

Wolfgang Kurz, Viktor Mechtcherine, Arnd-Eike Brüdern,
Simon Hartmeyer, Christopher Kessler

Leicht Bauen mit Verbunddecken im Wohnungs- und Gewerbebau



F 2750

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlußberichtes einer vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung -BMVBS- im Rahmen der Forschungsinitiative »Zukunft Bau« geförderten Forschungsarbeit. Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2010

ISBN 978-3-8167-8349-7

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

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00

Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/tauforschung

BAUINGENIEURWESEN

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz
Fachgebiet Stahlbau

Paul-Ehrlich-Straße
67663 Kaiserslautern
Gebäude 14, Zimmer 511
Telefon (0631) 2 05 – 20 06
Telefax (0631) 2 05 – 35 55
E-Mail: wkurz@rhrk.uni-kl.de

BAUINGENIEURWESEN

Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine
Institut für Baustoffe

Georg-Schumann-Straße 7
01187 Dresden
Telefon (0351) 4 63 – 36311
Telefax (0351) 4 63 – 37268
E-Mail: mechtcherine@tu-dresden.de

Leicht Bauen mit Verbunddecken im Wohnungs- und Gewerbebau

Schlussbericht

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln des Bundesamtes für Bauwesen und
Raumordnung gefördert.

(Aktenzeichen: Z6 – 10.08.18.7 – 07.9 / II 2 – F20-07-19)

Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt beim Autor.

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz
Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine

Sachbearbeiter: Dipl.-Ing. Arnd-Eike Brüdern
Dipl.-Ing. Simon Hartmeyer
Dipl.-Ing. Christopher Kessler

Inhalt

1	Einleitung.....	1
1.1	Begründung des Forschungsvorhabens	1
1.2	Ziele und Vorgehensweise des Forschungsvorhabens.....	3
2	Selbstverdichtender pumpfähiger Leichtbeton.....	5
2.1	Betontechnologische Probleme beim Einsatz von Leichtbetonen.....	5
2.2	Optimierung der Frisch- und ausgewählter Festbetoneigenschaften der selbstverdichtenden Leichtbetone (SVLB).....	6
2.2.1	Referenz-Leichtbeton SVLB-1; Herstellungs- und Prüfverfahren am Frisch- und Festbeton sowie zugehörige Ergebnisse	6
2.2.2	Herstellung von Verbundplatten mit Leichtbeton SVLB-1 KL.....	14
2.2.3	SVLB-2: Zusammensetzung und Eigenschaften	16
2.2.4	SVLB-3: Zusammensetzung und Eigenschaften	17
2.2.5	SVLB-7: Zusammensetzung und Eigenschaften	18
2.2.6	SVLB-4: Zusammensetzung und Eigenschaften	18
2.2.7	SVLB-5, SVLB-6: Zusammensetzungen und Eigenschaften	19
2.2.8	Leichtbetone der Rohdichteklassen D1,2	21
2.3	Untersuchungen zur Reduktion der Schwindverformungen von Leichtbetonen	21
2.3.1	Bedeutung des Schwindens bei Verbundkonstruktionen mit Leichtbeton.....	21
2.3.2	Chemisches, Autogenes und Trocknungsschwindens – Ursachen	22
2.3.3	Eingesetzte schwindreduzierende Betonzusatzmittel	23
2.3.4	Autogenes und Trocknungsschwinden – Prüfmethode und Probekörper	23
2.3.5	Autogenes und Gesamtschwinden – Ergebnisse	25
2.3.6	Begleitende Untersuchung ausgewählter mechanischer Eigenschaften.....	27
2.3.7	Rissneigung bei behinderter Schwindverformung – Prüfmethode	28
2.3.8	Rissneigung bei behinderter Schwindverformung – Ergebnisse.....	29
2.4	Nachweis der Pumpbarkeit des Leichtbetons	31
3	Stahl-Verbunddecken	36
3.1	Funktionsweise der Verbunddecken.....	36
3.2	Profilblechtypen und Verbundwirkung.....	37
3.3	Bemessung und Berechnung von Einfeld-Verbunddecken.....	39
3.3.1	Allgemeines	39

3.3.2	Nachweis der Längsschubtragfähigkeit	41
3.3.3	Nachweise im positiven Momentenbereich.....	44
3.4	Verbunddecken aus Leichtbeton	46
3.4.1	Allgemeines	46
3.4.2	Tragverhalten von „Leichten Verbunddecken“	47
4	Versuche mit Verbunddecken	49
4.1	Ziel der Versuche.....	49
4.2	Versuchsprogramm.....	50
4.2.1	Zusammenstellung der Versuche	50
4.2.2	4-Punkt Biegeversuch.....	53
4.2.3	3-Punkt Biegeversuch.....	53
4.3	Herstellung der Versuchskörper	54
4.4	Baustoffe.....	58
4.4.1	Stahlverbundbleche	58
4.4.2	Leichtbeton	61
4.4.3	Materialeigenschaften.....	62
4.5	Durchführung der Versuche	64
4.6	Versuchsergebnisse	67
4.6.1	Allgemeines	67
4.6.2	Versuchsergebnisse Gruppe 1	69
4.6.3	Versuchsergebnisse Gruppe 2	73
4.6.4	Versuchsergebnisse Gruppe 3	82
4.6.5	Versuchsergebnisse Gruppe 4	85
4.6.6	Versuchsergebnisse Gruppe 5	88
4.6.7	Typische Traglast- und Verformungsverläufe	92
4.6.8	Statistische Erfassung der Versuchsergebnisse nach Teilverbundtheorie.....	95
4.6.9	Vergleich zwischen der rechnerischen Querkraft und der im Versuch erreichten maximal Querkraft.....	100
4.6.10	Auswertung der Dehnungsmessungen und Ermittlung der Schubfluss-verläufe	102
4.7	Nachrechnung von Versuchskörpern mit Hilfe der FEM	128
4.7.1	Allgemeines	128
4.7.2	Elementtypen.....	128
4.7.3	Materialgesetze	130
4.7.4	Nachrechnung des Versuchs HR-100-420-1	135

4.8	Reibkörper	142
4.8.1	Herstellung der Prüfkörper	143
4.8.2	Prüfaufbau	143
4.8.3	Durchführung der Versuche	144
4.8.4	Versuchsergebnis	147
5	Schallschutz mit leichten Verbunddecken.....	148
5.1	Allgemeines	148
5.2	Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung.....	150
5.3	Ergebnisse der Versuche zum Schallschutz.....	152
5.4	Bewertung der Versuchsergebnisse	156
6	Zusammenfassung	159
7	Literatur.....	161
8	Anhang	164
8.1	Biegezugversuche der Bleche	164
8.2	Versuchsergebnisse – Gruppe 1	168
8.2.1	Versuchsstand und Messtechnik	168
8.2.2	Kraft/Verformungs – Diagramme	169
8.2.3	Ergebnisse der Teilverbundtheorie	173
8.3	Versuchsergebnisse – Gruppe 2	178
8.3.1	Versuchsstand und Messtechnik	178
8.3.2	Kraft/Verformungs – Diagramme	180
8.3.3	Ergebnisse der Teilverbundtheorie	190
8.4	Versuchsergebnisse – Gruppe 3	202
8.4.1	Versuchsstand und Messtechnik	202
8.4.2	Kraft/Verformungs – Diagramme	203
8.4.3	Ergebnisse der Teilverbundtheorie	205
8.5	Versuchsergebnisse – Gruppe 4	208
8.5.1	Versuchsstand und Messtechnik	208
8.5.2	Kraft/Verformungs – Diagramme	210
8.5.3	Ergebnisse der Teilverbundtheorie	212
8.6	Versuchsergebnisse – Gruppe 5	215
8.6.1	Versuchsstand und Messtechnik	215
8.6.2	Kraft/Verformungs – Diagramme	216
8.6.3	Ergebnisse der Teilverbundtheorie	218

1 Einleitung

1.1 Begründung des Forschungsvorhabens

Verbunddecken aus profilierten Stahlblechen und Beton haben sich im Hochbau vor allem aufgrund kurzer Ausführungszeiten und im Vergleich zu Stahlbetondecken relativ geringen Bauteilmassen als eine wirtschaftliche Bauweise am Markt etabliert. Diese Vorteile kommen besonders bei Hochhäusern zum Tragen, bei denen der Aufwand für die Gründung und die vertikale Tragstruktur durch Verringerung des Eigengewichtes der Geschossdecken so klein wie möglich gehalten werden soll.

Ein weiterer Vorteil dieser Bauweise ist die kranunabhängige Verlegung der leichten Verbundbleche bei gleichzeitiger schneller Herstellung von Arbeitsschutzbühnen in Form der verlegten Blechebenen. Bei den heute zunehmend wichtiger werdenden Aufgaben des Bauens im Bestand bietet die Anwendung von Verbunddecken daher die Möglichkeit, die Vorteile des schnellen und sicheren Bauens mit denen eines relativ geringen Gewichts zu verbinden. Damit besteht die Chance, im Rahmen von Umwidmungen, Sanierungen und Aufstockungen bei relativ geringem Mehrgewicht zusätzliche Nutzflächen in Bestandsbauten zu schaffen. Mehraufwendungen, z. B. für die Verstärkung der vorhandenen Gründungen, können so deutlich reduziert bzw. ganz vermieden werden.

Um die kurzen Bauzeiten einhalten und zugleich den Bauablauf kosteneffizient und flexibel gestalten zu können, werden die Betone mit einer fließfähigen, selbstverdichtenden Konsistenz hergestellt und mit Hilfe von Betonpumpen direkt an den Einbauort gefördert. Das Betonieren erfolgt damit weitgehend kranunabhängig und quasi-kontinuierlich. Die selbstverdichtenden Eigenschaften ermöglichen es, weitgehend auf Vibrationen zur Betonverteilung und –verdichtung zu verzichten, was sich positiv auf die Reduzierung der Lärmemission vor allem beim Bauen im Bestand auswirkt. Selbstständige Entlüftung sowie gleichmäßige Hinterfüllung der profilierten Stahlbleche durch den selbstverdichtenden Beton führen zudem zu einer gleichmäßig hohen Betonqualität und zu verbesserten Verbundeigenschaften im Vergleich zu konventionellen Rüttelbetonen.

Beim Bau von Verbunddecken im Hochbau werden in Deutschland derzeit ausschließlich normalschwere Betone mit Rohdichten von 2,0 bis 2,5 kg/dm³ eingesetzt. Durch die Eigenlasten des Frischbetons als auch die Lasten der erhärteten Verbundkonstruktion sind daher zum einen den Spannweiten der Verbunddecken bei dieser Bauweise Grenzen gesetzt. Zum anderen ist der umfassende Einsatz derartiger Deckenkonstruktionen beim Bauen im Bestand aufgrund der beschränkten Tragfähigkeit der vorhandenen vertikalen Tragstruktur eingeschränkt.

Durch den Einsatz von Leichtbeton mit Rohdichten < 2,0 kg/dm³ könnten die Eigenlasten der Verbundkonstruktion deutlich gesenkt werden. Dieses Potenzial lässt sich jedoch nicht durch die einfache Substitution des herkömmlichen Betons durch

Leichtbeton erschließen, sondern erfordert eine eingehende Untersuchung der Konstruktion „Leichte Verbunddecke“. Wesentlich für den Verbundpartner Beton ist dabei, in welcher Weise sich die mechanischen Eigenschaften des Leichtbetons (z. B. Festigkeit, E-Modul, Querdehnzahl, Schwind- und Kriecheigenschaften) mit dessen Rohdichte ändern und mit welchen Maßnahmen diese gezielt beeinflusst werden können. Einen weiteren Schwerpunkt bildet die Untersuchung der mechanischen Interaktionen zwischen den profilierten Stahlblechen und den aufgetragenen Leichtbetonen zur Sicherstellung einer hinreichenden Tragfähigkeit sowie Duktilität des Systems (Vorankündigung des Versagens).

Laterale zu betrachtende Aspekte betreffen zudem die Bauklimatik (Schallschutz, Wärmespeicher- bzw. -pufferfunktion) der leichten Konstruktionen. Damit leichte Verbunddecken effektiv eingesetzt werden können, muss der Schallschutz ohne zusätzliche schwere Ausbaumaßnahmen möglich sein. Schwere Bodenaufbauten könnten den Vorteil des geringen Eigengewichtes ganz oder teilweise wieder aufheben. Die bauakustischen Eigenschaften der Verbunddecke werden dabei wesentlich durch die Dichte des eingebauten Betons, die Geometrie der Verbundbleche und die Masse bzw. Dicke der Verbundkonstruktion beeinflusst.

Aus dem Einsatz von Leichtzuschlägen im Beton ergeben sich aber nicht nur Einflüsse auf die mechanischen und bauklimatischen Eigenschaften. Auch das rheologische Verhalten des frischen Betons wird maßgeblich beeinflusst. Aufgrund der Dichteunterschiede zwischen Bindemittelleim und Leichtzuschlägen können fließfähige Leichtbetone zum Entmischen neigen. Eine hinreichende Fließfähigkeit und nach Möglichkeit selbstverdichtende Eigenschaften sind aber eine notwendige Voraussetzung für einen ökonomischen Einbau dieses Materials mit Hilfe moderner betontechnologischer Verfahren.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Erforschung des Tragverhaltens von Verbunddecken mit Leichtbeton bei günstigen Festigkeit/Rohdichte-Verhältnissen sowie gleichzeitiger Sicherstellung verfahrensangepasster Frischbetoneigenschaften vielversprechende Perspektiven für diese neue Bauweise eröffnen kann.

Anwendungen von Leichtbetonverbunddecken gab es bereits bei mehreren Hochhäusern in Großbritannien. In Deutschland wurde beim Bau des Commerzbank-Hochhauses in Frankfurt ein „leichter Normalbeton“ (Rohdichte ca. 2 kg/dm^3) eingesetzt, bei dem einzelne Fraktionen des Zuschlags durch Leichtzuschläge ersetzt waren. Bisher erfordern solche Anwendungen in Deutschland eine Zustimmung im Einzelfall, was der Entwicklung der Bauweise „Leichte Verbunddecke“ nicht förderlich ist.

Eine systematische Erforschung der Bauweise, die eine Grundlage für nachfolgende normative Regelungen bilden kann, fand bisher nicht statt. Tastversuche an der Universität Leipzig mit nur einer Betonrezeptur, einer Blechgeometrie und einer Blechdicke zeigten eine signifikante Abminderung der Tragfähigkeit von Verbunddecken mit

Leichtbeton gegenüber solchen mit Normalbeton [23], was vermutlich in erster Linie auf einen nicht hinreichenden Verbund zwischen Leichtbeton und den verwendeten Blechen zurückzuführen ist. Neuere Tastversuche an der TU Kaiserslautern mit Leichtbetonen höherer Festigkeit und einer Blechgeometrie zeigten ebenfalls einen nennenswerten Abfall der Verbundspannungen gegenüber Konstruktionen mit Normalbetonen vergleichbarer Festigkeit [24].

1.2 Ziele und Vorgehensweise des Forschungsvorhabens

Ziel des Forschungsvorhabens war es, die Ursachen der bei den Tastversuchen festgestellten geringeren Verbundspannungen bei Einsatz von Leichtbetonen in Verbunddecken aufzuklären. Nach dem Verständnis der dem Phänomen zugrunde liegenden Mechanismen sollten Möglichkeiten für eine deutliche Verbesserung des Tragverhaltens, z. B. durch Veränderungen der Geometrie der profilierten Stahlbleche und/oder der Betonzusammensetzung, aufgezeigt werden.

Im Rahmen des Vorhabens sollten daher Belastungsversuche an einachsigen gespannten Stahlverbunddecken durchgeführt werden, die aus Stahlblechen mit verschiedenen Profilierungen und Dicken sowie unterschiedlichen Leichtbetonrezepturen hergestellt wurden. Bei den Versuchen stand die Aufklärung der Verbundmechanismen bei der Längsschubtragwirkung zwischen Stahlblech und Leichtbeton im Mittelpunkt. Um das Verbundverhalten zwischen Blech und Beton und insbesondere die Verteilung der Verbundspannungen über die Verankerungslänge genauer beobachten zu können, sollte dabei eine hinreichende Anzahl von Proben mit Dehnmessstreifen instrumentiert werden. Die am Bauteil experimentell gewonnenen Daten sollten zur Verifikation und Kalibrierung einer Finite-Elemente-Modellierung dienen, die unter Nutzung der Ergebnisse von Slip-Block-Versuchen nach Patrick [28] zur Beschreibung des Verbundverhaltens entwickelt wurde. Die durchgeführten Slip-Block-Versuche sind Reibversuche, bei denen das Schubkraft-Schlupf-Verhalten glatter, verzinkter Stahlbleche in einer Beton-Verbundfuge bei unterschiedlich hohem Querdruck ermittelt wurde.

Die bei den Experimenten eingesetzten Leichtbetone sollten neben definierten Anforderungen an die Eigenschaften im erhärteten Zustand im frischen Zustand selbstverdichtende Eigenschaften sowie eine gute Pumpbarkeit aufweisen, um modernen betontechnologischen Anforderungen zu genügen. Die Bandbreite der zu untersuchenden Leichtbetone sollte sich dabei über die Rohdichteklassen D1,2, D1,4, D1,6 und D1,8 erstrecken. Wesentliche, nach Möglichkeit einzustellende mechanische Eigenschaften sollten dabei die Druck- und Zugfestigkeit sowie deren Verhältnis, der E-Modul und die Energieabsorption bei Rissbildung und –aufweitung sein.

Die Einflüsse sowohl der Geometrie der Stahlbleche als auch der Zusammensetzung der Leichtbetone auf die bauakustischen Eigenschaften sollten innerhalb des Projektes mit orientierenden Versuchen zur Trittschalldämmung charakterisiert und die Er-

gebnisse mit dem Trittschall-Verhalten von konventionellen, massiven Betondecken verglichen werden.

Aus den zuvor formulierten Zielen wurde die nachfolgend dargestellte Vorgehensweise bei der Projektbearbeitung abgeleitet:

- Überprüfung der Eignung bereits entwickelter selbstverdichtender Leichtbetone der Rohdichteklassen D1,4 und D1,6 für die Anwendung bei Leichten Verbunddecken. Anpassung der mechanischen Eigenschaften der Leichtbetone an die speziellen Anforderungen, die aus den Untersuchungen des Verbundtragverhaltens resultieren.
- Experimentelle Untersuchung des Trag- und Verbundverhaltens an Einfeldplattenstreifen. Bei den Experimenten wurden verschiedene Leichtbetone eingesetzt. Die Auswirkungen verschiedener Blechgeometrien wurden durch eine Variation der Blech-Profiltypen erfasst. Dabei wurden offene und hinterschnittene sowie glatte und genoppte Profiltypen berücksichtigt.
- Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens der Einfeldplattenstreifen mittels Finite-Element-Modellierung und Extraktion relevanter Material- und Geometrieparameter.
- Trittschallschutzuntersuchungen an Verbunddecken mit Leichtbeton und Vergleich mit konventionellen, massiven Deckenbauweisen.

Mit den genannten Arbeitsschwerpunkten bei der Projektbearbeitung soll ein wesentlicher Beitrag zum allgemeinen Verständnis der Grundlagen beim Zusammenwirken von profilierten Stahlblechen und leichten Aufbetonen geleistet werden. Besondere Aufmerksamkeit wird dabei der Längsschubtragfähigkeit geschenkt, welche als entscheidender Parameter für die Leistungsfähigkeit der Leichtbeton-Verbunddecken angesehen wird.

Entsprechend der dargestellten Arbeitsschwerpunkte ist auch der nachfolgende Arbeitsbericht gegliedert. Ein Teil des Berichtes (Kapitel 2) widmet sich den Eigenschaften der Leichtbetone. Neben einer Darstellung der grundsätzlichen Anforderungen an selbstverdichtende Leichtbetone werden die bei der Betonanpassung verwendeten Ausgangsstoffe und Untersuchungsmethoden sowie die erzielten Ergebnisse dargestellt und diskutiert. Die Darstellungen betreffen die Eigenschaften der frischen Leichtbetone sowie die des erhärteten Materials. In einem weiteren Teil des Berichtes (Kapitel 3) werden zunächst die theoretischen Grundlagen zu Stahlverbunddecken erläutert. Neben der grundsätzlichen Funktionsweise und der Darstellung verschiedener Deckentypen werden die bei der Bemessung durchgeführten Nachweise in Art und Umfang erklärt. Darauf aufbauend werden die experimentellen Versuchsdurchführungen beschrieben. Im Anschluss werden die Ergebnisse dargestellt und beurteilt. Des Weiteren wird die gewählte Finite-Element-Modellierung vorgestellt und deren Vorhersagen bzw. Berechnungsergebnisse mit denen der experimentellen Untersuchungen verglichen. Im letzten Teil des Berichtes (Kapitel 5) werden die durchgeführten bauakustischen Messungen beschrieben und die Ergebnisse bewertet.

2 Selbstverdichtender pumpfähiger Leichtbeton

2.1 Betontechnologische Probleme beim Einsatz von Leichtbetonen

Leichtbeton ist ein sehr alter Baustoff. Schon beim Bau des Pantheons in Rom um die Zeitenwende wurde römischer Leichtbeton sehr eindrucksvoll und intelligent verbaut. Mit steigender Bauwerkshöhe des Pantheons nimmt die Rohdichte des römischen Leichtbetons von $1,75 \text{ kg/dm}^3$ bis auf $1,35 \text{ kg/dm}^3$ ab, wodurch einerseits eine hohe Stabilität des Bauwerks im Falle eines Erdbebens, andererseits ein geringes Eigengewicht – insbesondere im Bereich der Kuppel – erreicht wird. Der römische Leichtbeton wurde als Stampfbeton hergestellt.

Moderne Leichtbetone werden vorwiegend als Rüttelbetone eingebaut. Die speziellen Eigenschaften der leichten Zuschläge stellen besondere Anforderungen an die Verarbeitung, Förderung und Verdichtung der Leichtbetone. Bei konventioneller Rüttelverdichtung kann sich die Verdichtungsenergie im Leichtbeton wegen der geringeren Dichte der Leichtzuschläge im Vergleich zu normal schweren Gesteinskörnungen schlechter ausbreiten. Eine Erhöhung der Intensität der durch Vibrationen eingetragenen Verdichtungsenergie ist nur begrenzt möglich, da sonst Entmischungerscheinungen auftreten und insbesondere bei intensiv vorgeässten Leichtzuschlägen ein ausgeprägtes Bluten des Leichtbetons zu verzeichnen ist.

Leichtbeton mit selbstverdichtenden Eigenschaften fließt und entlüftet dagegen ohne Zufuhr von Verdichtungsenergie, nur unter Einwirkung seines Eigengewichtes. Dabei steigen die Betonqualität und die Dauerhaftigkeit im Vergleich zum Rüttelleichtbeton. Durch den Verzicht auf zusätzliche Verdichtungsenergie kann der Einbau von Leichtbeton einfacher, schneller und umweltschonender erfolgen. Vorteilhaft ist der Einsatz von selbstverdichtendem Leichtbeton besonders bei Schalungsgeometrien mit Hinterschneidungen, wie es bei profilierten Verbundblechen zum Teil der Fall ist, und bei komplizierten Bewehrungsführungen sowie hohen Bewehrungsgraden.

Innerhalb der Verarbeitungszeit führt die zumeist hohe offene Porosität der leichten Gesteinskörnungen zu einer unerwünschten Wasserabsorption in das Porensystem der Gesteinskörnung und damit zur Veränderung der Frischbetonkonsistenz. Die selbstverdichtenden Eigenschaften können daher u. U. nicht über die gesamte Verarbeitungszeit garantiert werden. Weit gravierender als die „freie“ Wasserabsorption kann sich der hydrostatische Druck, der beim Pumpen von Betonen aufgebaut wird, auf die Konsistenz auswirken. Durch den äußeren Druck bei den Pumpstößen können Wasser und feine Bindemittelbestandteile in das Porensystem eingepresst werden, wodurch das Material steifer wird. In der Folge sind zahlreiche Leichtbetone nicht pumpfähig und damit deren Verwendbarkeit auf den modernen Baustellen deutlich eingeschränkt.

2.2 Optimierung der Frisch- und ausgewählter Festbetoneigenschaften der selbstverdichtenden Leichtbetone (SVLB)

Im folgenden Abschnitt wird ein Überblick über die Arbeiten zur Anpassung und Verbesserung der Frischbetoneigenschaften und ausgewählter mechanischer Festbetoneigenschaften bei definierten Rohdichten zur Anwendung in Verbunddecken gegeben.

2.2.1 Referenz-Leichtbeton SVLB-1; Herstellungs- und Prüfverfahren am Frisch- und Festbeton sowie zugehörige Ergebnisse

Zusammensetzung des Referenz-Leichtbetons SVLB-1

Ausgangspunkt der Entwicklungen an der TU Dresden war ein gefügedichter selbstverdichtender pumpbarer Leichtbeton, der von einem der Autoren in einem früheren Forschungsvorhaben mitentwickelt und im Labormaßstab hergestellt wurde [21], [25]. Dieser Leichtbeton dient als Referenz und wird im Folgenden als SVLB-1 bezeichnet. Die Zusammensetzung von SVLB-1 ist in Tab. 2- 1 in der für Leichtbetone üblichen volumetrischen Darstellungsweise angegeben. Von der bei Normalbetonen üblichen masseorientierten Angabe der Zusammensetzung wird bei Leichtbetonen aufgrund der geringen Dichten der leichten Gesteinskörnungen abgewichen.

Zur Herstellung des SLVB-1 wurden als Bindemittel 10,9 Vol.-% CEM II/A-LL 32,5 R und 9,9 Vol.-% Flugasche eingesetzt. Die Gesteinskörnung setzt sich sowohl aus leichter Gesteinskörnung der Körnung 2 bis 10 mm (37,4 Vol.-%; Liapor 650) und Quarzsand der Körnung 0 bis 2 mm (23,7 Vol.-%) zusammen. Die Sieblinie des Quarzsandes ist in Tab. 2- 2 angegeben. Der hohe Bindemittel- bzw. Mehlkorn-Leimgehalt sichert im Zusammenspiel mit einem hochwirksamen Fließmittel auf Polycarboxylat-Ether-Basis (Glenium ACE 30) die selbstverdichtenden Eigenschaften des Frischbetons. Eine gezielte Einstellung der Viskosität des frischen Bindemittelleimes, mit der u. a. ein Aufschwimmen der groben Leichtzuschläge verhindert wird, erfolgt durch den Einsatz eines Stabilisierers auf der Basis von Bio-Polymeren (Unterwassercompound BASF).

Damit es durch die Verwendung der offenporigen leichten Gesteinskörnungen (Liapor) nicht zum Entzug eines Teils des Zugabewassers kommt, was zum frühzeitigen Ansteifen des Frischbetons und zum Verlust der selbstverdichtenden Eigenschaften führen würde, wird die leichte Gesteinkörnung mit Zusatzwasser vorge-nässt. Dazu wurde der bis zur Massekonstanz getrocknete Leichtzuschlag 30 Minuten vor dem Mischprozess in den eingesetzten Mischer gefüllt und ein definierter Anteil Zusatzwasser zugegeben. Der Anteil des Zusatzwassers beträgt bei dem hier eingesetzten grobkörnigen Liapor 18,5 M.-%. Dieser Wasseranteil ist nicht in der Angabe des „wirksamen Wassers“ in Tab. 2- 1 enthalten.

Eingesetzte Mischtechnik und Mischregime zu Untersuchungsbeginn

Für die Herstellung der Leichtbetone wurde ein 60-Liter-Hochleistungs-Einwellen-LaborZwangsmischer EMS 60 C der Fa. Elba mit einem um eine horizontale Welle rotierendem Mischwerkzeug eingesetzt (vgl. Abb. 2- 1, Abb. 2- 2). Der Mischer regelt entsprechend eines Vorgabewertes die Wellendrehzahl und ermöglicht damit unabhängig von der Frischbetonkonsistenz einen reproduzierbaren Eintrag von Mischenergie in das herzustellende Baustoffgemisch. Die Drehzahl kann im Bereich von minimal 5 Umdrehungen/min bis zu einem Maximalwert von 80 Umdrehungen/min stufenlos vorgegeben werden.



Abb. 2- 1: Laborzwangsmischer EMS 60 C in Entleerstellung mit abgenommenem Staubschutzdeckel



Abb. 2- 2: Innenansicht des Laborzwangsmischer EMS 60 C mit auswechselbarem Mischwerkzeug

Der Leichtbeton SVLB-1 der ersten Serie wurde nach folgender Mischreihenfolge hergestellt:

- Vornässen der groben Leichtzuschläge mit 18,5 M.-% Zusatzwasser (bezogen auf die Masse des Leichtzuschlages) für eine Dauer von 30 Minuten. Mischintervalle von 30 Sekunden Dauer mit 5 U/min im Zeitabstand von 8 Minuten.
- Zugabe der verbleibenden trockenen Ausgangsstoffe (Normalsand, Zement, Flugasche, Stabilisierer) zu den vorgehängten Leichtzuschlägen. Mischen für die Dauer von 90 Sekunden bei 40 U/min.
- Zugabe des Anmachwassers und Mischen für die Dauer von 30 Sekunden bei 5 U/min.
- Zugabe des Fließmittels bei 40 U/min.
- Nach Ende der Fließmittelzugabe Erhöhung der Mischintensität auf 60 U/min (max. Mischintensität) für die Dauer von 180 Sekunden um verflüssigende Wirkung des Fließmittels vollständig zu aktivieren.

Prüfung der Frischbetoneigenschaften

Die Prüfung der Frischbetoneigenschaften erfolgte entsprechend der Richtlinie des DAfStb für Selbstverdichtenden Beton (SVB-Richtlinie) [3]. Es wurden zwei empirische Messmethoden eingesetzt. Zum einen wurde mit dem Setzfließmaßversuch das Setzfließmaß ohne Blockierring und die Setzfließzeit t_{500} bestimmt. Mit Hilfe des Setzfließmaßes wird die Fließfähigkeit eines Betons beurteilt.

Zur Ermittlung des Setzfließmaßes wird eine Hohlkegelstumpf (Setztrichter) mit der kleinen Öffnung auf eine ebene, glatte Platte mit einer Kantenlänge von mindestens 800 mm x 800 mm aufgesetzt und mit SV(L)B befüllt. Nach Ziehen des Setztrichters breitet sich der Beton nur unter Einfluss der Schwerkraft aus. Es wird keine Verdichtungsenergie eingetragen. Als Setzfließmaß wird der mittlere Durchmesser des vollständig ausgebreiteten Betonkuchens bestimmt. Das Setzfließmaß wird in erster Linie durch die Fließgrenze des Betons beeinflusst. Je niedriger die Fließgrenze ist, desto größer ist der sich ausbildende Ausbreitkuchen. Übliche selbstverdichtende Betone haben ein Setzfließmaß zwischen 700 und 800 mm.

Die Setzfließzeit ist ein Maß für die Ausbreitgeschwindigkeit des Betons und damit dessen Viskosität. Die Ermittlung der Fließzeit t_{500} erfolgt während der Setzfließmaßprüfung. Dazu wird die Zeit gemessen, die der SV(L)B benötigt, um nach dem Hochziehen des Setztrichters sich auf einen mittleren Durchmesser von 500 mm auszubreiten. Je länger die Fließzeit ist, desto höher ist die Viskosität des Betons. Bei SVB sind Fließzeiten von 2 s bis 8 s üblich. Zur exakten Bestimmung der Setzfließzeit wurde ein am Institut für Baustoffe der TU Dresden entwickelter Ausbreittisch mit optoelektronischer Erfassung der Abmessungen des Ausbreitkuchens genutzt (vgl. Abb. 2- 3).

Mit der Trichterauslaufzeit wird eine weitere Maßzahl für die Viskosität bestimmt. Hierbei wird die Zeit gemessen, die der Beton benötigt, um in einem zusammenhängenden Strahl aus einem V-förmigen Trichter (vgl. Abb. 2- 4) mit definierter Geometrie ($b_{\text{oben}} = 515 \text{ mm}$, $b_{\text{unten}} = 65 \text{ mm}$, $h_{\text{ges}} = 600 \text{ mm}$, Neigung = 45°) auszulaufen. Vor Versuchsbeginn wird bei geschlossener Auslaufklappe der Trichter bis zum Rand mit SVB befüllt. Die Zeitmessung beginnt mit dem Öffnen der Auslaufklappe. Trichterauslaufzeiten können je nach SLVB zwischen 5 s und 25 s betragen.

Für den SVLB-1 ergaben sich in der ersten Versuchsserie die folgenden Werte: Setzfließmaß $s_m = 680 \text{ mm}$, die Setzfließzeit $t_{500} = 3,2 \text{ s}$ (vgl. Tab. 2- 1) und die Trichterauslaufzeit von 6,3 s. Bei den weiteren Untersuchungen wurde die Trichterauslaufzeit nur noch sporadisch erfasst und ist daher in Tab. 2- 1 nicht angegeben.



Abb. 2- 3: optoelektronischer Ausbreittisch mit Setzfließkegel



Abb. 2- 4: Trichter zur Bestimmung der Auslaufzeit

Weiterentwicklung des Mischregimes

Bei der Herstellung des Leichtbetons wurde beobachtet, dass ein Teil der groben Leichtzuschläge – aufgrund der geringen Festigkeiten der Leichtzuschläge – während des Mischens im Zwangsmischer (60-Liter-Einwellen-Labormischer der Fa. Elba) teilweise gebrochen und zermahlen wurde. Um diesen Effekt zu minimieren wurde bei den weiteren Betonherstellungen die Mischintensität reduziert und die Gesamtmischzeit auf 3 Minuten begrenzt.

Die modifizierte Mischreihenfolge stellt sich wie folgt dar:

- Vornässen der groben Leichtzuschläge mit 18,5 M.-% Zusatzwasser (bezogen auf die Masse des Leichtzuschlages) für eine Dauer von 30 Minuten. Mischintervalle von 30 Sekunden Dauer mit minimaler Intensität im Zeitabstand von 8 Minuten.
- Zugabe der verbleibenden trockenen Ausgangsstoffe (Normalsand, Zement, Flugasche, Stabilisierer) zu den vorgehängten Leichtzuschlägen. Mischen für die Dauer von 60 Sekunden bei geringer Mischintensität (ca. 30 % der maximalen Mischintensität).
- Zugabe von $\frac{2}{3}$ des Anmachwassers. Mischen für die Dauer von 20 Sekunden bei geringer Mischintensität.
- Zugabe von $\frac{1}{3}$ des Anmachwassers und des Fließmittels.
- Nach Ende der Fließmittelzugabe Erhöhung der Mischintensität auf 75 % der maximalen Mischintensität für die Dauer von 60 Sekunden.

Durch den reduzierten Energieeintrag beim Mischen konnte das Fließmittel auf Polycarboxilat-Ether-Basis seine Wirkung nicht bereits während der Mischzeit vollständig entfalten, so dass im Vergleich zu der ersten Versuchsserie direkt nach dem Ende des Mischens eine etwas steifere Konsistenz gemessen wurde. So betrug das

ermittelte Setzfließmaß z. B. $s_m = 610$ mm. Eine stetige Verbesserung der Konsistenz des frischen Leichtbetons mit zunehmendem Alter konnte durch die kontinuierliche Scherung des Gemisches im Mischer bei minimaler Intensität erreicht werden (Abb. 2- 6). Mit dieser Versuchsanordnung sollte die Bewegung des Gemisches in einem Transportbeton-Mischfahrzeug nachgestellt werden. In Abb. 2- 5 ist die Änderung der Betonkonsistenz für die Messintervalle von jeweils 15 min angegeben. Schon nach nur 15 Minuten langsamer Scherung konnte eine Zunahme des Setzfließmaßes von anfänglich 610 mm auf SVB-übliche 690 mm festgestellt werden. Im weiteren Verlauf erfolgte eine Zunahme des Setzfließmaßes bis auf Werte von 710 mm nach einer Mischdauer von 45 Minuten. Die Ergebnisse zeigen, dass zum einen die Wirksamkeit des eingesetzten Fließmittels sich erst nach ca. 15 Minuten voll entfaltet und zum anderen mit dem gewählten Mischregime eine gute Verarbeitbarkeit des Leichtbetons auch nach längeren Transportwegen sichergestellt ist.

Tab. 2- 1: Zusammensetzung und Frischbetoneigenschaften der selbstverdichtenden Leichtbetone

Ausgangsstoffe	Dichte [kg/m ³]	Hersteller bzw. Lieferant		SVLB-1	SVLB-2	SVLB-3	SVLB-4	SVLB-5	SVLB-6	SVLB-7
CEM II/A-LL 32,5R	3150	Heidelberger Zement AG, Werk Schellklingen	[Vol.-%]	10,3	9,1	10,5	10,9	10,4	10,3	10,7
Flugasche Safament HKV5	2140	SAFA Saarfilterasche-Vertriebs-GmbH & Co KG		9,5	4,8	8,3	9,9	9,1	4,5	9,91
Mikrosilica Suspension EMSAC 500 DOZ (SF)	1370	Elkem GMBH bzw. BASF-AG (50 M.-% Feststoff)		-	-	5	-	-	1,6	2,0
Wasser (wirksames Wasser)	1000			15,9	17,3	11,1	16,5	16	16,3	15,4
Fließmittel Glenium ACE 30	1060	BASF AG (30 M.-% Feststoff)	[M.-% v.Z.]	0,95	0,8	1,2	0,64	1,0	1,0	1,0
Stabilisierer Unterwassercompound	600	BASF AG		0,15	0,10	-	0,3	0,15	0,15	-
Kalksteinmehl Geomin 10 HE	2670	Erzgebirgische Kalksteinwerke GmbH	[Vol.-%]	-	4,6	-	-	-	5,7	-
Sand 0/2	2629	Euroquarz GmbH; Werk Ottendorf		23,7	20,4	21,7	-	-	-	21,0
Kies 2/8		Euroquarz GmbH; Werk Ottendorf		-	-	-	-	30,7	-	-
Granodiorit Splitt 5/8		Pließkowitz Stein- und Splittwerke GmbH & Co KG		-	-	-	-	-	22,6	-
Blähton 650 2/10	448	Liapor GmbH		37,4	40,8	40,3	33	-	-	39,1
Blähsand K 0/4,	1100	Liapor GmbH		-	-	-	26,2	30,7	36,2	-
Frischbetonrohddichte			[kg/m ³]	1821	1814	1784	1649	2042	1962	1849
Setzfließmaß sm nach Mischende			[mm]	680	730	490	700	650	600	750
Setzfließzeit t ₅₀₀			[s]	3,2	2,2	2,3	2,2	6,9	3,2	2,3

2 Selbstverdichtender pumpfähiger Leichtbeton

Tab. 2- 2: Sieblinien der in den selbstverdichtenden Leichtbetonen eingesetzten Gesteinskörnungen

Gesteinskörnung	Siebdurchgang in [M.-%] durch Sieb mit Maschenweite									
	0	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	32
Sand 0/2	0	2,0	12,8	42,8	75,8	96,8	100	100	100	100
Kies 2/8	0	0,2	0,3	0,7	1,6	10,6	67,1	99,0	100	100
Granodiorit 5/8	0	0	0	0	1,3	1,7	3,3	88,5	100	100
Blähsand L 0/4	0	8,5	14,1	23,2	40,1	76	100	100	100	100

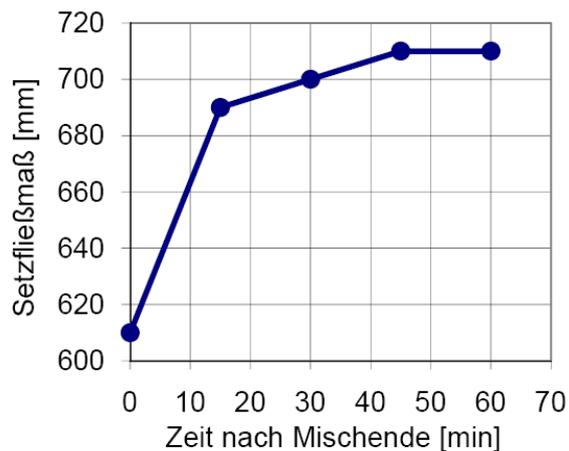


Abb. 2- 5: Zeitliche Änderung der Konsistenz des Leichtbetons SVLB-1 nach dem Ende des Hauptmischvorgangs



Abb. 2- 6: Langsames Scheren des Leichtbetons beim Nachmischen

Prüfung elementarer mechanischer Eigenschaften

Aus dem frischen Leichtbeton wurden verschiedene Probengeometrien zur Ermittlung der relevanten mechanischen Kennwerte hergestellt. Die Herstellung, Lagerung und Prüfung der Proben erfolgte entsprechend der Normen DIN-EN 12390-1 bis DIN-EN 12390-7 sowie DIN 1048-5:1991-06 und DIN 1048-5:2001-07 bzw. in enge Anlehnung an diese. Dementsprechend wurden zur Bestimmung der Druckfestigkeit Würfel mit Kantenlänge 150 mm und Zylinder mit Durchmesser 150 mm und Höhe von 300 mm genutzt. Für die Messung des E-Moduls wurden nur Zylinder mit Durchmesser 150 mm und Höhe von 300 mm verwendet. Um eine Maßzahl für die Zugfestigkeit der Betone zu ermitteln, wurden Spaltzugversuche an Würfeln mit 150 mm Kantenlänge durchgeführt. Von jedem Probekörpertyp wurden je Leichtbetonmischung mindestens 3 Stück hergestellt und geprüft.

Nach der Betonage verblieben die Proben einen Tag in der Form. Nach dem Ausformen wurden alle Prüfkörper bis zum Alter von 7 Tagen in Wasser bei 20 °C gela-

gert. Anschließend wurden die Würfel und Zylinder für die Bestimmung der Druckfestigkeit und des E-Moduls an Luft bis zur Prüfung bei 20 °C und 65 % rel. Feuchte gelagert. Die Würfel für die Spaltzuguntersuchungen dagegen verblieben bis zur Prüfung im Wasser. Mit der durchgehenden Wasserlagerung wird die Austrocknung der Probekörper und damit der Aufbau von Eigenspannungen aus ungleichmäßigen Schwindverformungen über den Probenquerschnitt vermieden, die zu einer deutlichen Verfälschung der Spaltzugergebnisse führen können.

Vor der Prüfung des E-Moduls wurden die Stirnflächen der Zylinder planparallel geschliffen. Die Messung der Betondehnungen während der Prüfung erfolgte mit lateral an der Mantelfläche befestigten induktiven Wegaufnehmern. Alle genannten Prüfungen wurden in einer hydraulischen Zug-Druck-Prüfmaschine Zwick Z1200 (Genauigkeitsklasse 1) durchgeführt. Während der Prüfung wurden die Prüfkraft und der Maschinenweg (mit Korrektur der Maschinendehnung) aufgezeichnet. Die Auswertung der aufgezeichneten Kraft-Verformungs-Kurven erlaubte Rückschlüsse auf die Energieabsorption durch Mikro- und Makrorissbildungen während der Bruchbelastung der Leichtbetone.

Die an SVLB-1 ermittelten mechanischen Eigenschaften können Tab. 2- 3 entnommen werden. SVLB-1 hat eine mittlere Zylinderdruckfestigkeit von $f_{cm,cyl} = 40 \text{ N/mm}^2$. Damit kann eine Zuordnung in die Festigkeitsklasse LC 30/33 erfolgen. Die mittlere Trockenrohddichte liegt mit einem Wert von 1630 kg/m^3 knapp über dem für die Rohdichteklasse D1,6 festgelegten oberen Grenzwert von 1600 kg/m^3 . Eine Einordnung in die angestrebte Rohdichteklasse D1,6 ist daher nicht möglich. Für den E-Modul und die Spaltzugfestigkeit wurden Werte von $E = 20.000 \text{ N/mm}^2$ bzw. $f_{ct,cube} = 2,40 \text{ N/mm}^2$ bestimmt. Das Verhältnis zwischen Spaltzugfestigkeit und Druckfestigkeit beträgt 1:17.

2 Selbstverdichtender pumpfähiger Leichtbeton

Tab. 2- 3: Mechanische Eigenschaften der untersuchten SVLB. Angabe der Mittelwerte, Standardabweichungen in Klammern.

Beton	Prüfalter	Druckfestigkeit [N/mm ²]		E-Modul [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	Trockenrohddichte* [kg/m ³]
		$f_{cm,cyl}$	$f_{cm,cube}$	E_{cm}	$f_{ct,cube}$	
SLVB-1	7 Tage	-	24,2 (0,5)	-	1,98 (0,09)	-
	28 Tage	39,9 (0,1)	43,0 (0,7)	20.000 (850)	2,40* (0,50)	1630*
SLVB-1 KL	29 Tage	-	38,7 (0,7)	19.900 (560)	1,97 (0,23)	1670
SLVB-2	7 Tage	-	16,4 (0,5)	-	-	-
	28 Tage	28,9 (0,8)	29,7 (0,8)	18.700 (1.350)	1,45 (0,02)	1542
SLVB-3	7 Tage	-	32,4 (1,9)	-	-	-
	28 Tage	49,3 (0,6)	50,1 (1,6)	19.800 (400)	2,51 (0,31)	1597
SLVB-4	7 Tage	-	14,1 (0,2)	-	-	-
	28 Tage	33,6 (0,4)	35,8 (1,3)	14.300 (260)	1,40 (0,13)	1390
SLVB-5	7 Tage	-	27,3 (0,9)	-	-	-
	28 Tage	40,2 (0,8)	46,2 (0,6)	27.200 (1.600)	2,18 (0,19)	1825
SLVB-6	28 Tage	46,2 (1,4)	47,9 (2,4)	21.000 (1.100)	3,37 (0,15)	1770
SLVB-7	28 Tage	38,7 (0,5)	41,2 (1,1)	18700 (900)	2,82 (0,12)	1547

* Prüfung im Betonalter von 31 Tagen nach 3d Trocknung bei 105 °C

2.2.2 Herstellung von Verbundplatten mit Leichtbeton SVLB-1 KL

Frisch- und Festbetoneigenschaften von SVLB-1 KL

Neben der Herstellung dieses Betons im Laborversuch an der TU Dresden wurden im Januar 2008 auf Basis der Rezeptur SVLB-1 an der TU Kaiserslautern zwei Verbundplatten für erste Tastversuche hergestellt (Abb. 2- 8). Für das Betonieren der Platten wurde ein Betonvolumen von 0,5 m³ benötigt. Zum Mischen dieses Volumens wurde ein Ringtellermischer der Firma Liebherr mit Fassungsvermögen von 1 m³

verwendet (Abb. 2- 7). Nach Ende des Mischvorganges wurde ein Setzfließmaß von 620 mm ermittelt. Messungen der Setzfließzeit und der Trichterauslaufzeit wurden nicht durchgeführt. Im Vergleich zum Setzfließmaß bei Herstellung des Leichtbetons im Labor der TU Dresden (680 mm, vgl. Tab. 2- 1) fällt der ermittelte Wert etwas geringer aus. Die Ursachen für die Unterschiede können erfahrungsgemäß mit der unterschiedlichen Geometrie des Mischbehälters und der Mischwerkzeuge (und damit des Mischverfahrens) sowie mit den verschiedenen Mischvolumina begründet werden. Aufgrund der unterschiedlichen Herstellungstechniken wurde der an der TU Kaiserslautern hergestellte Beton als SVLB-1 KL bezeichnet und vom Referenzbeton SVLB-1 unterschieden.

Aus dem Leichtbeton SVLB-1 KL wurden auch Probekörper (Würfel und Zylinder) zur Überprüfung der mechanischen Eigenschaften hergestellt. Die Ergebnisse der Prüfungen sind in Tab. 2- 3 angegeben und zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Werten der Referenzmischung SVLB-1. Eine gute Übereinstimmung wurde auch bei den Werten der Trockenrohdichte erreicht.



Abb. 2- 7: Vornässen der leichten Gesteinskörnung im Ringtellerermischer



Abb. 2- 8: Einbau des selbstverdichtenden Leichtbetons SVLB-1 auf ein Verbundblech

Verhalten von SVLB-1 KL im Verbundprobekörper

Bei den durchgeführten Belastungsversuchen an den beiden Verbundplatten wurde ein ungewöhnliches Versagensverhalten beobachtet, das von den bei Verbunddecken mit Normalbeton vorliegenden Versagensformen abweicht. Verbunddecken mit Normalbeton weisen bei Erreichen der Tragfähigkeit ein Fließplateau in der Last-Verformungskurve auf. Beim Einsatz von Leichtbeton ist dagegen ein ausgeprägter Abfall des Tragvermögens nach dem Erreichen der Maximallast zu erkennen (Kapitel 8). Der Traglastabfall kann auf ein Zugversagen des Betons im Bereich der Obergur-

te zurückgeführt werden, welches u. a. durch die Ausbildung von Längsrissen in diesen Bereichen verdeutlicht wird (vgl. Abb. 2- 10). Hervorgerufen wird dieses Verhalten durch die Verformung und Verschiebung des profilierten Stahlbleches im Zuge der Biegebeanspruchung. Damit geht eine Spreizung der Gurtflanken einher, aus der Querkugkräfte im Beton über der Profilierung resultieren (vgl. Abb. 2- 9). In Kapitel 3.4 wird dieses Phänomen detailliert beschrieben und dessen Ursache eingehend diskutiert. Ein vergleichbares Verhalten wurde auch von KÖNIG ET AL. beobachtet [23].

