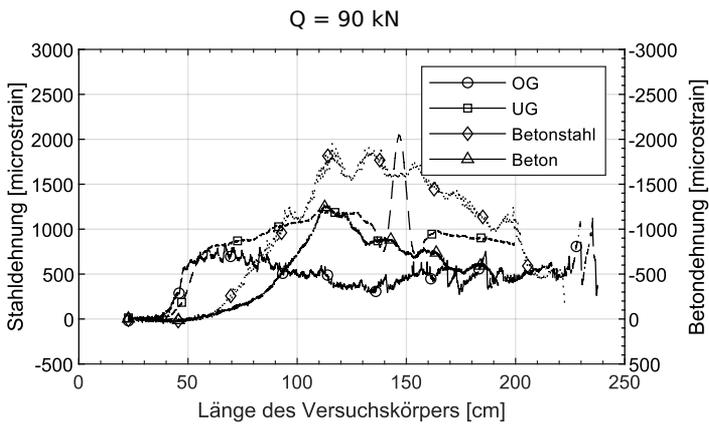
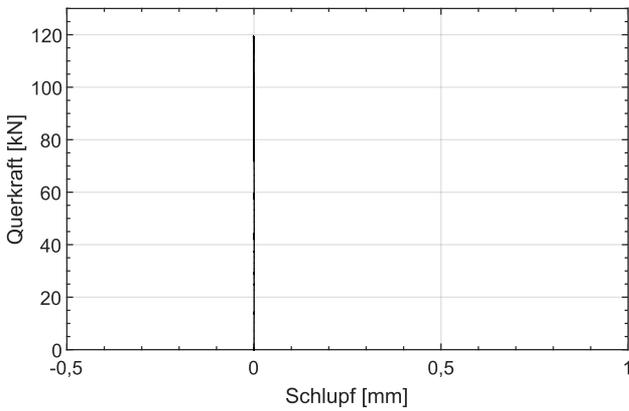
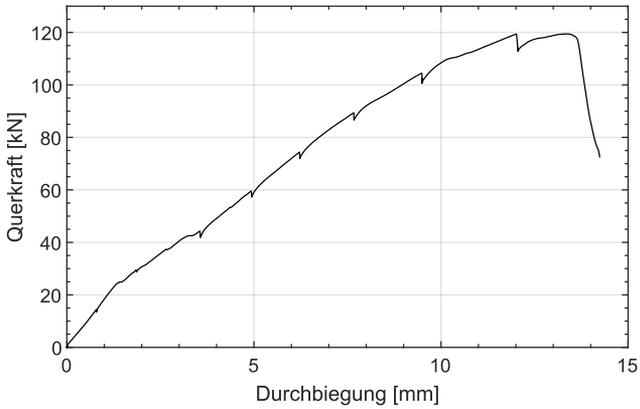


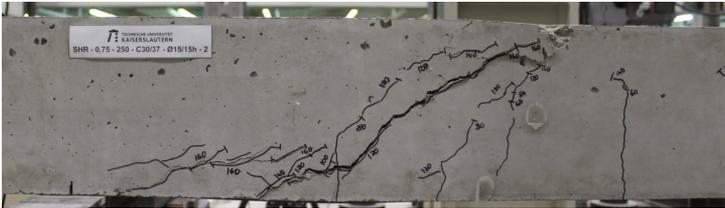
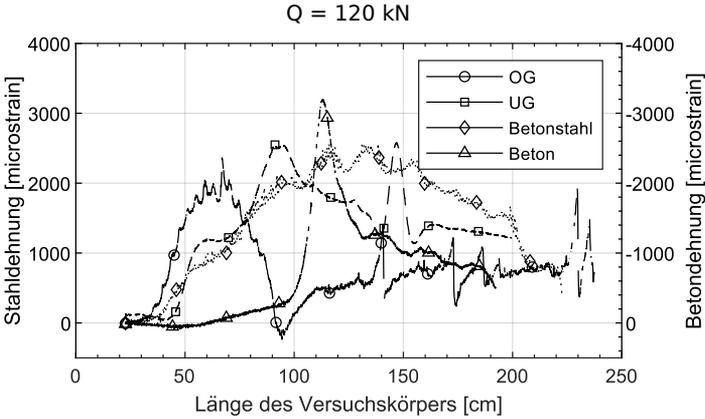
SHR-0,75-250-C30/37-Ø15/15h-1