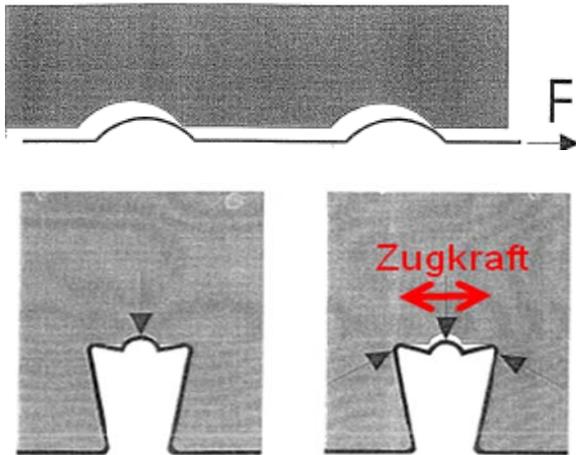


Abb. 2- 9: oben: Herunterdrücken und Verschiebung der Obergurtnoppen in Plattenlängsrichtung; unten: dadurch Spreizung der Gurtflanken zur Steigerung der Reibung zwischen Blech und Beton



Abb. 2- 10: Längsrissbildung an einer Leichtbeton-verbunddecke hervorgerufen durch die Aufspreizung der Obergurtflanken unter Biegebeanspruchung

Um den vorliegenden ungünstigen Versagensmechanismus beim Erreichen der Traglast in Richtung eines duktileren Bauteilversagens zu verschieben, wurden eine Reihe von selbstverdichtenden Leichtbetonen hergestellt, bei denen mit Hilfe von stofflichen und betontechnologischen Maßnahmen die Festbetoneigenschaften in einer solchen Weise verändert werden sollten, dass ein günstigeres Trag- und Versagensverhalten der Verbunddecken erreicht wird.

2.2.3 SVLB-2: Zusammensetzung und Eigenschaften

Mit dem SVLB-2 sollte Leichtbeton mit einer im Vergleich zum SVLB-1 niedrigeren Rohdichte und auch geringeren Druck- und Zugfestigkeit hergestellt werden. Die Rohdichteklasse D1,6 wurde durch eine leichte Erhöhung des Anteils an Leichtzuschlag auf etwa 40 Vol.-% (vgl. Tab. 2- 1) sicher erreicht. Die geringeren Festigkeiten des SVLB-2 (vgl. Tab. 2- 3) wurden durch einen höheren Wasser-Zement-Wert von 0,62 bei gleichzeitiger Reduktion des Bindemittelanteils eingestellt. Um trotz des geringen Bindemittel- und damit Leimanteiles die Fließfähigkeit des frischen Feinbetons sicherzustellen, wurden der Mehlkorngelalt durch die Zugabe von 4,6 Vol.-% Kalksteinmehl wieder auf das erforderliche Maß angehoben. Unmittelbar nach Ende des Mischvorganges wurden das Setzfließmaß mit 730 mm und die Setzfließzeit mit 2,2 s

ermittelt (vgl. Tab. 2- 1). Mit einer mittleren Zylinderdruckfestigkeit von $f_{cm,cyl} = 29$ N/mm² ist der SLVB-2 in die Festigkeitsklasse LC 20/22 einzustufen. Durch den höheren Anteil an leichtem Zuschlag sank der E-Modul im Vergleich zur Referenzmischung SVLB-1 um ca. 6,5 % auf $E = 18.700$ N/mm². Die mittlere Spaltzugfestigkeit betrug $f_{ct,cube} = 1,44$ N/mm² (vgl. Tab. 2- 3). Dadurch ergibt sich ein Spaltzugfestigkeit/Druckfestigkeitsverhältnis von 1:20.

2.2.4 SVLB-3: Zusammensetzung und Eigenschaften

Der als SVLB-3 bezeichnete Leichtbeton sollte im Bezug auf die Referenzmischung SVLB-1 eine höhere Druck- und Zugfestigkeiten erreichen bei gleichzeitig reduzierter Rohdichte. Durch die höhere Zugfestigkeit sollte am Verbundprobekörper ein duktileres Versagen aufgrund der verhinderten oder zumindest verzögerten Längsrisssbildung im Beton über den Gurtflanken erreicht werden. Um die Zugfestigkeit von Leichtbeton ohne Faserzugabe oder Variation der Zusammensetzung der Gesteinskörnung signifikant zu steigern, muss ein möglichst homogener Phasenbestand im erhärteten Bindemittel vorliegen, der u. a. durch die Zugabe von hochreaktiven Puzzolanen sichergestellt werden kann.

Bei SVLB-3 wurden die höheren Festigkeiten durch die Zugabe von 5 Vol.-% Mikrosilikasuspension (50 M.-% Feststoff in der Suspension) und einen geringeren Wasser-Zement-Wert von 0,35 eingestellt (vgl. Tab. 2- 1). Aufgrund der hohen spezifischen Oberfläche der Mikrosilikapartikel und den damit guten Wasserrückhalteigenschaften wirkt das Mikrosilika zugleich als Stabilisierer. Diese Eigenschaften des Mikrosilika bewirkten ein schnelles Rücksteifen des Leichtbeton SVLB-3 unmittelbar nach dem Ende des Mischvorganges. Mit einem Setzfließmaß von 490 mm wurden keine selbstverdichtenden Eigenschaften erreicht. Trotz des Ausbreitmaßes < 500 mm konnte durch das ungleichmäßige Ausbreiten eines Betonkuchens auf der Setzfließplatte eine Setzfließzeit t_{500} mit 2,3 s ermittelt werden (vgl. Tab. 2- 1).

Auch beim SLVB-3 wurde wie beim SLVB-2 der Anteil an leichter Gesteinskörnung auf etwa 40 Vol.-% erhöht, um die Rohdichteklasse von D1,6 zu erreichen. Hervorzuheben ist, dass mit Zylinderdruckfestigkeiten von im Mittel $f_{cm,cyl} = 49$ N/mm² und damit Festigkeitsklasse LC 40/44 der SVLB-3 im Feld die untersuchten Leichtbetone die höchsten Druckfestigkeiten erreichten. Dies ist auf eine feingliedrige und dichtere Mikrostruktur im Gefüge des Bindemittels und der Kontaktzone als Folge der puzzolanische Wirkung des Mikrosilika zurückzuführen. Der E-Modul des SVLB-3 ist mit $E = 19.800$ N/mm² geringfügig kleiner und die Spaltzugfestigkeit mit $f_{ct,cube} = 2,51$ N/mm² etwas größer als bei der Referenzmischung SLVB-1 (vgl. Tab. 2- 3). Das Spaltzugfestigkeit/Druckfestigkeit-Verhältnis hingegen verschlechtert sich gegenüber SVLB-1 auf einen Wert von 1:20 (analog zu SVLB-2).

2.2.5 SVLB-7: Zusammensetzung und Eigenschaften

Mit dem Leichtbeton SVLB-7 sollte eine weitere Leichtbetonzusammensetzung entwickelt werden, die der Rohdichteklasse D1,6 zuzuordnen ist, eine hohe Zugfestigkeit aufweist und im frischen Zustand selbstverdichtende Eigenschaften aufweist. Um die geforderten Frischbetoneigenschaften zu garantieren, musste der Mikrosilika-Anteil in SVLB-7 gegenüber SVLB-3 deutlich reduziert werden. Es wurden nur noch 2 Vol.-% Mikrosilika-Suspension eingesetzt, so dass in der Folge am frischen Beton ein Setzfließmaß nach Ende des Mischens von 750 mm und eine Setzfließzeit von 2,3 s gemessen werden konnten (vgl. Tab. 2- 1).

Die Einhaltung der Rohdichte-Klassifizierung von D 1,6 wurde auch hier wieder durch einen erhöhten Anteil an Leichtzuschlag garantiert (vgl. Tab. 2- 1). Die Druckfestigkeit des erhärteten Leichtbetons liegt mit $f_{cm,cyl} = 39 \text{ N/mm}^2$ im Bereich der Referenzzusammensetzung SVLB-1. Der Leichtbeton SVLB-7 ist demzufolge auch in die Festigkeitsklasse LC 30/33 einzuordnen. Von besonderem Interesse ist die hohe mittlere Spaltzugfestigkeit von $f_{ct,cube} = 2,82 \text{ N/mm}^2$ trotz des geringeren Mikrosilika-Anteiles im Vergleich zu SVLB-3. An dieser Stelle zeigt sich deutlich, dass neben stofflichen Komponenten auch die Konsistenz bzw. Verarbeitbarkeit der frischen Leichtbetone einen nicht zu unterschätzenden Einfluss auf die Gefügestruktur und damit auch auf die Zugfestigkeit der erhärteten Matrix haben. Durch die hohe Zugfestigkeit konnte das Verhältnis zwischen Spaltzug- und Druckfestigkeit auf ca. 1:14 angehoben und gegenüber der zur Referenzmischung SVLB-1 deutlich verbessert werden. Der Verhältniswert liegt damit schon im Bereich von Normalbeton, der Spaltzugfestigkeit/Druckfestigkeits-Verhältnisse von ca. 1:10 bis 1:15 aufweist. Der E-Modul von SVLB-7 ist mit einem Wert von $E = 18.700 \text{ N/mm}^2$ vergleichbar mit dem von SVLB-2 (vgl. Tab. 2- 3).

2.2.6 SVLB-4: Zusammensetzung und Eigenschaften

In die Untersuchungen sollte ebenfalls ein Leichtbeton mit einer gegenüber der Referenzmischung deutlich geringeren Rohdichte einbezogen werden. Der zu diesem Zweck entwickelte SVLB-4 wurde für eine Rohdichteklasse D1,4 konzipiert. Die mechanischen Eigenschaften dieses Betons sollten im Vergleich zu SVLB-1 nach Möglichkeit weitgehend unverändert bleiben.

Um die geringe Rohdichteklasse zu erreichen, musste grundlegend in die Zusammensetzung der Gesteinskörnungen eingegriffen werden. Statt des normalschweren Sandes wurde ein Leichtsand aus gebrochenem Blähton mit der in Abbildung 5 dargestellten Sieblinie verwendet (vgl. auch Tab. 2- 2). Die leichten Gesteinskörnungen wurden im Verhältnis von 33 Vol.-% (406 kg/m^3) grober Gesteinskörnung und 26,2 Vol.-% (367 kg/m^3) Leichtsand kombiniert. Die Bindemittelzusammensetzung

war an diejenige der Referenzmischung SVLB-1 angelehnt. Der Wasser-Zement-Wert wurde mit 0,5 eingestellt (vgl. Tab. 2- 1).

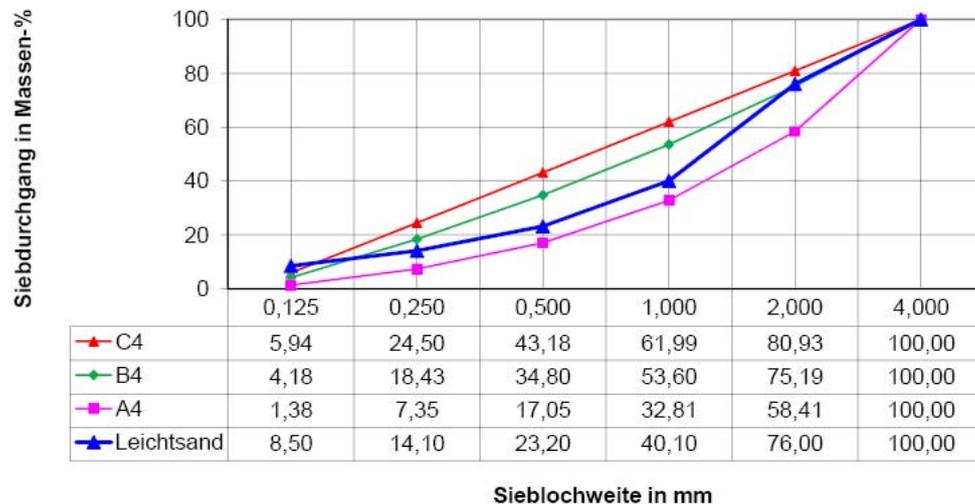


Abb. 2- 11: Sieblinie des Leichtsand es mit den nach der Fuller-Formel berechneten Grenzsieblinien A4, B4 und C4 mit einem Größtkorn von 4 mm

Am frischen SVLB-4 wurde nach Ende des Mischens ein Setzfließmaß von 700 mm bei einer Setzfließzeit t_{500} von 2,2 s ermittelt. Hinsichtlich seiner mittleren Zylinderdruckfestigkeit von $f_{cm,cyl} = 34 \text{ N/mm}^2$ ist SVLB-4 in die Druckfestigkeitsklasse LC 25/28 einzustufen. Aufgrund der ausschließlichen Verwendung leichter Gesteinskörnungen ist der E-Modul mit $E = 14300 \text{ N/mm}^2$ im Vergleich zum Referenzbeton SVLB-1 um mehr als 25 % geringer. Auch das Verhältnis zwischen Spaltzugfestigkeit ($f_{ct,cube} = 1,40 \text{ N/mm}^2$) und Druckfestigkeit war mit 1:24 geringer als bei SVLB-1 (vgl. Tab. 2- 3).

2.2.7 SVLB-5, SVLB-6: Zusammensetzungen und Eigenschaften

Bei den Leichtbetonen SVLB-5 und SVLB-6 wurde ein anderer Weg beschritten als bei den Leichtbetonen SVLB-3 und SVLB-7, um eine Erhöhung der Zugfestigkeit und der Energieabsorption bei weitgehend gleich bleibender Druckfestigkeit zu erzielen. Hier sollte mit dem Austausch der groben Leichtzuschläge durch Kies bzw. Splitt eine bessere Verzahnung der Rissufer bzw. der Gesteinskörnung mit der Matrix erreicht werden. Mikrorisse, die bei Zugbelastung des Betons entstehen und sich bei Laststeigerung aufweiten, entwickeln sich bei normalfesten Gesteinskörnungen zunächst vorwiegend in der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Bindemittelmatrix. Mit zunehmender Rauigkeit und Verzahnung der Rissufer durch feste, grobe (gebrochene) Gesteinskörnungen sind sowohl eine steigende Zugfestigkeit als auch eine abnehmende Sprödigkeit im Bruchverhalten des Leichtbetons zu erwarten. Daher wurde bei SVLB-5 die grobe Leichtkornfraktion durch Kies 2/8 und bei SVLB-6

durch Granodiorit-Splitt 5/8 ersetzt. Durch den Einsatz von Splitt ist dabei bei SVLB-6 von einer deutlich rauerer Ausbildung der Rissufer und intensiverer Kornverzahnung auszugehen als bei SVLB-5. In entsprechender Weise wurde eine Steigerung der Zugfestigkeit erwartet.

Um hinsichtlich der Rohdichte weiterhin im Bereich der Leichtbetone zu operieren, wurde als Sandfraktion der leichte Liapor-Sand K verwendet. Neben der Massereduktion hat der Leichtsand eine zweite wesentliche Funktion: die zahlreichen, gleichmäßig im Betonvolumen verteilten kleinen Liapor-Körner fungieren als „Schwachstellen“ im Gefüge der Matrix. Sie reduzieren lokal die Zugfestigkeit und dienen als Initiatoren für möglichst großvolumig verteilte Mikrorissbildungen. Werden mit steigender Belastung zahlreiche Mikrorisse aufgeweitet, ist ebenfalls mit einer erhöhten Energieabsorption und geringeren Sprödigkeit des Leichtbetons zu rechnen.

Bei SVLB-5 wurde eine dem Referenzbeton SVLB-1 vergleichbare Bindemittelzusammensetzung gewählt. Der Wasser-Zement-Wert ist ebenfalls gleich. Als Gesteinskörnung wurden gleichen Anteilen von jeweils 30,7 Vol.-% Kies 2/8 und Leichtsand verwendet (vgl. Tab. 2- 1). Das Setzfließmaß wurde mit 650 mm und die Setzfließzeit mit 6,5 s bestimmt. Hinsichtlich der mechanischen Eigenschaften ist der E-Modul des SVLB-5 hervorzuheben, welcher mit $E = 27.200 \text{ N/mm}^2$ um fast 40 % größer ist derjenige der Referenzmischung. Die Zylinderdruckfestigkeit ist mit $f_{\text{cm,cyl}} = 40 \text{ N/mm}^2$ gleich und die Spaltzugfestigkeit mit $f_{\text{ct,cube}} = 2,18 \text{ N/mm}^2$ geringfügig geringer als bei SVLB-1. Das Spaltzugfestigkeit/Druckfestigkeits-Verhältnis gestaltet sich mit 1:18 daher etwas ungünstiger.

Bei SVLB-6 wurde der Anteil der Flugasche im Bindemittel reduziert (auf 4,5 Vol.-% des Gesamtvolumens) und im Gegenzug Mikrosilika-Suspension hinzugegeben (1,6 Vol.-% des Gesamtvolumens). Der Zementgehalt blieb unverändert (vgl. Tab. 2- 1). Durch den Einsatz von Dioritsplitt mit einer Körnung von 5 mm bis 8 mm in Kombination mit dem Leichtsand K mit einem Größtkorn von 4 mm ergab sich eine Unstetigkeit im Mehlkornbereich der Sieblinie. Durch die Zugabe von 5,7 Vol.-% Kalksteintmehl wurde der Mangel an Feinstoffen behoben. Das Setzfließmaß wurde mit 600 mm und die Setzfließzeit t_{500} mit 3,2 s ermittelt. Der Einsatz der normalfesten, gebrochenen Gesteinskörnung führt zu der höchsten Spaltzugfestigkeit bei den untersuchten Leichtbetonen mit $f_{\text{ct,cube}} = 3,37 \text{ N/mm}^2$. Die Druckfestigkeit gleicht derjenigen von SVLB-5. Der E-Modul ist mit 21.000 N/mm^2 höher als bei SVLB-1, erreicht aber nicht die Größenordnung desjenigen von SVLB-5. Dies ist mit dem größeren Anteil an Leichtsand in der Gesteinskörnung von SVLB-6 im Vergleich zu SVLB-5 zu erklären. Aufgrund der hohen Spaltzugfestigkeit ergibt sich für SVLB-6 ein günstiges Spaltzugfestigkeit/Druckfestigkeits-Verhältnis von ca. 1:14.

Bei den Experimenten mit SVLB-5 und SVLB-6 hat sich gezeigt, dass mit dem dargestellten Konzept der Schaffung „rauer“ Bruchflächen durch grobkörnige, normalfeste Gesteinskörnung und bei Einhaltung der Randbedingung, die selbstverdichtenden Eigenschaften der Leichtbetone zu konservieren, nur Betonzusammensetzungen der

Rohdichteklassen größer D1,6 zu realisieren waren. Hauptursache war der Umstand, dass beim Mischen Teile des Leichtsand es durch den groben, normalschweren Zuschlag zerrieben wurden und demzufolge die Dichte des Leichtbetons zunahm.

2.2.8 Leichtbetone der Rohdichteklassen D1,2

Zu Beginn des Forschungsvorhabens wurde beabsichtigt, die zu untersuchende Rezepturpalette auf Betone der Rohdichteklasse D1,2 zu erweitern. Nach ersten Versuchen zur Entwicklung von Leichtbetonen der Rohdichteklasse D1,2 stellte sich heraus, dass ein derartiger Beton nicht den Anforderungen, die aus dem Einsatz als Verbundpartner in Verbunddecken resultieren, genügen kann. Vor allem das Verhältnis zwischen Zug- und Druckfestigkeit stellte sich zu ungünstig dar. Nach den ersten Versuchen wurden in dieser Zielrichtung keine weiteren Anstrengungen unternommen.

2.3 Untersuchungen zur Reduktion der Schwindverformungen von Leichtbetonen

2.3.1 Bedeutung des Schwindens bei Verbundkonstruktionen mit Leichtbeton

Leichtbetone, die mit vorgehässsten, offenporigen leichten Gesteinskörnungen hergestellt werden, unterscheiden sich von Normalbetonen nicht nur hinsichtlich der mechanischen Eigenschaften sondern auch durch einen i. d .R. höheren Wassergehalt. Da das Schwinden von Beton neben zahlreichen anderen Parametern auch vom Wassergehalt des erhärtenden bzw. erhärteten Betons abhängt und mit diesem zunimmt, stellen die Untersuchungen zur Reduktion des Schwindens einen weiteren Schwerpunkt zur Verbesserung des Tragverhaltens von Leichtbeton im Einsatz in Verbunddecken dar.

In welcher Weise sich das Vornässen der Leichtzuschläge über den gesamten Erhärtungs- und Trocknungsprozess auf das Schwinden des Leichtbetons auswirkt, hängt maßgeblich von der Bindemittelzusammensetzung, dem Wasser-Zementwert und den Eigenschaften der Gesteinskörnungen ab. Durch das Vorhandensein von zusätzlichem Wasser läuft ein Teil der Schwindvorgänge vermutlich verzögert ab, da das in den Leichtzuschlägen gespeicherte Zusatzwasser bei der Erhärtung des Betons sukzessive in die sich u. U. selbst austrocknende Zementsteinmatrix gesaugt wird, einen möglicherweise auftretenden inneren Wassermangel verhindert und zugleich im Sinne einer inneren Nachbehandlung des Bindemittels wirkt. Das Endschwindmaß dürfte jedoch bei solchen Betonen auch im Vergleich zu Leichtbeton mit trockenen Gesteinskörnungen höher sein, da ein wesentlicher Teil des zusätzlichen

Wassers durch das Kapillarporensystem an die Betonoberfläche transportiert werden und verdunsten kann. Im Zuge der Austrocknung des Leichtbetons können daher signifikante Schwindverformungen auftreten, weil aufgrund des geringen E-Moduls der leichten Gesteinskörnung die Schwindverformungen der Bindemittelmatrix in geringerem Maße behindert werden als in Betonen mit normalschweren Gesteinskörnungen.

In Verbunddeckenkonstruktionen mit derartigen Leichtbetonen entsteht durch die Versiegelung der Deckenunterseite mit dem Verbundblech und durch die hohe Korn-eigenfeuchte ein ausgeprägter Feuchtigkeitsgradient über die Höhe der Verbunddecke. Dies führt zu unterschiedlichen Schwindverformungen über der Plattenhöhe und somit bei behinderter freier Verformung des Betons zu Eigen- und Zwangsspannungen. Für den Beton ist damit eine höhere Rissbildungsgefahr verbunden, am Verbundsystem können unerwünschte Deformationen auftreten, die unter Umständen einen negativen Effekt auf das Zusammenwirken von Beton und Stahlblech haben.

2.3.2 Chemisches, Autogenes und Trocknungsschwindens – Ursachen

In erhärtenden zementgebundenen Bindemitteln laufen mehrere Vorgänge ab, die zu lastunabhängigen Verformungen führen. Zum einen wird freies Wasser im Laufe der Hydratation des Bindemittels in das Gefüge und an die Oberflächen der entstehenden nanoskopischen Hydratationsprodukte ein- und angelagert (chemisch und physikalisch gebundenes Wasser). Die Reaktionsprodukte der Hydratation haben dabei ein geringeres Volumen als die Ausgangsstoffe. Dieser Effekt wird als chemisches Schwinden bezeichnet. Durch das chemische Schwinden entstehen nach dem Ansteifen des frischen Bindemittels feinst verteilte Kavitäten, in die nach Angebot Wasser nachgesaugt wird. Ist nicht genügend bewegliches Wasser vorhanden, bilden sich in den Kavitäten zunehmend dünnere Wasserfilme aus. Die hohen Oberflächenenergien der Wasserfilme führen zu Druckspannungen im angrenzenden Gefüge und damit zu messbaren Verformungen, die als autogenes Schwinden bezeichnet werden. Entsteht der Mangel an freiem Wasser nicht nur durch den „inneren“ Wasserverbrauch, sondern auch durch nach außen abgegebenes und verdunstetes Wasser, werden die daraus resultierenden Schwindanteile als Trocknungsschwinden bezeichnet. Je nach Bedarf und Vorhandensein von Wasser im Gefügenderen sowie in Abhängigkeit von der Wasserverdunstung an den Oberflächen können die Anteile des autogenen und Trocknungsschwindens am Gesamtschwinden unterschiedlich groß sein.

2.3.3 Eingesetzte schwindreduzierende Betonzusatzmittel

Soll dem autogenen und/oder Trocknungsschwinden von Beton entgegengewirkt werden, muss entweder zu jeder Zeit im Gefüge ein hinreichendes Wasserangebot garantiert sein oder die hohen Oberflächenenergien der Wasserfilme in den nanoskopischen Kavitäten bzw. deren Auswirkungen müssen verringert werden. Da in Baukonstruktionen des Hochbaus eine permanente Befeuchtung des Betons nicht zielführend ist, wurden in den letzten Jahren verschiedene oberflächenaktive Substanzen entwickelt, die als Betonzusatzmittel das Schwindverhalten beeinflussen sollen.

Bei den im Projekt durchgeführten Untersuchungen kamen zwei Schwindreduzierer (SRA-1, SRA-2) und ein Dichtungsmittel (DM) als Betonzusatzmittel zum Einsatz. Schwindreduzierende Zusatzmittel sind wasserlösliche grenzflächenaktive Stoffe. Sie bestehen hauptsächlich aus höheren Alkoholen, welche die Oberflächenspannung des Wassers im Beton herabsetzen. Dichtungsmittel sollen den Wassertransport im Beton beeinflussen und die inneren Oberflächen mit hydrophoben Eigenschaften ausstatten, so dass eine Wasserbindung verhindert oder zumindest verringert wird. Damit haben beide Arten von Betonzusatzmitteln das Potential, das Schwinden zu beeinflussen.

2.3.4 Autogenes und Trocknungsschwinden – Prüfmethode und Probekörper

Die Schwindverformungen der Leichtbetone wurden in Anlehnung an DIN 52450 bzw. Heft 422 des DAfStb an Prismen mit Abmessungen von $L \times B \times H = 160 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$ gemessen, an deren Stirnflächen Messzapfen einbetoniert sind. Die Schwindverformung wird anhand der Längenänderungen der Prismen zwischen den Messzapfen bestimmt.

Um eine kontinuierliche Messung der Schwindverformungen zu ermöglichen, wurden am Institut für Baustoffe der TU Dresden spezielle Dilatometer entwickelt, bei denen die Längenänderung der Prüfkörper mit Hilfe von digitalen Messuhren, die an einem steifen Messrahmen fixiert sind, erfasst wird (vgl. Abb. 2-12). Die Messdaten werden in festen Zeitintervallen über eine USB-Schnittstelle an einen Messrechner übertragen und dort gespeichert. Im Gegensatz zur Graf-Kaufmann-Methode (DIN 52450) kann die Messung quasi-kontinuierlich und mit sehr hoher Genauigkeit erfolgen.

Mit diesem Verfahren sind Messungen des autogenen Schwindens und des Gesamtschwindens möglich. Bei der Ermittlung der Gesamtschwindverformung wird eine Austrocknung der Probekörper zugelassen. Zur Bestimmung des autogenen Schwindanteiles wird dagegen die Wasserabgabe der Proben nach außen unterbunden, indem die entsprechenden Proben mit zwei Lagen selbstklebender Aluminium-

folie versiegelt wurden (vgl. Abb. 2- 12). Das Trocknungsschwinden kann aus der Differenz von Gesamtschwinden und autogenem Schwinden errechnet werden.

Da für die angewendete Messmethode feste Probekörper mit einer definierten Prüfkörpergeometrie benötigt werden, wurde mit der Messung der Schwindverformungen erst ab einem Betonalter von 24 Stunden (nach dem Ausformen der Proben) begonnen. Weil bis dahin schon ein Teil der Bindemittelhydratation stattgefunden hat, also auch schon Wasserbindung und -transport im Gefüge erfolgt ist, kann der zugehörige Teil der (in diesem Falle autogenen) Schwindverformungen nicht erfasst werden. Die Messungen fanden in einem klimatisierten Raum bei 20 °C und 65 % rel. Feuchte statt.

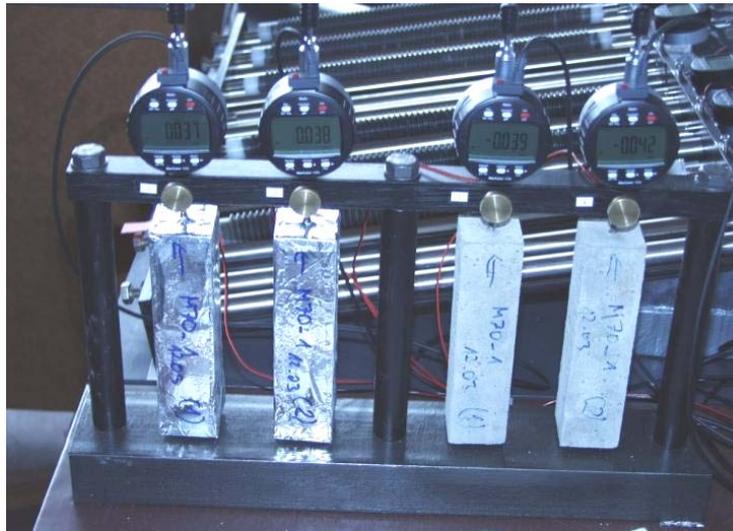


Abb. 2- 12: Dilatometer mit eingebauten Prismen zur Messung der autogenen Schwindverformung an versiegelten Prismen (links) und des Gesamtschwinden an unversiegelten Prismen (rechts)

Von jeder untersuchten Leichtbetonmischung wurden 3 Schwindproben hergestellt. Als Basisrezeptur für die Zugabe schwindreduzierender Zusatzmittel wurde die Referenzmischung SVLB-1 definiert. Die Zusammensetzung von SVLB-1 kann Tab. 2- 1 entnommen werden. Die Schwindreduzierer SRA-1 und SRA-2 wurden entsprechend den Herstellerangaben mit einem Anteil von jeweils 1 M.-% des Zements dosiert und beim Anmischen des Betons nach dem Anmachwasser zugegeben. Das Dichtungsmittel DM wurde mit 1,5 M.-% bezogen auf den Zementanteil dosiert und ebenfalls nach dem Anmachwasser zugegeben.

Durch die Zugabe der flüssigen Zusatzmittel konnte eine leichte Verbesserung der Verarbeitbarkeit des frischen Betons, d. h. eine Erhöhung des Setzfließmaßes beobachtet werden. Neben den Schwindprobekörpern wurden aus den Leichtbetonen auch Würfel mit Kantenlänge von 150 mm zur Bestimmung ausgewählter mechanischer Eigenschaften (vgl. Abschnitt 2.3.6) sowie Schwindringe zur Abschätzung der Rissneigung der Betone (vgl. Abschnitt 2.3.7) hergestellt.

2.3.5 Autogenes und Gesamtschwinden – Ergebnisse

In Abb. 2- 13 sind die ungefilterten Mittelwertkurven der Messungen des Gesamtschwindens für den Leichtbeton SVLB-1 mit und ohne Zugabe von schwindreduzierenden Additiven dargestellt. Die Aufzeichnung der Messwerte begann ab dem Betonalter von 24 Stunden. Die Zugabe von Schwindreduzieren (SRA-1, SRA-2) führt zu einer, je nach dem Betonalter, um ca. 10 bis 15 % reduzierten Gesamtschwinddehnung. SRA-1 zeigt dabei ein geringfügig besseres Ergebnis. Die Zugabe von Dichtungsmittel (DM) bewirkt hingegen eine Verschlechterung des Gesamtschwindverhaltens mit einer Zunahme der negativ angetragenen Schwinddehnung um ca. 10 %.

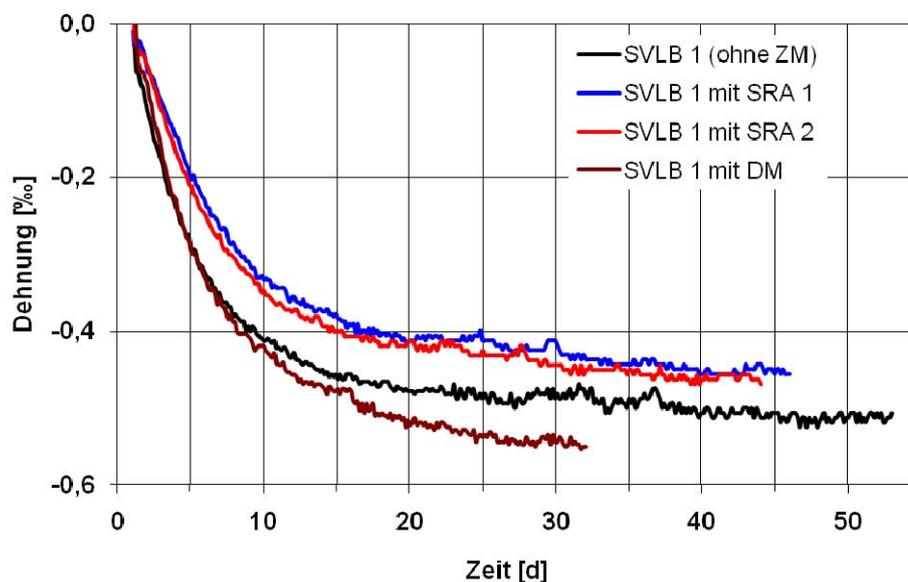


Abb. 2- 13: Gesamtschwindverformung von Leichtbeton SVLB-1. Referenzkurve und Ergebnisse nach Zugabe von schwindreduzierenden Additiven

Abb. 2- 14 zeigt die ungefilterten Mittelwertkurven der autogenen Schwinddehnung, die an versiegelten Proben aus Leichtbeton SVLB-1 mit und ohne Zugabe von schwindreduzierenden Additiven ab dem Betonalter von 24 Stunden gemessen wurden. Alle Proben zeigen ab diesem Alter ein Quellverhalten, das auf den Einsatz der vorgehärteten Leichtzuschläge zurückgeführt werden kann. Durch Migration des in hohem Überschuss in den Leichtzuschlägen gespeicherten Wassers in die Bindemittelmatrix können sich im Laufe der Hydratation keine Kavitäten ausbilden. Vielmehr führt der Wasserüberschuss zu einer vermehrten Anlagerung von Wassermolekülen an den Oberflächen der Hydratationsprodukte. Daraus resultiert ein „Spaltdruck“ zwischen einzelnen Hydratphasen, der makroskopisch als Quellen wahrgenommen wird. Die Unterschiede im Kurvenverlauf bei den einzelnen schwindreduzierenden Zusätzen können vermutlich auf die unterschiedliche Wasserbeweglichkeit im Porensystem zurückgeführt werden. Die Schwindreduzierer SRA-1 und SRA-2 führen of-

fensichtlich zu einer deutlichen Entspannung des Wassers und damit einer hohen Molekülbeweglichkeit. Die positivere Wirkung von SRA-1 ist hier deutlich zu erkennen. Das Dichtungsmittel DM dagegen behindert Wasserbewegungen durch seine hydrophobierende Wirkung. Hier ist ein Quellen nur bis zum Betonalter von 12 Tagen festzustellen.

Eine weitere Erklärungsmöglichkeit für das beobachtete Verhalten besteht in der Annahme einer unterschiedlichen Beeinflussung des Hydratationsverlaufes durch die schwindreduzierenden Zusätze. Aus verschiedenen hohen Hydratationsgeschwindigkeiten würde ein unterschiedlich hoher „innerer Wasserverbrauch“ resultieren. Bei dieser Annahme würden SRA-1 und SRA-2 zu einer verlangsamten Hydratation führen, das Dichtungsmittel DM dagegen zu einer Beschleunigung. Die Ergebnisse der mechanischen Prüfung (vgl. Abschnitt 2.3.6) lassen zumindest die zweite Annahme plausibel erscheinen.

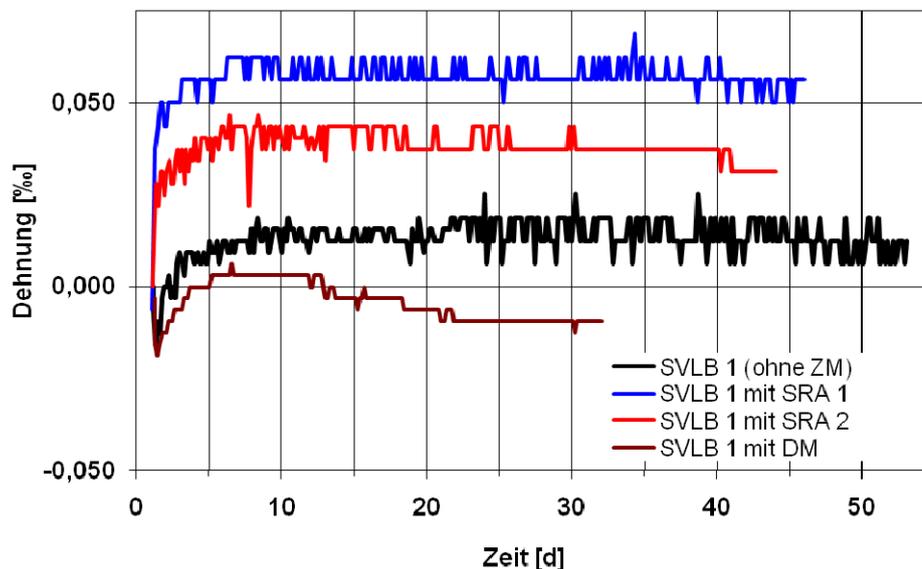


Abb. 2- 14: Autogene Schwindverformung von Leichtbeton SVLB-1. Referenzkurve und Ergebnisse nach Zugabe von schwindreduzierenden Additiven

Das Schwindverhalten der betrachteten Leichtbetone wird letztlich maßgeblich durch die Austrocknung bestimmt. Der Anteil der autogenen Schwind- bzw. Quellverformungen am Gesamtschwinden ist von untergeordneter Bedeutung, vermag aber z. T. die Unterschiede in der Gesamtschwindverformung erklären helfen.

2.3.6 Begleitende Untersuchung ausgewählter mechanischer Eigenschaften

Begleitend zu den Schwinduntersuchungen wurden die Druckfestigkeit und die Spaltzugfestigkeit des mit schwindreduzierenden Zusätzen modifizierten Leichtbetons SVLB-1 gemessen. Die Probewürfel wurden in gleicher Weise wie die Schwindprobekörper zur Messung des Gesamtschwindens gelagert und im Alter von 28 Tagen geprüft. In jeder Probeserie wurden mindestens 3 Probekörper je Prüfungsart untersucht.

Durch das große Probenvolumen der Würfel ergeben sich bei der Austrocknung schwindbedingte Dehnungsgradienten, die zum Aufbau von Zugeigenspannungen in den lateralen Bereichen des Würfels führen. Mit den Spaltzugversuchen steht eine Untersuchungsmethode zur Verfügung, die auf Eigenspannungszustände sensitiv reagiert. Mit den Druckversuchen dagegen können unterschiedliche Festigkeitsentwicklungen, die z. B. aus verschiedenen schnell ablaufenden Hydratationsprozessen resultieren können, abgebildet werden.

Die Ergebnisse aus den Druck- und Spaltzugversuchen sind in Tab. 2- 4 als Mittelwerte und Standardabweichungen (in Klammern) angegeben und bestätigen die Annahmen und Zusammenhänge aus den Ergebnissen der Schwinduntersuchungen weitgehend. Der Referenzbeton SVLB-1 hat eine Druckfestigkeit von $f_{cm,cube} = 43 \text{ N/mm}^2$. Durch die Zugabe von SRA-1 sinkt die Druckfestigkeit geringfügig auf $f_{cm,cube} = 41 \text{ N/mm}^2$, was auf eine verlangsamte Hydratation zurückgeführt werden kann. Bei der Verwendung vom Dichtungsmittel dagegen wurde vermutlich infolge beschleunigter Hydratationsvorgänge die Druckfestigkeit mit $f_{cm,cube} = 47 \text{ N/mm}^2$ bestimmt. Bei der Modifikation mit SRA-2 konnte keine Veränderung der Druckfestigkeit festgestellt werden. Dieses Ergebnis entzieht sich damit einer plausiblen Erklärung.

Der Einfluss der schwindreduzierenden Zusatzmittel auf die schwindbedingten Eigenspannungen spiegelt sich in den Ergebnissen der Spaltzugfestigkeiten deutlich wieder. Die geringen Schwindverformungen bei Zugabe von SRA-1 führen zu einer hohen Spaltzugfestigkeit von $f_{ct,cube} = 2,32 \text{ N/mm}^2$. Der Wert ist ca. 10 % größer als die Spaltzugfestigkeit des Referenzbetons SLVB-1. Der Einsatz von SRA-2 führt zu einer nicht so stark ausgeprägten Erhöhung der Spaltzugfestigkeit. Mit der Zugabe von Dichtungsmittel wurde, die geringste Spaltzugfestigkeit mit $f_{ct,cube} = 2,02 \text{ N/mm}^2$ ermittelt.

Tab. 2- 4: Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit von Leichtbeton SVLB-1 ohne und mit Zugabe von schwindreduzierenden Additiven. Angabe von Mittelwerten, Standardabweichung in Klammern.

Beton SLVB-1	Druckfestigkeit [N/mm ²] $f_{cm,cube}$	Spaltzugfestigkeit [N/mm ²] $f_{ct,cube}$
ohne ZM	43,0 (0,7)	2,10 (0,13)
mit SRA1	41,2 (0,6)	2,32 (0,11)
mit SRA2	43,4 (0,6)	2,15 (0,10)
mit DM	46,8 (1,2)	2,02 (0,16)

2.3.7 Rissneigung bei behinderter Schwindverformung – Prüfmethode

Schwindverformungen können sich nur in den seltensten Fällen frei ausprägen. Zumeist ist das schwindende Bauelement Bestandteil einer Baukonstruktion, die eine freie Schwindverformung verhindert. Bei von außen behindertem Schwinden bauen sich im Beton Zwangszugspannungen auf, die bei Überschreiten der Zugfestigkeit zur Rissbildung führen. Mit dem Auftreten dauerhaft wirkender Zugspannungen findet aber auch (in geringem Umfang) entlastendes Kriechen bzw. Relaxation des Betons statt.

Die Wechselwirkung der ablaufenden Vorgänge Festigkeitsentwicklung, Zwangspannungsaufbau und entlastendes Kriechen kann mit sogenannten Ringversuchen vereinfacht abgebildet werden. Beim Ringversuch wird um einen inneren Stahlring ein umlaufender Betonring gegossen. Beginnt der Beton zu schwinden, wird die Schwindverformung durch den Stahlring behindert. Im Beton entstehen Zugspannungen, im Stahlring Druckspannungen, die mit Hilfe von DMS gemessen und bei Kenntnis der Materialkennwerte des Stahls und der Ringgeometrien in Betonzugspannungen umgerechnet werden können. Zeitgleich finden Zugfestigkeitsentwicklung und entlastendes Kriechen des Betons statt.

Am Institut für Baustoffe der TU Dresden wurden in Ergänzung der Schwinduntersuchungen des mit schwindreduzierenden Zusätzen modifizierten Leichtbetons SVLB-1 Ringversuche durchgeführt. Der innere Stahlring hat einen Außendurchmesser von 330 mm und einer Höhe 152 mm bei einer Wanddicke von 12,5 mm. Der den Stahlring umhüllende Betonzylinder hat eine Dicke von 38 mm bei einer Höhe von ebenfalls 200 mm (siehe Abb. 2- 15). Zur Herstellung des Betonzylinders wird ein weiterer Stahlring mit lichtem Abstand von 38 mm konzentrisch um den inneren Stahlring angeordnet und der frische Leichtbeton in den Ringspalt eingefüllt. Der äußere Ring wird nach Erhärten des Betons (i. d. R. nach 24 Stunden) entfernt und damit die Austrocknung des Betons ermöglicht. Um eine definierte Austrocknung nur über die Mantelfläche des Betons sicherzustellen, wird die Deckfläche mit Aluminiumklebeband abgedichtet (vgl. Abb. 2- 15).

Die gesamte Messeinrichtung befindet sich auf einer polierten Edelstahlplatte, so dass Reibung, welche die Deformation des Gesamtsystems behindern kann, minimiert wird. Die Dehnung des inneren Stahlrings wird in dessen Viertelpunkten mit Dehnmessstreifen erfasst, die als Halbbrücke mit Temperaturkompensation verschaltet sind. Die Temperatur in der Grenzfläche Beton/innerer Stahlring wird ebenfalls gemessen und aufgezeichnet. Bedingt durch das Messverfahren kann die Aufzeichnung von Dehnungs- und Temperaturmesswerten unmittelbar nach dem Einfüllen des Frischbetons beginnen. Die Ringversuche wurden jeweils nach Rissbildung an einem der Betonringe in einer Serie beendet und ausgewertet. Der genaue Risszeitpunkt konnte anhand eines Rücksprunges in der Dehnungs-Zeit-Kurve detektiert werden. Mit jeder zu untersuchenden Leichtbetonrezeptur wurden 2 Schwindringversuche durchgeführt.



Abb. 2- 15: Versuchsaufbau beim Ringversuch; ein mit DMS instrumentierter Stahlring (innen) wird durch aufschwindenden Beton deformiert.

2.3.8 Rissneigung bei behinderter Schwindverformung – Ergebnisse

Der positive Einfluss der Schwindreduzierer SRA-1 und SRA-2 ist auch bei den Ringversuchen deutlich zu erkennen. Der Zeitpunkt der Rissbildung wird im Vergleich zum Referenzbeton SVLB-1 deutlich hinausgeschoben. Bei Mischungen mit SRA-1 tritt die Rissbildung erst im Betonalter von 27 Tagen ein. Bei Leichtbetonen mit Schwindreduzierer SRA-2 wurde der Riss sogar erst im Betonalter von 40 Tagen detektiert (vgl. auch Zeitangaben in Abb. 2- 16). In Abb. 2- 16 sind die Detailbilder der Rissbreiten dargestellt, die an dem jeweils zuerst gerissenen Betonring aufgenommen wurden. Bei SVLB-1 ohne schwindreduzierende Zusätze wurde die Rissweite mit 0,8 mm bestimmt. Die Leichtbetone SVLB-1 mit SRA-1 und SRA-2 zeigten dagegen nur Rissweiten von 0,3 mm bzw. 0,2 mm. Die Zugabe von Dichtungsmittel

DM zu SVLB-1 hat eine Rissweite von 0,9 mm zur Folge. In ihrer Gesamtheit korrespondieren die Versagenszeitpunkte und die Ergebnisse der Rissweitenmessung mit Resultate der Schwindmessungen an Prismen (vgl. Abschnitt 2.3.5).

In Abb. 2- 17 sind die aus den Dehnungsmesswerten der Stahlringe berechneten Zugspannungs-Mittelwertkurven für die Betonringe dargestellt. Auch hier ist ein positiver Einfluss von SRA-1 als auch SRA-2 zu erkennen. Erwartungsgemäß zeigt der Beton mit Dichtungsmittel DM das ungünstigste Verhalten. Problematisch ist bei der Auswertung allerdings das Niveau der berechneten Zugspannungen, die deutlich über den Werten liegen, die anhand der Spaltzugfestigkeiten (zentrische Zugfestigkeit beträgt ca. 80 % der Spaltzugfestigkeit) abgeschätzt werden können (vgl. Tab. 2-4). Zudem weichen die berechneten Zugfestigkeiten bei Beton mit SRA-1 und DM deutlich von den Werten des Referenzbetons als auch des Leichtbetone mit SRA-1 ab. Ursachen für diese Abweichungen von den Erwartungswerten konnten Bisher nicht geklärt werden In gewissem Umfang können sicherlich Streuungen der Materialeigenschaften und Imperfektionen bei der Versuchsdurchführung zur Begründung herangezogen werden. Die generelle Überschätzung der berechneten Zugfestigkeit kann damit nicht erklärt werden.

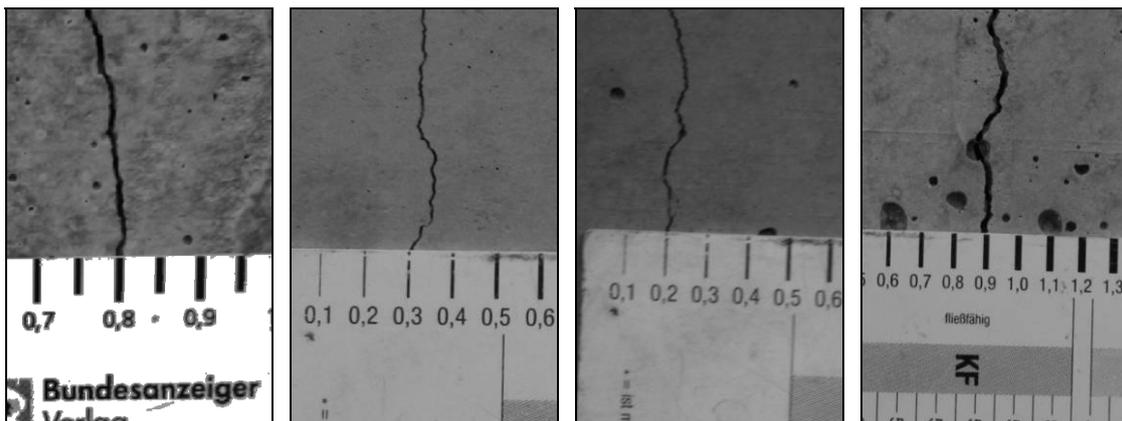


Abb. 2- 16: Rissweiten am Beton der Schwindringversuche kurz nach dem Auftreten der Rissbildung. Teilbilder von links nach rechts: SVLB-1 ohne Zusatzmittel nach 15 Tagen; SLVB-1 mit SRA1 nach 28 Tagen ; SLVB-1 mit SRA2 nach 40 Tagen; SLVB-1 mit DM nach 20 Tagen.

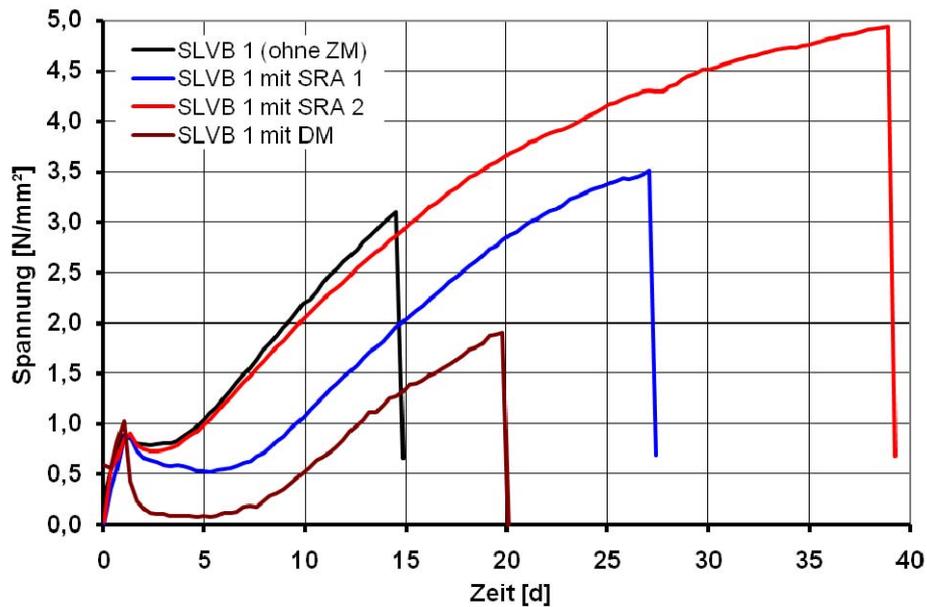


Abb. 2- 17: Aus Ringversuchen berechnete Zugspannungen von Leichtbeton SVLB-1. Referenzkurve und Ergebnisse nach Zugabe von schwindreduzierenden Additiven.

2.4 Nachweis der Pumpbarkeit des Leichtbetons

Der Referenzbeton SLVB-1 wurde als selbstverdichtender, pumpbarer Leichtbeton in einem früheren Projekt [21] entwickelt. Trotz der Optimierungsmaßnahmen zur Verbesserung der mechanischen Leistungsfähigkeit beim Einsatz als Aufbeton von Verbunddecken sollten die guten Verarbeitungseigenschaften des frischen Leichtbetons erhalten bleiben. Aus diesem Grund sollte der Nachweis der Pumpbarkeit des selbstverdichtenden Leichtbetons geführt werden.

Dazu wurden in Kaiserslautern Pumpversuche durchgeführt. Der Leichtbeton sollte in einer lokalen Transportbetonmischanlage der Firma TRAPOBET hergestellt und danach mit einem Fahrmischer zum Einbauort auf das Gelände der TU Kaiserslautern transportiert werden

Abb. 2- 18). Der Einbau des Betons in Versuchskörper sollte über eine Autobetonpumpe erfolgen. Es waren mehrere Pumpversuche mit Leichtbetonen Dichteklassen D1,4 und D1,6 geplant.



Abb. 2- 18: Transportbetonmischanlage der Firma TRAPOBET und Fahrmischer.

Auf Grund des Qualitätsregimes und der nicht vorhandenen Silokapazität für Leichtzuschläge unterschiedlicher Körnungen im Transportbetonwerk war es nicht möglich, den Leichtzuschlag in den Mischprozess der Mischanlage zu integrieren. Demzufolge wurden die Mischreihenfolge und das Mischregime modifiziert und auf die vorliegenden Bedingungen angepasst.

- Die Mischtrommel des Fahrmischers wurde mindestens eine Stunde vor dem eigentlichen Mischprozess mit dem Leichtzuschlag beladen. An zuvor entnommenen Proben wurde die Kornfeuchte der Leichtzuschläge bestimmt. Das Abwiegen der Leichtzuschläge erfolgte über eine Kranwaage beim Beladen des Fahrmischers (vgl. Abb. 2- 19).
- Nach der Zugabe des Vornässwassers (abzüglich des durch die Korneigenfeuchte schon enthaltenen Wassers) wurde unter stetig langsamem Drehen der Mischtrommel die Leichtzuschläge vorgehäst und homogenisiert.
- Je nach Rohdichtklasse des Leichtbetons wurde der Bindemittelleim bzw. der Mörtelleim inklusive der Betonzusatzstoffe und -zusatzmittel in der Mischanlage hergestellt.
- Anschließend wurde der Bindemittel bzw. Mörtelleim in die Mischtrommel des Fahrmischers gefüllt und durch Rotation der Fahrmischertrommel den vorgehästeten und homogenisierten Leichtzuschlägen beigemischt. Der Beton wurde direkt nach dem Beladen von Bindemittel- bzw. Mörtelleim fünf Minuten bei maximaler Intensität im Fahrmischer gemischt und dann zum Einbauort transportiert.

Der Vorteil dieser Methode im Vergleich zum gänzlichen Mischen in einer Mischanlage liegt in der Einstellung der Mischintensität in Abhängigkeit der Betonkomponenten. Die feinen, zur Agglomeration neigenden Materialien werden mit hoher Mischintensität und hohen Scherkräften im Zwangsmischer der Mischanlage zu einem homogenen Leim dispergiert. Danach werden die Leichtzuschläge, welche eine geringe Festigkeit besitzen und im Zwangsmischer zum Teil zerstört und aufgemahlen werden können, durch die Schnecken der Fahrmischertrommel „sanfter“ unter den Leim gemischt.



Abb. 2- 19: Beladen des Fahrmischers mit lagerfeuchtem Leichtzuschlag



Abb. 2- 20: Autobetonpumpe M28-4 von Putzmeister während des dritten Pumpversuchs

Mit dieser Mischmethode wurden insgesamt zwei Pumpversuche mit den Rezepturen SVLB-4 und SVLB-7 durchgeführt. Dabei wurden jeweils 6 m³ Leichtbeton hergestellt. Die Verarbeitbarkeit der Betone wurde vor dem Pumpprozess mit dem Setzfließmaß bestimmt. Dabei konnte in beiden Fällen Setzfließmaße von wenigstens 600 mm nicht erreicht werden. Durch zusätzliche Fließmittelzugabe und nochmaligem Durchmischen im Fahrmischer wurden Setzfließmaße von 600 mm und 630 mm eingestellt. Danach wurde der Pumpvorgang gestartet. In beiden Fällen kam es zur Verstopfung der Rohrleitung der Betonpumpe. Die Pumpvorgänge wurden abgebrochen, und die Betone mit einem Kübel eingebaut.

Als Ursache für die unzureichende Verarbeitbarkeit bzw. Pumpbarkeit der Betone kann zum einen die Bestimmung der Kornfeuchte der Leichtzuschläge vor dem Mischen genannt werden. Da sich mit der Lagerung des feuchten Blähtons in Big-Packs über einen längeren Zeitraum eine Schichtung der Feuchte einstellt, ist die

Bestimmung der mittleren Kornfeuchte aus den Big-Packs heraus fehlerbehaftet und stark von den Probenahmen abhängig. Demzufolge waren in beiden Fällen die zugegebenen Vornässwassermengen vermutlich zu gering um ein teilweises Aufsaugen des Anmachwassers durch die Leichtzuschläge zu verhindern. Zum anderen wurden die Pumpversuche ohne Durchpumpen einer bindemittelreichen „Vormischung“ zum Befeuchten bzw. Schmieren der Rohrleitung gestartet, so dass dem Betonen an der Spitze des Förderstromes zusätzlich Wasser entzogen wurde. In der Folge waren die Verstopfungen des Förderrohres zu verzeichnen.

Aus diesen Gründen wurde entschieden, den Leichtbeton SLVB-7 für den dritten Pumpversuch im 1 m³-Ringtellermischer der TU Kaiserslautern (vgl. Abb. 2- 7) herzustellen und dann mit einer mobilen Fahrpumpe zu fördern (siehe Abb. 2- 20). Dazu wurde der lagerfeuchte Leichtzuschlag im Mischer homogenisiert. Die Kornfeuchte wurde an Material aus dem Mischer kurz vor dem Vornässen in einem Schnelltrocknungsverfahren mit einem Mikrowellenherd in Anlehnung an die Betonschnelldarmethode (vgl. [2]) ermittelt. Mit der so bestimmten Kornfeuchte konnte die Menge des Vornässwassers und die Differenzmenge an Leichtzuschlag exakt bestimmt und zum homogenisierten Leichtzuschlag in dem Mischer zugegeben werden. Während der Vornässzeit von 30 Minuten wurde der Leichtzuschlag im Mischer in regelmäßigen Abständen bewegt.

Die restlichen Betonkomponenten wurden in der Reihenfolge Sand, Zement, Flugasche, Wasser, Mikrosilika-Suspension und Fließmittel zu den vorgehängsten Leichtzuschlägen zugegeben. Dabei wurden die trockenen Bestandteile zunächst 90 Sekunden mit dem vorgehängsten Leichtzuschlag gemischt. Anschließend wurden die flüssigen Betonkomponenten nacheinander zum Teil händisch in den laufenden Mischer gefüllt. Nach dem Einfüllen aller Rezepturbestandteile wurde für eine Dauer von 180 Sekunden gemischt. Nach Ende des Mischvorganges wurde ein Setzfließmaß von 650 mm bestimmt.

Abb. 2- 20 zeigt den Aufbau des Pumpversuchs. Es kam eine Autobetonpumpe M28-4 von Putzmeister mit einer 28 m langen Förderleitung zum Einsatz. Zur Schmierung der Rohrleitung wurde eine Vormischung aus Sand, Wasser und Zement gefördert. Anschließend wurde mit der Förderung des Leichtbetons begonnen, bis ausschließlich Leichtbeton ohne Vormischung aus dem Ende der Förderleitung austrat. Die Vormischung und der erste Leichtbeton wurden in einen Abfallcontainer gepumpt. Ab diesem Zeitpunkt begann der Pumpversuch mit Kreisförderung mit einer Förderkapazität von ca. 8-10 m³/h. Nach etwa 10 min Betonförderung wurde eine Pause von 10 min eingelegt, um festzustellen, ob der Leichtbeton in der Leitung segregiert oder ansteift und ob ein problemloser Neustart des Förderprozesses mit gefüllter Rohrleitung möglich ist. Nach der erfolgreichen Wiederaufnahme der Förderung wurde die Fördergeschwindigkeit bis auf ca. 70 m³/h erhöht.

An Frischbeton, der während dieser Versuchsphase dem Förderstrom entnommen wurde, wurde ein Setzfließmaß von 490 mm gemessen. Das geringere Setzfließmaß kann auf eine zusätzliche Wasserabsorption der Leichtzuschläge – hervorgeru-

fen durch den höheren Förderdruck – zurückgeführt werden. Mit der Zugabe von 0,2 M.-% an Fließmittel bezüglich Zement und etwa 3 l Wasser wurde die angestrebte Konsistenz mit einem Setzfließmaß von 680 mm wieder erreicht. Der Pumpversuch wurde noch weitere fünf Minuten fortgeführt, in denen keine weiteren Veränderungen der Konsistenz beobachtet wurden. Nach Beendigung der Kreisförderung wurde der Beton in Verbunddeckenelemente eingebaut (vgl. Abb. 2- 21).



Abb. 2- 21: Einfüllen des Leichtbeton mit Hilfe einer mobilen Betonpumpe.

3 Stahl-Verbunddecken

3.1 Funktionsweise der Verbunddecken

Verbunddecken entstehen aus der Kombination von profilierten verzinkten Stahlblechen verschiedener Geometrien und Dicken zwischen 0,75 und 1,5 mm mit Aufbeton. Abb. 3- 1 zeigt den konventionellen Aufbau einer Stahl-Verbunddecke. Im Bauzustand übernehmen die von Hand verlegten Tafeln die Funktion von begehbaren Arbeitsbühnen. Zudem dienen Sie als Ersatz für die herkömmlichen Deckenschalungen. Dies garantiert einen raschen, platzsparenden Baufortschritt.

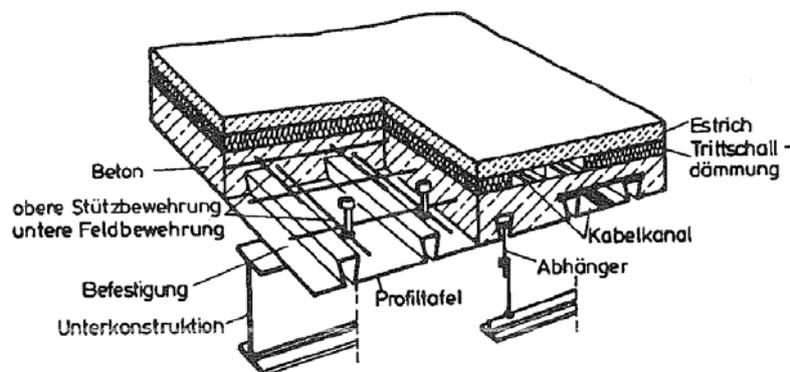


Abb. 3- 1: Aufbau einer Verbunddecke nach Bode [1]

Im Endzustand nach Erhärten des Frischbetons ist das Blech mit dem Aufbeton schubfest verbunden und es entsteht ein gemeinsam tragender Verbundquerschnitt. Im Feldbereich ersetzt das untenliegende stählerne Profilblech teilweise oder komplett die im Stahlbetonbau übliche untere Bewehrungslage und übernimmt so die aus einer positiven Momentenwirkung entstehenden Zugkräfte. Damit die dauerhafte Übertragung der Längsschubkräfte zwischen Profiltafel und dem Beton sichergestellt ist, werden die Profiltafeln mit einer speziellen Formgebung versehen. Abb. 3- 2 bietet eine Übersicht der einzeln oder in Kombination vorliegenden Verbundarten.

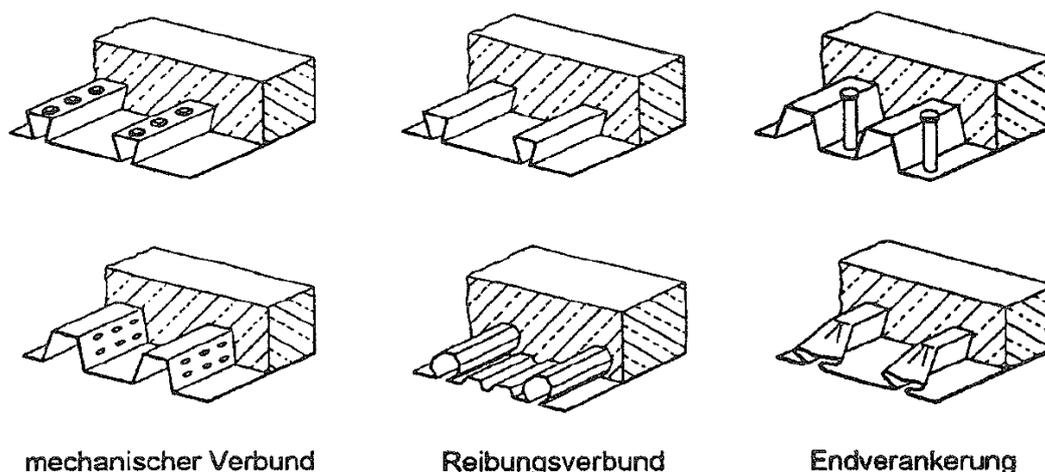


Abb. 3- 2: Verbundarten nach Bode [1]

In Verbunddecken können die Stahlbleche mit Betonstahl kombiniert werden, um die erforderliche Tragfähigkeit und das gewünschte Verhalten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sicherzustellen. Die Anwendung der unterschiedlichen Profilbleche wird in Deutschland durch bauaufsichtliche Zulassungen oder durch Zustimmungen im Einzelfall geregelt.

3.2 Profilblechtypen und Verbundwirkung

Mittlerweile werden verschiedenste Profiltafelgeometrien für den Verbundbau verwendet. Durch den Versuch, den Stahlverbrauch, die Tragfähigkeit im Bauzustand und die Verbundwirkung im Endzustand zu optimieren, haben sich zwei Oberkategorien von Profiltypen gebildet: hinterschnittene Profilbleche mit oder ohne Noppen sowie offene Trapezprofile mit Sicken oder Noppen. Bei allen Verbunddecken wird der Verbund zwischen Blech und Beton durch die Wirkung einer oder mehrerer der nachfolgend beschriebenen Verbundarten (vgl. auch Abb. 3- 2) ausgebildet:

Haftung des Betons auf dem Stahl. Die Adhäsion (Haftverbund) ist geprägt durch ein sprödes Verhalten. Vorliegende Spannungsspitzen können zu einem plötzlichen, reiverschlussartigen Versagen der Verbundfuge führen. Da der Haftverbund durch Schwindspannungen, Erschütterungen oder Temperaturwechsel stark beeinträchtigt wird, ist die Größe der Haftspannung schwer bestimmbar. Aus diesem Grund darf der Haftverbund nicht für die Tragwirkung mit angerechnet werden.

Mechanischer Verbund wird durch die angesprochene Blechprofilierung in Form von eingeprägten oder eingewalzten Noppen sowie kurze quer- oder schrglaufende Sicken hervorgerufen.

Reibung entsteht durch den bei hinterschnitten Querschnittsformen auftretenden Querdruck auf den Beton. Dort wird die Schubkraftübertragung durch die Klemmwir-

kung der Profilform unterstützt, sodass in den gerissenen und ungerissenen Beton Reibkräfte dauerhaft übertragen werden können. Bei der gegenseitigen Verschiebung von Blech und Beton entstehen infolge der Verformungen der Noppen zusätzlich seitliche Anpresskräfte, welche wiederum Reibungskräfte aktivieren. Offene, unprofilierte Bleche bieten allein anhand ihrer Form keine Klemmwirkung. Hier führt die Querkontraktion des Blechs bei Zugbeanspruchung zu einem Ablösen des Blechs vom Beton.

Endverankerungen können in Form von Blechverformungsankern oder Kopfbolzendübeln sowie Setzbolzen erzielt werden. Sie können einen auftretenden Schlupf an den Auflagern effektiv verhindern. Durch die sehr gute Verankerung des Blechs direkt am Auflager lassen sich mit Endverankerungen die hohe Traglasten erreichen und die Gebrauchstauglichkeit verbessern.

Die oben bereits vorgestellten hinterschnittenen Profiltypen mit und ohne Noppen sowie die offenen Trapezprofile mit Sicken oder Noppen bilden die beiden Hauptvarianten der im Verbundbau eingesetzten Profilbleche. Jede Variante besitzt eigene spezifische Vor- und Nachteile. Der größere Stahlverbrauch pro Quadratmeter Deckenfläche ist ein eindeutiger Nachteil hinterschnittener Profilgeometrien. Dem gegenüber steht jedoch, dass bei hinterschnittenen Profilgeometrien die Trennung zwischen Blech und Beton wirksam verhindert werden kann. Genau gegensätzlich verhält es sich bei offenen Trapezprofilen, welche den geringeren Stahlverbrauch als Vorteil aufweisen können. Treten Zugbeanspruchungen im Blech auf, wird durch die damit verbundene Querkontraktion das Ablösen des Blechs vom Beton begünstigt. Aus diesem Zusammenhang heraus lassen sich für die offenen Profiltypen in der Regel schlechtere Verbundeigenschaften ableiten. Unterdessen besitzen Trapezprofile meist einen höheren Querschnitt. Das daraus resultierende größere Trägheitsmoment bietet während des Bauzustandes einen gewissen Vorteil. In Abb. 3- 3 sind die Geometrien in Deutschland gebräuchlicher Profilbleche dargestellt.

Profilblech	Querschnittsform
Holorib 51	
SupeRib 51 Super Holorib 51	
Haircol 56 S	
Cofrastra 40	
Cofrastra 70	
Cofradal 60	
LEWIS SC 16/63	

Abb. 3- 3: Typische Verbunddeckenprofile

3.3 Bemessung und Berechnung von Einfeld-Verbunddecken

3.3.1 Allgemeines

Bei der Untersuchung des Tragverhaltens von Verbunddecken muss in den kritischen Schnitten eine ausreichende Standsicherheit gewährleistet sein. Prinzipiell bedeutet dies, dass die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Verbunddecken sowohl im Bauzustand (tragendes Blech als Schalung) als auch im Endzustand (tragender Verbunddeckenquerschnitt) sichergestellt ist. Für den Nachweis im Endzustand sind diesbezüglich die folgenden vier Versagensarten in den dazugehörigen Schnitten I - IV (Abb. 3- 4) zu unterscheiden:

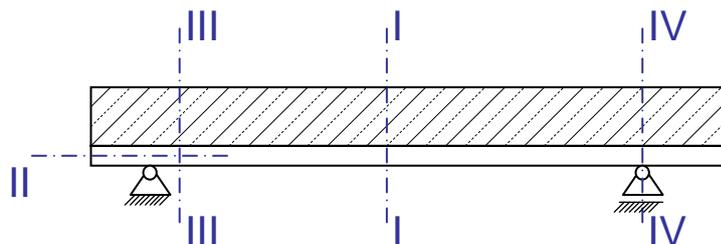


Abb. 3- 4: Nachweisschnitte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

- Schnitt I-I: Biegeversagen im positiven Momentenbereich

Ein Biegeversagen im positiven Momentenbereich wird nur bei einer vollständigen Verdübelung maßgebend.

- Schnitt II-II: Längsschubversagen in der Verbundfuge

Da in der Regel die Tragfähigkeit der Verbundfuge geringer als die Biegetragfähigkeit ist, wird meist die Längsschubtragfähigkeit in der Verbundfuge zwischen Blech und Beton für die maximale Momententragfähigkeit maßgebend. Wird die Momententragfähigkeit durch Längsschubversagen begrenzt, liegt ein teilweiser Verbund mit Schlupf in der Verbundfuge vor.

- Schnitt III-III: Querkraftversagen im Beton

Liegen geringe Spannweiten unter hohen Einzellasten bzw. hohe auflagernahe Lasten vor, kann Querkraftversagen im Beton maßgebend werden.

- Schnitt IV-IV: Biegeversagen im negativen Momentenbereich

Bei planmäßig durchlaufenden Verbunddecken wird das Biegeversagen im negativen Momentenbereich immer maßgebend.

Die Ermittlung der Schnittgrößen geschieht in Übereinstimmung mit den in der DIN 1045-1 [4] getroffenen Regelungen. Danach dürfen die Schnittgrößen linear-elastisch mit oder ohne Momentenumlagerung oder nach der Plastizitätstheorie mit Kontrolle der Rotationsfähigkeit berechnet werden. Weitere Verfahren wie zum Beispiel die Fließgelenktheorie sind mit in der Norm angegebenen Einschränkungen ebenfalls erlaubt. Durchlaufträger können als Kette von Einfeldträgern berechnet werden. Neben den primär gültigen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen der jeweiligen Profilblechtypen galten bisher die Regelungen nach DIN 18800-5 [7] und zukünftig der dann auf europäischer Ebene neu eingeführte Eurocode 4 [10].

Für die meisten Verbunddecken mit Normalbeton wird im gängigen Spannweitenbereich das im Schnitt II-II angegebene Horizontalschubversagen maßgebend. Auch durch eine Kombination der verschiedenen Verbundsicherungsmaßnahmen kann die Leistungsfähigkeit der Verbundfuge nicht beliebig gesteigert werden. Duktile Verbunddecken, die durch große mögliche Relativverschiebungen zwischen Blech und Aufbeton geprägt sind, erreichen somit ihre vollplastische Biegetragfähigkeit $M_{pl,Rd}$ nicht. Es liegt lediglich ein teilweiser Verbund mit unvollständigem Zusammenwirken der Verbundpartner vor. Um die Längsschubtragfähigkeit von Verbunddecken bestimmen zu können, sind umfangreiche experimentelle Untersuchungen an den jeweilig eingesetzten Blechtypen durchzuführen. Wie diese Versuche durchzuführen und auszuwerten sind, erläutert Eurocode 4 [10]. Zur Ermittlung der Längsschubtragfähigkeit sind dort zwei Verfahren vorgesehen: das m+k Verfahren und die Teilverbundtheorie. Das m+k Verfahren ist ein halbempirisches Verfahren,

welches auf der Grundlage von über 500 Verbundplattenversuchen aufgestellt wurde. Dieses Verfahren kann sowohl bei sprödem als auch bei duktilem Verbundverhalten eingesetzt werden. Es liegt dabei kein mechanisches Tragmodell vor. Deshalb werden in Deutschland keine bauaufsichtlichen Zulassungen auf der Grundlage dieser Methode erteilt. Die Teilverbundtheorie basiert dagegen auf einem mechanischen Modell. Diese Theorie beruht auf dem unvollständigen Zusammenwirken der beiden Verbundpartner mit großen Relativverschiebungen in der Verbundfuge, dem sogenannten Teilverbund. Voraussetzung für die Auswertung von Versuchen mittels der Teilverbund-Methode ist, dass der Versuchskörper ein duktilen Verbundfugenverhalten aufweist.

Wird die Tragfähigkeit der Verbunddecke durch den Schnitt II-II, also durch die Längsschubtragfähigkeit begrenzt und liegt dadurch lediglich eine teilweise Verdübelung vor, so muss dies auch beim Nachweis der Momententragfähigkeit Berücksichtigung finden. Das Querkraftversagen im Schnitt III-III und auch das Momentenversagen im Schnitt IV-IV werden in Übereinstimmung mit der DIN 1045-1 [4] nachgewiesen. Die Nachweise, welche im Rahmen der Bemessung von Verbunddecken erforderlich sind, werden im Folgenden erläutert.

3.3.2 Nachweis der Längsschubtragfähigkeit

In der Regel kann der für die Übertragung des vollplastischen Grenzmomentes notwendige Längsschub zwischen Profilblech und Beton nicht aufgebracht werden. Daraus ergibt sich, dass meist keine vollständige Verdübelung erzielt werden kann.

Die im Folgenden vorgestellte Teilverbundtheorie basiert genau auf dem hier beschriebenen rechnerischen Ansatz und ist daher nur bei einer teilweisen Verdübelung und einem duktilen Verbundverhalten zulässig. Im Allgemeinen tritt dieses Verhalten bei hinterschnittenen Profilen mit zusätzlich angeordneten Noppen, bei glatten hinterschnittenen Blechtypen mit Endverankerung und auch bei Trapezprofilen mit Sicken und Endverankerung auf. Dabei bezeichnet man das Verbundverhalten in einem Versuch als duktil, wenn sich die Bruchlast F_V gegenüber der Last $F_{0,1}$ um mehr als 10% steigern lässt. Die Bruchlast F_V definiert sich als der kleinere Wert aus der Maximallast und der zu einer Durchbiegung von $L/50$ gehörigen Last. Mit $F_{0,1}$ wird die Last gekennzeichnet, bei der im Versuch ein Endschlupf in Höhe von 0,1mm auftritt.

Als Rechengröße wird die Schubspannung τ_u eingeführt. Sie entspricht der Spannung die einem Horizontalschubversagen in der Verbundfuge entgegenwirkt. Diese sogenannte Verbundfestigkeit ist im Versuch an mindestens vier Versuchen gleicher Deckenstärke und unter Verwendung des gleichen Blechtyps zu bestimmen. Dabei wird die Schubspannung τ_u auf die projizierte Deckengrundrissfläche und nicht auf

3 Stahl-Verbunddecken

die abgewickelte Verbundfugenfläche bezogen (Abb. 3- 5). Die Schubspannung τ_{lx} stellt damit eine über die Verbundfläche gemittelte Schubspannung dar

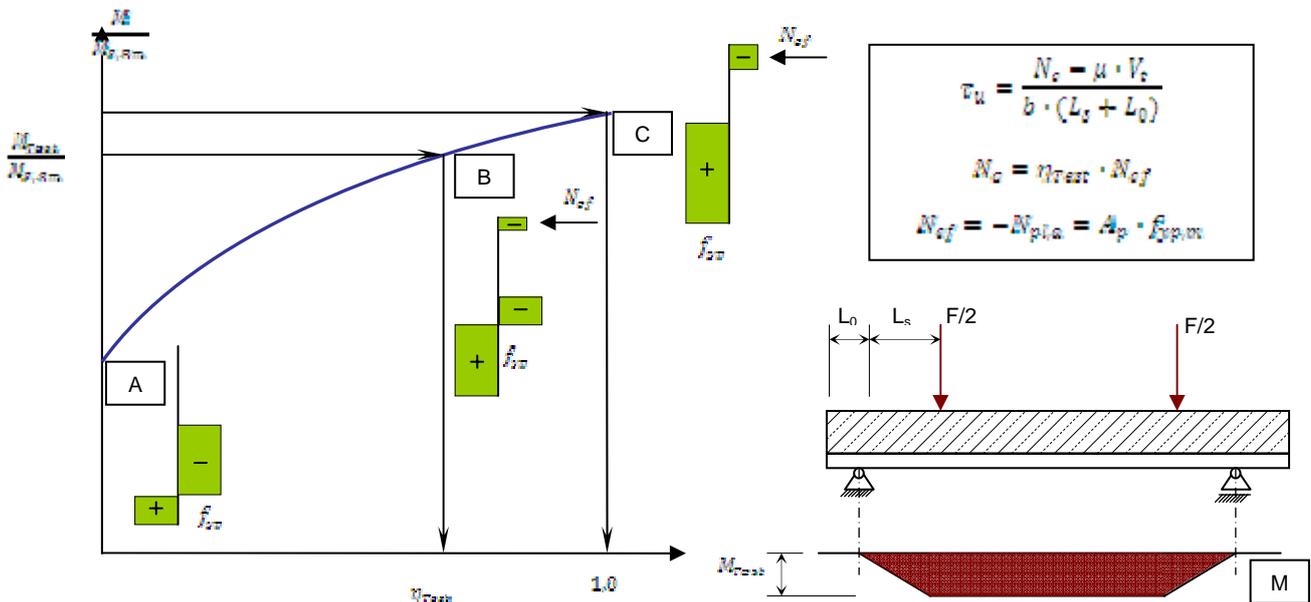


Abb. 3- 5: Auswertung nach der Teilverbundmethode

Beim Teilverbundnachweis ist die Momentendeckung nachzuweisen (siehe Abb. 3- 6). Die ermittelbare Teilverbundkurve visualisiert dabei die Beanspruchbarkeitsgrenze des Versuchskörpers auf Längsschub. Es muss mittels Gleichung (3.1) nachgewiesen werden, dass an jeder Stelle L_{xk} der Bemessungswert des einwirkenden Momentes kleiner ist als der Wert des aufnehmbaren Momentes. Dünnere Platten und Bleche mit hohen Verbundspannungen erzeugen völlige Teilverbundkurven. Verbundplatten mit einer größeren Plattendicke erzeugen dagegen gestreckte Kurven.

$$M_{ed} \leq M_{Rd} \quad (3.1)$$

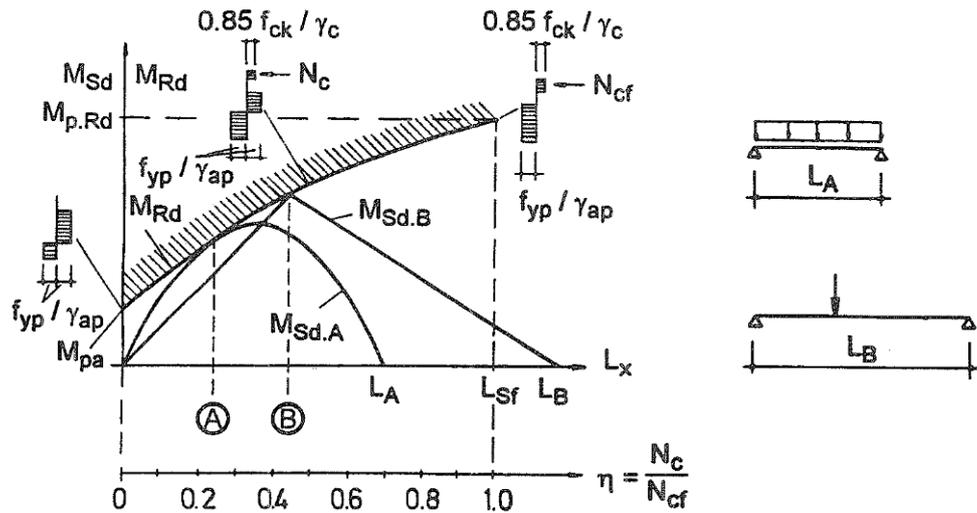


Abb. 3- 6: Bemessung nach der Teilverbundtheorie; Bode [1]

Die sich ergebenden Verbundfestigkeiten sind von der Profilform, der Blechdicke, der Blechfestigkeit und in großen Maße von der vorhanden Noppung bzw. Sicking abhängig und werden generell in die jeweilige Zulassung des Verbundblechs aufgenommen. Generell wird bisher davon ausgegangen, dass eine gleichmäßig verteilte Verbundfestigkeit τ_{yk} vorliegt. Die Einflussparameter der Plattenkrümmung werden nicht berücksichtigt. Reibung am Auflager kann als separate Verankerungsmaßnahme berücksichtigt werden oder es wird alternativ in die Verbundfestigkeit τ_{yk} mit einbezogen.

Die Bemessung nach Abb. 3- 5 kann für jede beliebige Laststellung durchgeführt werden. Kritische Schnitte ergeben sich aus den Berührungspunkten des einwirkenden Momentes und des ertragbaren Grenzmomentes. Auf der sicheren Seite liegend darf der gekrümmte Verlauf der Teilverbundkurve durch eine lineare Beziehung zwischen den Punkten A und C angenähert werden. Die Eingangsgröße L_{sf} ist die Länge, bis zu der lediglich eine unvollständige Verdübelung vorliegt. Wird die Grenze zur vollständigen Verdübelung überschritten wird Biegeversagen maßgebend. Die Schublänge L_{sf} ermittelt sich nach Gleichung (3.2)

$$L_{sf} = \frac{N_{sf}}{b \cdot \tau_{yk,Rd}} \quad (3.2)$$

Werden Endverankerungsmaßnahmen angeordnet, so lässt sich die Verankerungslänge L_{sf} effektiv verkürzen. Der Nachweis wird grundsätzlich in der gleichen Art geführt. Die Verankerungsmaßnahme erlaubt jedoch eine Erhöhung der Druckkraft N_c nach Gleichung (3.3). Dadurch verschiebt sich die Teilverbundkurve entgegen der L_x -Richtung um den Betrag $V_{id}/(b \cdot \tau_{yk,Rd})$ (Abb. 3- 7). Die Größe V_{id} entspricht dabei der Grenzscherkraft der Verankerungsmaßnahme, beispielsweise der aufgeschweißten Kopfbolzendübel oder der Blechverformungsanker.

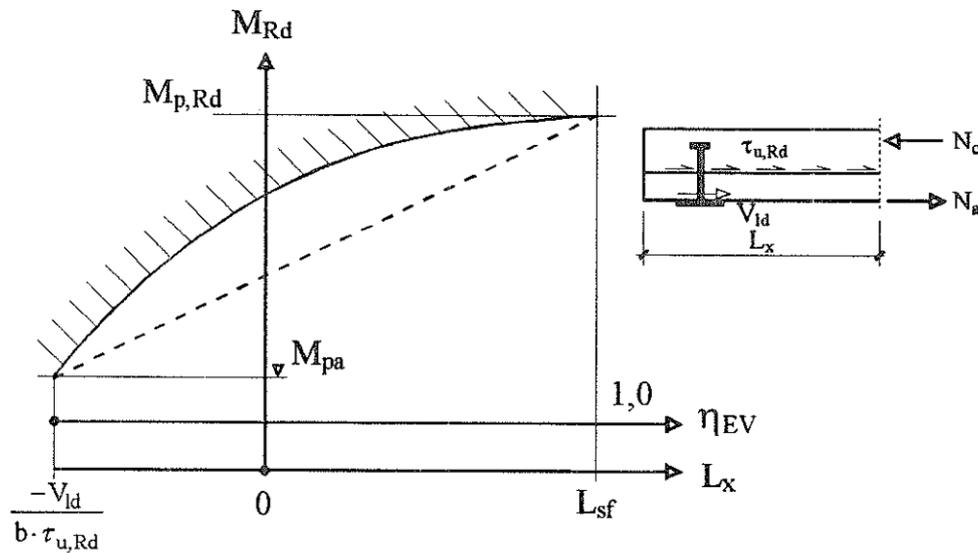


Abb. 3- 7: Nachweis mit Endverankerung; Bode [...]

3.3.3 Nachweise im positiven Momentenbereich

Befindet sich ein Versuchskörper im Bereich vollständiger Verdübelung, darf bei einer positiven Momentenbeanspruchung mit komplett gezogenem Blech das Grenzmoment $M_{p1,Rd}$ vollplastisch ermittelt werden. Im Allgemeinen liegt dabei die plastische Nulllinie im Aufbeton. Die vollplastische Biegetragfähigkeit lässt sich demnach in Analogie zur Vorgehensweise bei Verbundträgern nach Abb. 3- 8 bestimmen.

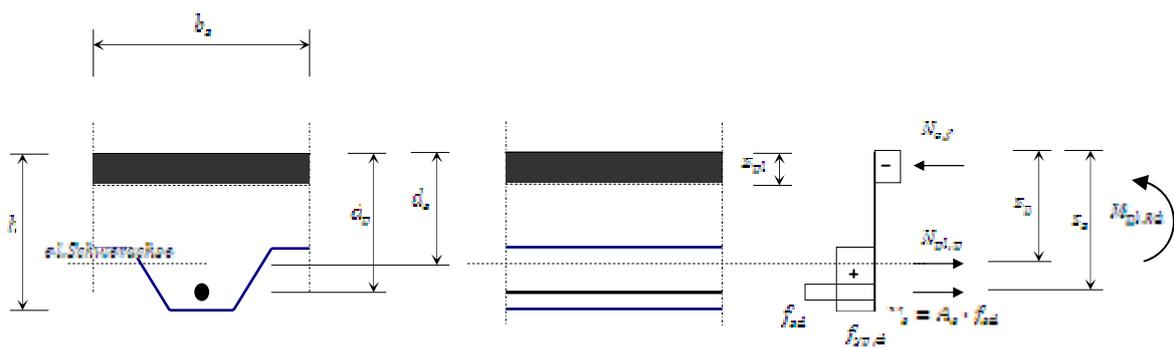


Abb. 3- 8: Vollplastische Momententragfähigkeit bei plastischer Nulllinienlage im Aufbeton und vollständiger Verdübelung

Werden sehr hohe Profiltafeln verwendet kann es vorkommen, dass sich die plastische Nulllinienlage im Profilblech liegt. In diesem Fall muss die Lage der Nulllinie iterativ über das innere Kräftegleichgewicht bestimmt werden. Ausgehend von einer geschätzten Lage wird ihre Höhe kontinuierlich verändert bis sich die Summe der inneren Normalkräfte zu Null ergibt. Das dazugehörige plastische Moment bestimmt sich mit der Zugkraft im Blech und der Druckkraft im Beton und den passenden He-

belarmen. Ob Flächenanteile von Sicken, Noppen oder ähnlicher Profilierung bei der Ermittlung von beanspruchten wirksamen Querschnittsflächen berücksichtigt werden können, ist im Einzelfall zu überprüfen.

In den Bereichen, in denen keine vollständige Verdübelung erreicht wird, muss wie bereits erwähnt der Zustand der teilweisen Verdübelung bei der Berechnung der Momententragfähigkeit Berücksichtigung finden. Der Schlupf und die begrenzte Tragfähigkeit der Verbundfuge lassen sich durch den sogenannten Verdübelungsgrad η berücksichtigen. Die Biegetragfähigkeit ergibt sich dann nach Gleichung (3.3) zu:

$$M_{Rd} = N_{cf} \cdot z_p + M_{pl,R} = \eta \cdot N_{cf} + M_{pl,R} \quad (3.3)$$

mit: η : Verdübelungsgrad

N_{cf} : Betondruckkraft bei vollständiger Verdübelung

$M_{pl,R}$: Bemessungswert der vollplastischen Tragfähigkeit des Bleches

z_p : Innere Hebelarme

wobei sich der Verdübelungsgrad η mittels der Gleichung (3.4) berechnet.

$$\eta = \frac{F_{v,Rd} \cdot b_f \cdot L_x}{A_{cf} \cdot f_{y,pl}} \leq 1,0 \quad (3.4)$$

mit: $F_{v,Rd}$: Bemessungswert der Verbundfestigkeit (experimentell bestimmt)

b_f : Querschnittsbreite

L_x : Abstand zwischen Auflager und betrachteten Schnitt

A_{cf} : wirksame Querschnittsfläche des Bleches ohne Noppen, etc.

Im Bereich $0 \leq L_x \leq L_{sf}$ muss demnach die Tragfähigkeit unter Berücksichtigung des Verdübelungsgrades ermittelt werden, da die über die Verbundfestigkeit $F_{v,Rd}$ ins Blech eingeleitete Normalkraft unterhalb der vollplastischen Normalkraft $N_{pl,R}$ des Bleches liegt. Abb. 3- 9 verdeutlicht das rechnerische Vorgehen bis zum Erreichen der Länge L_{sf} , d.h. bis zum Erreichen vollständiger Verdübelung.

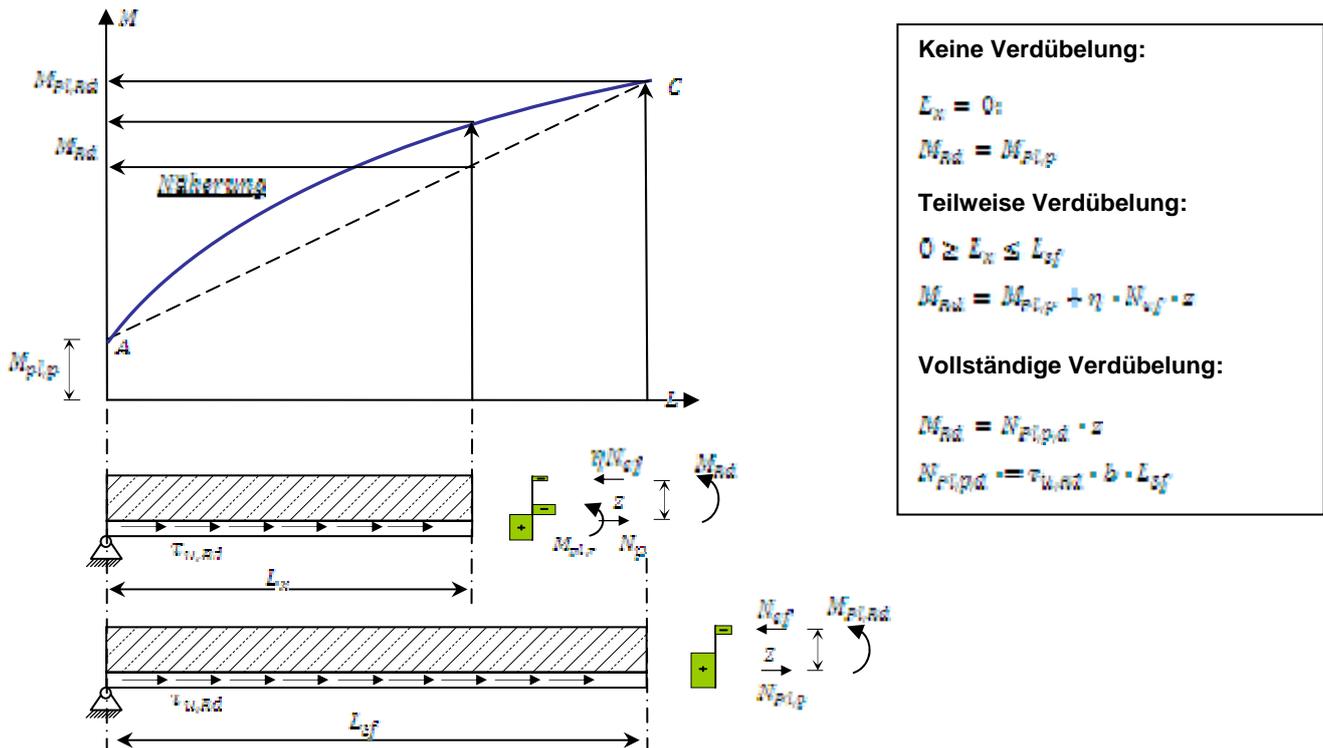


Abb. 3- 9: Teilverbunddiagramm – Vollplastisches Moment bei teilweiser Verdübelung

3.4 Verbunddecken aus Leichtbeton

3.4.1 Allgemeines

Mit der Verwendung von Leichtbeton im Verbundbau lässt sich das bereits etablierte Verfahren der Verbunddecke mit einer zusätzlichen Gewichtsreduzierung kombinieren. Die wirtschaftlichen Aspekte eines schnellen Baufortschritts mit den bei reduzierten Konstruktionsaufwand sinkenden Kosten führen zur Stärkung der Marktposition von Leichtbeton in Verbundkonstruktionen.

Durch die Verwendung von Leichtbeton lässt sich der Eigenlastteil g gegenüber dem Eigenlastteil g bei Verwendung von Normalbeton auf etwa $2/3 g$ senken. Gerade bei hohen und schweren Gebäuden oder beim Bauen im Bestand gewinnt der Leichtbeton im konstruktiven Ingenieurbau an Bedeutung. Größere stützenfreie Spannweiten im Montagezustand, die erheblichen Vorteile im Bauablauf durch geringeren Schalungsaufwand und die geringere Wärmeleitfähigkeit sind Beispiele für die Vorteile leichter Verbunddeckenkonstruktionen.

Wesentlicher Unterschied zwischen Leichtbeton und Normalbeton ist die deutlich geringere Rohdichte bei vergleichbarer Druckfestigkeit. Liegt dabei die erreichte Trockendichte ρ unterhalb einem Wert von $2,0 \text{ kg/dm}^3$ wird dieser Beton als Leichtbeton bezeichnet. Dabei werden die Eigenschaften von konstruktivem Leichtbeton maß-

geblich durch die Eigenschaften des verwendeten Leichtzuschlags und der gewählten Matrix bestimmt. Unterschiede ergeben sich hierbei für die Druck- und Zugfestigkeit sowie den E-Modul. Dies führt zu einem abweichenden Verbundverhalten gegenüber dem von Normalbeton.

3.4.2 Tragverhalten von „Leichten Verbunddecken“

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist dabei das Biege- und Schubtragverhalten von Verbunddecken zu beachten. Biegetragfähigkeit und Längsschubtragfähigkeit sind wie im üblichen Verbundbau eng aneinander gekoppelt. Die Blechdicke und der E-Modul des Betons sind für die Längsschubtragfähigkeit die maßgeblichen Einflussgrößen.

Zwei Versagensarten sind bei der Beurteilung des Verbundes zu charakterisieren. Während bei einer geringen Betondruckfestigkeit die Betonkonsolen an der mechanischen Verdübelung geschädigt werden können, führt eine zu geringe Betonzugfestigkeit zu einer Längsrissbildung. Da das Verhältnis von Zug- zur Druckfestigkeit bei Leichtbetonen wesentlich geringer ausfällt als bei Normalbetonen, ist die letztgenannte Versagensart typisch für konstruktiven Leichtbeton, wohingegen diese Versagensart bei Normalbeton nur selten auftritt.

Bei einer genaueren Betrachtung zeigt sich, dass im Bereich des Haftverbundes und kleiner Relativverschiebung die Unterschiede zwischen einem normal schweren und einem leichten Beton gering ausfallen [19]. Der Haftverbund kann stellenweise sogar durch das bei Leichtbeton vorhandene homogenere Gefüge und der damit geringeren Mikrorissbildung leicht gesteigert werden. Die in der Rezeptur vorgesehenen Feinstoffzuschläge wirken sich diesbezüglich ebenfalls positiv aus. Wird der Bereich des Haftverbundes überschritten und bei höheren Schubspannungen die Phase des mechanischen Verbundes erreicht, werden die Unterschiede gegenüber Normalbeton deutlich. Die sich auf den Reibverbund maßgeblich auswirkenden Eigenschaften E-Modul und Zugfestigkeit, welche bei Leichtbeton geringer sind als bei Normalbeton, führen zu einem weicherem Verbundverhalten einerseits und zu einer reduzierten Verbundspannung andererseits.

Dies bestätigten die Tastversuche an der Universität Leipzig [23] und auch neuere Tastversuche der TU Kaiserslautern [24]. Sie zeigen einen signifikanten Abfall der Verbundspannungen gegenüber Normalbetonen vergleichbarer Festigkeit. Zur Aktivierung einer größeren Blechzugkraft und der Ausnutzung der plastischen Momententragfähigkeit werden deutlich größere Verbundlängen benötigt.

Der wesentliche Grund für die nennenswerte Verringerung der Verbundspannung bei der Verwendung von Leichtbeton liegt in den Mechanismen der Verbundkraftübertragung. Die Noppen oder Sicken der mechanischen Verdübelung werden durch Belastung gegen den Deckenbeton verschoben. Bei Normalbeton führt dies zu

elastischen und plastischen Verformungen des Stahlblechs. Bei Leichtbeton dagegen sind deutliche Schleifspuren am Beton zu erkennen, die auf einen geringeren Widerstand des Betons hinweisen. Profilverformungen und der damit aktivierten Klemmwirkung bei hinterschnittenen Profilen wirkt der Beton mehr oder weniger stark entgegen. Wird der E-Modul des Betons gesteigert lässt sich auch der Widerstand erhöhen. Die reduzierte Längsschubtragfähigkeit bei Leichtbeton ist somit stark von dessen Elastizitätsmodul abhängig. Mit zunehmender Deckenverformung wird der Anpressdruck der mechanischen Verdübelung und der Profilverformungen auf den Beton verstärkt. Dies führt auch zu hohen inneren Zugspannungen im Deckenbeton im Bereich der Einleitung von Verbundkräften. Hier beschränkt die geringe Zugfestigkeit des Leichtbetons die Größe der aufnehmbaren Verbundspannungen.