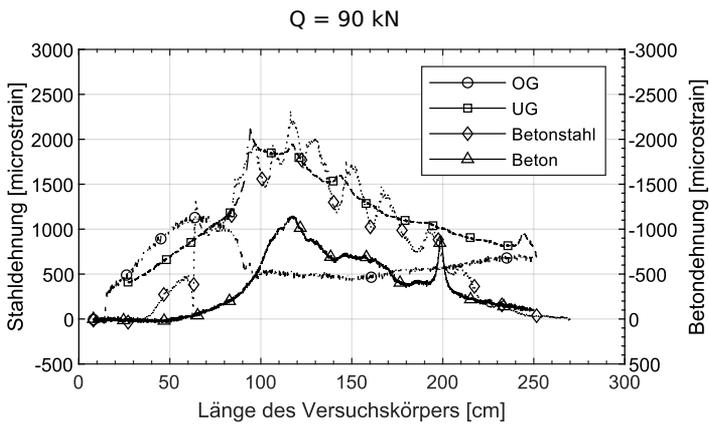
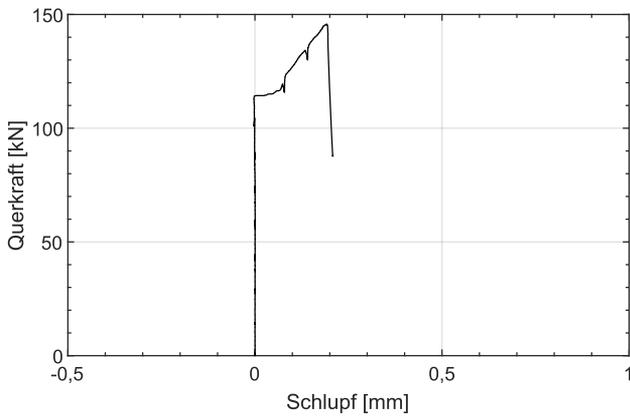
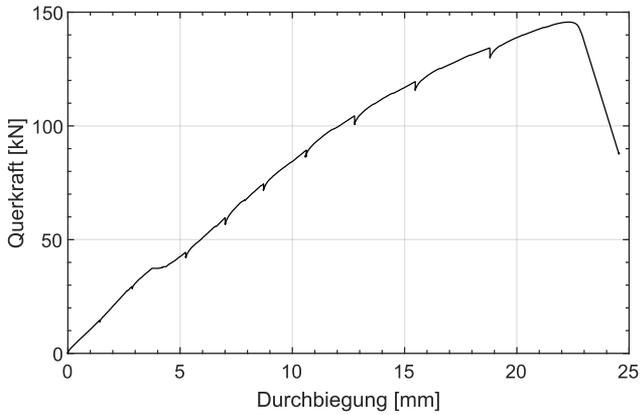


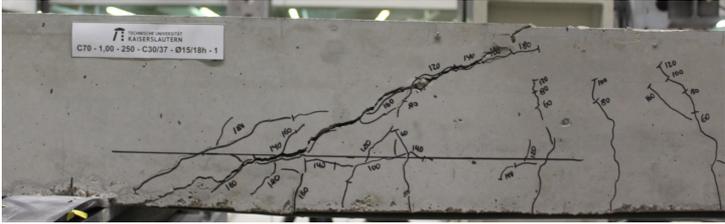
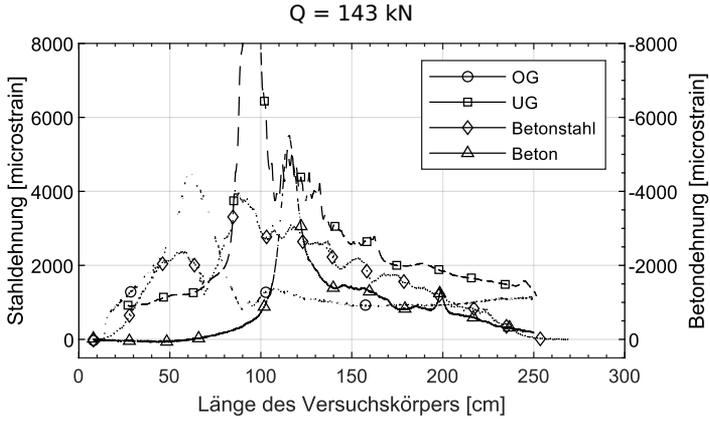
SHR-0,75-250-C30/37-Ø15/15h-2