4 Versuche mit Verbunddecken

4.1 Ziel der Versuche

Das Längsschubtragverhalten ist der wesentliche Parameter für die Biegetragfähigkeit von Verbunddecken. Die Längsschubtragfähigkeit hängt hierbei signifikant von der Geometrie der Verbundbleche und ihrer durch die Dicke beeinflussbaren Steifigkeit als auch von dem Verformungsverhalten des verwendeten Betons ab (siehe Kapitel 2). Der Tragmechanismus des Längsschubs in Verbunddecken ist geprägt von einem komplexen Zusammenspiel zwischen Haftverbund, Reibverbund, Blechverformungen und Klemmwirkung des Betons. Diese Mechanismen wurden experimentell und rechnerisch für unterschiedliche Parameterkombinationen in umfangreiche Untersuchungen zum Tragverhalten von Verbunddecken analysiert. Neben verschiedenen Verbundblechgeometrien und Blechdicken wurden unterschiedliche Leichtbetonrohrichteklassen variiert. In einigen Versuchen wurden Messungen mit Dehnmessstreifen in Längs- und teilweise auch in Querrichtung durchgeführt, um die Blechbeanspruchungen zu untersuchen. Dazu wurden auch die Längsdehnungen des Betons an der Deckenoberseite gemessen. Mit diesen Messungen sollte auch der Verlauf der Verbundspannungen über die Verbundlänge untersucht werden.

Das Versuchsprogramm umfasste dabei Einfeldträger unter 3-Punkt und 4-Punkt Biegebeanspruchung in Anlehnung an vorliegende Arbeiten zur Modellierung des Tragverhaltens von Decken, wie sie z. B. von Patrick [28], Sauerborn [29] und Minas [26] vorgelegt wurden. Die Versuchskörperherstellung und die Durchführung der Versuche erfolgten im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern. Im Folgenden werden alle durchgeführten Versuche beschrieben und deren Ergebnisse dargestellt.

4.2 Versuchsprogramm

4.2.1 Zusammenstellung der Versuche

Insgesamt wurden 17 Tastversuche und 40 Hauptversuche durchgeführt. Dabei wurden fünf verschiedene Blechtypen unterschiedlicher Dicke und drei sich in ihrer Rohdichte unterscheidende Leichtbetone verwendet. Die Versuche wurden gemäß Tab. 4- 1 und Tab. 4- 2 bezeichnet.

Tab. 4- 1: Übersicht Tastversuche

Versuchsbezeichnung	Leichtbeton- rohichte [kg/m ³]	Breite [cm]	Masse [kg]	Versuchs- aufbau	Instrumentierung
HR-075-460-T1	1600,0	63,0	708,0	3-P	normal
HR-075-460-T2	1600,0	63,0	708,0	3-P	normal
SHR-100-220-T1	1700,0	70,0	378,0	4-P	normal
SHR-100-220-T2	1700,0	70,0	373,0	4-P	normal
SHR-100-340-T1	1700,0	69,5	584,0	4-P	normal
SHR-100-340-T2	1700,0	69,5	574,0	3-P	normal
SHR-100-340-T3	1700,0	69,5	574,0	3-P	normal
SHR-100-340-T4	1700,0	69,5	600,0	3-P	normal
SHR-100-340-T5	1700,0	69,5	600,0	3-P	normal
SHR-100-340-T6	1700,0	80,0	550,0	3-P	hoch
SHR-100-340-T7	1700,0	80,0	550,0	3-P	hoch
SHR-100-340-T8	1700,0	80,0	526,0	3-P	hoch
C60-075-460-T1	1600,0	108,0	985,0	3-P	normal
C60-075-460-T2	1600,0	108,0	985,0	3-P	normal
C70-100-500-T1	1700,0	72,5	765,0	3-P	normal
C70-100-500-T2	1700,0	72,5	765,0	3-P	normal
C70-100-500-T3	1700,0	72,5	777,0	4-P	normal

4 Versuche mit Verbunddecken

Tab. 4- 2: Übersicht finale Deckenversuche

Versuchsbezeichnung	Leichtbeton- rohdichte [kg/m ³]	Breite [cm]	Masse [kg]	Versuchs- aufbau	Instrumentierung
HR-100-420-V1	1400,0	63,0	570,0	3-P	normal
HR-100-420-V2	1400,0	63,0	570,0	3-P	normal
HR-100-420-V3	1400,0	63,0	569,0	3-P	normal
HR-100-420-V4	1400,0	63,0	569,0	3-P	normal
HR-100-420-V5	1600,0	63,0	642,0	3-P	hoch
HR-100-420-V6	1600,0	63,0	642,0	3-P	hoch
HR-100-420-V7	1600,0	63,0	643,0	3-P	hoch
HR-100-420-V8	1600,0	63,0	643,0	3-P	hoch
SHR-075-340-V1	1400,0	63,0	452,0	3-P	normal
SHR-075-340-V2	1400,0	63,0	452,0	3-P	normal
SHR-075-340-V3	1400,0	63,0	454,0	3-P	normal
SHR-075-340-V4	1400,0	63,0	454,0	3-P	normal
SHR-075-340-V5	1600,0	63,0	524,0	3-P	hoch
SHR-075-340-V6	1600,0	63,0	524,0	3-P	hoch
SHR-075-340-V7	1600,0	63,0	525,0	3-P	hoch
SHR-075-340-V8	1600,0	63,0	525,0	3-P	hoch
SHR-100-340-V1	1400,0	63,0	458,0	3-P	normal
SHR-100-340-V2	1400,0	63,0	458,0	3-P	normal
SHR-100-340-V3	1400,0	63,0	460,0	3-P	normal
SHR-100-340-V4	1400,0	63,0	460,0	3-P	normal
SHR-100-340-V5	1600,0	63,0	526,0	3-P	hoch
SHR-100-340-V6	1600,0	63,0	526,0	3-P	hoch
SHR-100-340-V7	1600,0	63,0	524,0	3-P	hoch
SHR-100-340-V8	1600,0	63,0	524,0	3-P	hoch
SHR-100-340-V9	1600,0	63,0	538,0	3-P	normal
SHR-100-340-V10	1600,0	63,0	538,0	3-P	normal
SHR-100-340-V11	1600,0	63,0	599,0	3-P	normal
SHR-100-340-V12	1600,0	63,0	599,0	3-P	normal
C40-075-420-V1	1600,0	76,0	617,0	3-P	normal
C40-075-420-V2	1600,0	76,0	617,0	3-P	normal
C40-075-420-V3	1600,0	76,0	613,0	3-P	normal
C40-075-420-V4	1600,0	76,0	613,0	3-P	normal
C60-075-460-V1	1600,0	108,0	959,0	3-P	hoch
C60-075-460-V2	1600,0	108,0	959,0	3-P	hoch
C60-075-460-V3	1600,0	108,0	963,0	3-P	hoch
C60-075-460-V4	1600,0	108,0	963,0	3-P	hoch
C70-100-500-V1	1600,0	79,0	804,0	3-P	normal
C70-100-500-V2	1600,0	79,0	804,0	3-P	normal
C70-100-500-V3	1600,0	79,0	812,0	3-P	normal
C70-100-500-V4	1600,0	79,0	812,0	3-P	normal

Die in den voranstehenden Tabellen verwendeten Versuchskörperbezeichnungen setzten sich wie folgt zusammen:

- Die Buchstaben-Zahlen-Kombination zu Beginn der Bezeichnung kennzeichnet den Profilblechtyp. Hierbei gilt: HR = Holorib, SHR = Superholorib, C40 = Cofrastra 40, C60 = Cofraplus 60 und C70 = Cofrastra 70
- Die folgenden drei Ziffern beschreiben die Nennblechdicke. Untersucht wurden die beiden Dicken $075 = 0,75\text{mm}$ und $100 = 1,00\text{mm}$.
- Durch einen weiteren Bindestrich ist die Spannweite L des Prüfkörpers in cm abgegrenzt. Die Spannweite reichte je nach Blechtyp von 220 bis 500cm .
- Die letzte Buchstaben-Zahlen-Kombination unterscheidet die Tastversuche $T\#$ von den Hauptversuchen $V\#$. Die Ziffer nummeriert die Probekörper fortlaufend.

Alle Versuche wurden in einer Deckendicke von 140mm ausgeführt. Die Breite der Deckenkörper richtete sich nach der Profiltafelbreite. Die Holorib- und Superholoribtafeln waren vom Typ 51, welcher durch eine Steghöhe von 51mm gekennzeichnet ist.

Laut der aktuellen Fassung des Eurocodes 4 Anhang B.3, sind experimentelle Untersuchungen zur Ermittlung der Verbundfestigkeit $F_{u,Rd}$ an 4-Punkt Biegeversuchen an Einfeldplatten durchzuführen. Zusätzlich sind jedoch nach EC 4, Anhang B.3.2 (2) gleichwertige Versuchsaufbauten erlaubt, so dass die meisten Versuchskörper innerhalb dieses Projektes als 3-Punkt Biegeversuch durchgeführt wurden. Der unsymmetrische Versuchsaufbau erlaubte es, an einem einzigen Körper beidseitig voneinander getrennte Prüfungen durchzuführen und dadurch eine größere Anzahl an Versuchsergebnissen zu erzeugen. Auf eine zusätzliche Längsbewehrung und Endverankerungsmaßnahmen wurde gänzlich verzichtet. Neben den „normalinstrumentierten Versuchen“ wurden an verschiedenen Parameterkombinationen auch neunzehn „hochinstrumentierte Versuche“ mit zusätzlichen DMS und Dehnungsmessungen des Betons durchgeführt. Das heißt, dass in diesen Versuchen nicht nur die Mittendurchbiegung, die Kraft und die Relativverschiebung des Bleches zum Beton gemessen wurde, sondern auch durch die Anordnung von Dehnungsmessstreifen und Setzdehnungsmesspunkten entlang der Schublänge L_s die Dehnungen im Blech und im Beton aufgezeichnet wurden. Im Folgenden werden die beiden Versuchsaufbauten und die Messtechnikpläne vorgestellt.

4.2.2 4-Punkt Biegeversuch

Bei diesem Versuchstyp wurde der Aufbau exakt nach den Vorgaben des EC 4 aufgebaut. Sämtliche Abmessungen entsprechend Abb. 4- 1 können aus den Angaben der

Tab. 4- 3 entnommen werden Gemessen wurde die Mittendurchbiegung, beidseitig der Endschlupf sowie die Zylinderkraft. Die Ergebnisse der Kraftmessdose wurden mit der Zylinderkraft der Steuerung abgeglichen und zeitgleich kontrolliert.

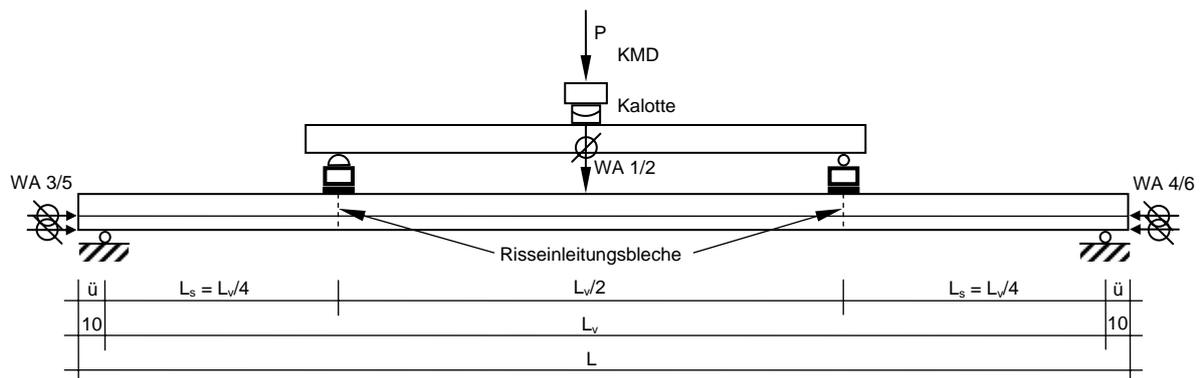


Abb. 4- 1: Versuchsaufbau 4-Punkt-Biegung

Tab. 4- 3: Übersicht über die Deckengeometrien

Blech	Dicke t [mm]	Breite b _v [cm]	Länge L [cm]	L _s [cm]
Cofrastra 40	0,75	76	340	80
Cofraplus 60	0,75	108	460	110
Cofrastra 70	1,00	79	500	120
SHR 51	1,00	63	340	80
SHR 51	0,75	63	340	80
HR 51 (ohne Noppen)	1,00	63	420	100

4.2.3 3-Punkt Biegeversuch

Gemäß EC 4, Anhang B.3.2 (2) ist der in Abb. 4-1 dargestellt oder ein gleichwertiger Versuchsaufbau zu wählen. Als gleichwertiger Versuchsaufbau wurde der in Abb. 4- 2 ersichtliche 3-Punkt-Biegeversuch konzipiert. Die Abmessungen wurden so gewählt, dass im linken kurzen Feld, gleiche Lastverhältnisse vorhanden sind wie bei einer 4-Punkt-Prüfung. Das lange rechte Feld wurde derart unterstützt, dass bei Lö-

sen des Haftverbundes diese Seite ohne Vorschädigung blieb. Kontrolliert wurde dies mit einer beidseitigen Schlupfmessung. So ergab sich die Möglichkeiten, beide Seiten der Versuchskörper unabhängig voneinander zu testen.

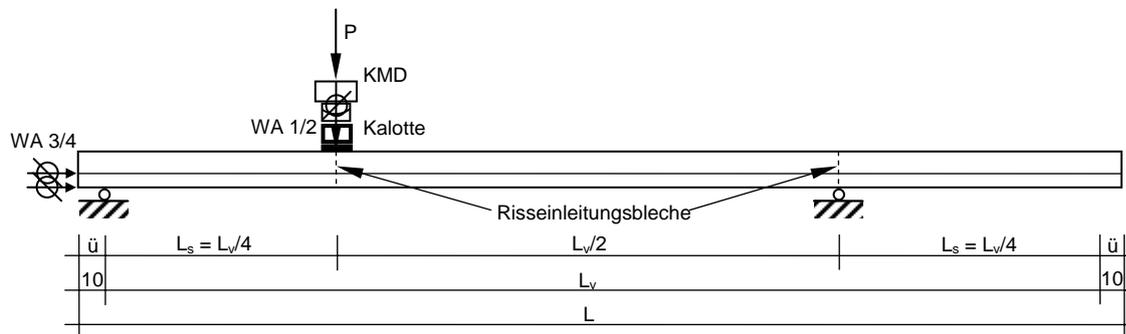


Abb. 4- 2: Versuchsaufbau 3-Punkt-Biegung

Die Gleichwertigkeit gegenüber einem 4-Punkt-Biegeversuch wurde nach Versuchsdurchführung an mehreren Tests kontrolliert. Neben der visuellen Prüfung des Kontaktes zwischen Blech und Beton, wurde die zusätzlich durchgeführte Endschlupfmessung an der jeweils ungeprüften Stelle kontrolliert. Lediglich bei den Cofraplus60 Blechen wurde ein sehr kleiner Endschlupf gemessen. Beschädigungen des Haftverbundes der lastabgewandten Seite waren bereits mit dem Auge zu erkennen. Der fehlende Haftverbund war auch bei der Versuchsdurchführung der zweiten Seite zu erkennen. Als Ursache wurde der bereits nach der Probekörperherstellung beschädigte Kontakt zwischen Blech und Beton ausgemacht. Mögliche Ursachen für die Schäden könnte ein zu früher oder unsachgemäßer Transport gewesen sein. Bei größeren Schublängen hat sich das Verfahren jedoch generell bewährt. Die Anzahl der Versuche konnte effektiv erhöht werden und große Abweichungen in den Versuchsergebnissen konnten nicht festgestellt werden. Die beiden an einem Probekörper erzeugten Ergebnisse zeigten eine sehr gute Übereinstimmung. Bei der zweiseitigen Prüfung des Probekörpers konnte hinsichtlich des Trag- und Verformungsverhaltens sowie der Rissbildung oder der Versagensform keine gegenseitige Beeinflussung festgestellt werden. Die durchgeführte 3-Punkt-Biegeprüfung kann deshalb gemäß EC 4, Anhang B.3.2 (2) als gleichwertig betrachtet werden.

4.3 Herstellung der Versuchskörper

Sämtliche im Projekt untersuchten Prüfkörper wurden im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern hergestellt. Die einzelnen Betonmischungen wurden im laboreigenen Mischer angemischt. Die Pumpversuche wurden mit Unterstützung einer Transportbetonfirma ebenfalls an der Technischen Universität Kaiserslautern durchgeführt. Parallel zur Betonage der Deckenkörper wurden bei jedem Mischvorgang Probewürfel und Zylinder, zur Ermittlung der Beton-eigenschaften hergestellt. Die Bleche waren während der Betonarbeiten vollflächig

unterstützt. Dies ist für die Beanspruchung der Verbundfuge der ungünstigste Fall. Das Eigengewicht der Verbunddecke wird nicht vom Profilblech allein getragen, sondern belastet die Verbundfuge. Des Weiteren wird so eine über die Deckenlänge konstante Deckenstärke erzielt. Eine Durchbiegung in Feldmitte führt unweigerlich zu einer zunehmenden Deckenstärke in Längsrichtung. In der Praxis werden diese Höhenunterschiede und die damit verbundenen Steifigkeitszuwächse vernachlässigt. In der Abb. 4- 3 sind die fünf verwendeten Querschnitte inklusiver ihrer Abmessungen aufgeführt.

Die Gesamtlängen der Versuchskörper waren je nach Blechtafeltyp unterschiedlich. Dabei setzt sich die Gesamtlänge L aus der Spannweite L_v und einem beidseitigen Überstand L_0 zusammen. Der Überstand betrug nach Norm 100mm . Die Deckenstärke war bei allen Versuchen mit $h_c = 140\text{mm}$ gleich. Die Profiltafelbreiten sind der Abb. 4- 3 zu entnehmen.

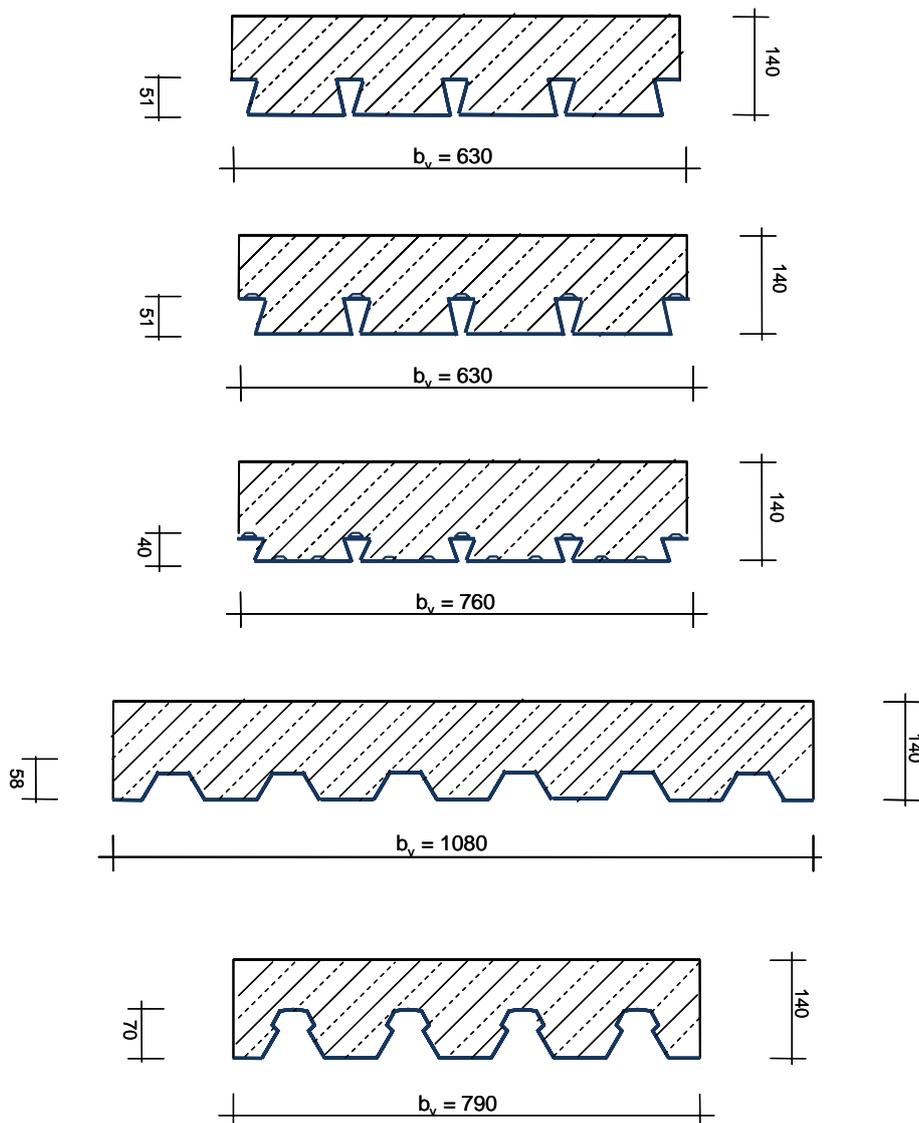


Abb. 4- 3: Übersicht über die Verbunddeckenbreiten

Auf einigen der Versuchskörpern Dehnungsmessstreifen (DMS) auf den Ober- und Unterseiten der Profilbleche appliziert, um Aufschluss über die Dehnungs- und Spannungsverteilung im Blech zu erlangen. In der Testphase wurden die Obergurtdehnungsstreifen von oben aufgebracht, abgedeckt und mit Beton eingegossen. Die Kabel wurden durch Bohrungen im Blech nach außen geführt. In der Auswertung zeigte sich, dass die so installierte Messtechnik keine brauchbaren Informationen lieferte. Störstellen infolge zu nah an der DMS angebrachter Bohrungen sowie ein ungenügender Schutz vor dem Beton liefern hierfür die Erklärung. Im nachfolgenden Herstellungsprozess wurden die Dehnungsmessstreifen vor der Betonage von außen auf die Blechunterseiten geklebt. Dieses Vorgehen scheint nach der Auswertung neuerer Versuche besser geeignet. Die Applikation dieser Messtechnik erforderte das punktuelle Entfernen der Zinkschicht. Bei der Bemessung wird diese jedoch nicht angesetzt, so dass hier keine nennenswerte Querschnittsschwächung vorliegt.

Neben der Aufzeichnung der Blechdehnungen wurde bei diesen Verbunddecken auch auf der Betonoberseite Dehnungsmesspunkte (DMP) aufgebracht und mit zusätzlich angebrachten induktiven Wegaufnehmern abgeglichen. Exemplarisch ist in Abb. 4- 4 ein Messtechnikplan gezeigt. Die Technikpläne der übrigen Versuchskörper sind im Anhang enthalten.

4 Versuche mit Verbunddecken

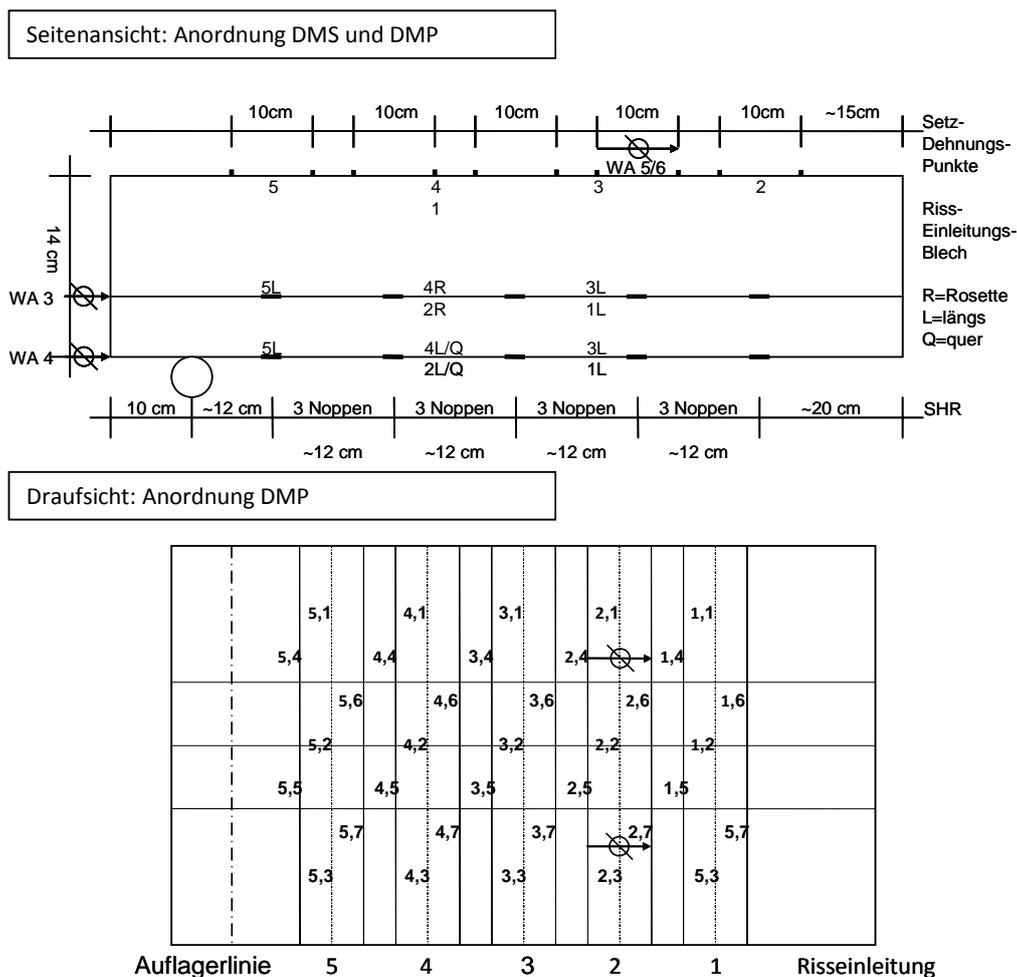


Abb. 4- 4: Beispiel eines Messtechnikplans

Gemäß Eurocode 4 werden im positiven Momentenbereich unterhalb der Lasteinleitung Risseinleitungsbleche angeordnet. So lässt sich die Übertragung von Betonzugspannungen planmäßig unterbinden und die Lage der Erstrisse vordefinieren. Auf diese Weise wird die Schublänge L_s exakt festgelegt. Dies reduziert die Streuungen der Ergebnisse bei der Versuchsauswertung. Zur Verifizierung wurden bei den Versuchen der Bezeichnung SHR-100-340-V9 bis SHR-100-340-V12 der Einfluss der Rissblechhöhe untersucht. Bei diesen vier Probekörpern wurde das Risseinleitungsblech nicht bis zur Verbunddeckenoberkante geführt, sondern endete mit der Oberkante der Sicken. Ein Einfluss auf die Versuchsergebnisse konnte jedoch nicht festgestellt werden.

Betoniert wurde unter Zuhilfenahme eines Krankübels. Die fließfähige Konsistenz erforderte nur geringfügige Verdichtungsmaßnahmen. Abb. 4- 5 zeigt den Schalkkörper einer Probe inklusive Risseinleitungsbleche.



Abb. 4- 5: Eingeschalter Probekörper kurz vor Betonage

4.4 Baustoffe

4.4.1 Stahlverbundbleche

Nachstehend werden die verschiedenen Profiltafeln und ihre Geometrie näher aufgeführt. Da wie bereits geschildert die Form des Bleches sich entscheidend auf das Trag- und Verformungsverhalten auswirkt, wurden in diesem Vorhaben verschiedene Bleche beider Oberkategorien untersucht. Der hinterschnittene Blechtyp wurde hierbei durch das Holorib51 [32] und Super-Holorib51 [34] repräsentiert. Beide Profile haben eine sogenannte „Schwalbenschwanz Form“. Das Cofrastra 40 zählt ebenso

wie das Cofrastra 70 [33] zu den hinterschnittenen Typen. Bei diesen Blechen ist der Hinterschnitt mit einer tropfenförmigen bzw. omegaförmigen Querschnittsform umgesetzt. Mit dem Cofraplus 60 ist auch ein offenes Profil im Versuchsprogramm zu finden. Aufgrund seiner Geometrie und dem damit direkt verbunden geringeren Materialverbrauch hat das Profil C60 mit **108cm** die größte Blechbreite. Für das Cofraplus 60 Profil gibt es zur Zeit noch keine Zulassung. Ein vorläufiges Dokument ist noch in Arbeit. Die genaue Geometrie und die mechanischen Verbundmittel der jeweiligen Blechtypen werden nachfolgend näher erläutert.

Holorib51

Das Holorib51 ist ein glattes hinterschnittenes Blech. Durch die schwalbenschwanzförmige Geometrie des Hinterschnitts wird das Ablösen des Betons vom Blech effektiv verhindert. Auf den Obergurten dieses Profils sind keine Noppen wie sie beim Super-Holorib angeordnet. Die mechanische Verdübelung beschränkt sich demnach auf die hervorgerufene Klemmwirkung. Zudem werden bei eintretender Verformung des Blechs die Anpresskräfte gegen den Beton und somit die Reibkräfte durch die Querverformungen des Blechs verstärkt. Getestet wurde das Blech in den Dicken **0,75mm** und **1,0mm**. Die Tafelbreite beträgt **630mm**. Abb. 4- 6 zeigt die vollständige Tafelgeometrie.

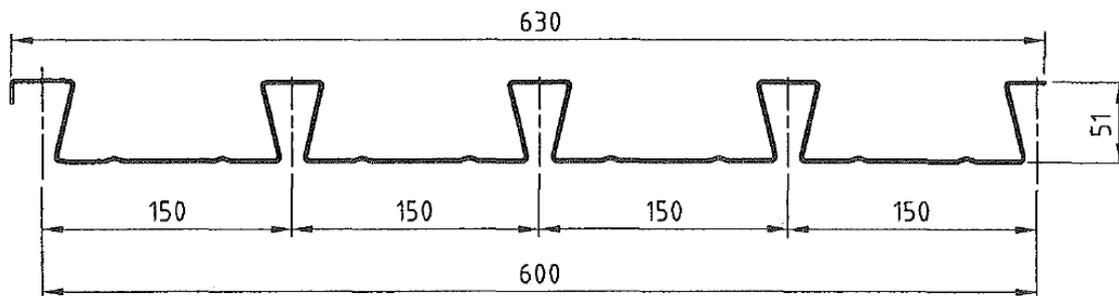


Abb. 4- 6: Holorib51, nach Zulassung Holorib [32]

Super-Holorib51

Grundsätzlich ist das Super-Holorib51 baugleich mit dem Holorib51. Die Besonderheit ist, dass neben der hinterschnittenen Form noch zusätzlich gewalzte Noppen auf den Obergurten der Sicken angeordnet sind (Abb. 4- 7). Somit wird die mechanische Verbundsicherung beim SHR51 Profil auf zwei Wegen gewährleistet.

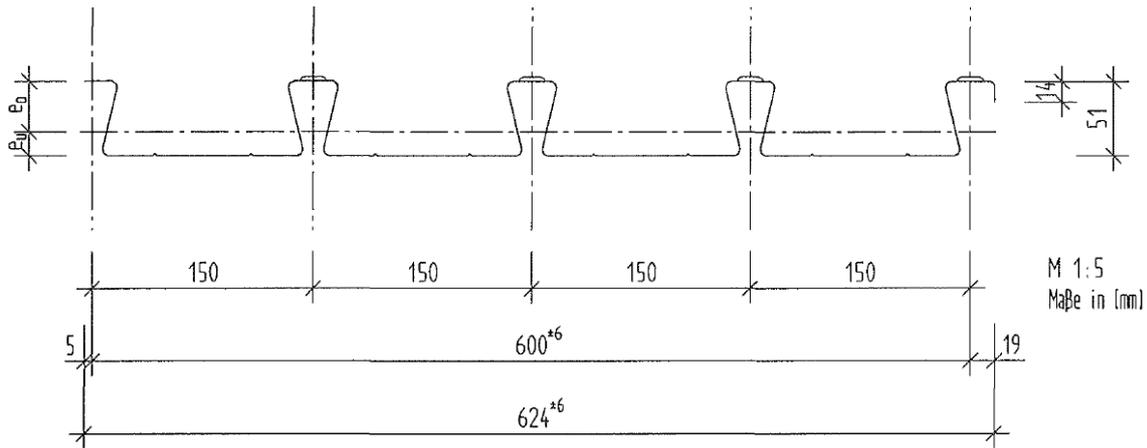


Abb. 4- 7: Super-Holorib51, nach Zulassung Super-Holorib [34]

Cofrastra40

In der Geometrie ähnlich dem Super-Holorib51 ist das Cofrastra40 ebenfalls in die Gruppe der hinterschnittenen Profiltypen einzuordnen. Als Besonderheit verfügen die Cofrastra- und auch die Cofraplusbleche über eine Ober- und Unterseite. Diese Form wird als positive und negative Schablone bezeichnet. Durch den Hinterschnitt und die Noppung nutzt das Cofrastra40-Profil die gleichen Verdübelungsmechanismen wie das Super-Holorib (Abb. 4- 8).

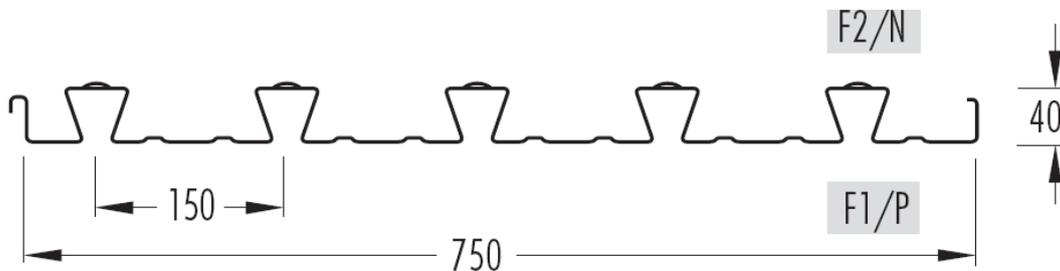


Abb. 4- 8: Cofrastra 40, nach Zulassung Cofrastra [33]

Cofraplus60

Bei der offenen Form des Cofraplus 60 wird das Ablösen des Betons vom Blech nicht verhindert. Die mechanische Verdübelung findet durch Noppen am Obergurt und Sicken an den Stegen des Blechs statt (Abb. 4- 9). Durch den geringen Materialverbrauch lassen sich große Tafelbreiten realisieren. Eine gleichmäßige Verteilung der

Flächen auf Ober- und Untergurt wirkt sich günstig auf das Verhältnis der Steifigkeit des Profils zu seinem Gewicht aus. Das Blech ist ebenfalls beidseitig in positiver und negativer Lage verwendbar.

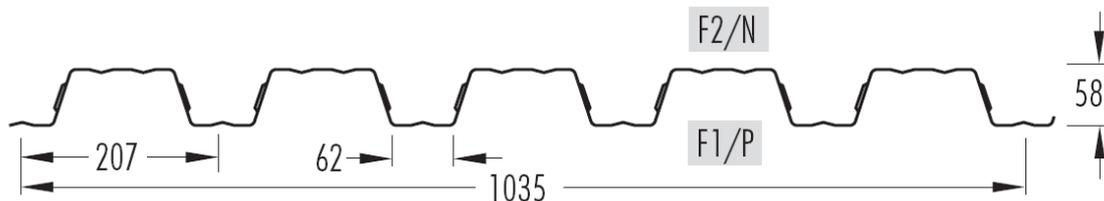


Abb. 4- 9: Cofraplus60

Cofrastra70

Der Hinterschnitt fällt beim Cofrastra70 gering aus (Abb. 4- 10). Dennoch zählt es der Form nach zu den hinterschnittenen Profilen. An den geneigten Stegen verlaufen eingeprägte Noppen um den mechanischen Verbund zu verbessern. Mit 70mm ist es das höchste Blech in der Versuchsreihe.

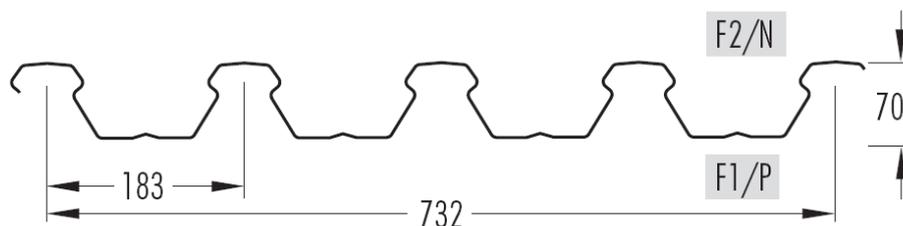


Abb. 4- 10: Cofrastra70, nach Zulassung Cofrastra [33]

4.4.2 Leichtbeton

Ein Ziel dieser Forschungsarbeit bestand darin bestehende Leichtbetonrezepturen für die Verwendung von Verbundblechen zu optimieren. In Kapitel 2 wird darüber detailliert berichtet. Neben dem Optimierungsprozess galt es, die Rezepturpalette auf verschiedene Rohdichten zu erweitern. Dieses Vorhaben ist, wie in Kapitel 1 und 2 beschrieben, nach anfänglichen Test auf die Rohdichten D1.6 und D1.4 begrenzt worden. Dabei wurde das Ziel verfolgt, die Rezepturen für die Leichtbetone der Rohdichteklasse D1.4 und D1.6 so zu modifizieren, dass der Beton selbstverdichtende Eigenschaften erhält. Die Pumpbarkeit sollte dabei ebenfalls gewährleistet sein (siehe Kapitel 2).

In der Versuchsübersicht ist ersichtlich, dass die meisten Versuche einen Beton der Rohdichte $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ aufweisen. Diese Versuche sind in die Kategorie des Leichtbetons D1.6 einzuordnen. Daneben wurde zusätzlich der optimierte Leichtbeton D1.4 mit einer Rohdichte $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ bei der Versuchskörperherstellung verwendet. Zu Beginn des Projektes wurden mehrere Körper (Tastversuche) mit einem etwas zu schweren D1.6 Leichtbeton hergestellt. Seine Rohdichte betrug dabei etwa $\rho = 1,7 \text{ kg/dm}^3$. Dabei handelt es sich um den ersten verfügbaren leistungsfähigen Leichtbeton aus diesem Forschungsvorhaben. Zu diesem Zeitpunkt war die Betonoptimierung hinsichtlich des Gewichts noch nicht begonnen.

4.4.3 Materialeigenschaften

Parallel zu der Versuchsdurchführung wurden die Materialkennwerte der verwendeten Baustoffe in entsprechenden Untersuchungen erfasst. Neben den spezifischen Kennwerten für die Stahlverbundbleche wurden die Betoneigenschaften in den nach den gültigen deutschen Normen vorgesehenen Tests ermittelt. Nachstehend wird ein kurzer Überblick über die erfassten Kenngrößen gegeben. In Tab. 4- 4: und Tab. 4- 5 sind in einer Übersicht die gesammelten Ergebnisse zusammengefasst.

Betonfestigkeit

Zur Bestimmung der Druckfestigkeit wurden zu jeder ausgeführten Betonage gemäß DIN EN 12390:2001 [13] Würfel der Kantenlänge **150mm** erstellt.

Die Elastizitätsmodulprüfung wurde nach DIN 1048:1991 [5] an jeweils drei zylindrischen Proben durchgeführt. Die Zylinder hatten dabei eine Höhe von **300mm** und einen Durchmesser von **150mm**.

Zusätzlich wurde nach der E-Modulprüfung die Spaltzugfestigkeit nach DIN 12390:2001 [13] ermittelt und anschließend in die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet.

Zugversuche an Blechen

Die Ermittlung von Streckgrenze und Zugfestigkeit der verbauten Profiltafeln wurden an Flachproben des Unter- und Obergurtes des Blechs vorgenommen. Hierzu wurden die Vorgaben der DIN EN 10002-1 [11] befolgt. Die Ergebnisse der Zugproben können ebenfalls Tab. 4- 4: und Tab. 4- 5 entnommen werden. Zur Berechnung der Spannungen am Nennquerschnitt wurde eine beidseitige Verzinkung der Stärke

4 Versuche mit Verbunddecken

20µm angenommen. Bei der Bestimmung des Querschnitts wurde die Zinkschicht nicht angerechnet.

Tab. 4- 4: Übersicht der gemittelten Materialkennwerte der Tastversuche

Versuchsbezeichnung	Prüfkörperalter [d]	Materialkennwerte Beton				Materialkennwerte Stahl		
		$f_{cm,cube}$ [Mpa]	$f_{ck,calc}$ [Mpa]	f_{ct} [Mpa]	E_{cm} [Mpa]	f_y [Mpa]	f_u [Mpa]	E_s [Mpa]
HR-075-460-T1	28,0	40,9	36,8	2,6	15960,9	371,2	450,1	197879,4
HR-075-460-T2	28,0	40,9	36,8	2,6	15960,9	371,2	450,1	197879,4
SHR-100-220-T1	36,0	44,4	40,0	-	20361,7	337,8	-	-
SHR-100-220-T2	42,0	49,5	44,6	-	-	343,1	442,4	-
SHR-100-340-T1	34,0	44,4	40,0	-	20361,7	337,8	-	-
SHR-100-340-T2	28,0	58,8	52,9	3,0	21722,0	343,1	442,4	-
SHR-100-340-T3	28,0	58,8	52,9	3,0	21722,0	343,1	442,4	-
SHR-100-340-T4	35,0	52,8	47,5	2,6	19507,5	343,1	442,4	-
SHR-100-340-T5	35,0	52,8	47,5	2,6	19507,5	343,1	442,4	-
SHR-100-340-T6	22,0	42,7	38,5	-	-	365,9	469,2	202288,3
SHR-100-340-T7	22,0	42,7	38,5	-	-	365,9	469,2	202288,3
SHR-100-340-T8	56,0	45,8	41,2	2,1	15786,9	365,9	469,2	202288,3
C60-075-460-T1	28,0	44,3	39,9	2,4	15997,5	365,5	423,4	186074,9
C60-075-460-T2	28,0	44,3	39,9	2,4	15997,5	365,5	423,4	186074,9
C70-100-500-T1	35,0	47,0	42,3	2,8	17656,0	345,8	445,8	-
C70-100-500-T2	36,0	47,0	42,3	2,8	17656,0	345,8	445,8	-
C70-100-500-T3	37,0	48,1	43,3	2,5	17901,7	345,8	445,8	-

Tab. 4- 5: Übersicht der gemittelten Materialkennwerte der finalen Deckenversuche

Versuchsbezeichnung	Prüfkörperalter [d]	Materialkennwerte Beton				Materialkennwerte Stahl		
		$f_{cm,cube}$ [Mpa]	$f_{ck,calc}$ [Mpa]	f_{ct} [Mpa]	E_{cm} [Mpa]	f_y [Mpa]	f_u [Mpa]	E_s [Mpa]
HR-100-420-V1	29,0	39,2	35,3	2,0	12735,3	359,3	426,7	195594,3
HR-100-420-V2	29,0	39,2	35,3	2,0	12735,3	359,3	426,7	195594,3

4 Versuche mit Verbunddecken

HR-100-420-V3	29,0	39,2	35,3	2,0	12735,3	359,3	426,7	195594,3
HR-100-420-V4	29,0	39,2	35,3	2,0	12735,3	359,3	426,7	195594,3
HR-100-420-V5	28,0	48,5	44,0	2,7	15303,0	359,3	426,7	195594,3
HR-100-420-V6	29,0	48,5	44,0	2,7	15303,0	359,3	426,7	195594,3
HR-100-420-V7	34,0	48,5	44,0	2,7	15303,0	359,3	426,7	195594,3
HR-100-420-V8	35,0	48,5	44,0	2,7	15303,0	359,3	426,7	195594,3
SHR-075-340-V1	28,0	39,2	35,3	2,0	12735,3	358,1	441,7	203765,2
SHR-075-340-V2	28,0	39,2	35,3	2,0	12735,3	358,1	441,7	203765,2
SHR-075-340-V3	28,0	39,2	35,3	2,0	12735,3	358,1	441,7	203765,2
SHR-075-340-V4	28,0	39,2	35,3	2,0	12735,3	358,1	441,7	203765,2
SHR-075-340-V5	38,0	48,5	44,0	2,7	15303,0	358,1	441,7	203765,2
SHR-075-340-V6	41,0	48,5	44,0	2,7	15303,0	358,1	441,7	203765,2
SHR-075-340-V7	45,0	48,5	44,0	2,7	15303,0	358,1	441,7	203765,2
SHR-075-340-V8	48,0	50,1	45,1	2,7	15303,0	358,1	441,7	203765,2
SHR-100-340-V1	28,0	39,2	35,3	2,0	12735,3	366,1	421,9	204848,2
SHR-100-340-V2	28,0	39,2	35,3	2,0	12735,3	366,1	421,9	204848,2
SHR-100-340-V3	29,0	39,2	35,3	2,0	12735,3	366,1	421,9	204848,2
SHR-100-340-V4	29,0	39,2	35,3	2,0	12735,3	366,1	421,9	204848,2
SHR-100-340-V5	42,0	48,5	44,0	2,7	15303,0	366,1	421,9	204848,2
SHR-100-340-V6	42,0	48,5	44,0	2,7	15303,0	366,1	421,9	204848,2
SHR-100-340-V7	49,0	50,1	45,1	2,7	15303,0	366,1	421,9	204848,2
SHR-100-340-V8	49,0	50,1	45,1	2,7	15303,0	366,1	421,9	204848,2
SHR-100-340-V9	35,0	45,3	40,8	2,5	14389,3	366,1	421,9	204848,2
SHR-100-340-V10	35,0	45,3	40,8	2,5	14389,3	366,1	421,9	204848,2
SHR-100-340-V11	35,0	45,3	40,8	2,5	14389,3	366,1	421,9	204848,2
SHR-100-340-V12	35,0	45,3	40,8	2,5	14389,3	366,1	421,9	204848,2
C40-075-420-V1	28,0	38,2	34,4	2,1	16259,5	380,2	428,7	196407,8
C40-075-420-V2	28,0	38,2	34,4	2,1	16259,5	380,2	428,7	196407,8
C40-075-420-V3	28,0	39,7	35,8	2,0	17208,9	380,2	428,7	196407,8
C40-075-420-V4	28,0	39,7	35,8	2,0	17208,9	380,2	428,7	196407,8
C60-075-460-V1	52,0	50,1	45,1	2,7	15303,0	365,5	423,4	186074,9
C60-075-460-V2	55,0	50,1	45,1	2,7	15303,0	365,5	423,4	186074,9
C60-075-460-V3	56,0	50,1	45,1	2,7	15303,0	365,5	423,4	186074,9
C60-075-460-V4	56,0	50,1	45,1	2,7	15303,0	365,5	423,4	186074,9
C70-100-500-V1	58,0	49,5	44,5	2,7	15303,0	345,8	445,8	-
C70-100-500-V2	58,0	49,5	44,5	2,7	15303,0	345,8	445,8	-
C70-100-500-V3	62,0	49,5	44,5	2,7	15303,0	345,8	445,8	-
C70-100-500-V4	62,0	49,5	44,5	2,7	15303,0	345,8	445,8	-

4.5 Durchführung der Versuche

Die Versuchsdurchführung folgt bei den Versuchen einer einheitlichen Vorgehensweise. Nach den Erfahrungen, die mit den Tastversuchen gewonnen wurde, wurde diese Vorgehensweise allerdings modifiziert. Die ersten Versuche wurden entsprechend den Festlegungen des Eurocodes 4 [10] einer zyklischen Vorbelastung unterzogen, um den Haftverbund zu lösen. In diesen Versuchen wurde festgestellt, dass

bei der vorgegebenen Oberlastgrenze die zyklische Beanspruchung den Deckenversuch sehr stark schädigt. So wurde nicht nur der Haftverbund gelöst sondern auch der Reibverbund in wesentlichen Teilen bereits zerstört und ein sehr großer bleibender Endschlupf erzeugt. Eine ordnungsgemäße Versuchsdurchführung war anschließend nicht mehr möglich. Wird dagegen die Obergrenze der zyklischen Belastung zu gering angesetzt lässt sich Haftverbund der Verbunddecke nicht sicher lösen.

Um diesem Zustand entgegenzuwirken wurde bei späteren Versuchen die Belastung langsam schrittweise bis zum Lösen des Haftverbundes gesteigert. Anschließend wurden die Versuchskörper entlastet. Das Lösen des Haftverbundes wurde dabei mittels induktiver Wegaufnehmer gemessen und in einer Dauermessung mit **2kHz** aufgezeichnet. In der in Kaiserslautern entstandenen Arbeit von Minas [26] zur „versuchsgestützten Bemessung von Profilverbunddecken“ sind die Auswirkungen durch den Wegfall einer dynamischen Vorbelastung für Verbunddecken mit Normalbeton untersucht worden. Es zeigte sich, dass die Versuchskörper ohne die Vorbelastung von Lastzyklen einen im Mittel **5%** höheren Traglastzustand erreichten. Der gemessene Endschlupf fiel durch den Wegfall der Lastzyklen geringer aus. Diese Ergebnisse können zumindest in der Tendenz bestätigt werden.

Es ist demnach festzuhalten, dass in diesem Projekt keine exakten Normversuche durchgeführt wurden. Dennoch zeigte die Versuchsauswertung, dass das angewandte Verfahren brauchbare Ergebnisse liefert. Zur Untersuchung der Tragmechanismen im Verbund hat sich das angewandte Verfahren bewährt. Durch das definierte Lösen des Haftverbundes mittels kontinuierlicher Laststeigerung konnte bei der Wiederbelastung der weitgehend unbeschädigte Verbundmechanismus geprüft werden.

Die Versuchskörper wurden mit eines weggeregelten Hydropulszylinder belastet. Bis zum Lösen des Haftwiderstandes wurden die Versuchskörper in Laststufen von **5kN** schrittweise belastet. Nach jedem Schritt wurde der Versuch unterbrochen und ggf. Dehnungsmessungen mittels Setzdehnmessgerät auf der Betonoberseite durchgeführt. Daran anknüpfend wurden die entstandenen Risse angezeichnet und dokumentiert.

Nachdem der Haftverbund gelöst war, wurde der Versuch entlastet und kurz angehalten. In der Wiederbelastungsphase wurde zunächst die Last angefahren, bei der das Lösen des Haftverbundes auftrat. Danach wurde weggeregelt in Schritten von **5mm** bis zum Bruch belastet. Als Regelgröße diente die Durchbiegung des Prüfkörpers. Nach jedem Lastschritt wurden die bereits erwähnten Messungen und Dokumentationsarbeiten durchgeführt.

Nach dem Anhalten eines Versuchs treten immer zeitabhängige Verformungen auf, die mit einem Abfall der Last verbunden sind. Abb. 4- 11 zeigt exemplarisch die Belastungs-Zeit-Kurve der Versuchsaufzeichnung eines Probekörpers. Je höher das angesteuerte Lastniveau liegt, um so stärker fällt die Versuchslast ab. Wird die Belastung fortgesetzt steigert sich die Last nach Abfall direkt auf das zuvor erreichte Maximum.

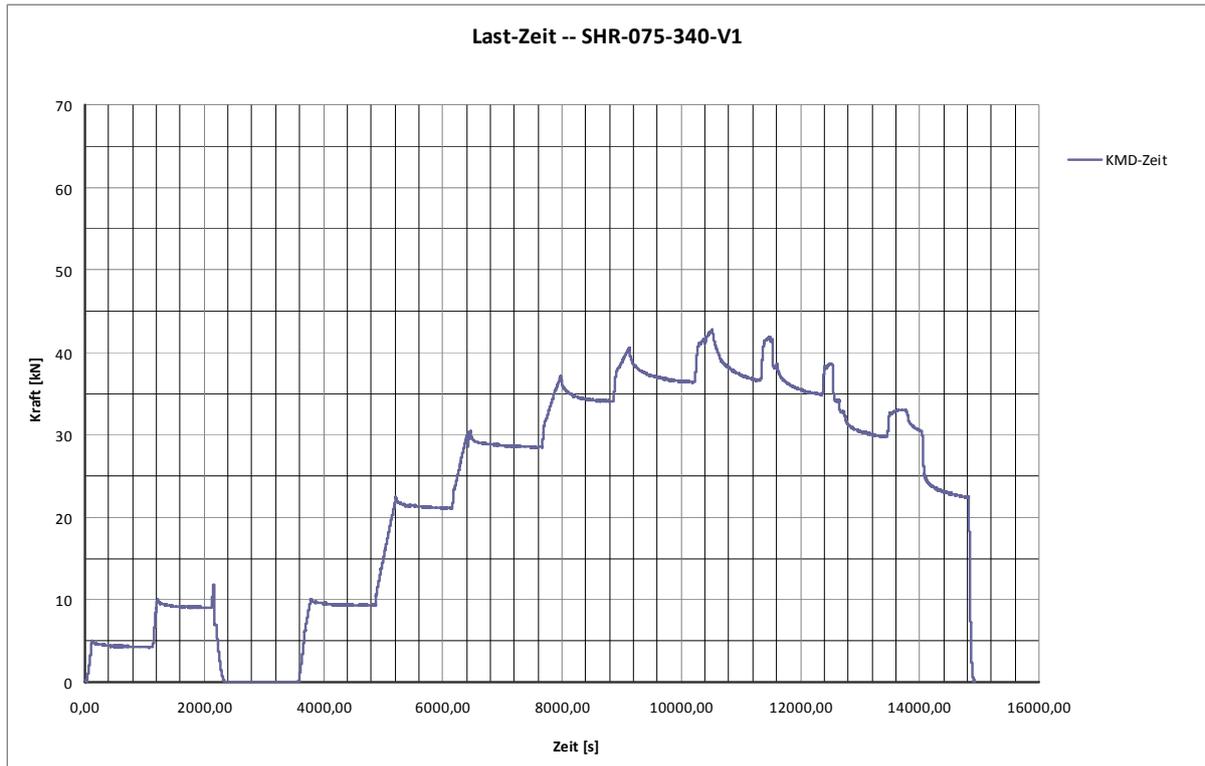


Abb. 4- 11: Beispiel eines Last-Zeit-Diagramms

Die gesamten Messdaten wurden über das System Spider8 von HBM erfasst, verstärkt und digitalisiert. Zur Aufzeichnung wurde die Software Catman 4.5 von HBM verwendet. Wie erwähnt wurde die Messung als eine **2Hz** Dauermessung durchgeführt.

Bei allen Versuchen wurde die Pressenkraft mittels einer **100kN** Kraftmessdose aufgezeichnet. Zur Kontrolle wurde die gemessene Kraft mit der durch die Zylindersteuerung gegebenen Zylinderkraft abgeglichen und auf Übereinstimmung geprüft.

Die Verformungen wurden mit Hilfe von induktiven Wegaufnehmern aufgezeichnet. Je nach Erfordernis wurden verschiedene Messlängen zwischen **2mm** und **80mm** verwendet. Die Durchbiegung unterhalb der Lasteinleitung wurde ebenfalls mit dem Zylinderweg verglichen. Alle Wegaufnehmer stammten von der Firma Hottinger-Baldwin-Messtechnik. Gemessen wurde die Durchbiegung unterhalb der Lasteinleitung, der Schlupf zwischen Beton und Blech jeweils am Ober- und Untergurt an beiden Enden und zur Kontrolle der Setzdehnmessung die Betonstauchung beziehungsweise -dehnung an der Betonoberseite. Die genaue Anordnung der Messtechnik ist in Kapitel 4.2 und 4.3 sowie zu den jeweiligen Versuchskörpern im Anhang ersichtlich.

Die Dehnungen am Obergurt sowie am Untergurt des Profilbleches wurden in ausgewählten Versuchen an fünf Achsen entlang der Schublänge mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen (DMS) aufgezeichnet. Die Dehnungsmessstreifen (DMS) waren dabei vom Typ LY 3/120. Zudem wurden vereinzelt Rosetten verwendet um dadurch für die Finite-Element-Modellierung auf die Lage der Hauptspannungsrichtungen schließen

HR-100-420-V8	SHR-100-340-T8	SHR-100-340-V2	C60-075-460-V2
		SHR-100-340-V3	C60-075-460-V3
		SHR-100-340-V4	C60-075-460-V4
		SHR-100-340-V5	
		SHR-100-340-V6	Versuchsbezeichnung
		SHR-100-340-V7	C70-100-500-T1
		SHR-100-340-V8	C70-100-500-T2
		SHR-100-340-V9	C70-100-500-T3
		SHR-100-340-V10	C70-100-500-V1
		SHR-100-340-V11	C70-100-500-V2
		SHR-100-340-V12	C70-100-500-V3
			C70-100-500-V4

Die Gruppen wurden hinsichtlich folgender drei Gesichtspunkte ausgewertet:

- **Trag- und Verformungsverhalten**

Unter diesem Unterpunkt werden gleichartige Versuche zusammengeführt und deren Kraft-Durchbiegungs-Diagramme in Abbildungen dargestellt. Dadurch werden Unterschiede der Versuchsergebnisse schnell deutlich.

- **Auswirkungen der getroffenen Parameterkombinationen auf das Trag- und Verformungsverhalten**

Da innerhalb des Forschungsvorhabens eine Vielzahl von Parameterkombinationen getestet wurden, werden hier deren Auswirkungen aufgezeigt und beurteilt. Neben der grundsätzlich unterschiedlichen Versuchsdurchführung als 3-Punkt oder 4-Punkt-Biegeversuch wurden zusätzliche Parameter wie Leichtbetonklasse, Profilblechtyp, und Auflagerfläche variiert.

- **Rissverhalten und Versagen**

Anhand des Rissverhaltens und der Versagensart werden spezifische Rissbilder der getesteten Verbunddecken gefunden. In den 57 Verbunddeckenversuchen konnte neben einem sich generell ausbildenden Rissbild auch ein profiltafeltypisches Versagen festgestellt werden. Unabhängig von dem verwendeten Verbundblech traten die Risse in einer sich wiederholenden Abfolge auf. Speziell bei dem 3-Punkt-Biegeversuch wurden die Risse in einer bestimmten Reihenfolge aufgezeichnet. Der Erstriss trat in der Regel im kurzen Feld, d. h. auf der linken Seite gemäß Abb. 4-2, im Abstand von bis zur dreifachen Prüfkörperhöhe von der Lasteinleitung (Risseinleitungsblech) entfernt auf. Der zweite Riss wurde im langen Feld aufgezeichnet. Bei

höheren Zylinderlasten entstanden weitere Risse im kurzen und langen Feld. Besonders auffällig war die Rissbildung auf der Stirnseite der Träger. Durch diese an den Ecken der Profiloberkanten entstehenden Risse wurde in Kombination mit genoppten hinterschnittenen Profilblechen die Prüfkörper längs aufgespalten. Dieser Versagenszustand konnte bei fast allen Blechtypen festgestellt werden. Ausnahmen bildete das glatte Holorib-Blech und das offene Cofraplus60-Blech. Die beschriebenen Risse treten beim C60-Profil zwar auf, führen jedoch nicht erkennbar zu dessen Versagen. Bei den Verbunddecken mit dem glatten und hinterschnittenen Holorib-Blech (HR) traten keine Risse an der Stirnseite auf. Diese Verbunddecken versagten eindeutig durch eine starke Schubrissbildung.

Unter Verwendung der in Kapitel 3.3.2 dargestellten Teilverbundtheorie konnten die Teilverbundkurven der Versuche aufgestellt werden. Dazu wurde das Tabellenkalkulationsprogramm Microsoft Excel benutzt. Die Berechnung wurde durch die Verwendung von iterativen Rechenprozessen automatisiert. Die aus den Baustoffprüfungen ermittelten und gemittelten Werkstofffestigkeiten wurden in Excel implementiert. Durch sukzessive Erhöhung der Verdübelungsgrade und Auswertung der dazugehörigen Spannungen ergaben sich die Teilverbundkurven, die dann zur Berechnung des erreichten Verdübelungsgrades und damit der Längsschubtragfähigkeit herangezogen werden konnten. Die Ergebnisse und die einzelnen Teilverbundkurven der Versuchskörper sind im Anhang enthalten.

In den folgenden Kapiteln 4.6.2 bis 4.6.6 werden nun die Ergebnisse der einzelnen Gruppen detailliert behandelt.

4.6.2 Versuchsergebnisse Gruppe 1

Der Gruppe 1 wurden die Versuche des Blechtyps Holorib (HR) zugeordnet. In zwei Tastversuchen wurden Bleche mit der Dicke von $0,75\text{mm}$ getestet. Die finalen Versuche wurden mit einer Blechstärke von $1,00\text{mm}$ ausgeführt. Die Länge der Profiltafeln betrug in den Tastversuchen 460cm und in den weiteren Versuchen 420cm . Sämtliche Versuche der Gruppe 1 wurden als 3-Punkt-Biegeversuche konzipiert und durchgeführt. Der Haftverbund wurde durch langsame kontinuierliche Laststeigerung quasi statisch gelöst. Die Untersuchung der Gruppe 1 ermöglicht die gezielte Bewertung der Wirkung des reinen Hinterschnitts. Da das Holorib-Blech keine aufgeprägten Noppen besitzt, wird das Ablösen des Betons allein durch die geometrische Form des Profils verhindert. Der schwalbenschwanzförmige Querschnitt ist an der Unterseite verjüngt und weitet sich nach oben hin aus, so dass eine effektive Klemmwirkung hervorgerufen wird. Das Profil wurde in Verbindung mit einem Leichtbeton der Rohdichteklasse D1.4 (Versuche $HR - 100 - 420 - V1$ bis $HR - 100 - 420 - V4$) und einem Leichtbeton der Rohdichteklasse D1.6 (Versuche $HR - 100 - 420 - V5$ bis $HR - 100 - 420 - V8$) getestet. Die beiden Tastversuche wurden mit einer frühen

Betonrezeptur hergestellt. Die Betonkennwerte unterschieden sich allerdings nur geringfügig von der finalen D1.6 Betonmischung.

Trag- und Verformungsverhalten

In der Gegenüberstellung (Abb. 4- 12 und Abb. 4- 13) wurde die Kraft-Verformungsbeziehungen der Gruppe 1, getrennt nach den Betonrohrichteklassen zusammenfassend dargestellt. Bei allen Versuchen wurde der Haftverbund bei etwa der gleichen Zylinderlast gelöst. Die dabei aufgezeichneten Verformungen unterliegen ebenfalls nur geringen Streuungen.

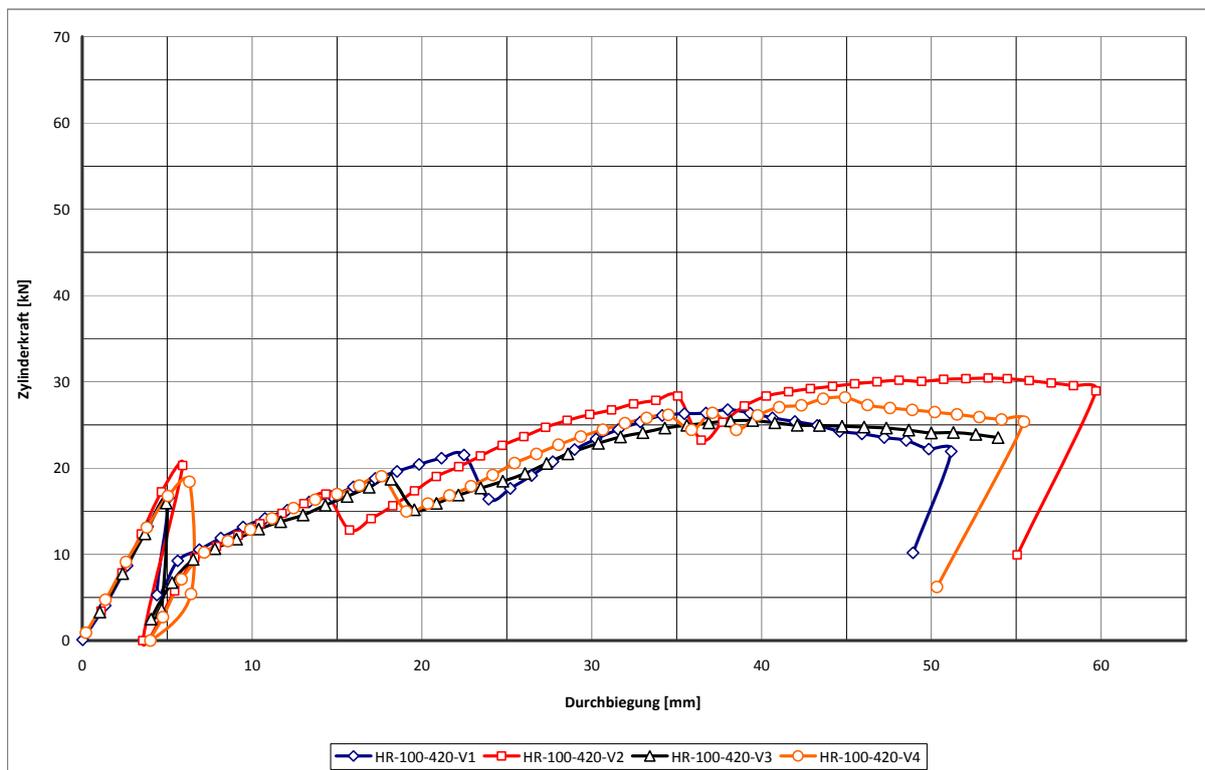


Abb. 4- 12: Last-Verformungsdiagramm der Versuche HR-100-420-V1 bis -V4. Leichtbetonklasse D1.4

4 Versuche mit Verbunddecken

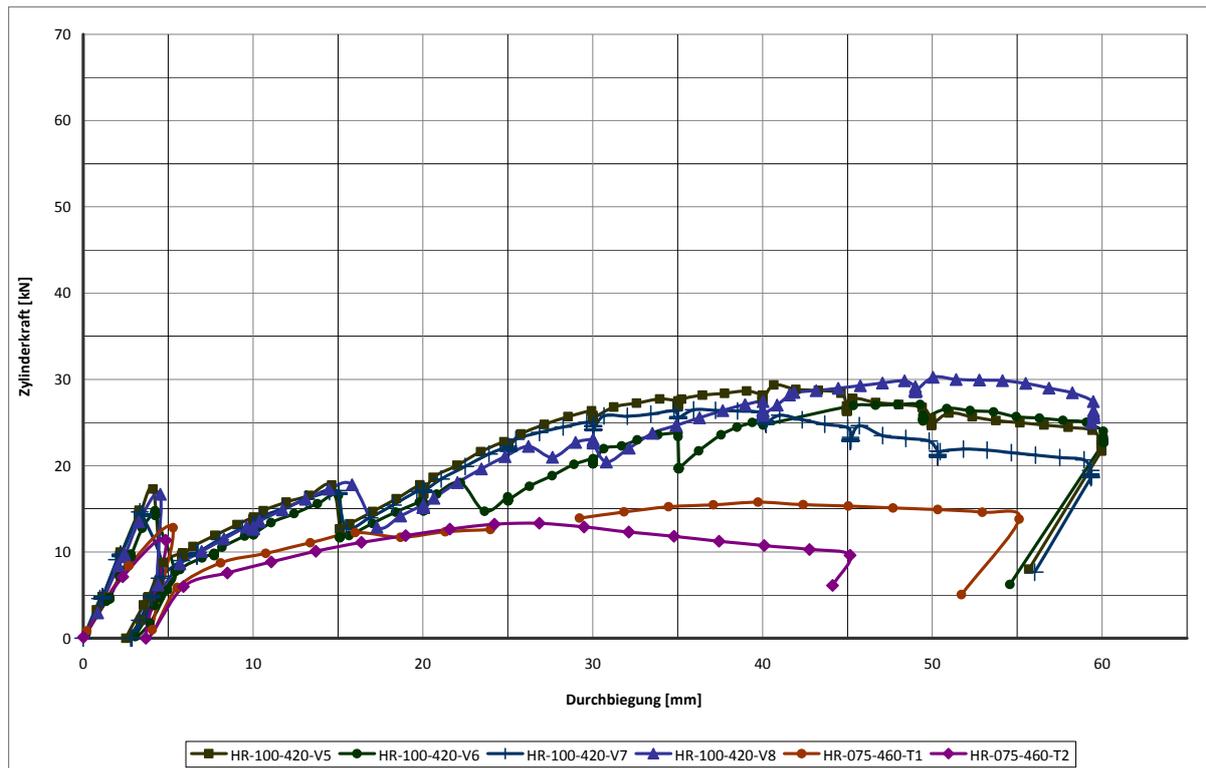


Abb. 4- 13: Last-Verformungsdiagramm der Versuche HR-100-420-V5 bis –V8 und der Tastversuche HR075-T1 und T2. Leichtbetonklasse D1.6

Die Verläufe der beiden Tastversuche zeigen deutlich den Einfluss der Blechdicke. Das Profil verliert dadurch enorm an Steifigkeit. Die erreichten Verformungen bei Höchstlast lagen zumindest bei Tastversuch T1 in derselben Größenordnung wie bei den Versuchen mit dem dickeren Holorib-Blech. Durch die geringere Steifigkeit waren bei Rissbildung auch keine derart starken Lastabfälle wie in den übrigen Versuchen festzustellen. Die Verläufe der finalen Versuche **V1 – V4**, die auch alle mit derselben Betonmischung hergestellt wurden, zeigen eine gute Übereinstimmung. Nachfolgend wurden spezifische Versuchsergebnisse zusammenfassend aufgeführt.

Tab. 4- 7: Versuchsergebnisse der Gruppe 1

	$F_{ES=0,1mm}$ [kN]	F_u [kN]	Laststeigerung [-]	M [kNm]	M_{pl} [kNm]	M/M_{pl} [-]	Rohdichteklasse [kg/dm ³]
HR-075-460-T1	12,85	15,77	23%	13,49	35,29	38%	1,7
HR-075-460-T2	12,44	13,35	7%	11,72	35,29	33%	
HR-100-420-V1	16,67	26,79	61%	19,44	45,42	43%	1,4
HR-100-420-V2	20,66	30,44	47%	21,87	45,42	48%	
HR-100-420-V3	17,40	25,52	47%	18,59	45,42	41%	
HR-100-420-V4	20,03	28,21	41%	20,39	45,42	45%	1,6
HR-100-420-V5	17,65	29,40	67%	21,32	45,86	46%	
HR-100-420-V6	16,35	25,58	56%	18,78	45,86	41%	
HR-100-420-V7	16,96	26,87	58%	19,53	45,86	43%	
HR-100-420-V8	16,93	30,66	81%	22,06	45,86	48%	

Die Ergebnisse hinsichtlich Erstschlupf und Tragfähigkeit liegen trotz unterschiedlicher Betonrohdklassens eng zusammen. Große Unterschiede aufgrund stark von einander abweichender Elastizitätsmodule waren nicht festzustellen. Mit der Teilverbundtheorie konnte der Verdübelungsgrad im Mittel zu weniger als 30% bestimmt werden. Bei einer solch geringen mechanischen Verdübelung wurden keine Betonzugbeanspruchungen aktiviert, die zu einer Schädigung des Betons durch Rissbildung führte. Daraus folgt, dass sich keine Einflüsse aufgrund der großen Abweichungen von Zug- und zu Druckfestigkeit des Betons einstellten.

Auswirkungen der getroffenen Parameterkombinationen

In den zehn Versuchen des Blechtyps Holorib wurden unterschiedliche Blechdicken, unterschiedliche Profiltafellängen und verschiedene Betonrohdklassen verwendet. Die größten Veränderungen wurden dabei durch die Variation der Blechdicke hervorgerufen. Bei den Versuchen mit geringen Blechdicken wurden nur sehr geringe Laststeigerungen erzielt. Die Verläufe der Versuche näherten sich schnell ihrem Maximalwert und zeigten bei Rissbildung nur sehr kleine Lastsprünge im Verlauf.

Um die sich aus der Verwendung verschiedener Betone ergebenden Unterschiede herauszuarbeiten, wurden die Last-Verformungskurven genauer untersucht. Lastabfälle waren in den Hauptversuchen bei beiden Betonrohdklassen etwa bei der gleichen Verformung und gleicher Zylinderkraft aufgezeichnet worden. Dies spricht dafür, dass in diesem Fall die Klemmwirkung des Blechs nicht durch die Betonzugfestigkeit der beiden Betone beschränkt wurde.

Rissverhalten und Versagen

In der Rissbildung und beim Versagensbild der Prüfkörper wurden die Unterschiede zu Verbunddecken aus Normalbeton deutlich. Die ersten Risse traten senkrecht im Abstand $1,0 \cdot h_c$ bis $3,0 \cdot h_c$ neben der Risseinleitung auf. Es handelte sich zunächst um Biegerisse. Nachdem die Risse senkrecht bis etwa $2/3 h_c$ nach oben wachsen, verzweigen sie sich dort (Abb. 4- 14). Dabei führt ein Rissast weiter schräg nach oben in Richtung der Lasteinleitung, der andere Ast zunächst parallel zur Betonoberkante in Richtung Auflager. Bei weiterer Laststeigerung knickt der Riss ab und verläuft danach in direkter Verbindung zum Auflager hin.

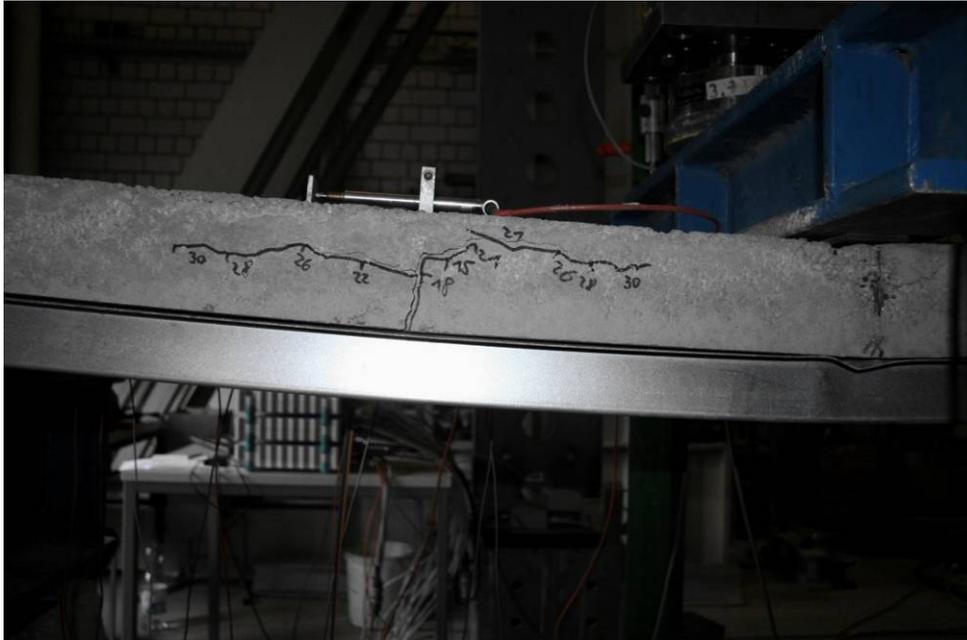


Abb. 4- 14: Typisches Rissbild für Holorib51, $t = 1,00\text{mm}$

Die Auffälligkeit gegenüber Normalbeton ist, dass die Risse nicht direkt an den Riss-einleitungsblechen auftreten sondern zum Auflager hin versetzt sind. Bei einigen Versuchen bildete sich im Verlauf der Belastung im Abstand h_e vom ersten Riss ein weiterer gleichartiger Riss. Im Zuge der Belastung öffneten sich die oben beschriebenen Risse und ihre Rissufer verschoben sich vertikal gegeneinander. Mit den Rissen geht ein lokales Beulen des freien Profiltafelrandes und der Profilstege einher. Die Risse sind aufgrund der Verformungen bei höheren Laststufen als Biegeschubrisse zu beschreiben.

Entgegen den Erfahrungen mit den anderen getesteten Verbunddeckenblechen traten bei diesem Profiltyp keine Längsrisse an den Kopfseiten auf. Maßgebend für das Versagen war bei allen getesteten Versuchskörpern dieser Gruppe der verzweigte Biegeschubriss im kurzen Feld des Versuchskörpers. Abweichungen im Rissbild aufgrund der Verwendung unterschiedlicher Betonrohrichteklassen wurden nicht festgestellt.

4.6.3 Versuchsergebnisse Gruppe 2

Die größte Gruppe ist die Gruppe 2. Sie umfasst dreißig Versuche mit dem Super-Holorib Profil (SHR). Um Auswirkungen der Verbundlänge zu untersuchen, wurden zwei der Tastversuche in einer kurzen Länge von 220cm gefertigt. Die restlichen Versuchskörper hatten eine Länge von 340cm . In wenigen 4-Punkt-Versuchen wurden normierte Versuche durchgeführt. In der Regel wurden somit 3-Punkt-Biegeversuche nach dem in Kapitel 4.2.3 vorgestellten Verfahren ausgeführt. Aussagen über das Wirken der angewandten Versuchsdurchführung können damit ebenso

getroffen werden wie über die Auswirkung der Blechdicke. Da das SHR Profil genoppt und hinterschnitten ist, sonst aber mit der Geometrie des Holorib Profils übereinstimmt, kann der Einfluss der Profilierung gezeigt werden. Ebenso kann durch den Vergleich mit den Versuchen mit Blechen Cofrastra40 und Cofrastra70, die ebenfalls profiliert und hinterschnitten sind, der Einfluss der Profilform gezeigt werden. Auch in dieser Gruppe wurden zwei unterschiedlich schwere Leichtbetone getestet und in den Tastversuchen eine nicht endgültige Betonrezeptur verwendet. Die Versuche **SHR – 075 – 340 – V1** bis **SHR – 075 – 340 – V4** sowie die Versuche **SHR – 100 – 340 – V1** bis **SHR – 100 – 340 – V4** wurden Tab. 4- 9 entsprechend mit einem leichten Beton D1.4 ausgeführt. Bei den jeweils folgenden Versuchen **V5** bis **V12** fand ein Leichtbeton der Rohdichteklasse D1.6 Anwendung.

Trag- und Verformungsverhalten

Zur besseren Übersicht wurden bei der Zusammenstellung die Parameter Blechdicke, Betonrohddichte und Tastversuche getrennt dargestellt. Zusammengefasst wurden somit jeweils die Versuche mit einer Betonrohddichte von $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ und die Versuche mit einer Betonrohddichte von $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ bei einer Profilblechdicke von **0,75mm** sowie bei einer Profilblechdicke von **1,00mm**. Die Tastversuche wurden in einem separaten Diagramm erfasst. Nachfolgend werden zuerst die Trag-Verformungsverläufe der dünneren Bleche gegenübergestellt (Abb. 4- 15 und Abb. 4- 16). Anschließend werden die Tastversuche untersucht und mit den Ergebnissen der Hauptversuche mit Blechen der Dicke **1,00mm** verglichen (Abb. 4- 17, Abb. 4- 24 und Abb. 4- 25).

4 Versuche mit Verbunddecken

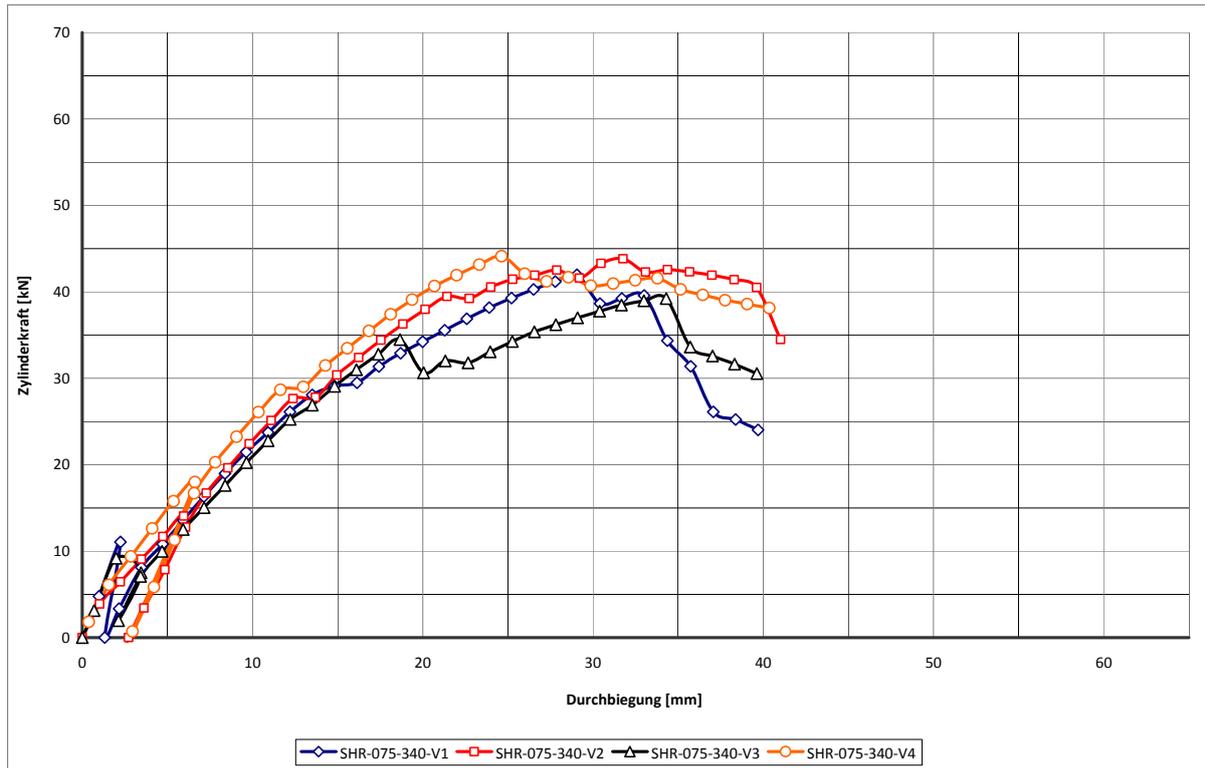


Abb. 4- 15: Last-Verformungsdiagramm der Versuche SHR-075-340-V1 bis -V4. Leichtbetonklasse D1.4

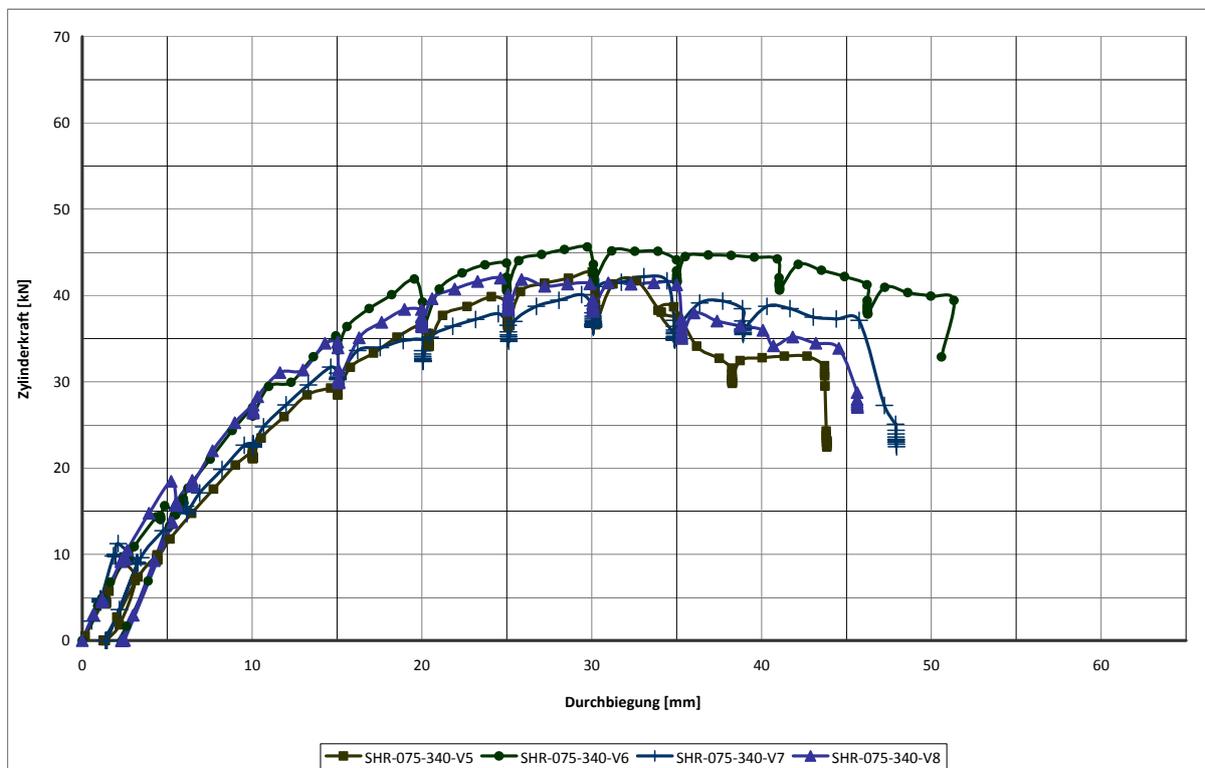


Abb. 4- 16: Last-Verformungsdiagramm der Versuche SHR-075-340-V5 bis -V8. Leichtbetonklasse D1.6

Abb. 4- 15 und Abb. 4- 16 enthalten die Versuchsaufzeichnungen der Versuche am Blechtyp Super-Holorib der Stärke **0,75mm**. Die Bruchlast wurde im Vergleich zum

Blech $1,00\text{mm}$ bei höheren Durchbiegungen erzielt. Dies kann mit der geringeren Blechdicke und der damit verbundenen geringeren Steifigkeit der Profiltafeln und der Deckenkörper erklärt werden. Im Vergleich verhielten sich die Versuchsserien der Betone D1.4 und D1.6 fast identisch. Weder haben sich geringere Bruchlasten ergeben noch waren große Unterschiede im Verformungsverhalten zu erkennen. Allen Versuchen gemeinsam ist der plötzliche starke Lastabfall nach dem Auftreten der Versagensmechanismen.

Die für diese Gruppe durchgeführten Tastversuche (Abb. 4- 17) enthielten zwei Versuche mit einer sehr kurz gewählten Schublänge. Die beiden Versuche $\text{SHR} - 100 - 220 - \text{T}1$ und $\text{SHR} - 100 - 220 - \text{T}2$ wurden zudem entsprechend DIN EN 1994 mit einer zyklischen Vorbelastung zum Lösen des Haftverbunds durchgeführt. Zum direkten Vergleich wurde der Versuch $\text{SHR} - 100 - 340 - \text{T}1$ ebenfalls unter Beachtung der Regelungen des Eurocodes 4 durchgeführt. Die anderen Tastversuche wurden in einer 3-Punkt-Biegeprüfung mit quasi statischer Vorbelastung untersucht. Zusätzlich wurde in einem Test, bei dem Versuchskörper $\text{SHR} - 100 - 340 - \text{T}8$ die Auswirkungen eines Profiltafelstoßes untersucht.

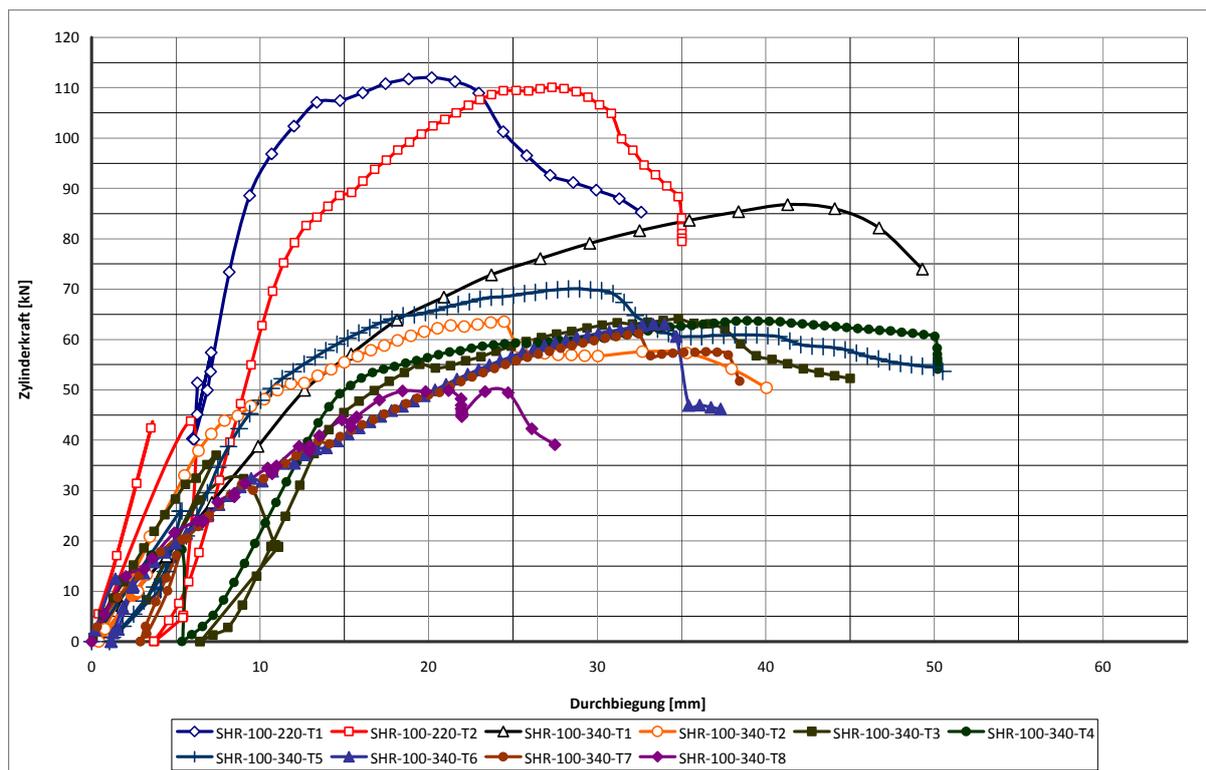


Abb. 4- 17: Last-Verformungsdiagramm der Versuche SHR-100-220-T1 und -T2 sowie SHR-100-340-T1 bis -T8. Leichtbetonklasse D1.6

Anhand der in Abb. 4- 17 gezeigten Trag-Verformungskurven lassen sich deutliche Unterschiede zeigen. Die Auswertung des Versuchs mit einem Stoß der Profiltafel ergab einen frühzeitigen Ausfall des Tragsystems. Das Last-Verformungs-Verhalten zeigte zunächst keinerlei Abweichungen zu den Versuchen ohne Stoß. Anzeichen für

ein vorzeitiges Versagen waren nicht zu erkennen, so dass der plötzliche Bruch der Längsspalten des Probekörpers unangekündigt auftrat. Da die Versuchskörper ohne Querbewehrung ausgeführt waren, wurde das Aufspalten des Versuchskörpers auch nicht behindert. Das hier vorgefundenen Ergebnis mit einem signifikanten Abfall von Traglast und Verformbarkeit lässt sich deshalb nicht direkt auf Bauwerke übertragen, da dort immer eine Querbewehrung angeordnet wird. Durch die Verwendung von kompletten Blechtafeln konnten im Vergleich dazu auch die Bruchlasten um etwa 30% gesteigert werden. Der Haftverbund wurde bei vergleichbarer Belastung gelöst. Hier konnten keine großen Abweichungen zwischen den Versuchskörpern festgestellt werden.

Geringere Schublängen führen zu höheren Traglasten und kleinen Durchbiegungen. Die Ergebnisse der Tastversuche *SHR-100-220-T1* und *SHR-100-220-T2* sowie *SHR-100-340-T1* in Abb. 4- 17 veranschaulichen das Tragverhalten kurzer Verbunddecken. Die Versuchsdurchführung wurde bei allen drei Versuchen entsprechend EC 4 durchgeführt. Neben der 4-Punkt-Biegebeanspruchung beinhaltete dies auch das Überwinden des Haftverbundes mittels zyklischer Belastung. Der Einfluss der Schublänge zeigt sich deutlich im Kurvenverlauf. Die Bruchlast war bei langer Verbundlänge wesentlich geringer, wurde allerdings bei höheren Durchbiegungen erreicht. Bei Verbunddecken mit langen Schublängen und der damit verbundenen größere Schubfläche wird die Haftung zwischen Blech und Beton länger aufrechterhalten. Demnach wurde der Haftverbund bei dem Versuch mit einer Länge von $L = 340\text{cm}$ später gelöst.

Generell zeigte sich, dass die Versuche mit einer 4-Punkt-Biegebeanspruchung höhere Durchbiegungswerte lieferten als die unsymmetrische 3-Punkt Versuche. Die zyklische Vorbelastung hat im Vergleich zur statischen Vorbelastung einen weitreichenderen Einfluss auf die Verformungen. Infolge der Lastwechsel werden in der Verbunddecke die Lastabtragungsmechanismen nachhaltiger beansprucht, was dann zu höheren Verformungen führt. Die bei der statischen Zerstörung des Haftverbundes gemessenen Durchbiegungs- und Schlupfwerte waren deshalb geringer.

In den nachfolgenden Abbildungen wurden die Ergebnisse des 1,00mm starken Super-Holorib-Belchs aufgezeichnet. Die Darstellung erfolgt getrennt nach den verschiedenen Leichtbetonklassen.

4 Versuche mit Verbunddecken

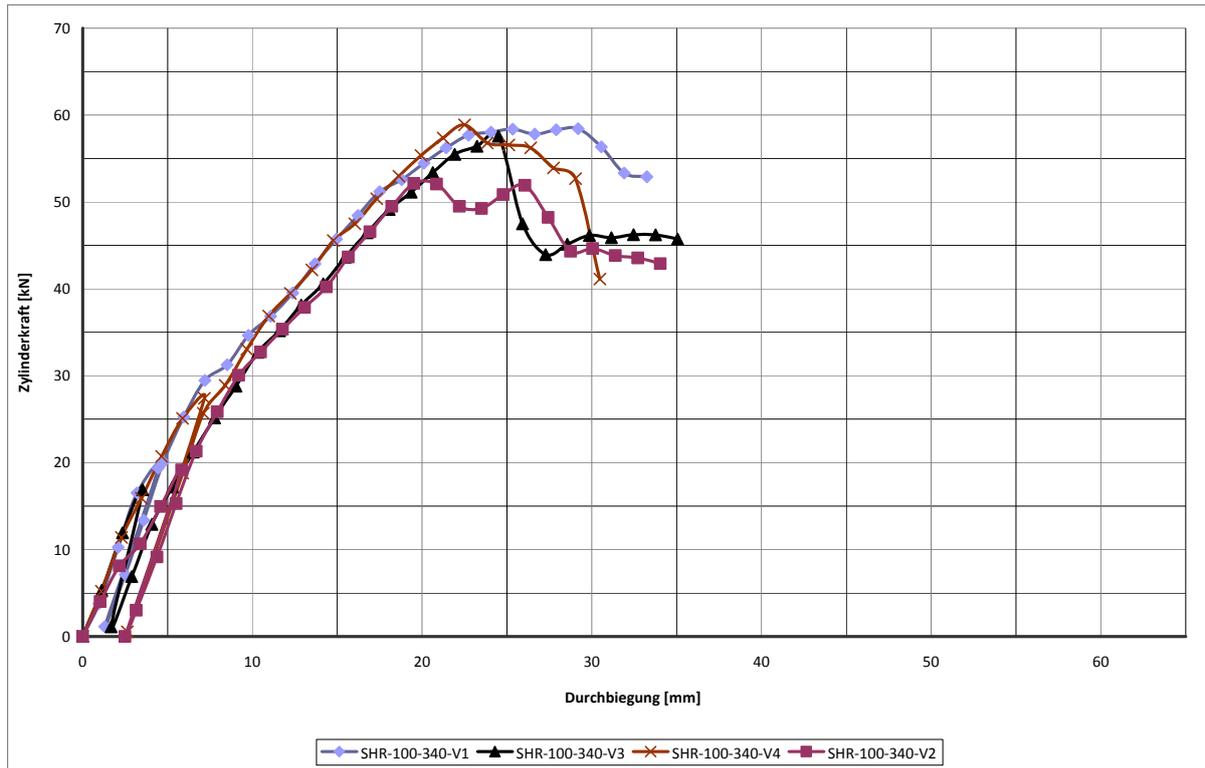


Abb. 4- 18: Last-Verformungsdiagramm der Versuche SHR-100-340-V1 bis -V4. Leichtbetonklasse D1.4

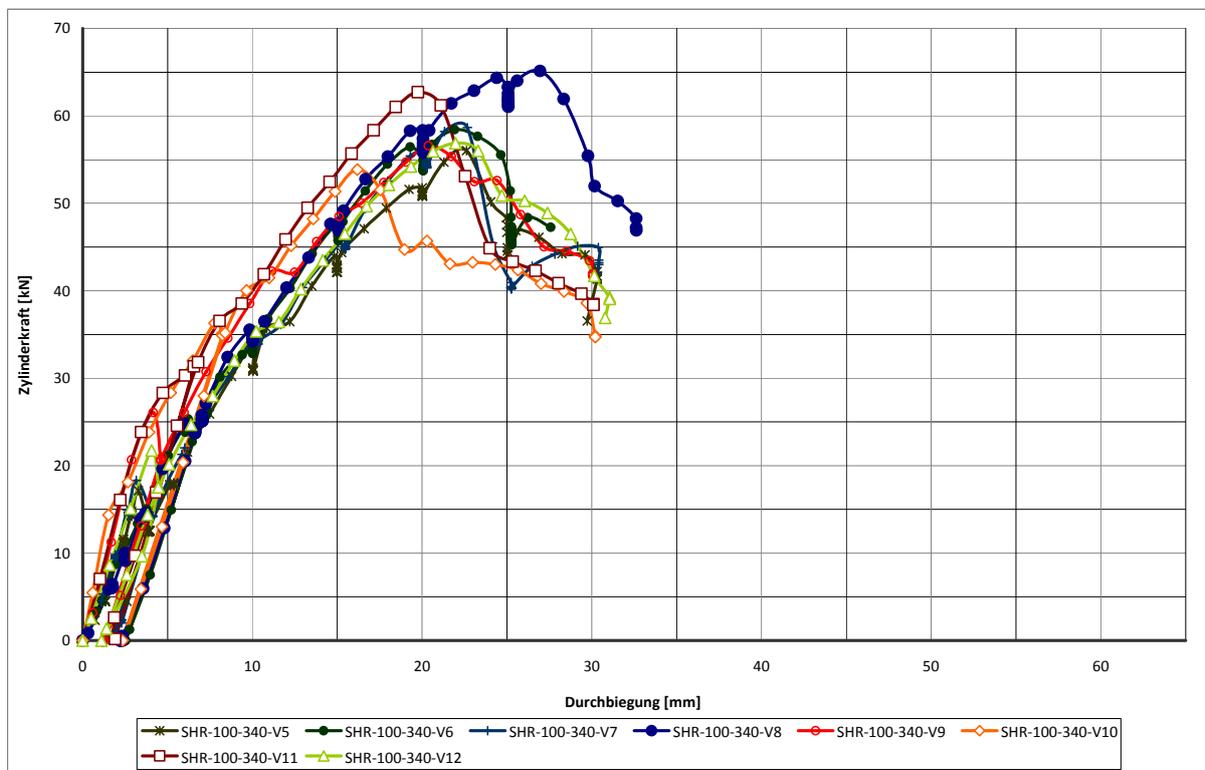


Abb. 4- 19: Last-Verformungsdiagramm der Versuche SHR-100-340-V5 bis -V12. Leichtbetonklasse D1.6

4 Versuche mit Verbunddecken

Weder in den maximalen Bruchlasten noch im Lastniveau bei Lösen des Haftverbunds zwischen Blech und Beton sind deutliche Unterschiede aufgetreten. Alle Abweichung liegen in einem normalen Streubereich.