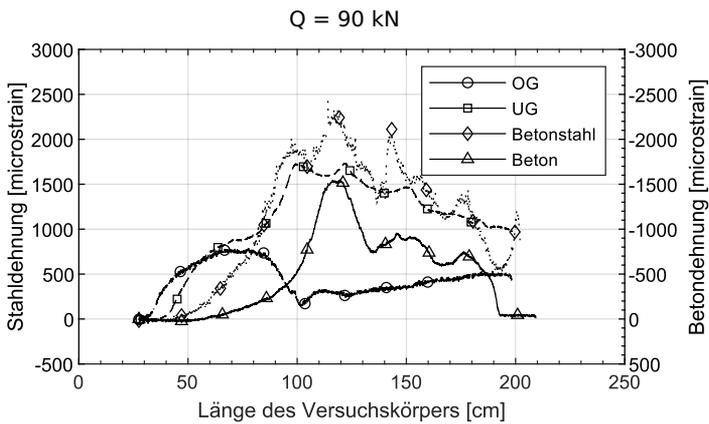
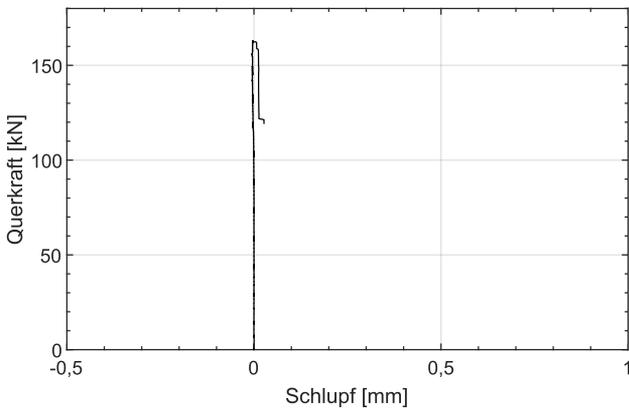
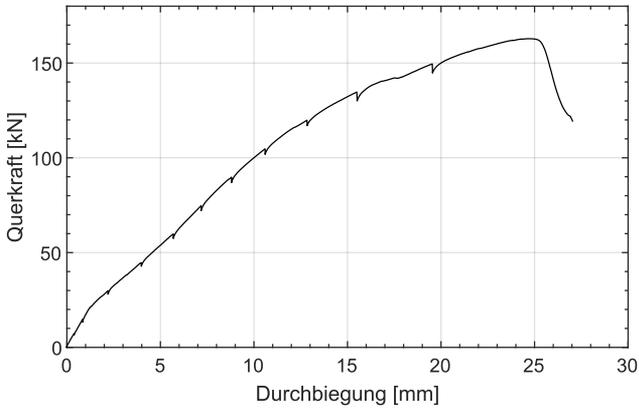


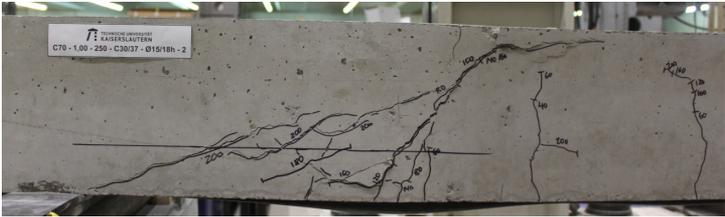
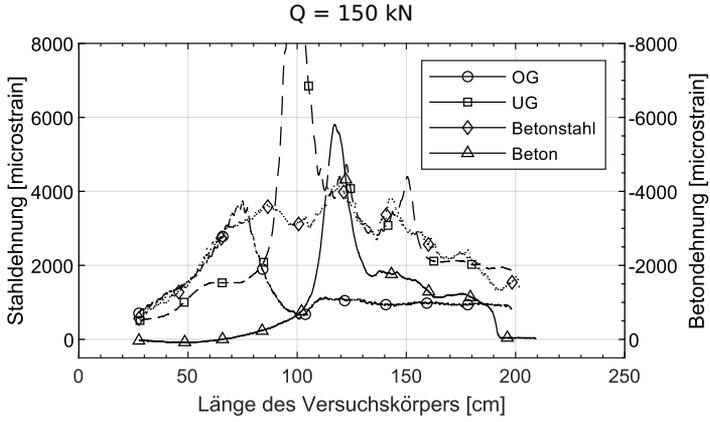
C70-1,00-250-C30/37-Ø15/18h-1