Tab. 4- 8: Versuchsergebnisse der Tastversuche Gruppe 2

	$F_{ES=0,1mm}$ [kN]	F_u [kN]	Laststeigerung [-]	M [kNm]	M_{pl} [kNm]	M/M_{pl} [-]	Rohdichteklasse [kg/dm ³]
SHR-100-220-T1	71,40	112,30	57%	29,14	43,23	67%	1,7
SHR-100-220-T2	71,40	112,30	57%	29,10	44,05	66%	
SHR-100-340-T1	58,83	87,23	48%	37,21	43,22	86%	
SHR-100-340-T2	30,00	63,58	112%	35,19	44,28	79%	
SHR-100-340-T3	30,00	64,22	114%	35,53	44,28	80%	
SHR-100-340-T4	30,00	63,72	112%	35,30	44,14	80%	
SHR-100-340-T5	30,00	70,10	134%	38,71	44,14	88%	
SHR-100-340-T6	15,64	63,47	306%	35,06	46,44	76%	
SHR-100-340-T7	18,53	61,11	230%	33,80	46,44	73%	
SHR-100-340-T8	14,64	50,02	242%	27,85	46,48	60%	

Tab. 4- 9: Versuchsergebnisse der finalen Versuche Gruppe 2

	$F_{ES=0,1mm}$ [kN]	F_u [kN]	Laststeigerung [-]	M [kNm]	M_{pl} [kNm]	M/M_{pl} [-]	Rohdichteklasse [kg/dm ³]
SHR-075-340-V1	12,61	42,35	236%	23,65	34,04	69%	1,4
SHR-075-340-V2	15,36	43,82	185%	24,44	34,04	72%	
SHR-075-340-V3	11,88	39,27	231%	22,01	34,04	65%	
SHR-075-340-V4	15,88	44,58	181%	24,85	34,04	73%	1,6
SHR-075-340-V5	11,80	42,79	263%	23,91	34,27	70%	
SHR-075-340-V6	16,80	45,65	172%	25,44	34,27	74%	
SHR-075-340-V7	15,80	42,50	169%	23,76	34,27	69%	
SHR-075-340-V8	18,90	42,11	123%	23,55	34,30	69%	1,4
SHR-100-340-V1	20,47	58,57	186%	32,31	46,23	70%	
SHR-100-340-V2	20,20	53,48	165%	29,60	46,23	64%	
SHR-100-340-V3	16,97	57,88	241%	31,95	46,23	69%	
SHR-100-340-V4	26,43	59,77	126%	32,96	46,23	71%	
SHR-100-340-V5	18,60	56,05	201%	30,99	46,68	66%	1,6
SHR-100-340-V6	26,80	58,40	118%	32,24	46,68	69%	
SHR-100-340-V7	21,00	58,72	180%	32,41	46,74	69%	
SHR-100-340-V8	25,90	65,20	152%	35,87	46,74	77%	
SHR-100-340-V9	25,20	58,10	131%	32,10	46,55	69%	
SHR-100-340-V10	36,50	53,93	48%	29,88	46,55	64%	
SHR-100-340-V11	31,00	62,89	103%	34,75	46,55	75%	
SHR-100-340-V12	22,40	56,90	154%	31,55	46,55	68%	

Auswirkungen der getroffenen Parameterkombinationen

Anhand der Trag- und Verformungsauswertung lässt sich der Schluss ziehen, dass eine höhere Rohdichte und Druckfestigkeit des Leichtbetons nicht zu einer deutlich verbesserten Tragwirkung führte. Die maximale Traglast wurde bei den Verbunddecken der Blechstärke **1,00mm** bei Durchbiegungen von **20mm** bis **25mm** erreicht.

Trotz unterschiedlicher Betone erreichen beide Versuchsserien eine mittlere Bruchlast von knapp **58kN**.

Die unterschiedlichen Blechstärken wirkten sich deutlich aus. Bei vergleichbaren Verformungen im Bruchzustand lag die Bruchlast bei einer Blechdicke von 1,00 mm **15kN** bis **20kN** über den für die SHR-075 Versuche aufgezeichneten Grenzwerten.

In mehreren Versuchen wurden die Auswirkungen von Veränderungen der Auflagerbedingungen der Versuchskörper untersucht. Da im Bruchzustand intensive Längsrissbildung auftrat wurde vermutet, dass durch die Ausführung eines breiten Auflagers die Aufspreizung der schiefen Betondruckstreben zum Auflager hin über eine größere Fläche verteilt und damit die Rissbildung verzögert werden könnte. Die erwarteten Veränderungen im Rissbild traten jedoch nicht auf. Direkte Auswirkungen mit sichtbaren Abweichungen im Rissbild oder den Traglasten waren nicht erkennbar.

Rissverhalten und Versagen

Die Rissbildung war bei dem Super-Holorib-Profil geprägt durch einen großen Biegeschubriss, dessen Rissufer sich stark gegeneinander verschoben. Bei dem 1,0mm starken SHR-Profil trat der Riss im Abstand von etwa der einfachen Deckenhöhe neben der Lasteinleitungsstelle auf. In den Versuchen mit dem dünneren SHR-Blech verdoppelte sich dieser Abstand. Damit ist das Rissbild dort ähnlich dem Rissbild der Holorib-Versuche.



Abb. 4- 20: Typisches Rissbild für Super-Holorib51, $t = 0,75\text{mm}$

Mit Erreichen höherer Laststufen zeigten sich erste Unterschiede im Rissbild. Während sich die Risse in den kurzen Feldern der SHR-075-Versuche nicht verzweigen (Abb. 4- 20), bildete sich in den kurzen Feldern der SHR-100-Versuche ein annähernd horizontaler Rissast zum Auflager hin. Genau entgegengesetzt verhielten sich die Risse des langen Feldes. Verzweigte Risse traten beim dünneren SHR-Profil auf, während es bei der größeren Blechstärke zu vereinzelt Biegerissen kam (Abb. 4- 21).



Abb. 4- 21: Typisches Rissbild für Super-Holorib51, $t = 1,00\text{mm}$

4 Versuche mit Verbunddecken

Darüber hinaus zeigte sich bei allen Versuchen dieser Gruppe eine weitere Rissbildung auf der Stirnseite der Prüfkörper. Die Risse entstehen an den Obergurtkanten des Profils. Sie verlaufen schräg bis zur Bauteiloberseite. In der Regel waren diese Risse an zwei der Profilrippen zu erkennen. Einige Versuche rissen jedoch an allen Hochsicken. Nach Überschreiten der Höchstlast rissen die Versuchskörper über die gesamte Schublänge längs auf. Bei den Versuchen mit konventionellem Leichtbeton von Faust [23] und Kessler [24] wurden ebenfalls ein Längsaufreißen der Prüfkörper im Bereich der Schublänge beobachtet.



Abb. 4- 22: Längsrisse über den Sicken eines SHR-Profiles, Blechdicke $t = 0,75\text{mm}$



Abb. 4- 23: Längsrisse über den Sicken eines SHR-Profiles, Blechdicke $t = 1,00\text{mm}$

Das auftretende Rissbild entspricht dabei keinem reinen Längsschubversagen sondern einer Kombination aus Querkraft- und Längsschubversagen. Das beabsichtigte Längsschubversagen ist geprägt durch einen steilen Hauptriss, der ausgehend vom Blech in Richtung der Lasteinleitung verläuft. Der Rand-Betonkörper wird über die Profiltafel geschoben. Mit zunehmendem Schlupf schnürt der Riss die Druckzone ein und die Durchbiegung wächst stark an. Das aufgenommene Rissbild mit den abknickenden Querrissen deutet auf den klassischen Schubbruch von Bauteilen ohne Querbewehrung. Die gegenseitig versetzten Rissufer zeigen das Ablösen des Betons von der Profiltafel und die Aktivierung der Klemmkkräfte durch hinterschnittene Geometrie. Die Längsrisse, die von den Ecken der Hochsicken ausgehen, zeigen, dass die Zugtragfähigkeit des Deckenbetons in Querrichtung durch die Übertragung der Verbundkräfte vollständig ausgenutzt wird, so dass es hier bei großen Verformungen zum Versagen kommt.

4.6.4 Versuchsergebnisse Gruppe 3

Alle in Gruppe 3 enthaltenen Probekörper wurden mit einer Leichtbetonmischung der Rohdichteklasse D1.6 hergestellt. Die Versuche wurden in einer 3-Punkt-Biegeprüfung getestet. Dabei wurde das Stahlblech des Typs Cofrastra40 (C40) verwendet. Das C40-Profil ist dem Super-Holorib SHR-Profil geometrisch ähnlich. Es ist ebenfalls genoppt und hinterschnitten, allerdings ist die Profilform deutlich stärker ausgerundet und die Höhe ist niedriger. Da mit diesem Profil eine etwas schlechtere Verbundwirkung erwartet wurde, wurden die Versuche mit einer Länge von **420cm** größer als bei den SHR-Versuchen gewählt. Aufgrund der vorliegenden Ergebnisse mit den HR- und SHR-Profilen wurde hier auf eine Variation der Betonrohddichte verzichtet. Die Blechdicke betrug **0,75mm**. Die Bleche haben aufgrund der geringeren Höhe eine kleinere Eigensteifigkeit als SHR-Bleche gleicher Dicke.

Trag- und Verformungsverhalten

Abb. 4- 24 zeigt in einer Aufstellung die Versuche der Gruppe 3. Aufgetragen ist die Pressenkraft über der Durchbiegung unterhalb der Lasteinleitung. Alle Versuche zeigen einen steilen Anstieg der Kraft bis zum Lösen des Haftverbundes. Bis zum Erreichen des Erstschlupfes waren keinerlei Besonderheiten festzustellen. Nach dem Entlasten wurden bleibende Verformungen von **0,9mm** bis **1,5mm** aufgezeichnet. Die Wiederbelastungskurven verlaufen parallel zum Erstbelastungsverlauf und knicken nach dem Erreichen der Kraft bei Erstschlupf $F_{0,1}$ leicht ab. Alle Versuche dieser Serie sind als duktil zu bezeichnen.

4 Versuche mit Verbunddecken

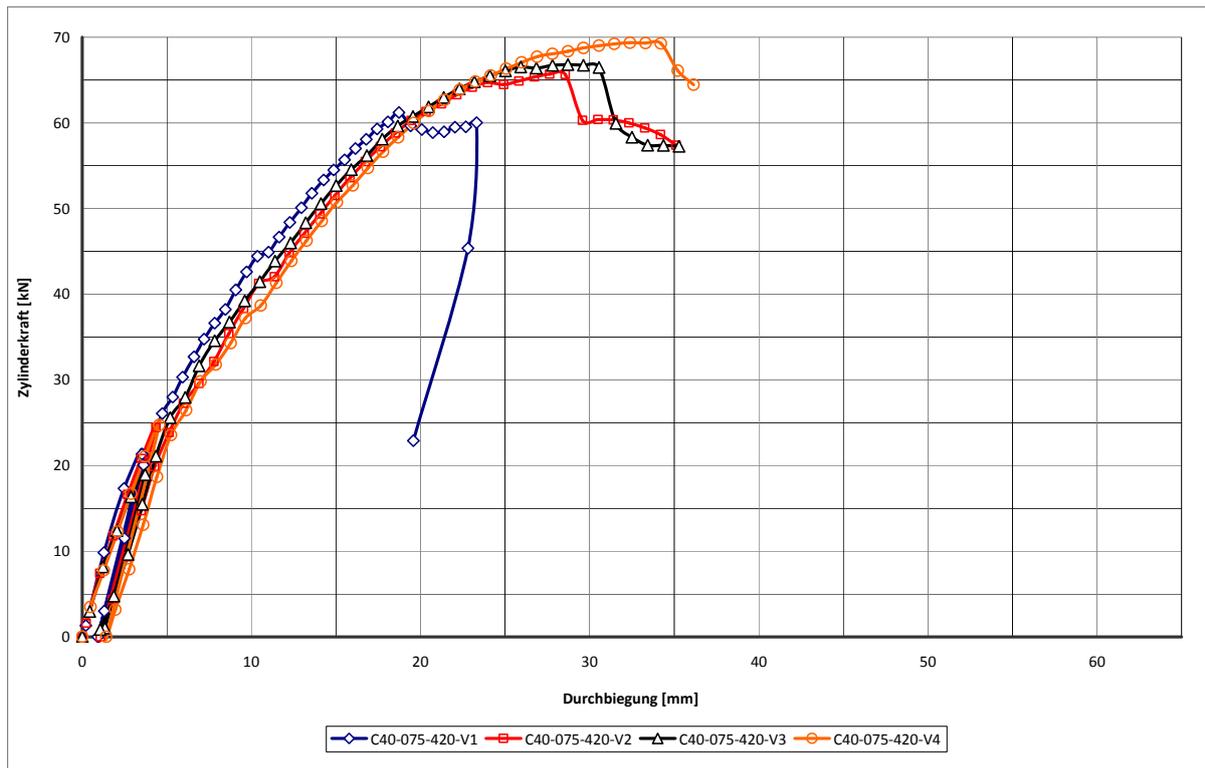


Abb. 4- 24: Last-Verformungsdiagramm der Versuche C40-075-420-V1 bis -V4. Leichtbetonklasse D1.6

Auftretende Risse im Querrichtung erzeugten nur leichte Lastabfälle. Das Lastniveau der Bruchlast kann nicht gehalten werden, sondern fällt nach Überschreiten der Bruchlast stark ab. Tab. 4- 10 gibt eine Übersicht über die spezifischen Versuchsergebnisse.

Tab. 4- 10: Versuchsergebnisse Gruppe 3

	$F_{ES=0,1mm}$ [kN]	F_u [kN]	Laststeigerung [-]	M [kNm]	M_{pl} [kNm]	M/M_{pl} [-]	Rohdichteklasse [kg/dm ³]
C40-075-420-V1	21,98	61,47	180%	34,11	40,72	84%	1,6
C40-075-420-V2	24,60	65,72	167%	36,37	40,72	89%	
C40-075-420-V3	20,45	66,80	227%	36,94	40,77	91%	
C40-075-420-V4	25,75	69,37	169%	38,31	40,77	94%	

Auswirkungen der getroffenen Parameterkombinationen

Für den Blechtyp Cofrastra40 wurden keine Variationen geplant.

Rissverhalten und Versagen

Bei allen Verbunddeckentypen der Gruppe 3 traten frühzeitig Risse innerhalb der Schublänge auf. Die unsymmetrische Versuchsanordnung des 3-Punkt-Biegeversuchs unterteilt den Verbundkörper in ein kurzes und ein langes Feld mit unterschiedlicher Querkraftbeanspruchung. Im kurzen Feld, im Bereich maximaler Querkraft traten im Abstand $1,5 \cdot h_c$ bis $2,0 \cdot h_c$ von der Lasteinleitung entfernt, die ersten Schubrisse auf. Diese Risse erweiterten sich im Verlauf der Versuchsdurchführung. Bei Erreichen der Höchstlast trat Schubversagen ein. Das Versagen ist dabei in der Regel durch diagonal im Aufbeton zwischen Plattenaufleger und Lasteinleitung verlaufenden Schubriss gekennzeichnet (Abb. 4- 25). Diese Risse erzeugten einen schlagartigen Lastabfall. Die Körper wurden weiter weggeregelt belastet, wobei die Last deutlich abfiel. Mit zunehmender Verformung traten weitere Schubrisse auf.



Abb. 4- 25: Typisches Rissbild für Cofrastra40, $t = 0,75\text{mm}$

Der größte Riss verbindet sich zu dem mit den an der Stirnseite auftretenden Rissen. Dies ist ein markanter Unterschied im Vergleich zu den Rissbildern der übrigen Verbunddecken. Dort zeigte sich, dass sich die Risse der Stirnseite bis zu der Verbunddeckenoberkante ausbreiten und den Betonkörper spalten. In der Regel verzweigten sich die Risse beim C40-Profil nicht bis hin zur Oberkante sondern verliefen von der Profilblechoberkante schräg bis zum Seitenrand und trafen dort auf den entgegenkommenden Schubriss (Abb. 4- 26).



Abb. 4- 26: Längsschneide über den Sicken eines C40-Profils

4.6.5 Versuchsergebnisse Gruppe 4

Gruppe vier betrachtet das Tragverhalten des offenen Cofraplus C60-Profils. Dieses Profil kann aufgrund seiner Geometrie keine Klemmwirkung erzeugen. Zur Verdübelung sind im Stegbereich gegenläufige Sicken angeordnet. Die Blechdicke betrug bei allen Versuchen **0,75mm**. Durch die größere Höhe des Profils besitzt das Blech im Bauzustand eine hohe Steifigkeit und kann damit große Spannweiten erreichen. Die Geometrie führt zu einem geringeren Stahlverbrauch. Durch die Verwendung von Coils in Standardbreiten in der Blechfertigung ergibt sich so eine große Blechbreite von **108cm**. Das C60-Profil wurde in Kombination mit einem Leichtbeton der Klasse D1.6 untersucht.

Trag- und Verformungsverhalten

In der Übersicht (Abb. 4- 27) sind die Last-Verformungskurven der Versuche des Blechtyps Cofraplus60 aufgetragen. Die Kurven zeigen eine sehr gute Übereinstimmung bei der Traglast und den zugehörigen Verformungen. Auffällig sind die stark voneinander abweichenden Lasten bei Erstschlupf. In dieser Hinsicht liefern nur die Tastversuche **T1** und **T2** aussagekräftige Ergebnisse. In den weiteren Versuchen **C60 – 075 – 460 – V1** bis **C60 – 075 – 460 – V2** konnte das Lösen des Haftverbundes nicht eindeutig bestimmt werden. Grund dafür war, dass bereits beim Einbau der Versuchskörper Schädigungen im Bereich des Haftverbundes zu erkennen waren. Dies war auf frühzeitige Erschütterungen der Verbunddecken nach der Betonage zurückzuführen. Ein eindeutiger Lastabfall in Verbindung mit einem Schlupfzuwachs

4 Versuche mit Verbunddecken

war bei der Versuchsdurchführung nicht erkennbar. Der Endschlupf nahm statt dessen schnell größere Werte an, ohne dass ein Lastabfall infolge Überwinden des Haftverbunds erkennbar war.

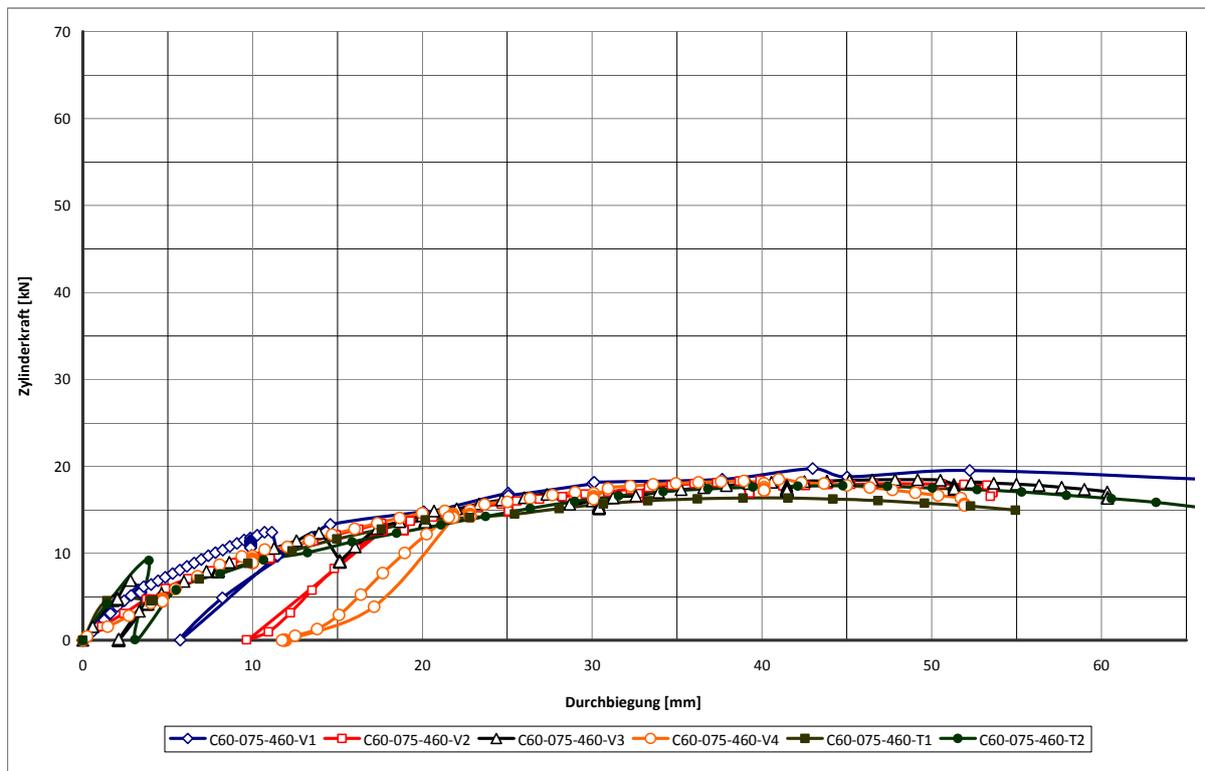


Abb. 4- 27: Last-Verformungsdiagramm der Versuche C60-075-460-T1 und -T2 sowie C60-075-460-V1 bis -V4. Leichtbetonklasse D1.6

Der Blechtyp C60 zeigt in Kombination mit Leichtbeton ein äußerst duktilen Verhalten. Es traten sehr große Verformungen auf. Das erreichbare Lastniveau ist allerdings im Vergleich zu den anderen getesteten Blechtypen gering. Tab. 4- 11 zeigt eine Zusammenfassung der Versuchsergebnisse. In Abb. 4- 28 ist ein Körper nach Beendigung des Versuchs dargestellt.

Tab. 4- 11: Versuchsergebnisse Gruppe 4

	$F_{ES=0,1mm}$ [kN]	F_u [kN]	Laststeigerung [-]	M [kNm]	M_{pl} [kNm]	M/M_{pl} [-]	Rohdichteklasse [kg/dm ³]
C60-075-460-T1	9,09	16,38	80%	14,52	54,34	27%	1,6
C60-075-460-T2	10,48	17,78	70%	15,55	54,30	29%	
C60-075-460-V1	12,40	20,13	62%	17,11	43,29	40%	1,6
C60-075-460-V2	13,40	18,30	37%	15,77	43,29	36%	
C60-075-460-V3	8,50	18,80	121%	16,14	43,29	37%	
C60-075-460-V4	15,00	18,64	24%	16,03	43,29	37%	

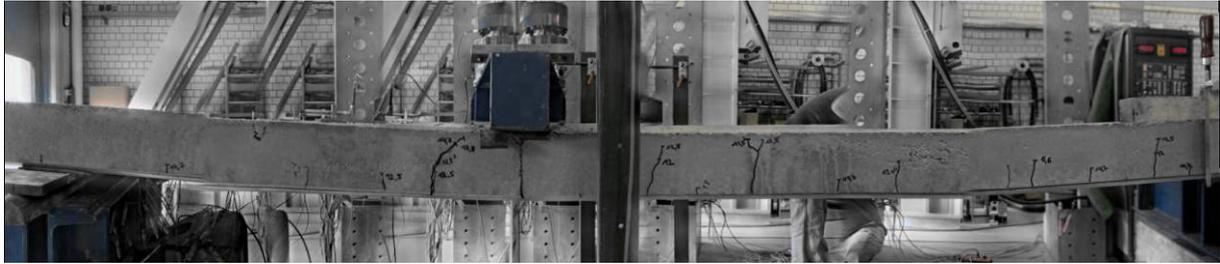


Abb. 4- 28: Typische Rissbildung einer C60-Verbunddecke, kurz vor Versuchsabbruch

Auswirkungen der getroffenen Parameterkombinationen

Bei diesem Blechtyp wurden keine Parametervariationen ausgeführt. Die Tastversuche wurden jedoch mit einem Beton durchgeführt der noch nicht der finalen Betonrezeptur entsprach. Die Materialkennwerte unterscheiden sich allerdings nur geringfügig. Auswirkungen im Trag- oder Verformungsverhalten sowie Rissverhalten waren nicht erkennbar. Die Bleche aller Versuche entstammten der gleichen Charge.

Rissverhalten und Versagen

Die sechs Versuche hatten neben einem ähnlichen Trag-Verformungsverhalten auch ein gleiches Riss- und Versagensbild. Aufgrund der großen Spannweite traten während der Versuchsdurchführung mehrere Biegrisse im langen Feld auf (Abb. 4- 28). Endgültiges Versagen trat bei allen Versuchen dieser Serie durch einen breiten Schubriss im kurzen Feld nahe der Lasteinleitung ein. Bei den Versuchen **C60 – 075 – 460 – V1** bis **C60 – 075 – 460 – V2** wurden vor der Versuchsdurchführung bereits Risse markiert. Diese sind auf die gestörte Verbundwirkung an den äußeren Rippen zurückzuführen und während des Transportes entstanden. Die im Versuch erzeugten Risse verliefen dann selten direkt über den bereits vorhandenen Rissen weiter.

Auffällig waren Risse an der Stirnseite der Verbunddecken. Ausgehend von den Ecken des Profilobergurtes wuchsen die Risse bis zur Oberkante des Aufbeton (Abb. 4- 29). Sie führten jedoch lediglich zu Lastabfällen und nicht zu einem Versagen oder Spalten des Aufbetons.

Die in den Versuchen gefundenen Verbundspannungen können aufgrund der Vorschädigung der Versuchskörper lediglich als untere Grenzabschätzung der tatsächlichen Verbundwirkung einer ordnungsgemäß ausgeführten Leichtbeton-Verbunddecke mit Cofraplus60-Blechen angesehen werden.



Abb. 4- 29: Längsriss über den Sicken eines C60-Profils

4.6.6 Versuchsergebnisse Gruppe 5

Das Verbundblech Cofrastra70 (C70) ist mit **70mm** Höhe das höchste Profil im Test. Aus der großen Höhe resultiert eine hohe Steifigkeit, welche wiederum eine große Spannweite im Bauzustand ermöglicht. Mit **500cm** sind die Versuchskörper der Gruppe 5 im Vergleich die längsten Verbunddecken in diesem Forschungsprojekt. Das Profil besitzt im oberen Bereich eine geringfügige Hinterschneidung. Auf dem Obergurt sitzt eine Reihe gewalzter Noppen und auf dem Steg sind ebenfalls längliche Noppen zur Verbesserung der mechanischen Verdübelung angeordnet. Die finalen Verbunddecken dieser Variante wurden mit einer Betonmischung der Dichte $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ hergestellt. Für den Beton der Tastversuche wurde eine Dichte von $\rho \approx 1,7 \text{ kg/dm}^3$ ermittelt.

Trag- und Verformungsverhalten

Zur besseren Übersicht wurden die Trag-Verformungskurven in zwei getrennten Abbildungen aufgezeichnet. Dabei werden die Tastversuche in Abb. 4- 30 und die abschließenden Versuche in Abb. 4- 31 gezeigt.

Hinsichtlich ihrer aufnehmbaren Höchstlast weichen die durchgeführten Versuche nur geringfügig voneinander ab. Auffällig ist das sehr späte Eintreten eines Erstschlupfes. Bei Lösen des Haftverbundes wurde ein schlagartiger sehr hoher Anstieg des Schlupfes gemessen. Diese Relativverschiebungen zwischen Blech und Beton lagen dabei im Bereich von **1mm** bis **1,5mm**. Durch die so erreichten hohen

4 Versuche mit Verbunddecken

Lasten bei Erstschlupf wurden bereits große bleibende Durchbiegungen in den Versuchskörpern hervorgerufen. Die Last-Durchbiegungskurve bei der Wiederbelastung ist deutlich weicher als bei der Erstbelastung. Es wurden nur wenige sehr kleine Lastabfälle ohne sichtbare Rissbildung aufgezeichnet.

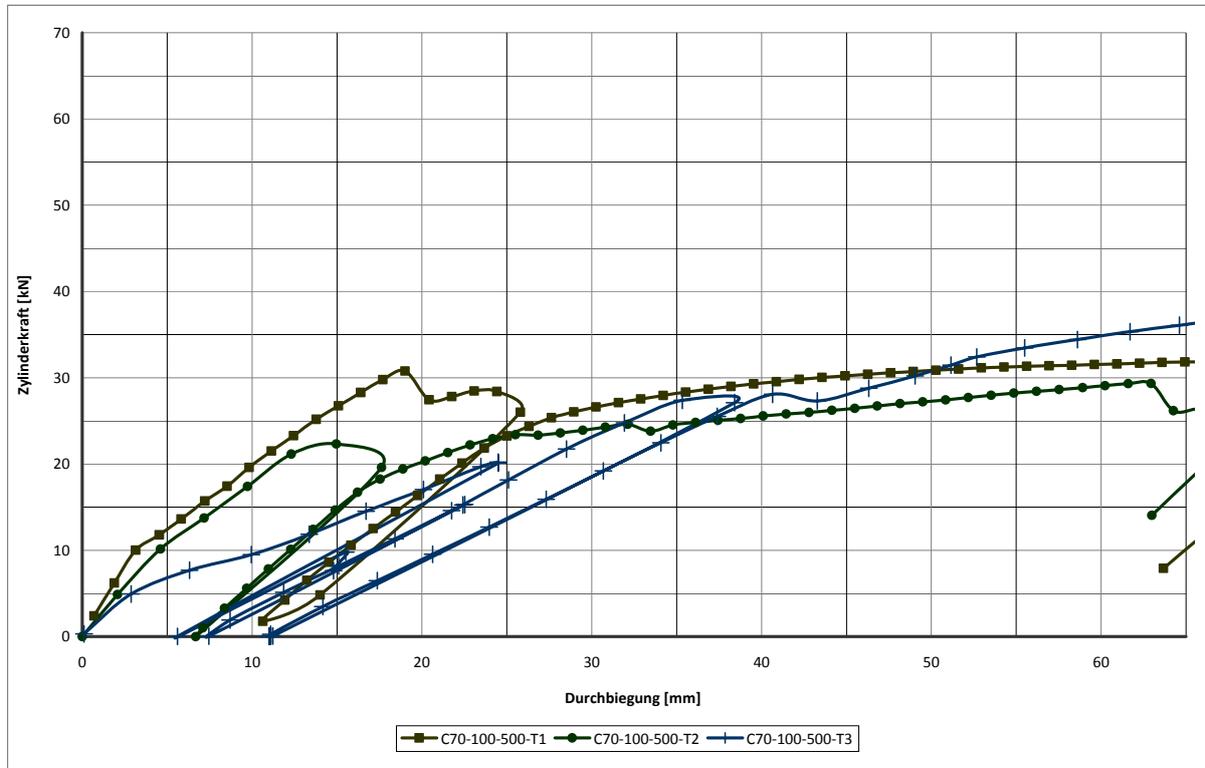


Abb. 4- 30: Last-Verformungsdiagramm der Versuche C70-075-460-T1 und -T4. Leichtbetonklasse D1.6

4 Versuche mit Verbunddecken

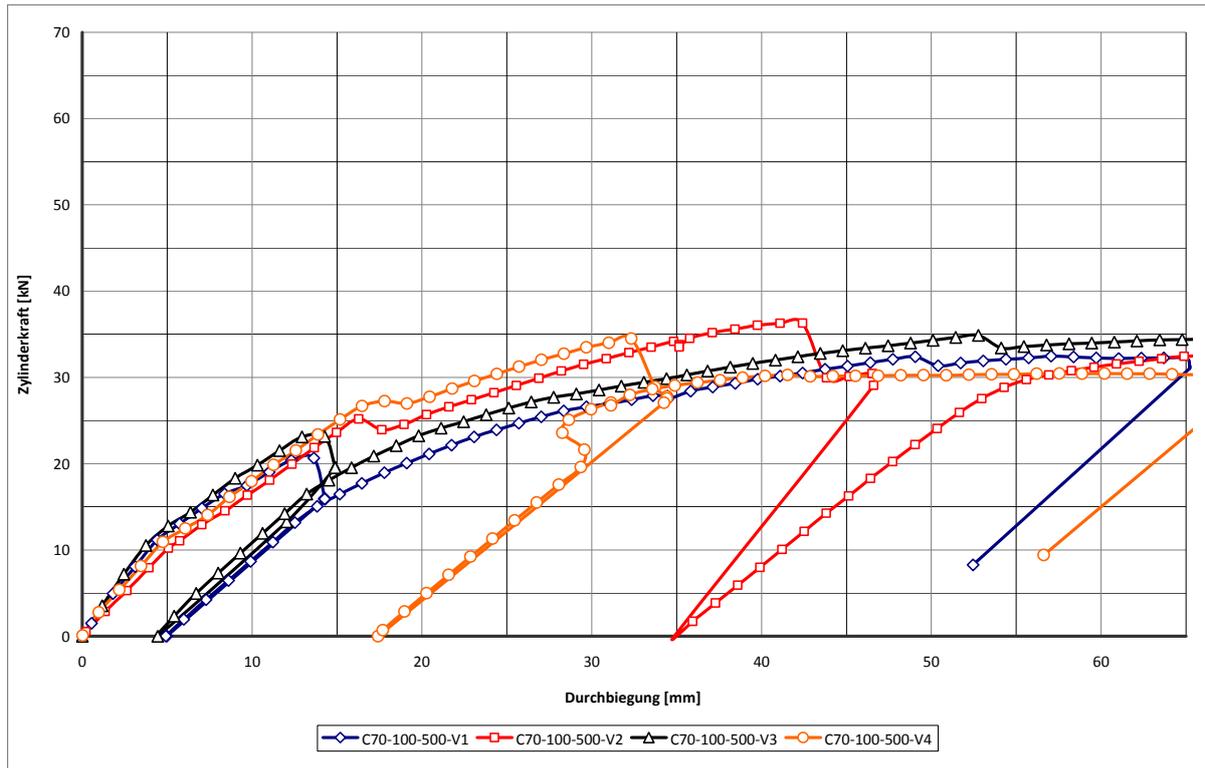


Abb. 4- 31: Last-Verformungsdiagramm der Versuche C70-075-460-V1 und -V4. Leichtbetonklasse D1.6

Der Tastversuch **C70 – 100 – 500 – T3** wurde als 4-Punkt-Biegeversuch nach Eurocode 4 durchgeführt. Allerdings wurde der Haftverbund hier statisch gelöst. Der Kurvenverlauf ist ähnlich wie bei den Referenzastversuchen. Die erreichten Verformungen sind allerdings wesentlich höher. Es traten beidseitig hohe Relativverschiebung zwischen dem Blech und dem Aufbeton auf.

Tab. 4- 12: Versuchsergebnisse Gruppe 5

	$F_{ES=0,1mm}$ [kN]	F_u [kN]	Laststeigerung [-]	M [kNm]	M_{pl} [kNm]	M/M_{pl} [-]	Rohdichteklasse [kg/dm ³]
C70-100-500-T1	23,30	32,13	38%	27,93	42,43	66%	1,7
C70-100-500-T2	18,40	29,39	60%	25,74	42,43	61%	
C70-100-500-T3	26,54	41,75	57%	29,94	42,47	71%	
C70-100-500-V1	21,00	32,48	55%	28,32	42,67	66%	1,6
C70-100-500-V2	31,00	36,52	18%	31,55	42,67	74%	
C70-100-500-V3	23,80	35,50	49%	30,76	42,67	72%	
C70-100-500-V4	32,00	35,00	9%	30,36	42,67	71%	



Abb. 4- 32: Typische Rissbildung einer C70-Verbunddecke, kurz vor Versuchsabbruch

Auswirkungen der getroffenen Parameterkombinationen

Innerhalb der fünften Gruppe sind zwei Variationen zu unterscheiden, die Rohdichteklasse des verwendeten Leichtbetons und der Versuchsaufbau. Die Variation des Leichtbetons führte bei der Auswertung zu keinen erkennbaren Unterschieden. Dies lässt sich dadurch erklären, dass sich die Betone in den für das Tragverhalten maßgebenden Kennwerten nur sehr geringfügig unterschieden. Werden die Versuchsergebnisse des 4-Punkt-Biegeversuchs mit den Ergebnissen der 3-Punkt-Biegeversuche verglichen, so liegen alle Ergebnisse im Bereich der erwarteten Streuungen. Der Versuchskörper mit 4-Punkt-Belastung zeigte im Feld mehr Risse. Versagen trat ebenfalls durch das Aufreißen des Betons parallel zur Spannrichtung entlang der Hochsicken ein. Höchstlasten und Verformungen liegen für alle Versuche ebenfalls in einem vergleichbaren Bereich. Die aufgezeichneten Werte für Schlupf zeigten, dass bei einer 4-Punkt-Belastung höhere Relativverschiebungen auftraten.

Rissverhalten und Versagen

Im Gegensatz zu den ebenfalls sehr langen C60-Verbunddecken war hier lediglich ein Riss im langen Feld zu erkennen (Abb. 4- 32). Bei allen sieben Versuchen kam es zu einer intensiven Rissbildung im kurzen Feld. Meist traten drei große Biegeschubrisse im Abstand $1,2 \cdot h_c$, $2,0 \cdot h_c$ und $3,0 \cdot h_c$ auf. Endgültiges Versagen trat in Verbindung mit einem mehrfachen Aufreißen des Aufbetons parallel zur Spannrichtung ein (Abb. 4- 33). Wie auch die C60-Prüfkörpern rissen die C70-Prüfkörper frühzeitig an der Stirnseite auf. Diese Risse wuchsen zunächst langsam bis zur Oberkante des Aufbetons. Nach weiterer Laststeigerung und Überschreitung der maximalen Versuchslast wurde dann der Beton entlang der Blechsicken aufgespalten.



Abb. 4- 33: Typisches Längsschubversagen eines C70-Profils in Verbindung mit Leichtbeton



Abb. 4- 34: Längsrisse über den Sicken eines C70-Profils

4.6.7 Typische Traglast- und Verformungsverläufe

Neben den vorangehenden Betrachtungen der einzelnen Versuchsgruppen wurden aus der Vielzahl der Versuchskörper für jeden Blechtyp exemplarisch ein Probekörper mit typischem Trag- und Verformungsverhalten sowie dazugehöriger Schlupfentwicklung ausgewählt und hier vorgestellt.

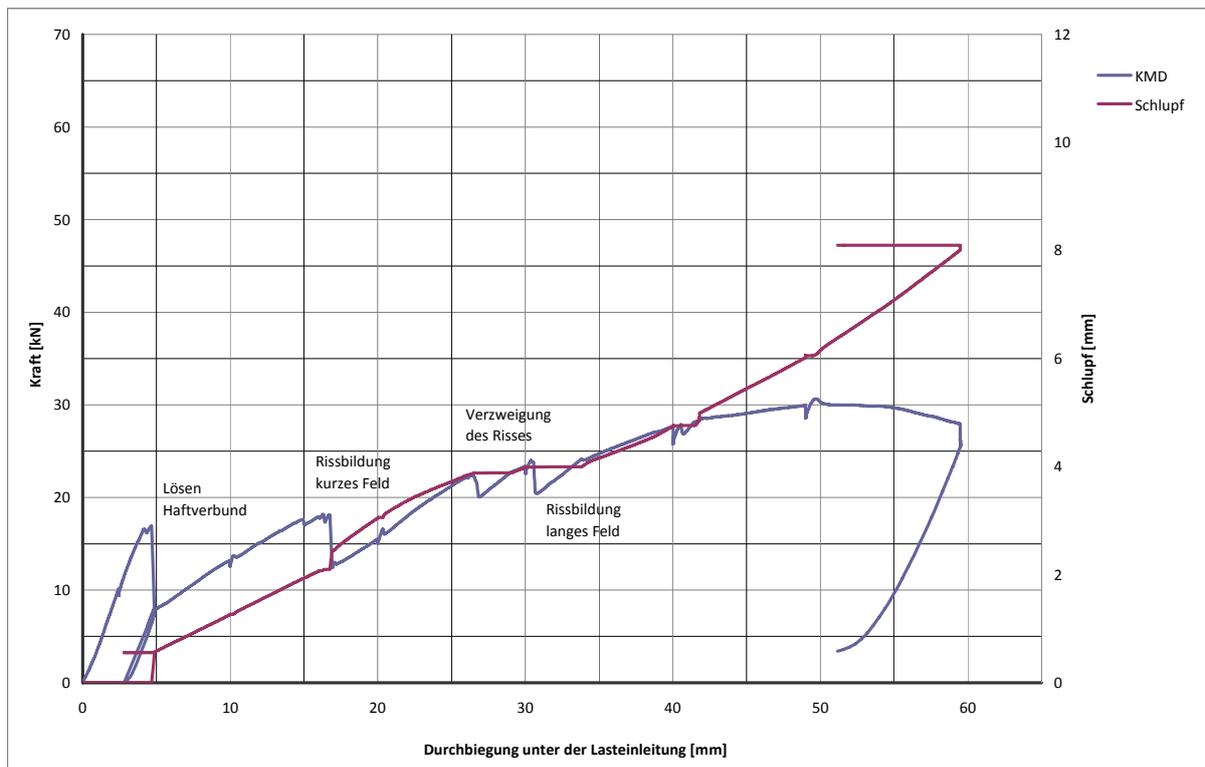


Abb. 4- 35: Trag- und Verformungsverhalten inkl. der Schlupfentwicklung des Versuches HR-100-420-V8

4 Versuche mit Verbunddecken

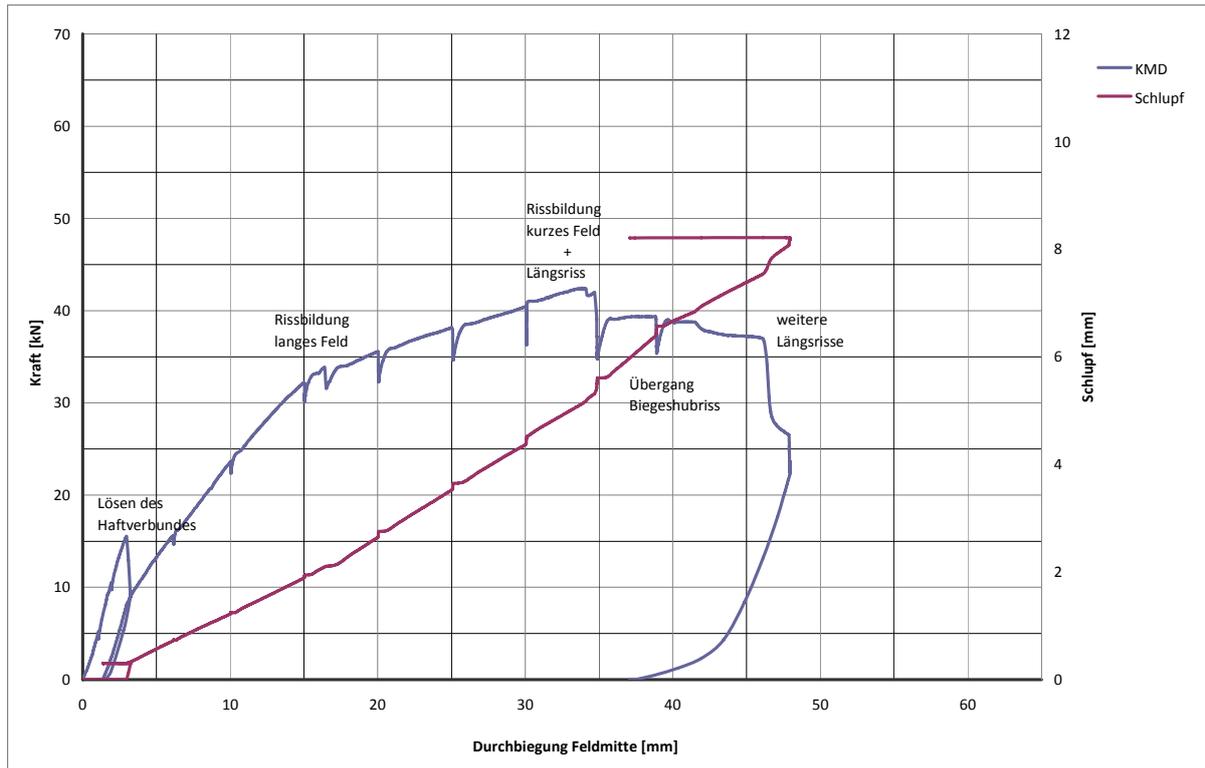


Abb. 4- 36: Trag- und Verformungsverhalten inkl. der Schlupfentwicklung des Versuches SHR-075-340-V7

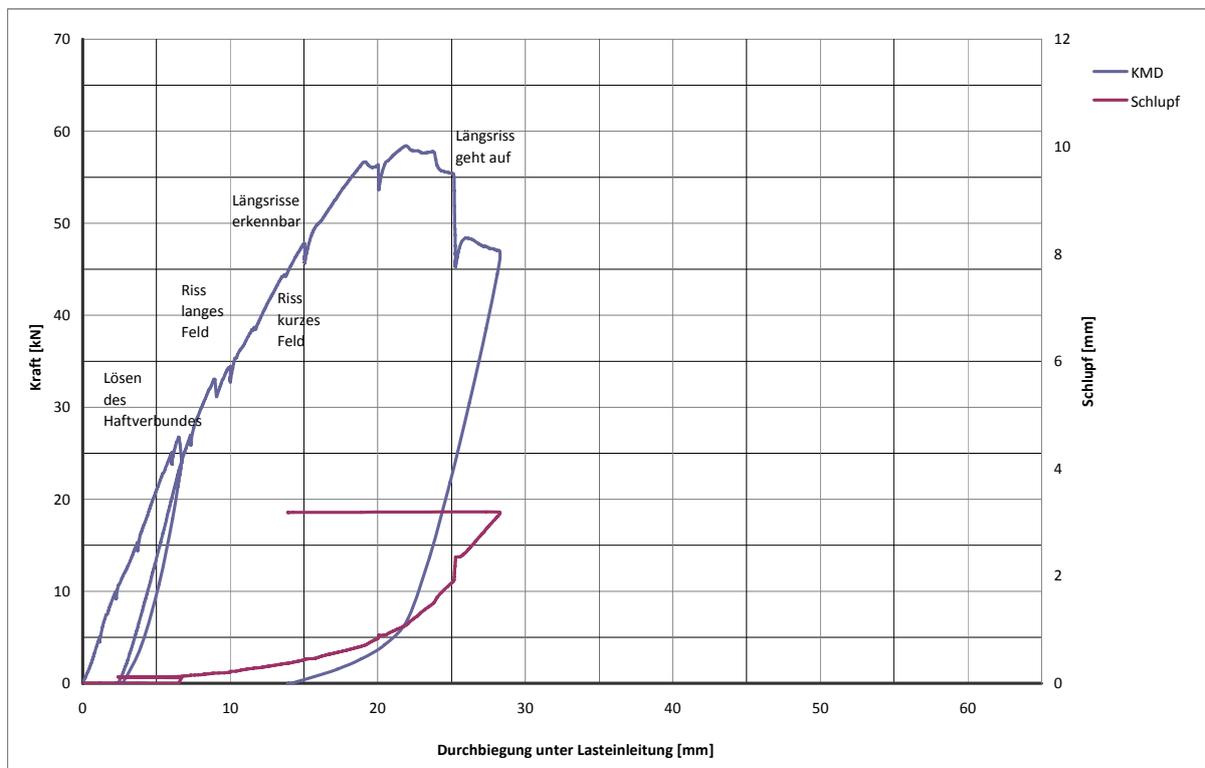


Abb. 4- 37: Trag- und Verformungsverhalten inkl. der Schlupfentwicklung des Versuches SHR-100-340-V6

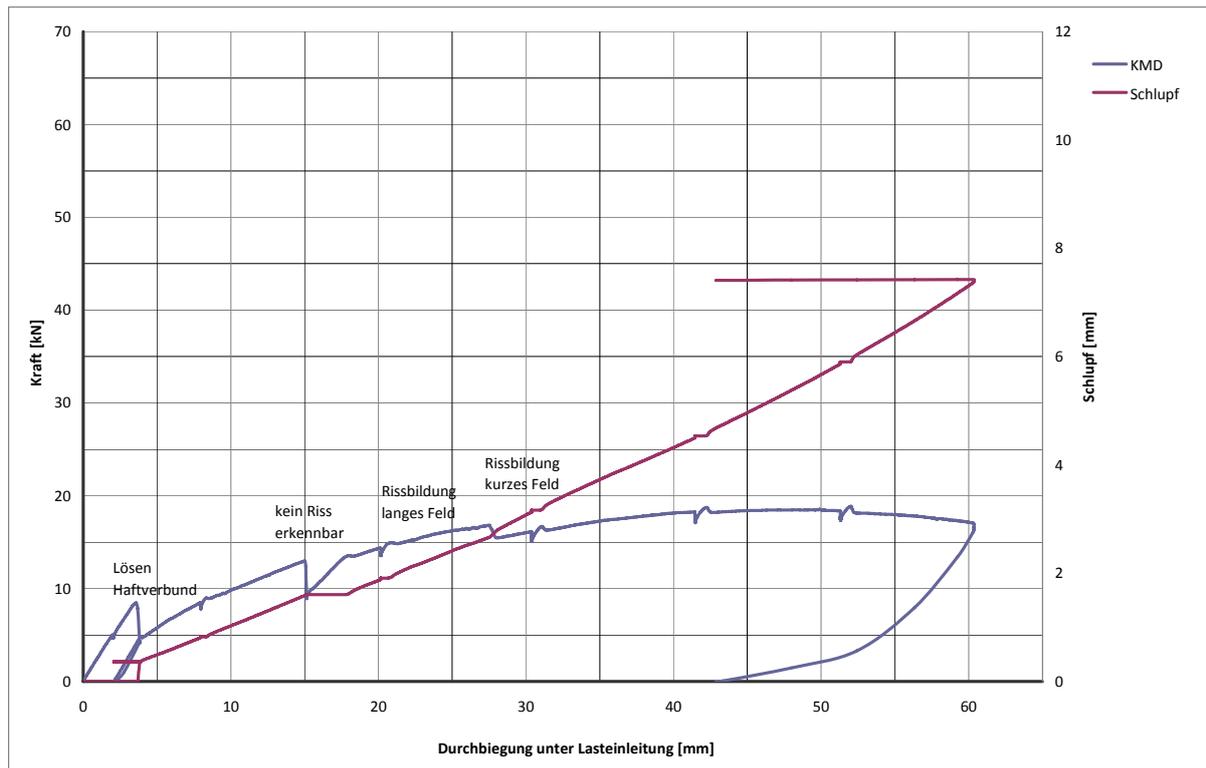


Abb. 4- 38: Trag- und Verformungsverhalten inkl. der Schlupfentwicklung des Versuches C60-075-420-V3

Im direkten Vergleich bestätigen sich die Erwartungen. Mit steigender Blechsteifigkeit und wachsender mechanischer Verdübelung verbessern sich die Trag- und Verformungseigenschaften der Decken. Allerdings ist dabei zu berücksichtigen, dass die einzelnen Versuchskörper nicht alle die gleichen Deckenlängen besaßen.

So gilt es, im Vergleich der Decken die wesentlich größere Spannweite der Cofraplus-Decke zu beachten. Zusätzlich wird bei dem Cofraplus das Abheben des Betons aufgrund einer offenen Profilblechgeometrie nicht verhindert. Diese Punkte führen zu einem wesentlich weicherem Tragverhalten, welches durch große Verformungen und einer geringeren Tragfähigkeit geprägt ist. Die messbaren Relativverschiebungen lagen im Mittel bei 6 mm bei einer gemittelten aufnehmbaren Traglast von circa 19 kN. Die Schlupfwerte des 0,75mm starken Super-Holorib Profiles lagen bei einem gemittelten Wert von 7,5 mm und erzielten eine Traglast von 43 kN, bei kleiner Spannweite. Durch die bessere mechanische Verdübelung des steiferen 1,00 mm starken Super-Holorib Blechs konnten kleiner Verformungen und kleinere Relativverschiebungen zwischen blech und Beton erzielt werden. Der Schlupf betrug im Mittel 5 mm. Zudem wurde eine Traglaststeigerung auf 58 kN gemessen.

Die bei dem Holorib-Blech während der Versuchsdurchführung auftretenden Lastabfälle waren im Vergleich zu den anderen getesteten Profiltypen sehr deutlich. Werden die unterschiedlichen Versuchskörperlängen bei der Beurteilung vernachlässigt, lässt sich bei der Gegenüberstellung der Abb. 4- 35 und Abb. 4- 37 die Wirkung der ins Blech eingepprägten Noppen veranschaulichen. Neben der Traglaststeigerung bei

gleichzeitiger Minimierung des Schlupfes verstärkt sich die mechanische Verdübelung derart, dass es bei den Versuchen mit Noppen zu der bereits erwähnten Rissbildung an den Stirnseiten der Prüfkörper kommt. Da eine solche Rissbildung bei Versuchen mit Normalbeton bisher noch nicht dokumentiert wurde, lässt sich eine starke Abhängigkeit zwischen der eintretenden Rissbildung und den Materialkennwerten des Betons vermuten. Da bei den hier verwendeten Leichtbetonen im Vergleich zu Normalbetonen der E-Modul wesentlich kleiner ausfällt, wird hier nochmals die Bedeutung des Elastizitätsmoduls deutlich.

Da beim glatten Holorib-Blech die sog. Längsrisse nicht auftraten, bei dem Cofraplus Blechtyp jedoch schon, verstärkt sich der Eindruck, dass die Rissentstehung nicht nur mit dem Hinterschnitt zusammenhängt, sondern auch mit den im Blech eingepprägten Noppen oder Sicken. Eine mögliche Erklärung wäre die bei Belastung und der damit verbundenen Schlupfentwicklung auftretende Sickenverformung. Wenn sich der Betonkörper über die Noppen schiebt, führen deren Verformungen zu einer seitlich verstärkten Anpressung des Blechs an den Beton. Dies ist als einleitender Vorgang zu bewerten. Das glatte Holorib-Blech weist zwar in der rechnergestützten FEM-Analyse Zugspannungen im Obergurtbereich auf, diese liegen jedoch knapp unterhalb des kritischen Wertes. Eine Rissbildung liegt daher bei Erreichen der maximalen Traglast noch nicht vor. Bei den profilierten Blechen werden durch die eingepprägten Noppen und Sicken die Zugspannungen des eingesetzten Betons überschritten. Profilierte und zusätzlich hinterschnittene Blechtypen sind durch ihre höhere Klemmwirkung durch eine stärkere seitliche Pressung des Blechs an den Beton gekennzeichnet. Daneben wird das Aufreißen des Betons durch die scharfe Kantenführung an den Blechobergurten begünstigt. Diese Punkte sind Indizien für die bei hinterschnittenen Profilblechgeometrien wesentlich stärker auftretende Längsrisssbildung. In der Versuchsdurchführung zeigte sich dies darin, dass bei den hinterschnittenen und genoppten Blechtypen Super-Holorib und Cofrastra 70 die Prüfkörper längs aufrissen und bei dem offenen jedoch genoppten Cofraplus 60 die Risse lediglich vom Obergurt ausgehend hin bis zur Deckenoberkante verliefen ohne vollständig aufzureißen. Dazugehörige Bilder wurden bereits in den Kapiteln 4.6.2 bis 4.6.6 gezeigt. Eine höhere Betonzugfestigkeit würde einer frühzeitigen Rissbildung entgegenwirken. Andere Trageffekte würden dann an Bedeutung gewinnen.

4.6.8 Statistische Erfassung der Versuchsergebnisse nach Teilverbundtheorie

Die folgenden Tabellen enthalten die Mittelwerte, Standardabweichungen und die 5%-Quantile der Verbundspannungen nach Teilverbundtheorie. Dabei wurde die im Versuch erreichte Höchstlast als Versagenslast für das Längsschubversagen angesetzt. Soweit andere Versagensmechanismen maßgebend für das Bauteilversagen waren, stellen die so ermittelten Werte einen unteren Grenzwert der Längsschubtragfähigkeit dar. Die Auswertung erfolgte getrennt nach den Versuchsgruppen sowie innerhalb der Gruppen nach gleichen Abmessungen, gleicher Leichtbetoncharge und

4 Versuche mit Verbunddecken

des gleichen Blechtyps. Die Standardabweichung ermittelt sich nach den stochastischen Grundlagen für eine Stichprobe aus einer Grundgesamtheit. Für die Berechnung des 5%-Quantilwertes wird auf die Fachberichte von Fischer [20] verwiesen. Im Anhang befinden sich die zusätzlich ermittelten Teilverbundkurven.

Tab. 4- 13: Versuchsergebnisse des Holorib51, Blechdicke 1,00mm

HR-100-420		N_{cf} [kN]	τ_u [kN/m²]
Leichtbetonklasse D1.4			
Versuch 1 bis 4	Mittelwert	104,6	150,9
	Standardabweichung	14,0	20,2
	5% - Fraktile	61,2	88,3
Leichtbetonklasse D1.6			
Versuch 5 bis 8	Mittelwert	108,5	158,0
	Standardabweichung	14,1	20,6
	5% - Fraktile	64,5	94,0

Tab. 4- 14: Versuchsergebnisse des Super-Holorib51, Blechdicke 0,75mm

SHR-075-340		N_{cf} [kN]	τ_u [kN/m²]
Leichtbetonklasse D1.4			
Versuch 1 bis 4	Mittelwert	161,9	285,6
	Standardabweichung	13,7	24,2
	5% - Fraktile	119,2	210,3
Leichtbetonklasse D1.6			
Versuch 5 bis 8	Mittelwert	166,9	297,2
	Standardabweichung	9,2	16,3
	5% - Fraktile	138,4	246,5

Tab. 4- 15: Versuchsergebnisse des Super-Holorib51, Blechdicke 1,00mm

SHR-100-340		N_{cf} [kN]	τ_u [kN/m²]
Leichtbetonklasse D1.6			
Tastversuch 2 bis 8	Mittelwert	250,6	447,3
	Standardabweichung	38,0	65,4
	5% - Fraktile	150,4	275,0
Leichtbetonklasse D1.4			
Versuch 1 bis 4	Mittelwert	215,1	379,4
	Standardabweichung	15,3	27,0
	5% - Fraktile	167,6	295,7
Leichtbetonklasse D1.6			
Versuch 5 bis 12	Mittelwert	223,5	397,9
	Standardabweichung	21,2	37,7
	5% - Fraktile	174,6	310,9

Tab. 4- 16: Versuchsergebnisse des Cofrastra40, Blechdicke 0,75mm

C40-075-420		N_{cf} [kN]	τ_u [kN/m²]
Leichtbetonklasse D1.4			
Versuch 1 bis 4	Mittelwert	285,2	417,0
	Standardabweichung	19,3	28,2
	5% - Fraktile	225,4	329,5

4 Versuche mit Verbunddecken

Tab. 4- 17: Versuchsergebnisse des Cofrastra60, Blechdicke 0,75mm

C60-075-460		N_{cf} [kN]	τ_u [kN/m²]
Leichtbetonklasse D1.6			
Versuch 1 bis 4	Mittelwert	50,6	39,0
	Standardabweichung	19,5	15,2
	5% - Fraktile	-10,0	-8,0

Tab. 4- 18: Versuchsergebnisse des Cofrastra70, Blechdicke 1,00mm

C70-100-500		N_{cf} [kN]	τ_u [kN/m²]
Leichtbetonklasse D1.6			
Versuch 1 bis 4	Mittelwert	201,0	203,3
	Standardabweichung	25,7	22,0
	5% - Fraktile	121,1	135,1

Bei Versuchsgruppen mit weniger als vier Versuchen wurde auf eine statistische Auswertung verzichtet. Für solch geringe Versuchszahlen und bei der vorliegenden Streuung der erfassten Messwerte ergäben sich sehr geringe Quantilwerte. Hier sollte eine größere Anzahl an Probekörpern hergestellt und ausgewertet werden. Die hier angesprochen Versuchsgruppen betreffen die während des Projektes erstellten Tastversuche.

Wie bereits erwähnt wurde, ergeben sich infolge der gewählten 3-Punkt-biegeprüfung kleinere Traglasten. Da die Höchstlast als Versagenslast für das Längsschubversagen angesetzt wurde, sind Auswirkungen auf das Ergebnis des Flächenverbundes garantiert. Dennoch halten die Rechenwerte dem Vergleich gegenüber den in den Zulassungen angegebenen Werten stand. Dabei muss beachtet werden, dass sich die in den Tabellen angegeben Quantilwerte anhand einer minimalen Probenanzahl von vier Versuchskörpern errechnen. Wird von solch geringen Versuchszahlen mittels statistischer Rechengrundlagen auf eine normal verteilte Grundgesamtheit geschlossen, reduziert sich das Ergebnis erheblich. Als Vergleich sollten daher eher die Mittelwerte herangezogen werden.

Das Holorib51 Profil ist in Deutschland nur in Verbindung mit Endverankerungsmaßnahmen zugelassen. Dieser Zustand muss bei der Beurteilung der Ergebnisse berücksichtigt werden, denn wird eine Endverankerung vorgesehen reduzieren sich die ergebenden Verbundwerte. Dies steht im Zusammenhang mit dem frühzeitigen Wirken der Endverankerungsmaßnahme. Durch Kopfbolzendübel, Setzbolzen oder vergleichbare Vorkehrungen wird die Relativverschiebung zwischen Blech und Beton behindert. Dadurch werden lediglich geringe Schubkräfte aktiviert.

Die in diesem Projekt durchgeführten Versuche wurden ohne Endverankerung ausgeführt. Dies hat zur Folge, dass die Werte des Flächenverbundes speziell für das glatte Holorib-Blech höher ausfallen, als in der Zulassung angegeben.

Die Ergebnisse der Versuche mit Super-Holorib Profilen sind bei beiden Blechstärken mit den Werten der Zulassung gut vergleichbar. Dabei erreicht das 0,75mm star-

ke Super-Holorib-Blech ca. 75% der Verbundfestigkeit des 1,00mm starken Super-Holorib-Blechs. Die mögliche Steigerung steht in Verbindung mit der beim 1,00mm Blech vorhandenen höheren Eigentrageanteil.

Wie bereits erwähnt, wurde während der Herstellung und auch bei der Versuchsdurchführung der Versuchskörper mit dem Cofraplus 60 Profil ein fehlender Haftverbund festgestellt. Generell besaßen diese Probekörper einen äußerst schlechten Verbund. Mögliche Ursachen könnten eine zu steife SVB-Mischung, aber auch Transportschäden nach einem zu frühen Ausschalen gewesen sein. Die Auswirkungen dieses Zustandes sind in der Auswertung direkt zu erkennen. Große Streuungen in den Messwerten liefern einen wenig aussagekräftigen Mittelwert. Zugleich wurden lediglich vier Versuche durchgeführt. Die geringe Probenanzahl führt zu einem hohen k-Wert nach Fischer [20]. So ergeben sich aus der resultierenden Standardabweichung und dem hohen k-Wert minimale Werte für die 5% - Quantile. Diese Ergebnisse sollten demnach mit weiterführenden Versuchen größerer Anzahl validiert und wiederholt werden. In ähnlichem Maße betrifft dies auch die Versuchskörper der Gruppe 3. Bei den Versuchskörpern wurde das Cofrastra 40 Profil verwendet. Der sich aus der Auswertung der Versuche ergebende Flächenverbund nach der Teilverbundmethode liegt knapp 100% oberhalb des Zulassungswertes. Die kleine Probenanzahl und die zusätzlich vorliegenden hohen Streuungen erlauben keine fundierte Aussage.

Die 5. Gruppe, das heißt die Verbunddecken, welche mit dem Cofrastra 70 Profil ausgeführt wurden, waren während der Versuchsdurchführung schwer zu deuten. Die Auswertung des Schubverbundes liegt im Bereich der Zulassung. Die Streuungen waren ähnlich hoch wie bei den anderen Versuchen.

Generell ergaben sich für höherklassische Betone höhere Verbundfestigkeiten. Mit dem bei den Tastversuchen eingesetzten schweren Leichtbeton der Klasse D1.6 ergaben sich in der Gruppe 2 (SHR-Profile) die höchsten Verbundfestigkeiten. Da dieser Beton noch nicht der finalen Rezeptur entsprach und keine durchgängige Qualität erreichte sind in dieser Versuchsserie die größten Streuungen zu verzeichnen. Der Unterschied zwischen dem D1.4er und dem etwas schwereren D1.6er Beton liegt im Bereich von 10kN. In diesem Zusammenhang wurden in zwei Grafiken die Verbundspannung nach Teilverbundtheorie über dem Elastizitätsmodul des Betons und die Verbundspannung über der Betondruckfestigkeit aufgezeichnet. Damit ein Vergleich möglich ist, wurden lediglich erfasste Materialkennwerte von Versuchskörpern mit Super-Holorib gleicher Blechstärke eingetragen.

4 Versuche mit Verbunddecken

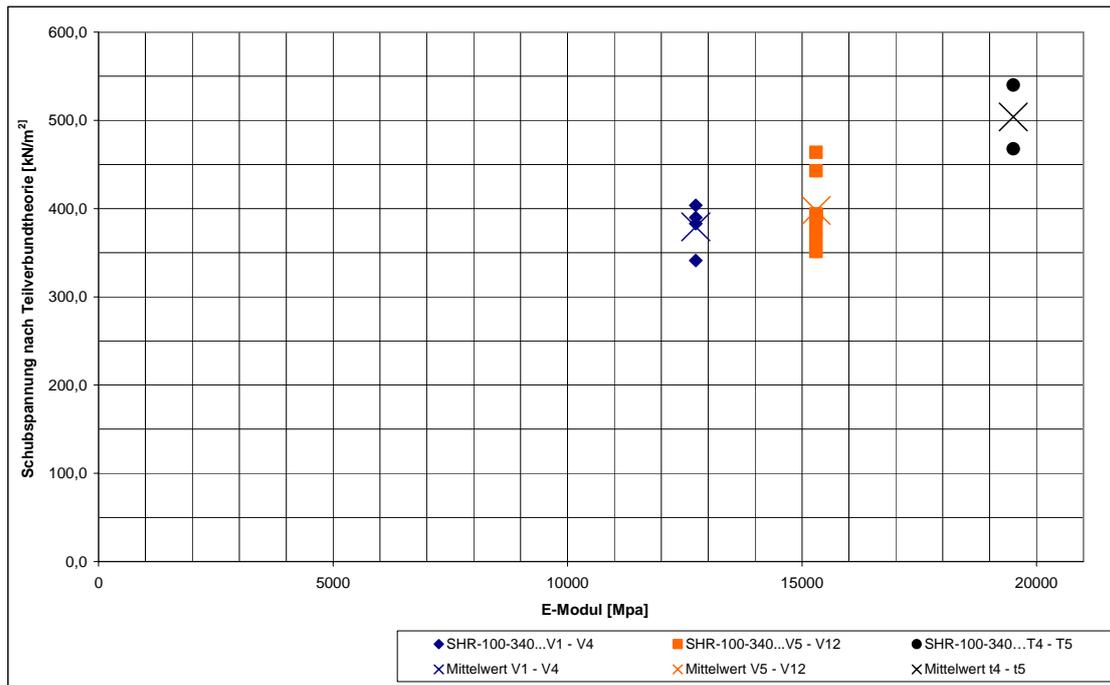


Abb. 4- 39: Aufstellung der nach Teilverbundtheorie ermittelten Schubspannung über dem Betonelastizitätsmodul

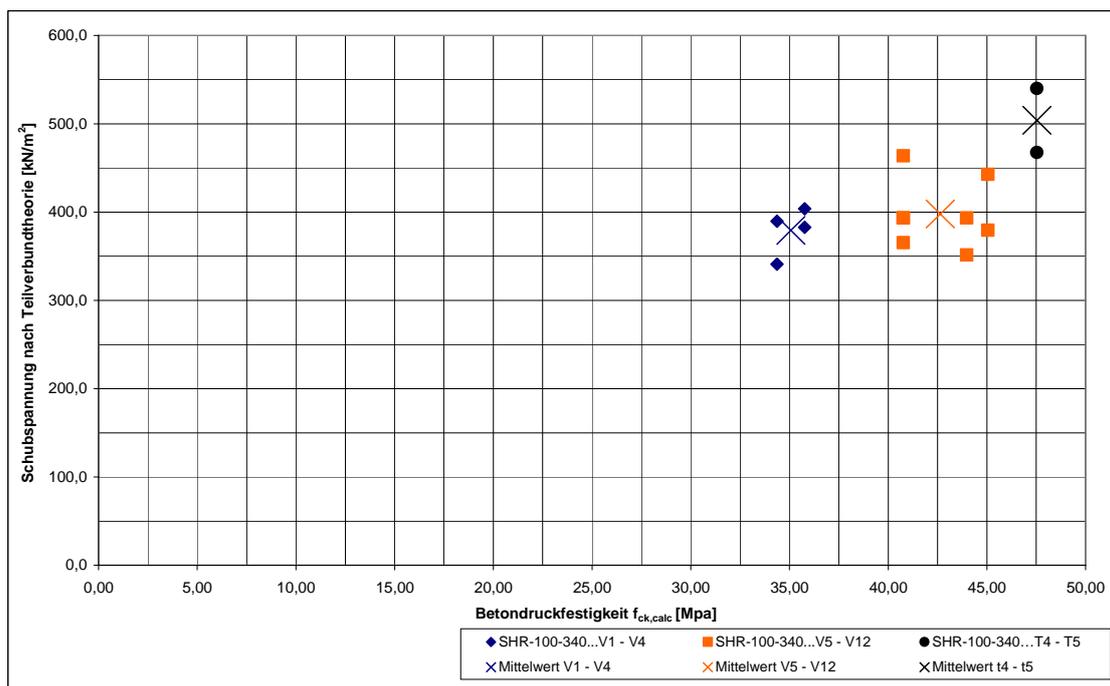


Abb. 4- 40: Aufstellung der nach Teilverbundtheorie ermittelten Schubspannung über der Betondruckfestigkeit

Zum Verständnis müssen an dieser Stelle einige Punkte näher erläutert werden. In der Abb. 4- 39 und der Abb. 4- 40 wurden die unterschiedlich erfassten Materialkennwerte drei verschiedener Betone erfasst und den nach der Versuchsdurchführung ermittelten Verbundspannungen gegenübergestellt. Somit stammen der E-

modul und die Betondruckfestigkeit von Leichtbetonen der Klasse D1.4 und D1.6. Der bei den beiden Tastversuchen verwendete Beton entstammte nicht der finalen Mischrezeptur. Seine Betonrohddichte entsprach dem oberen Grenzwert der Rohdichteklasse D1.6. Die E-modulprüfung wurde gemäß [5] nach 28 Tagen an drei zylindrischen Proben durchgeführt. Zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit wurden die Anordnungen nach [13] befolgt. Da die Versuchskörper zu unterschiedlichen Zeitpunkten getestet wurden, wurden jeweils zeitnah zur Versuchsdurchführung an drei Betonwürfeln die Betondruckfestigkeit ermittelt.

Die in den beiden Abbildungen aufgezeigte Tendenz entspricht der Erwartung. Mit steigendem Elastizitätsmodul wachsen auch die möglichen Schubspannungen an. Die Anforderungen an den E-Modul treten gerade bei der Verwendung von Leichtbeton stärker in den Vordergrund. Gerade für den Wunsch einer gesteigerten Leistungsfähigkeit ist ein optimierter E-Modul und eine verbesserte Betonzugfestigkeit von entscheidender Bedeutung. Da die Festigkeitsentwicklung eines Betons mit einem steigenden Elastizitätsmodul einhergeht, zeigt die zweite Abbildung die gleiche Tendenz.

4.6.9 Vergleich zwischen der rechnerischen Querkraft und der im Versuch erreichten maximal Querkraft

Die Querkrafttragfähigkeit der Versuchskörper wurden mit den nach den Berechnungsverfahren zu erwartenden Werten verglichen. Die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit unter Berücksichtigung der verankerten Bewehrung entsprechend DIN 1045 [4] wurde mit Mittelwerten der Materialkenngrößen durchgeführt.

Für diese Betrachtung wurden die innerhalb des Forschungsvorhabens mit einer Vielzahl von Dehnungsmessstellen versehen Versuchskörper herangezogen. Die damit aufgezeichneten Messwerte erlaubten eine genauere Berechnung der im Blech vorliegenden Dehnungs- und Spannungsverteilung. Anhand dieser Probekörper wurde eine Vergleichsrechnung erstellt, welche auf die Querkraftbemessung von Verbunddecken Bezug nimmt.

Zur Zeit erfolgt die Querkraftbemessung von Verbunddecken mit den Rechenregeln für Massivdecken. Diese Regeln stützen sich auf einer Vielzahl von Versuchen an plattenförmigen Massivbauteilen ab. Da in den hier vorliegenden Versuchen das Querkraftschubversagen als eine der maßgebenden Versagensmechanismen beobachtet wurde, wird anhand einer Nachrechnung überprüft, ob eine Anwendung der Bemessungsregeln für Massivdecken auf Verbunddecken bestätigt werden kann.

Für die Berechnung der rechnerischen Querkraft nach DIN 1045 [4] unter Berücksichtigung der verankerten Bewehrung (vgl. Gleichung 4.1) wurden zwei unterschiedliche Ansätze gewählt.

$$V_{Rd,ct} = \left[0,1 \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ctk})^{\frac{1}{3}} - 0,12 \sigma_{ctd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (4.1)$$

Zur Bestimmung des Längsbewehrungsgrades ρ_1 wurde die verankerte Zugkraft im Blech bei Bruchlast aus den Messwerten der DMS bestimmt. Zusätzlich wurden zur Umrechnung der anteiligen Blechkraft auf die Bewehrung, die beiden voneinander abweichenden Ansätze von Hanswille [22] und der DIN 1045 [4] berücksichtigt. Hanswille setzt die Nennspannung des Profilblechs an, um den Bewehrungsgrad der Decke zu bestimmen. Die DIN 1045 bezieht die Berechnung auf die Verwendung von Baustahl, so dass dort mit der charakteristischen Streckgrenze von Baustahl gerechnet wird. Die sich so ergebenden Unterschiede innerhalb des Faktors ρ_1 und die daraus folgenden Unterschiede in der rechnerisch auftretenden Querkraft wurden der tatsächlich vorhandenen Querkraft gegenübergestellt. Die Tab. 4- 19 bis Tab. 4- 22 enthalten die sich ergebenden Verhältnisse zwischen rechnerischer und im Versuch nachgewiesener Querkraft und zeigen deutlich die Abweichungen. Bei der Berechnung zur Überprüfung der im Versuch erzielten Tragfähigkeiten wurden die Mittelwerte der Materialeigenschaften der Versuchskörper ohne die Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten in die Berechnung eingeführt.

Tab. 4- 19: Gegenüberstellung der Querkraftbemessung für das Holorib51, Blechdicke 1,00mm

Versuchsbez.	η_1	Kraft [kN]	verank. Zugkraft [kN]	Querkraft [kN/m]	ρ bezogen auf f_{ypk}				ρ bezogen auf f_{sk}			
					f_{ypk} [kN/m ²]	ρ [-]	$V_{Rk,ct}$ [kN/m]	Verhältnis [-]	f_{sk} [kN/m ²]	ρ [-]	$V_{Rk,ct}$ [kN/m]	Verhältnis [-]
HR-100-V5	0,84	29,4	134,9	33,5	358,1	0,0040	50,5	66,4%	500	0,0029	45,2	74,2%
HR-100-V6	0,84	27,1	143,6	31,1	358,1	0,0043	51,6	60,3%	500	0,0031	46,1	67,4%
HR-100-V7	0,84	26,9	114,8	30,7	358,1	0,0034	47,9	64,1%	500	0,0024	42,8	71,6%
HR-100-V8	0,84	30,7	164,0	34,7	358,1	0,0049	53,9	64,4%	500	0,0035	48,2	71,9%
Mittelwert				32,5			51,0	63,8%			45,6	71,3%
Standardabweichung				1,9			2,5				2,2	

Tab. 4- 20: Gegenüberstellung der Querkraftbemessung für das Super-Holorib51, Blechdicke 0,75mm

Versuchsbez.	η_1	Kraft [kN]	verank. Zugkraft [kN]	Querkraft [kN/m]	ρ bezogen auf f_{ypk}				ρ bezogen auf f_{sk}			
					f_{ypk} [kN/m ²]	ρ [-]	$V_{Rk,ct}$ [kN/m]	Verhältnis [-]	f_{sk} [kN/m ²]	ρ [-]	$V_{Rk,ct}$ [kN/m]	Verhältnis [-]
SHR-075-V5	0,84	42,8	160,0	47,6	358,1	0,0048	53,5	88,9%	500	0,0034	47,8	99,4%
SHR-075-V6	0,84	45,6	237,7	50,6	358,1	0,0071	61,0	82,9%	500	0,0051	54,6	92,6%
SHR-075-V7	0,84	42,5	122,9	47,3	358,1	0,0037	49,0	96,6%	500	0,0026	43,8	107,9%
SHR-075-V8	0,84	42,1	91,8	46,8	358,1	0,0027	44,8	104,6%	500	0,0020	40,1	116,9%
Mittelwert				48,1			52,1	92,3%			46,6	103,2%
Standardabweichung				1,7			6,9				6,2	

4 Versuche mit Verbunddecken

Tab. 4- 21: Gegenüberstellung der Querkraftbemessung für das Super-Holorib51, Blechdicke 1,00mm

Versuchsbez.	η_1	Kraft [kN]	verank. Zugkraft [kN]	Querkraft [kN/m]	ρ bezogen auf f_{ypk}				ρ bezogen auf f_{sk}			
					f_{ypk} [kN/m ²]	ρ [-]	$V_{Rk,ct}$ [kN/m]	Verhältnis [-]	f_{sk} [kN/m ²]	ρ [-]	$V_{Rk,ct}$ [kN/m]	Verhältnis [-]
SHR-100-V5	0,84	56,1	163,6	61,6	366,1	0,0048	53,5	115,2%	500	0,0035	48,2	127,8%
SHR-100-V6	0,84	58,4	180,6	64,1	366,1	0,0054	55,7	115,1%	500	0,0038	49,8	128,7%
SHR-100-V7	0,84	58,7	204,8	64,4	366,1	0,0061	58,5	110,0%	500	0,0044	52,4	123,0%
SHR-100-V8	0,84	65,3	242,3	71,3	366,1	0,0072	61,9	115,2%	500	0,0052	55,4	128,8%
Mittelwert				65,4			57,4	113,9%			51,4	127,1%
Standardabweichung				4,2			3,7				3,1	

Tab. 4- 22: Gegenüberstellung der Querkraftbemessung für das Cofraplus60, Blechdicke 0,75mm

Versuchsbez.	η_1	Kraft [kN]	verank. Zugkraft [kN]	Querkraft [kN/m]	ρ bezogen auf f_{ypk}				ρ bezogen auf f_{sk}			
					f_{ypk} [kN/m ²]	ρ [-]	$V_{Rk,ct}$ [kN/m]	Verhältnis [-]	f_{sk} [kN/m ²]	ρ [-]	$V_{Rk,ct}$ [kN/m]	Verhältnis [-]
C60-075-V1	0,84	20,1	193,6	14,0	365,5	0,0121	34,2	40,9%	500	0,0089	30,8	45,4%
C60-075-V2	0,84	18,4	121,5	12,9	365,5	0,0036	22,8	56,6%	500	0,0056	26,4	48,9%
C60-075-V3	0,84	18,9	208,4	13,2	365,5	0,0062	27,3	48,3%	500	0,0096	31,6	41,8%
C60-075-V4	0,84	18,6	61,6	13,1	365,5	0,0018	18,2	71,8%	500	0,0028	21,0	62,2%
Mittelwert				13,3			25,6	51,9%			27,5	48,4%
Standardabweichung				0,5			6,8				4,9	

Die in den Tabellen enthaltenen Ergebnisse geben Aufschluss über die unzureichende Genauigkeit des derzeit verwendeten rechnerischen Ansatzes zur Bestimmung der in Verbunddecken auftretenden Querkraft. Das Prinzip nach Hanswille liefert ebenso wie der Vorschlag der DIN 1045 ungenügende Ergebnisse. Dabei ermitteln sich in der Rechnung nach DIN 1045 generell kleinere Werte für $V_{Rk,ct}$. Dies begründet sich dadurch, dass die DIN 1045 den Vorschlag führt, zur Berechnung des Längsbewehrungsgrades die charakteristische Betonstahlstreckgrenze anzusetzen. Gegenüber der Streckgrenze der Profilbleche ergibt sich somit ein geringer Bewehrungsgrad und damit ein kleineres $V_{Rk,ct}$, als nach dem Rechenansatz von Hanswille. Dennoch weichen bei beiden Verfahren die Ergebnisse von errechneter Querkraft und erreichter Querkraft stark voneinander ab. Mit zunehmender mechanischer Verdübelung und höherer Blechsteifigkeit stieg die Querkrafttragfähigkeit an. Bei verbundschwachen Blechtypen wird die Querkrafttragfähigkeit überschätzt. Die hohe Unbeständigkeit und die großen rechnerischen Abweichungen machen den hier vorliegenden Forschungsbedarf deutlich. Der zur Zeit verwendete rechnerische Ansatz zur Bestimmung der Querkraftbeanspruchung von Verbunddecken erfasst nicht die vorhandene Tragwirkung.

4.6.10 Auswertung der Dehnungsmessungen und Ermittlung der Schubflussverläufe

Zusätzlich zu den bereits vorgestellten Versuchsergebnissen wurden die Ergebnisse der Dehnungsmessungen dazu verwendet um die Tragwirkung des Längsverbundes im Bereich der Verbundlänge zu untersuchen. Dabei wurden die beiden Zeitpunkte „starrer Verbund vor Lösen des Haftverbundes“ und „wirkender Reibverbund durch

eintretende Relativverschiebungen zwischen Blech und Beton“ voneinander getrennt betrachtet.

Tragverhalten und Schubflussverläufe vor Schlupfbeginn

Der erste Betrachtungszeitpunkt ermöglicht durch das Wirken des Haftverbundes und den damit gültigen Gesetzen nach Bernoulli eine klare Plausibilitätskontrolle. Nachdem eine Aussage über die Gültigkeit der Messwerte getroffen wurde, kann zudem der Schubverlauf im Bereich des wirkenden Haftverbundes aufgezeichnet werden.

Durch Annahme eines starren Verbundes gilt zudem die Aussage, dass die Untergurtdehnung des Bleches mit denen des Betons übereinstimmen müssen. Die Gültigkeit dieser Aussage endet mit eintretenden Relativverschiebungen zwischen Blech und Beton. Um dies zu kontrollieren wurden die Messergebnisse der Schlupfmessung stets mit herangezogen.

Die installierte Messtechnik ermöglichte es, dass für die Nachrechnung der Bereich zwischen Auflager und Lasteinleitung, also die Schublänge, in fünf Abschnitte unterteilt werden konnte. In diesen fünf Schnitten konnten mit Hilfe der während des Versuches aufgezeichneten Messergebnisse Dehnungsebenen erstellt werden.

Als Messergebnisse standen die Dehnungsänderungen an der Blechunterkante, sowie der Blechoberkante zur Verfügung. Zusätzlich wurden mittels Setzdehnmessgerät die Stauchungen der Betonoberkante ermittelt. Unter Annahme eines ebenen Querschnittes und voller Verdübelung wurde ein linearer Dehnungszustand über die Verbunddeckenhöhe erstellt. Da für einen linearen Verlauf lediglich zwei Messwerte benötigt werden, wurde gleichzeitig der dritte Messwert mit Hilfe des Strahlensatzes überprüft. Zusätzlich zu dieser Plausibilitätskontrolle wurde mit einem Tabellenkalkulationsprogramm das innere Kräftegleichgewicht aufgestellt. Hierzu wurden aus den Dehnungsebenen in Verbindung mit dem Hook'schen Gesetz Spannungszustände erzeugt. Durch Multiplikation der Spannungen mit den darunterliegenden Flächen ergaben sich die inneren Normalkräfte, welche aufgeteilt auf Zug- und Druckkomponenten in der Summe zu einem Gleichgewicht führen mussten.

Die Besonderheiten von Leichtbeton wurde berücksichtigt. Nach Faust [19] kann für Leichtbeton von einem linearen Spannungs-Dehnungs-Verlauf ausgegangen werden. Dabei wurde gemäß der Literaturstelle im Bereich sehr kleiner Dehnungen der Elastizitätsmodul des Leichtbetons mittels dem dort eingeführten Plastizitätsfaktor $k = 1,3$ erhöht. Die mögliche Betonzugfestigkeit wurde in den Rechnungen mit angesetzt.

Da aufgrund geringer Zylinderlasten die Verformungen klein waren, wurden von der Messtechnik sehr kleine Werte aufgezeichnet. Dies erforderte eine Grenzwertbetrachtung im Bereich der Fehlertoleranzen der verwendeten Messtechnik. Durch diese Berücksichtigung der Messtoleranzen konnte die Plausibilitätskontrollen erfolgreich durchgeführt werden. Damit wurde gezeigt, dass die während der Versuchs-

durchführung erfassten Messwerte korrekt aufgezeichnet wurden und zudem sinnvolle Ergebnisse lieferten.

Gemäß der in den Messtechnikplänen gezeigte Anordnung der Dehnungsmesspunkte wurden die Dehnungsebenen in fünf Achsen erstellt und dort jeweils horizontales Kräftegleichgewicht gebildet. Die Achsen entfernen sich mit steigender Nummerierung von der Lasteinleitung. Achse 1 lag somit nah am Riss-einleitungsblech und Achse 5 bezeichnete die Achse nah am Auflager. Die folgenden Tabellen enthalten Informationen über das in den fünf Achsen gebildete horizontale Gleichgewicht. Dazu wurden die während der Versuchsdurchführung aufgezeichneten Messwerte bei verschiedenen Laststufen (LA) ausgewertet. Die nachgerechneten Laststufen (LA) steigen mit steigender Prüfkörperbelastung an und dienen als zusätzliche Bezeichnung der unterschiedlichen Tabellenzeilen. Die Plausibilitätskontrolle wurde exemplarisch an vier Versuchskörpern dargestellt. Dazu wurde je ein Versuchskörper der unterschiedlichen Blechtafeln Holorib, Super-Holorib 0,75mm und Super-Holorib 1,00mm sowie Cofraplus 60 ausgewählt.

Tab. 4- 23: Übersicht über die Messwerte und der daraus gebildeten in der Verbundfuge anliegenden resultierenden Normalkraft des Versuches HR-100-420-V8

	Weg [mm]	Kraft [kN]	Achse 5 Längs			Achse 4 Längs			Achse 3 Längs			Achse 2 Längs			Achse 1 Längs		
			N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]	N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]	N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]	N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]	N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]
LA 1	1,10	5,07	1,64	6,58%	17,36	3,07	1,59%	32,50	4,40	4,28%	46,59	5,54	2,69%	58,60	7,28	5,39%	77,04
LA 2	2,29	10,14	2,98	7,76%	31,58	5,68	0,73%	60,09	8,16	0,50%	86,36	11,38	6,43%	120,43	13,61	6,99%	144,05
LA 3	3,49	15,02	4,24	4,16%	44,84	8,82	1,51%	93,35	12,70	3,52%	134,37	17,15	7,66%	181,44	22,04	94,24%	233,26

Tab. 4- 24: Übersicht über die Messwerte und der daraus gebildeten in der Verbundfuge anliegenden resultierenden Normalkraft des Versuches SHR-075-340-V7

	Weg [mm]	Kraft [kN]	Achse 5 Längs			Achse 4 Längs			Achse 3 Längs			Achse 2 Längs			Achse 1 Längs		
			N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]	N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]	N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]	N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]	N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]
LA 1	1,14	5,18	0,98	4,42%	12,91	1,89	0,21%	24,98	2,39	6,62%	31,67	3,15	8,61%	41,63	4,17	1,57%	55,22
LA 2	1,90	10,25	1,76	6,23%	23,24	3,67	8,77%	48,53	4,50	6,63%	59,55	6,54	0,11%	86,49	8,74	1,60%	115,61
LA 3	3,15	9,27	2,75	8,16%	36,41	0,63	6,93%	8,31	4,51	4,69%	59,71	3,59	2,52%	47,54	13,63	1,61%	180,27

Tab. 4- 25: Übersicht über die Messwerte und der daraus gebildeten in der Verbundfuge anliegenden resultierenden Normalkraft des Versuches SHR-100-340-V6

	Weg [mm]	Kraft [kN]	Achse 5 Längs			Achse 4 Längs			Achse 3 Längs			Achse 2 Längs			Achse 1 Längs		
			N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]	N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]	N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]	N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]	N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]
LA 1	1,25	5,39	1,44	6,12%	19,11	2,50	8,57%	33,09	3,85	2,49%	50,92	4,82	4,91%	63,79	6,00	4,52%	79,41
LA 2	2,35	10,14	2,44	0,08%	32,27	4,60	2,72%	60,82	7,27	2,06%	96,16	9,08	9,78%	120,16	11,84	8,57%	156,64
LA 3	3,70	15,25	3,79	4,09%	50,10	7,02	0,58%	92,90	10,67	8,70%	141,14	13,40	5,45%	177,29	17,77	4,60%	235,03
LA 4	6,20	25,25	9,41	0,41%	124,42	27,26	11,41%	360,53	33,09	0,88%	437,72	48,06	12,85%	635,68	62,12	3,15%	821,71

Tab. 4- 26: Übersicht über die Messwerte und der daraus gebildeten in der Verbundfuge anliegenden resultierenden Normalkraft des Versuches C60-075-460-V2

	Weg [mm]	Kraft [kN]	Achse 5 Längs			Achse 4 Längs			Achse 3 Längs			Achse 2 Längs			Achse 1 Längs		
			N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]	N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]	N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]	N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]	N _{res} [kN]	Fehler	T _{sk} [kN/m ²]
LA 1	4,20	5,21	0,88	7,40%	4,80	5,64	5,54%	30,70	8,18	0,47%	44,53	13,38	9,13%	160,46	21,43	5,02%	144,03
LA 2	10,99	10,11	5,17	6,13%	28,18	11,44	8,96%	62,31	19,29	3,17%	105,05	37,58	3,60%	204,66	67,82	4,03%	369,42
LA 3	16,00	12,63	5,45	8,83%	29,70	12,74	2,02%	69,41	27,27	4,27%	148,52	54,93	8,90%	299,20	80,67	7,59%	439,39

Der in den Tabellen angegebene Fehler bezieht sich auf die Abweichung zwischen den unabhängig von einander ermittelten Normalkraftanteilen des Profilbleches und des darüberliegenden Betons. Dabei entspricht der Normalkraftanteil des Profilbleches der Zugkraftkomponente und der Anteil im Beton der dieser Kraft entgegenwirkenden Druckkraftkomponente unter Berücksichtigung der Betonzugspannungen. Sind beide Kräfte gleich groß ergibt sich in Summe das innere Kräftegleichgewicht zu null, wird ein Fehler angegeben so weichten die beiden Kraftkomponenten mit dem angegebenen Fehlerwert voneinander ab.

Da die ermittelte resultierende Drucknormalkraft der in der Verbundfuge wirkenden Kraft entspricht, lässt sich durch Division der Kräfteänderung zwischen den Achsen durch die vorliegende Schubfläche der Schubfluss zwischen den einzelnen Dehnungsebenen ermitteln. Die in den Tabellen eingetragene Schubkraft τ_{RK} entspricht dabei dem Peak-Wert in der betrachteten Achse.

Die folgenden Abbildungen zeigen den Verlauf der resultierenden Normalkraft über die Schublänge sowie den Verlauf der Schubspannung über der Schublänge. Wie in der Versuchsdurchführung beschrieben, wurden bis zum Lösen des Haftverbundes bei verschiedenen Laststufen Messwerte abgegriffen. Die sowohl in den Tabellen als auch in den Grafiken enthaltenden Laststufen entsprechen somit den unterschiedlichen Zeitpunkten bei denen während der Versuchsdurchführung, neben den Messwerten der Dehnungsmessung auch die Werte Setzdehnmessungen erfasst wurden.

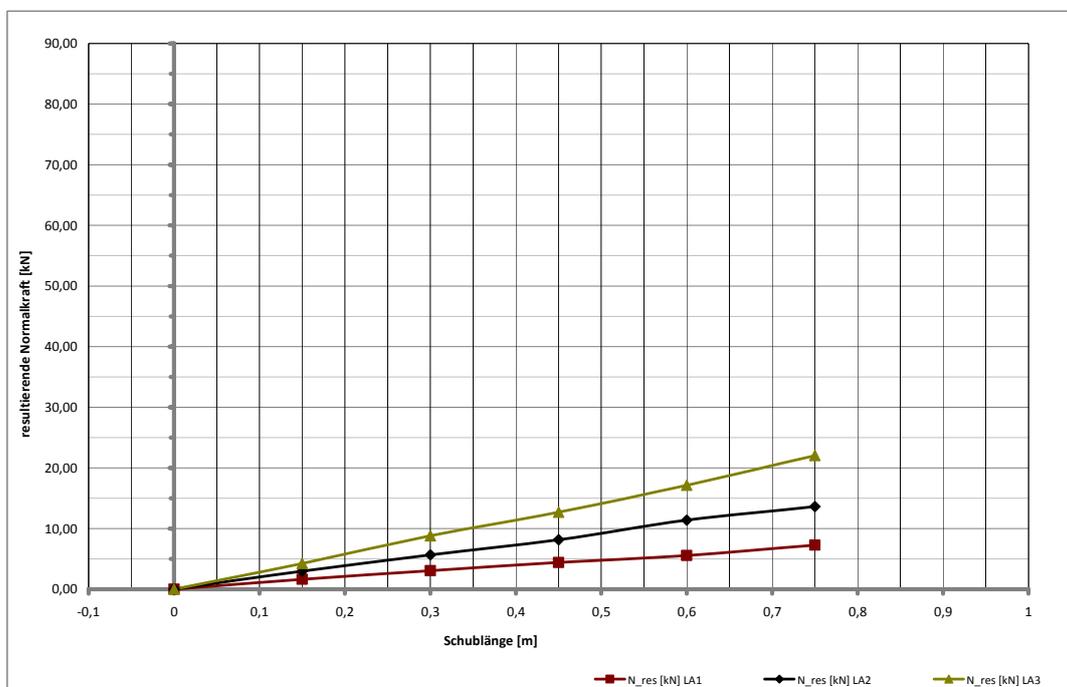


Abb. 4-41: die über die Schublänge übertragene Normalkraft; HR – 100 – 420 – V8

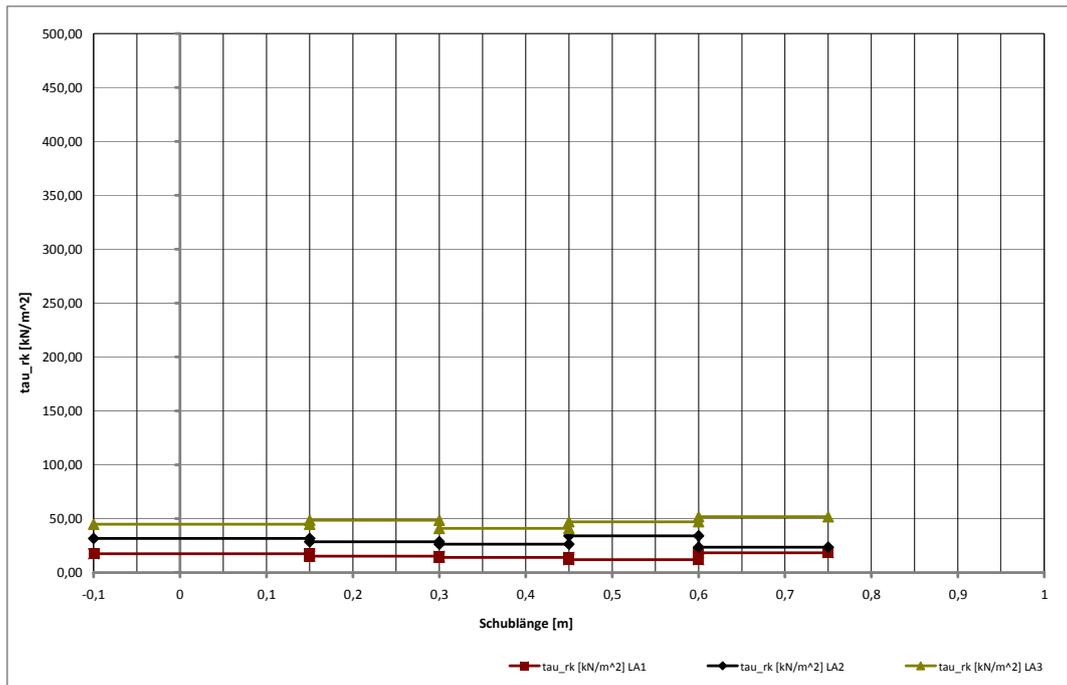


Abb. 4- 42: der über die Schlublänge verlaufende Schubfluss; HR – 100 – 420 – V8

Die beiden oben gezeigten Abb. 4- 41 und Abb. 4- 42 gehören zum Versuchskörper HR-100-420-V8. Die Laststufen 1 bis 3 wurden durch die bei den Zylinderlasten 5 kN, 10 kN und 15 kN erfassten Messwerte erzeugt. Sämtliche Daten wurden bei aktivem Haftverbund ermittelt.

Die Kurvenverläufe der in der Verbundfuge zu übertragenden Normalkraft zeigen einen deutlich stetigen Anstieg. Daraus folgt ein als konstant anzusehender Schubflussverlauf, welcher über die Schlublänge in Abb. 4- 42 gezeigt wurde. Dies entspricht genau dem nach der Elastizitätstheorie anzusetzenden Verhalten eines konstanten Schubverlaufes.