C70-1,00-250-C30/37-Ø15/18h-2





C.4 Zusammenfassung der Modellergebnisse

Versuch	L_{II} [cm]	$V_{c,cz}$ [kN]	$V_{c,ct}$ [kN]	$V_{c,ks,1}$ [kN]	$V_{c,ks,2}$ [kN]	$V_{c,ks}$ [kN]	$\tan\theta$ [-]	$V_{c,cs}$ [kN]	$V_{c,calc}$ [kN]	$V_{test}/V_{c,calc}$ [-]	
SHR-1,00-300-C30/37-Ø15/15h-1	113	168,0	32,4	62,5	21,8	92,2	21,8	0,21	74,5	191,2	0,88
SHR-1,00-300-C30/37-Ø15/15h-2	105	137,2	26,4	62,5	21,8	112,2	21,8	0,21	59,7	170,5	0,80
C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18h-1	110	172,2	35,8	71,1	19,6	83,5	19,6	0,20	88,8	215,3	0,80
C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18h-2	107	185,6	38,5	71,1	19,6	66,3	19,6	0,20	98,9	228,1	0,81
Hody-1,00-280-C30/37-Ø15/20h-1	98	178,9	31,8	80,1	10,6	82,4	10,6	0,22	97,6	220,0	0,81
Hody-1,00-280-C30/37-Ø15/20h-2	98	164,0	29,1	80,1	10,6	96,0	10,6	0,22	88,1	207,9	0,79
CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30h-1	101	248,9	43,8	93,5	15,0	0	0	0,20	120,4	257,7	0,97
CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30h-2	97	249,6	43,5	93,5	15,0	0	0	0,20	122,8	259,8	0,96
Hody-0,75-280-C30/37-Ø15/20h-1	109	209,4	38,3	65,1	12,7	0	0	0,21	101,6	205,0	1,02
Hody-0,75-280-C30/37-Ø15/20h-2	100	180,3	34,6	65,1	12,7	67,1	12,7	0,22	95,7	208,0	0,87
SHR-1,25-300-C30/37-Ø15/15h-1	104	151,4	29,1	54,3	24,9	122,2	24,9	0,21	64,0	172,3	0,88
SHR-1,25-300-C30/37-Ø15/15h-2	104	181,3	34,8	54,3	24,9	103,5	24,9	0,21	83,0	197,0	0,92
SHR-0,75-300-C30/37-Ø15/15h-1	100	139,9	27,2	54,3	24,9	105,8	24,9	0,22	64,1	170,5	0,82
SHR-0,75-300-C30/37-Ø15/15h-2	100	157,3	30,6	54,3	24,9	89,4	24,9	0,21	75,6	185,4	0,85
SHR-1,00-300-C30/37-Ø20/15h-1	97	144,7	28,5	58,1	21,5	216,4	21,5	0,21	60,4	168,5	0,86
Hody-1,00-280-C30/37-Ø20/20h-1	98	225,2	43,9	69,7	10,8	177,1	10,8	0,21	116,2	240,6	0,94
Hody-1,00-280-C30/37-Ø20/20h-2	98	215,8	42,0	69,7	10,8	183,4	10,8	0,21	110,7	233,3	0,92
Hody-1,00-280-C50/60-Ø15/20h-1	102	259,3	27,7	74,4	17,5	0	0	0,23	102,1	204,2	1,27
SHR-1,00-300-C50/60-Ø15/15h-1	102	224,2	28,2	62,1	34,2	0	0	0,22	86,1	176,4	1,27
SHR-1,00-300-C50/60-Ø15/15h-2	100	226,8	28,2	62,1	34,2	0	0	0,22	88,8	179,1	1,27
C70-1,00-300-C30/37-Ø15/18hu-2	105	190,7	35,0	71,1	24,3	94,2	24,3	0,21	87,5	218,0	0,87
CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30hu-1	96	270,4	45,3	99,4	19,4	0	0	0,21	120,7	265,3	1,02
CF-1,00-280-C30/37-Ø15/30hu-2	102	244,0	43,4	99,4	19,4	59,9	19,4	0,21	107,5	269,6	0,91
SHR-0,75-250-C30/37-Ø15/15h-1	104	168,7	31,4	49,9	25,9	77,6	25,9	0,21	79,5	186,7	0,90
SHR-0,75-250-C30/37-Ø15/15h-2	87	120,3	22,3	49,9	25,9	123,6	25,9	0,22	59,6	157,7	0,76
C70-1,00-250-C30/37-Ø15/18h-1	94	146,2	29,5	55,4	23,4	116,5	23,4	0,21	79,4	187,7	0,78
C70-1,00-250-C30/37-Ø15/18h-2	103	163,1	33,0	55,4	23,4	100,8	23,4	0,21	84,9	196,6	0,83

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Nicole Schmeckeber
Geburtsjahr: 1991
Geburtsort: Koblenz
Staatsangehörigkeit: deutsch

Berufserfahrung

seit 11/2020 Bauingenieurin bei der KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH Köln in Köln

10/2015 - 09/2020 Wissenschaftliche Mitarbeiterin am Fachgebiet Stahlbau der Technischen Universität Kaiserslautern bei Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz

seit 11/2018 Nebenberufliche Selbstständigkeit

02/2017 - 01/2018 Bauingenieurin bei der BORAPA Ingenieurgesellschaft mbH in Kaiserslautern

04/2012 - 09/2015 Studentische Hilfskraft am Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion der Technischen Universität Kaiserslautern

Ausbildung

10/2010 - 10/2015 Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Kaiserslautern, Abschluss als Diplom-Ingenieurin
Auszeichnung mit dem Conrad-Freytag-Preis

03/2010 Allgemeine Hochschulreife am Bischöflichen Cusanus Gymnasium Koblenz