4 Versuche mit Verbunddecken

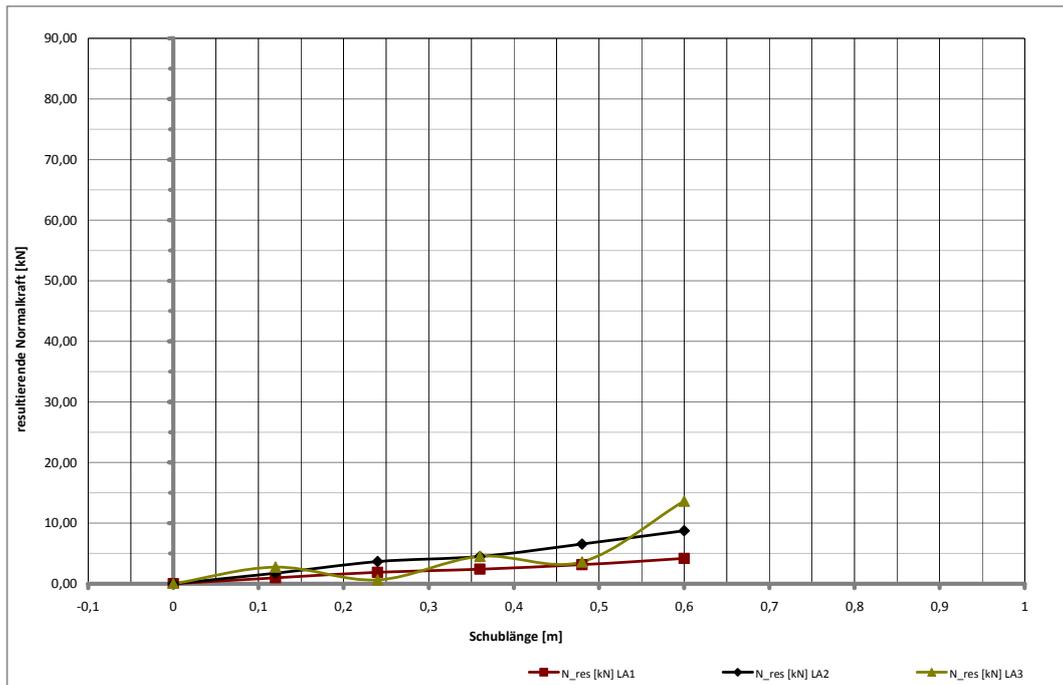


Abb. 4- 43: die über die Schlublänge übertragene Normalkraft; SHR – 075 – 340 – V7

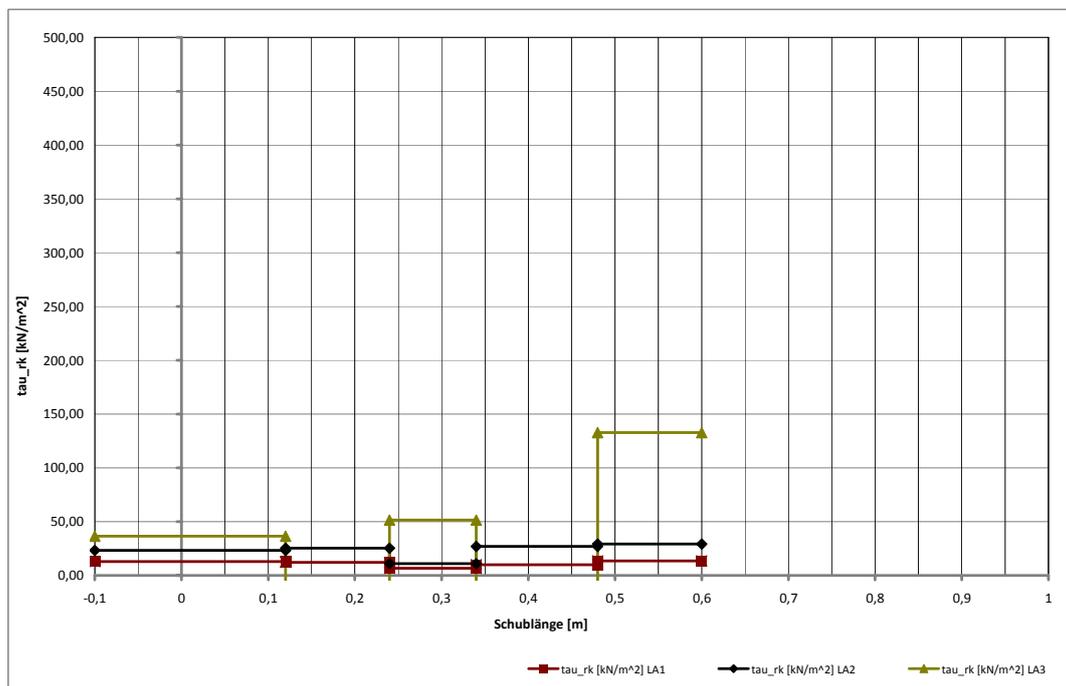


Abb. 4- 44: der über die Schlublänge verlaufende Schubfluss; SHR – 075 – 340 – V7

Die für den Versuchskörper SHR-075-340-V7 erfassten Daten ermöglichten die Betrachtung zweier Laststufen vor Lösen des Haftverbundes und einer Laststufe direkt nach auftreten des ersten Schlupfes. Laststufe 1 und 2 wurden im Bereich Haftverbund für eine wirkende Zylinderlast von 5 kN beziehungsweise 10 kN ermittelt. Bei

Laststufe 3 viel nach Lösen des Haftverbundes die anstehende Zylinderlast auf knapp 9 kN ab. Relativverschiebungen wurden im Bereich von 1mm gemessen.

Wiederum ist erkennbar, dass in den ersten beiden Laststufen von einem konstanten Anstieg der Schubnormalkraft gesprochen werden kann. Auf die Schubfläche umgerechnet sind in der Abb. 4- 44 die dazugehörigen Schubflussverläufe zusehen. Kleinere Abweichungen sind auf die äußerst geringen Dehnungen von 0,003‰ bis 0,03‰ zurückzuführen, welche einen deutlichen Einfluss möglicher Messtoleranzen zeigen. Laststufe 3 weicht deutlich von einem konstanten Verlauf ab. Der Verlauf kann nicht mehr als korrekt angesehen werden, da durch das eintreten von Relativverschiebungen die getroffenen Annahmen ihre Gültigkeit verlieren. Hier beginnt der Untersuchungszeitpunkt „Nach Lösen des Haftverbundes“ bei dem neue Annahmen getroffen werden müssen und keine direkte Plausibilitätskontrolle über die Messwerte mehr möglich ist. Dennoch lässt sich an dieser Stelle bereits vermuten, dass die Rechenannahme eines über die Schublänge konstanten Schubflusses nicht mehr dem in Realität auftretenden Tragverhalten entspricht.

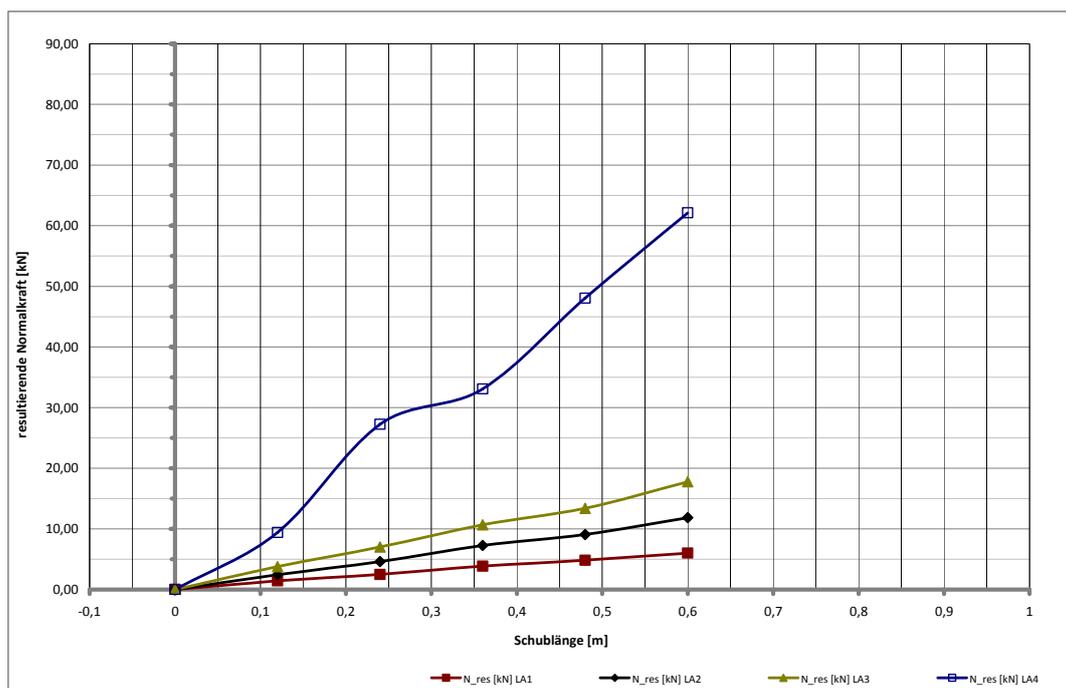


Abb. 4- 45: die über die Schlublänge übertragene Normalkraft; SHR – 100 – 340 – V6

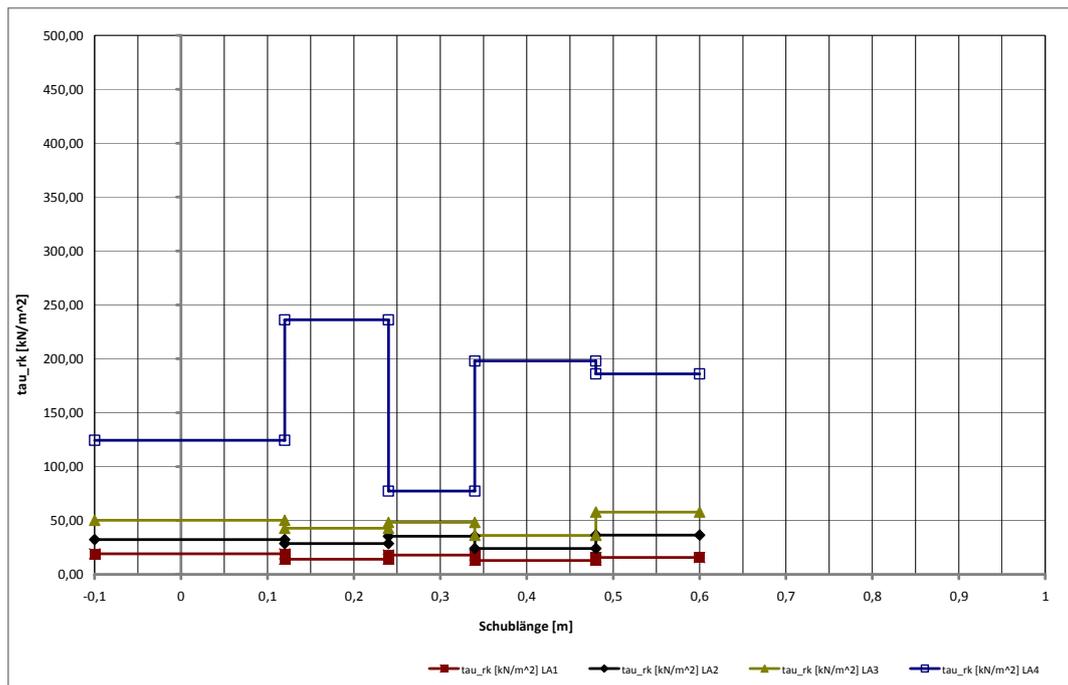


Abb. 4- 46: der über die Schublänge verlaufende Schubfluss; SHR – 100 – 340 – V6

Aufgrund des gleichen Blechtyps, jedoch größerer Blechstärke, verhält sich der Versuch SHR-100-340-V6 ähnlich dem vorangegangenen Versuchskörper. Bei einer Blechstärke von 1,00 mm konnten in drei Laststufen das Verhalten bei Haftverbund untersucht werden. Zusätzlich wurde in einer Laststufe das Verhalten direkt nach Eintreten des Schlupfes dargestellt. In der vierten Laststufe wurden zunächst die gleichen Rechenmodelle wie für den starren Verbund angesetzt. Wie bereits erwähnt hat dies keine Gültigkeit mehr, zeigt jedoch die deutliche Veränderung und die Notwendigkeit eines anderen Rechenmodells. Bis zu dem Zeitpunkt bei dem Relativverschiebungen gemessen wurden, liegt wiederum ein konstanter Verlauf vor.

4 Versuche mit Verbunddecken

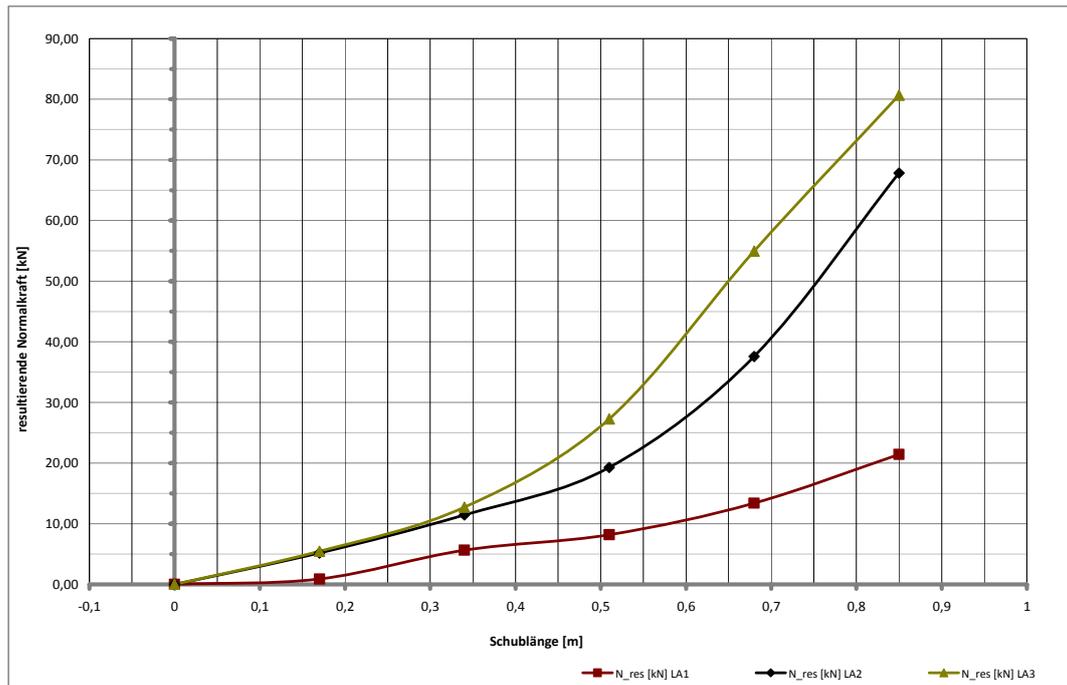


Abb. 4- 47: die über die Schlänge übertragene Normalkraft; C60 – 075 – 460 – V2

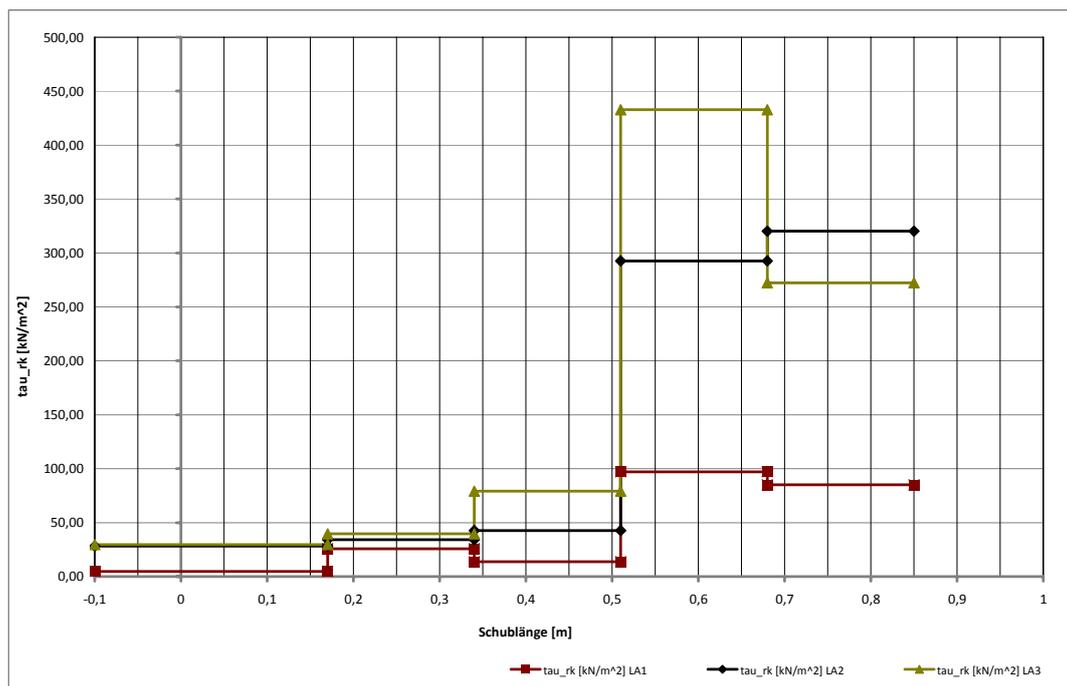


Abb. 4- 48: der über die Schlänge verlaufende Schubfluss; C60 – 075 – 460 – V2

Für die Versuchsdecken mit eingesetztem Cofraplus-Blech ergab die Nachrechnung im Gegensatz zu den anderen Versuchskörpern keinen stetigen Anstieg der zu übertragenden Normalkraft und damit verbunden keinen konstanten Schubflussverlauf. Wie bereits beschrieben kann dies in den schlecht hergestellten Prüfkörpern begrün-

det sein. Neben einer ungenügend verdichteten Betonmischung wird an dieser Stelle ebenfalls ein zu frühes unsachgemäßes Handhaben des Prüfkörpers unterstellt, welches im Endeffekt zu einem frühzeitigen und nicht eindeutig erkennbaren Verlust des Haftverbundes führte. Dies bestätigten auch die ausgewerteten Schlupfmessungen. Diese zeigen eindeutig, dass bereits bei der in Abb. 4- 47 und Abb. 4- 48 dargestellten Laststufe 1 Relativverschiebungen auftraten. Somit gelten die grundgelegten Rechenannahmen nicht.

Die Messwerte der Versuchsgruppe 4, das heißt mit Cofraplus60 hergestellten Verbunddecken können für die Plausibilitätskontrolle nicht verwendet werden. Da jedoch die Überprüfung der Versuchskörper der anderen Versuchsgruppen sinnvolle Ergebnisse lieferten und die Messtechnik in der gleichen Art und Weise installiert, getestet und aufgezeichnet wurden, wurde davon ausgegangen das die Messwerte der Versuchsgruppe 4 ebenfalls korrekt waren.

Nach Auswertung der Dehnungsebenen im Zustand des wirkenden Haftverbundes wurde deutlich, dass mit Schlupfbeginn frühzeitig eine Änderung im Tragverhalten der Verbunddecken auftrat. Um diese Verhaltensänderung weiter zu erfassen, wurden in den nachfolgenden Abbildungen die Zylinderlasten über den Dehnungen des Blechuntergurtes aufgetragen. An den Dehnungskurven ist der Beginn des Schlupfes und der damit verbundene Aufbau einer teilweisen Verbundwirkung zu erkennen. Die Diagramme sind lediglich für den Bereich des noch wirkenden Haftverbundes definiert und enden mit dem Lösen des Haftwiderstandes.

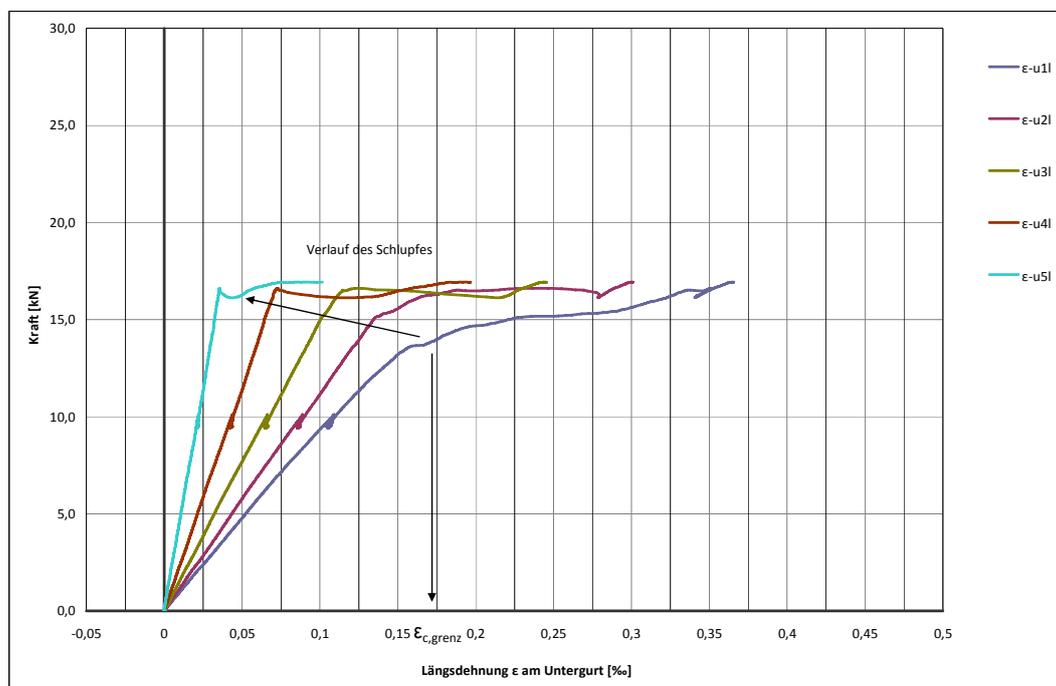


Abb. 4- 49: Blechuntergurtdehnung im Bereich des Haftverbundes; HR – 100 – 420 – V8; Leichtbeton D1.6

Die Schublänge ist von außen nach innen aufgezeichnet. Achse 5 liegt direkt hinter dem Auflager. Die Achsen 4, 3, 2, 1 folgen mit konstantem Abstand (siehe Mess-technikpläne im Anhang) Richtung Lasteinleitung. Die größte Dehnung erfährt somit der Dehnungsmessstreifen „ $\epsilon - u1$ “. Die Bezeichnung gibt den Ort, die Achse und die Art der Dehnungsmessung an. Dehnungsmessstreifen „ $\epsilon - u1$ “ misst demnach die Längsdehnungen am Untergurt in der Achse 1. An dessen Verlauf ist die Entstehung und Wirkung des Schlupfes zu erkennen.

Der in Abb. 4- 49 für den Versuchskörper HR-100-420-V8 dargestellte Verlauf zeigt deutlich einen Übergang von Zustand I in Zustand II. Mit Überschreiten der Zuggrenzdehnung des Betons und der damit verbundenen Rissbildung im Zustand II beginnt in Achse 1 direkt der Schlupf. In Achse 2 wird die Zugdehnung des Betons nicht überschritten. Hier folgt bei etwas höherer Last der Beginn des Schlupfes mit einsetzenden Relativverschiebungen. Der Schlupf setzt sich in dieser Art zum Auflager hin fort. In Achse 3 ist ein Übergang des Dehnungsverlaufes noch zu erkennen. Die Dehnungen in Achse 4 und 5 steigen mit Schlupfbeginn abrupt an.

Die exemplarisch dargestellten Schlupfbeziehungen wiederholen sich in unterschiedlich deutlicher Ausprägung bei allen hochinstrumentiert durchgeführten Versuchen. Hierzu wurden nachfolgend in den Abb. 4- 50 bis Abb. 4- 52 die Kraft-/Dehnungsbeziehungen der Versuchskörper SHR-075-340-V7, SHR-100-340-V6 und C60-075-460-V2 aufgelistet. Die Achsen 5, 4, und 3 waren insgesamt äußerst anfällig für Messungenauigkeiten. Dies lag im Zusammenhang mit der in diesen Bereichen vorliegenden starken Schlupfentwicklung und mit der Fehlertoleranz der Messtechnik. So weit von der Lasteinleitung entfernt werden die gemessenen Dehnungen sehr gering. Die Genauigkeit der Messinstrumente wirkt sich dadurch verstärkt aus.

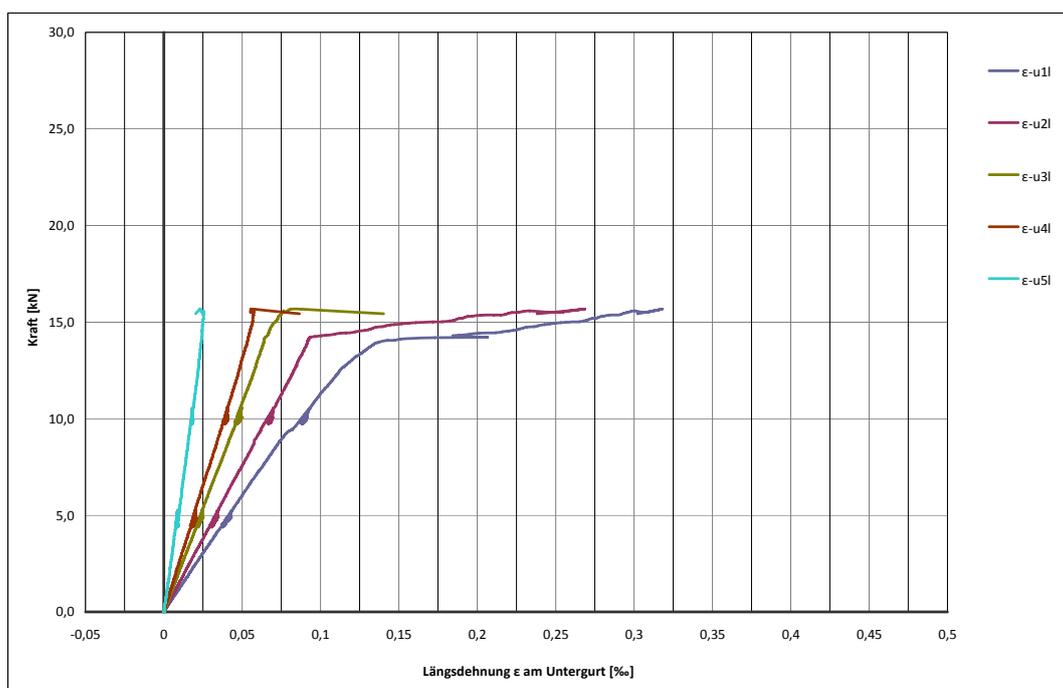


Abb. 4- 50: Blechuntergurtdehnung im Bereich des Haftverbundes; SHR – 075 – 340 – V6; Leichtbeton D1.6

4 Versuche mit Verbunddecken

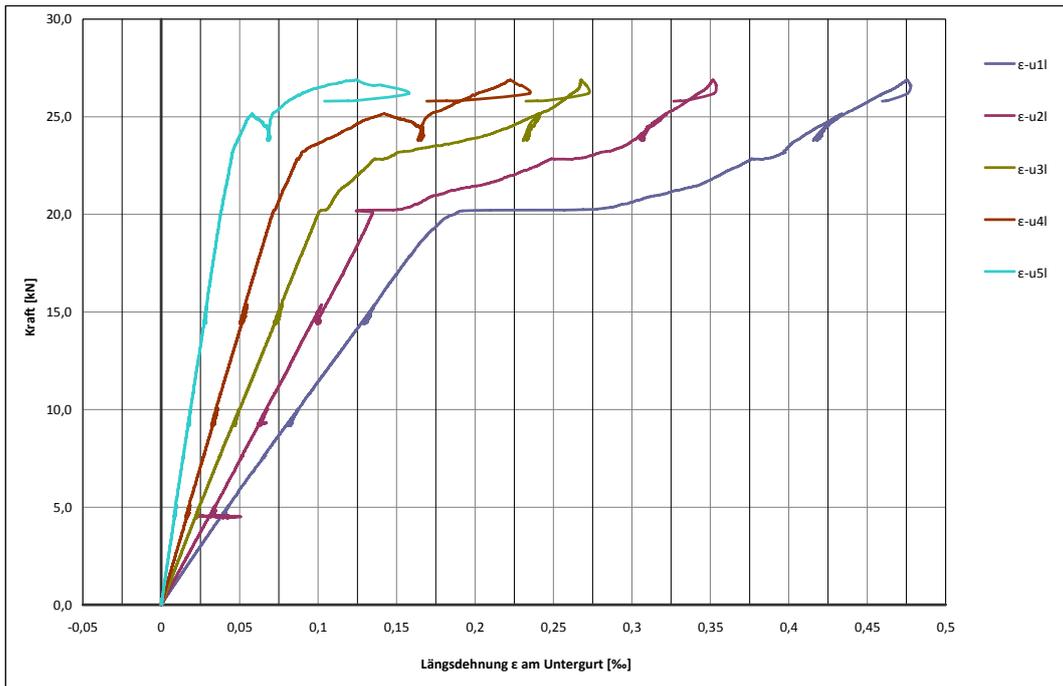


Abb. 4- 51: Blechuntergurtdehnung im Bereich des Haftverbundes; SHR –100 – 340 – V7; Leichtbeton D1.6

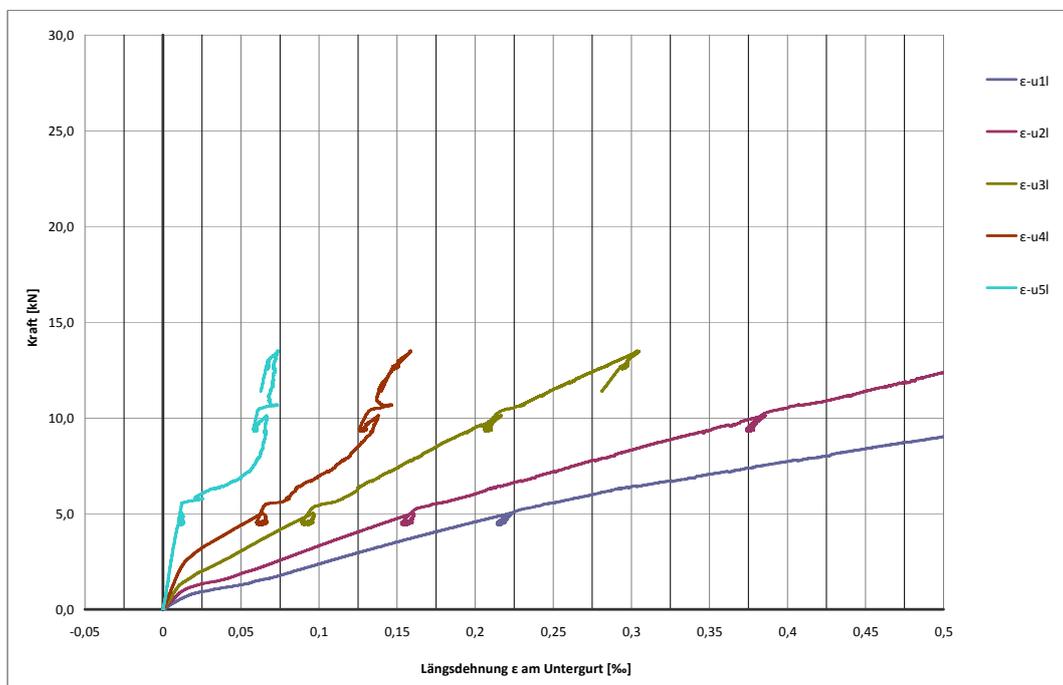


Abb. 4- 52: Blechuntergurtdehnung im Bereich des Haftverbundes; C60 – 075 – 460 – V2; Leichtbeton D1.6

Werden zusätzlich zu den bereits getroffenen Ergebnissen die Dehnungsverläufe herangezogen kann die Aussage getroffen werden, dass der Schlupf in Nähe der Lasteinleitung beginnt und zur Deckenaußenkante wandert. Die Rissbildung im Deckenbeton infolge der Biegebeanspruchung der Decke ist dabei der Auslöser des Schlupfes.

Tragverhalten und Schubflussverläufe nach Schlupfbeginn

Sobald messbare Relativverschiebungen zwischen Blech und Beton auftreten, ist die zuvor getroffene Annahme eines starren Verbundes ungültig. Daraus folgt, dass die Dehnungen des Blechuntergurtes nicht mehr mit denen der Betonunterkante übereinstimmen. Für beide Partner Beton und Verbundblech müssen eigene Dehnungsverläufe erstellt werden und zusätzliche Plausibilitätskontrollen eingeführt werden. Blech und Beton haben eigene Dehnungsnulldurchgänge, die in ihrer Lage zu bestimmen sind.

Mit Schlupfbeginn entwickelt sich die Betondehnung an der Unterseite zu einer unbekanntem Größe. Das im Bereich des wirkenden Haftverbundes entwickelte Rechenmodell wurde durch eine Dehnungsvariation der Betonunterseite angepasst. Das angewandte Prinzip wurde lediglich erweitert.

Da ein horizontales Kräftegleichgewicht erfüllt werden muss, konnte durch Variation der Betondehnung am Deckenuntergurt mit der Annahme einer linearen Spannungsverteilung im Leichtbeton nach Faust [19] der Dehnungsverlauf im Beton so bestimmt werden, dass sich aus den ergebenden Betondruck- und Zugkräfte das horizontale Gleichgewicht aller Komponenten zu Null ergab.

Die Nachrechnung des Tragverhaltens vor Schlupfbeginn bestätigte die Korrektheit der Dehnungsmessungen. Damit konnte davon ausgegangen werden, dass die aus den Blechdehnungen ermittelten resultierenden Blechnormalkräfte ebenfalls korrekt waren. Mit der Variation der Betondehnung ergab sich die der Blechnormalkraft entgegengerichtete Betondruckkraft. Als zusätzliche Plausibilitätskontrolle wurde das Gleichgewicht zwischen innerem und äußerem Moment eingeführt und überprüft. Hierzu wurde aus der zum Betrachtungszeitpunkt anstehenden Zylinderkraft das in den fünf Dehnungsachsen anliegende äußer Moment bestimmt und mit dem Moment aus den inneren Kraftanteilen verglichen (vgl. Abb. 4- 53).

4 Versuche mit Verbunddecken

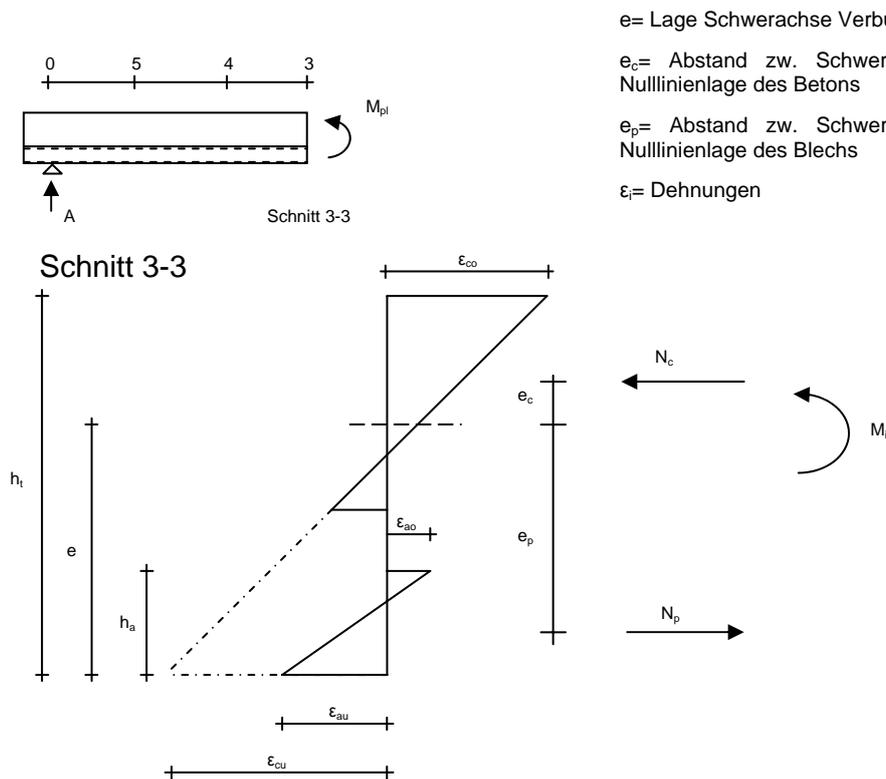


Abb. 4- 53: Prinzipskizze des Rechenmodells

Der allgemein beschriebenen Vorgehensweise folgend, wurden die mit Dehnmessstreifen versehenen Versuche nachgerechnet.

Um Aufschluss über die Schubkraftverläufe zu erhalten wurden die Dehnungen wie im Bereich Haftverbund in verschiedenen Laststufen betrachtet. Dies erlaubte die Untersuchung bestimmter Lastzustände und der zugehörigen Rissbildungen.

Folgend sind die detaillierten Auswertungen der Versuchskörper HR-100-420-V8, SHR-075-340-V7 und SHR-100-340-V7 in tabellarischer Form aufgeführt. Die Messwerte der Cofraplusdecken streuten zu stark um eine beurteilbare Auswertung durchzuführen. Aus diesem Grund wurde die Cofraplusdecke nicht weiter behandelt. In den gelisteten Tab. 4- 27 bis Tab. 4- 29 sind neben den resultierenden Werten der zu übertragenden Schubnormalkraft die Fehlerwerte der Berechnung angegeben. Dabei entspricht der angegebene Fehler der Abweichung zwischen resultierender Blechzugkraft und Blechdruckkraft sowie der Abweichung zwischen äußerem und innerem Moment. Zusätzlich wurde das wirkende innere Moment in die Momentenanteile des Blechs und des Betons aufgesplittet und angegeben. Die sich im Peak ergebende Schubspannung wurde ebenfalls eingetragen. Alle Messwerte sind nach den Messachsen 5 bis 1 vom Auflager zur Lasteinleitung hin geordnet.

Tab. 4- 27: Übersicht der errechneten Ergebnisse nach Schlupfbeginn; Versuch HR – 100 – 420 - V8

	Weg [mm]	Kraft [kN]	Achse 5 Längs						Achse 4 Längs						Achse 3 Längs						Achse 2 Längs						Achse 1 Längs										
			N _{ax} [kN]	Fehler	Mpa [kNm]	Mc [kNm]	Mpl [kNm]	Fehler	τ _{ax} [kN/m ²]	N _{ax} [kN]	Fehler	Mpa [kNm]	Mc [kNm]	Mpl [kNm]	Fehler	τ _{ax} [kN/m ²]	N _{ax} [kN]	Fehler	Mpa [kNm]	Mc [kNm]	Mpl [kNm]	Fehler	τ _{ax} [kN/m ²]	N _{ax} [kN]	Fehler	Mpa [kNm]	Mc [kNm]	Mpl [kNm]	Fehler	τ _{ax} [kN/m ²]	N _{ax} [kN]	Fehler	Mpa [kNm]	Mc [kNm]	Mpl [kNm]	Fehler	τ _{ax} [kN/m ²]
LA 1	9,99	13,19	-9,52	13,47%	-0,15	1,42	1,32	45,08%	100,71	37,48	13,70%	0,69	0,70	2,64	33,31%	396,59	4,56	0,82%	-0,05	3,96	3,96	5,32%	48,27	13,86	11,46%	0,16	4,04	5,28	5,49%	146,65	26,90	0,92%	0,50	4,40	6,59	2,56%	284,67
LA 2	20,00	15,52	-45,14	0,51%	-0,72	3,76	1,55	69,38%	477,69	10,48	0,13%	0,10	0,87	3,10	49,57%	110,93	14,54	0,64%	0,72	2,88	4,66	4,93%	153,87	31,57	0,01%	1,58	2,04	6,21	12,71%	334,10	39,40	0,02%	2,11	2,54	7,76	11,24%	416,95
LA 3	40,00	27,65	4,75	12,06%	-0,71	3,13	2,76	2,54%	50,23	17,08	5,61%	0,42	4,22	5,53	1,50%	180,71	35,92	1,05%	1,37	5,76	8,29	10,61%	380,07	72,46	0,00%	3,16	4,61	11,06	7,47%	766,75	79,44	0,00%	3,95	4,97	13,82	2,81%	840,60

Tab. 4- 28: Übersicht der errechneten Ergebnisse nach Schlupfbeginn; Versuch SHR – 075 – 340 - V7

	Weg [mm]	Kraft [kN]	Achse 5 Längs						Achse 4 Längs						Achse 3 Längs						Achse 2 Längs						Achse 1 Längs										
			N _{ax} [kN]	Fehler	Mpa [kNm]	Mc [kNm]	Mpl [kNm]	Fehler	τ _{ax} [kN/m ²]	N _{ax} [kN]	Fehler	Mpa [kNm]	Mc [kNm]	Mpl [kNm]	Fehler	τ _{ax} [kN/m ²]	N _{ax} [kN]	Fehler	Mpa [kNm]	Mc [kNm]	Mpl [kNm]	Fehler	τ _{ax} [kN/m ²]	N _{ax} [kN]	Fehler	Mpa [kNm]	Mc [kNm]	Mpl [kNm]	Fehler	τ _{ax} [kN/m ²]	N _{ax} [kN]	Fehler	Mpa [kNm]	Mc [kNm]	Mpl [kNm]	Fehler	τ _{ax} [kN/m ²]
LA 2	10,00	23,58	2,62	0,73%	0,21	1,56	1,89	1,95%	34,71	4,58	2,18%	0,36	3,30	3,77	3,85%	60,54	13,72	1,18%	0,37	4,23	5,66	4,94%	181,48	36,92	0,31%	0,35	5,18	7,55	1,02%	488,34	63,20	0,08%	0,19	5,95	9,43	3,17%	836,04
LA 3	15,00	32,21	-1,89	1,66%	0,33	2,39	2,58	1,69%	-25,04	6,04	10,67%	0,59	4,30	5,15	1,53%	79,93	16,35	2,44%	0,61	5,38	7,73	10,54%	216,23	49,43	0,24%	0,60	6,09	10,31	7,77%	653,89	90,82	0,07%	0,34	6,88	12,88	3,96%	1201,28
LA 4	20,00	35,55	-1,44	0,59%	0,30	2,64	2,84	0,20%	-19,04	6,45	4,67%	0,61	4,37	5,69	6,06%	85,29	20,69	2,07%	0,60	5,52	8,53	14,46%	273,65	59,83	2,06%	0,60	6,24	11,38	10,06%	791,40	111,81	0,03%	0,08	7,02	14,22	5,40%	1478,96
LA 5	24,50	37,87	-0,82	1,51%	0,26	3,03	3,03	6,94%	-10,83	9,90	6,14%	0,62	4,68	6,06	3,36%	130,91	26,64	1,04%	0,58	5,52	9,09	16,23%	352,41	69,10	0,31%	0,57	6,29	12,12	11,09%	913,97	87,90	0,06%	-0,07	6,84	15,15	22,35%	1162,69
LA 6	29,99	40,41	1,39	1,50%	0,27	2,69	3,23	5,93%	18,38	15,64	0,06%	0,67	4,64	6,47	4,18%	206,91	34,48	3,61%	0,60	5,31	9,70	18,91%	456,07	80,75	0,78%	0,54	6,64	12,93	8,94%	1068,06	103,06	0,06%	-0,17	6,95	16,16	21,87%	1363,17
LA 7	35,00	35,81	-6,68	13,41%	0,32	2,91	2,86	0,50%	-88,31	7,92	9,99%	0,68	5,22	5,73	10,72%	104,78	37,45	0,58%	0,56	5,06	8,59	9,81%	495,31	86,04	0,59%	0,33	6,75	11,46	4,43%	1138,07	170,00	0,02%	-2,75	9,06	14,32	11,51%	2248,70

Tab. 4- 29: Übersicht der errechneten Ergebnisse nach Schlupfbeginn; Versuch SHR – 100 – 340 - V6

	Weg [mm]	Kraft [kN]	Achse 5 Längs						Achse 4 Längs						Achse 3 Längs						Achse 2 Längs						Achse 1 Längs										
			N _{ax} [kN]	Fehler	Mpa [kNm]	Mc [kNm]	Mpl [kNm]	Fehler	τ _{ax} [kN/m ²]	N _{ax} [kN]	Fehler	Mpa [kNm]	Mc [kNm]	Mpl [kNm]	Fehler	τ _{ax} [kN/m ²]	N _{ax} [kN]	Fehler	Mpa [kNm]	Mc [kNm]	Mpl [kNm]	Fehler	τ _{ax} [kN/m ²]	N _{ax} [kN]	Fehler	Mpa [kNm]	Mc [kNm]	Mpl [kNm]	Fehler	τ _{ax} [kN/m ²]	N _{ax} [kN]	Fehler	Mpa [kNm]	Mc [kNm]	Mpl [kNm]	Fehler	τ _{ax} [kN/m ²]
LA 1	7,45	27,18	11,86	0,92%	0,01	1,27	2,17	9,78%	156,87	26,25	5,36%	0,02	3,13	4,35	6,75%	347,28	38,55	0,11%	0,04	4,68	6,52	5,94%	509,93	48,87	1,06%	0,19	5,57	8,70	1,86%	646,38	70,22	0,04%	0,11	6,51	10,87	2,44%	928,84
LA 2	9,99	34,45	12,43	6,56%	0,10	2,11	2,76	5,78%	164,35	30,96	4,27%	0,13	4,06	5,51	7,82%	409,56	49,14	0,00%	0,14	5,97	8,27	7,70%	650,04	65,88	0,19%	0,32	6,34	11,02	5,63%	871,39	114,44	0,01%	-0,01	7,02	13,78	1,95%	1513,81
LA 3	15,00	47,81	6,75	4,15%	0,43	3,34	3,83	8,50%	89,34	37,13	0,33%	0,52	5,78	7,65	9,94%	491,20	70,79	0,06%	0,47	6,15	11,48	7,29%	936,35	117,16	0,37%	0,64	6,73	15,30	8,31%	1549,67	141,60	0,00%	-0,48	7,60	19,13	20,73%	1873,05
LA 4	20,00	56,30	-0,22	0,02%	1,09	-0,01	4,50	76,34%	-2,90	35,38	3,40%	0,98	5,59	9,01	4,72%	467,96	73,98	0,51%	0,92	6,50	13,51	13,99%	978,64	119,12	0,29%	1,30	6,81	18,01	17,43%	1575,73	164,07	0,01%	-0,18	8,86	22,52	20,05%	2170,22
LA 5	25,28	45,39	-7,33	0,08%	0,96	1,08	3,63	55,19%	-96,91	27,99	0,63%	0,79	4,54	7,26	4,65%	370,25	72,05	0,41%	0,64	6,03	10,89	1,21%	952,99	114,54	0,10%	-0,07	6,46	14,53	11,24%	1515,12	240,20	0,00%	-3,98	12,94	18,16	24,46%	3177,29

Neben den tabellarisch aufgelisteten Rechenwerten wurden in mehreren Abbildungen Kurvenverläufe dargestellt. Sie stellen die Verläufe der verankerten Normalkräfte sowie die zwischen den Achsen auftretenden Schubkräfte grafisch dar. Zusammen mit einer Seitenansicht des Versuchskörpers nach Versuchsende wurde aus den beiden zusammengehörenden Kurvenverläufen ein übersichtliches Gesamtbild erstellt, welches die direkte Beurteilung des Tragverhaltens in Verbindung mit der Rissbildung ermöglichte. Die Diagramme und das Bild sind so angeordnet, dass die fünf Messachsen in den Diagrammen und im Bild direkt übereinander liegen.

Auf den kommenden Seiten sind die Abbildungen mit den dazugehörigen Beurteilungen aufgeführt.

Für das Holorib-Blech wurden drei Laststufen (LA 1 bis LA 3) dargestellt (vgl. Abb. 4-54). Laststufe 1 (LA 1) zeigt die berechneten Ergebnisse vor der Rissbildung und die Ergebnisse der Laststufe 2 (LA 2) wurden zum Zeitpunkt nach der Rissentstehung ermittelt. Der Riss trat dabei direkt in der zweiten Messachse auf. Laststufe 3 (LA 3) behandelt den Zeitpunkt nach deutlicher horizontaler Rissverzweigung hinein in die Achsen 1 und 3.

Die in Tab. 4-27 aufgeführten Rechenergebnisse der Achse 4 und Achse 5 besitzen für die in der Verbundfuge anliegenden Normalkraft negative Vorzeichen. Daraus ergeben sich fehlerhafte Schubspannungen und hohe Abweichungen zwischen dem inneren und äußeren Moment. Begründung dafür sind die unterhalb der Messgenauigkeit der Messinstrumente liegenden Messwerte. Die daraus resultierenden Berechnungsergebnisse können nicht als sinnvoll betrachtet werden, weshalb für die Laststufen 1 (LA 1) und 2 (LA 2) die Achsen 4 und 5 nicht herangezogen wurden.

4 Versuche mit Verbunddecken

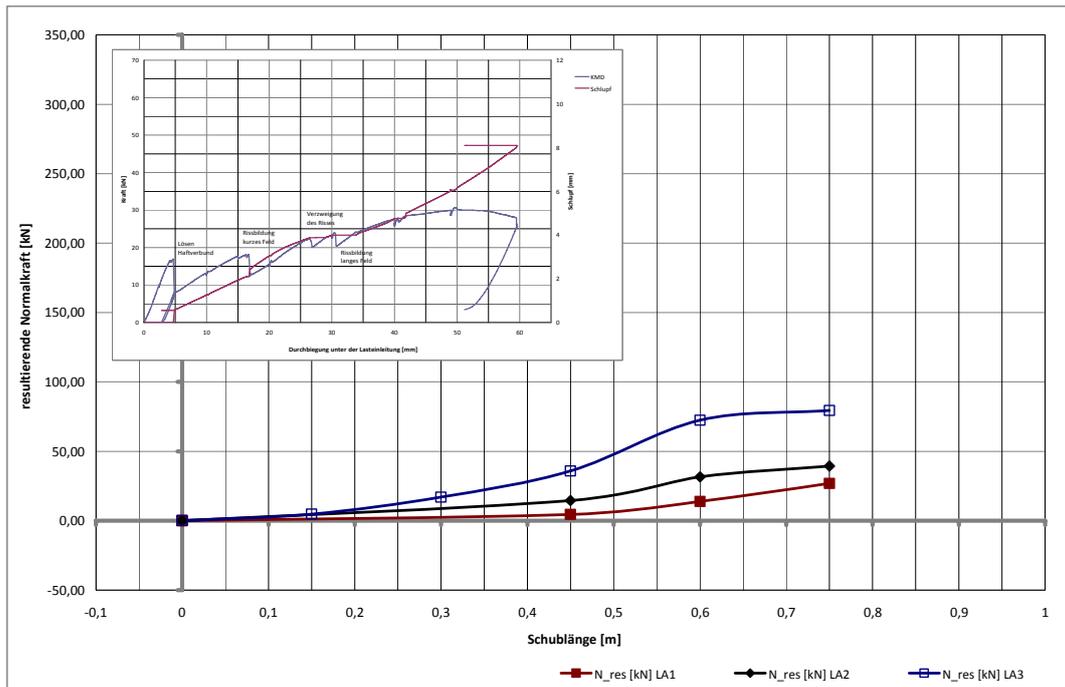


Abb. 4- 54: zu übertragender Normalkraftverlauf; HR – 100 – 420 – V8

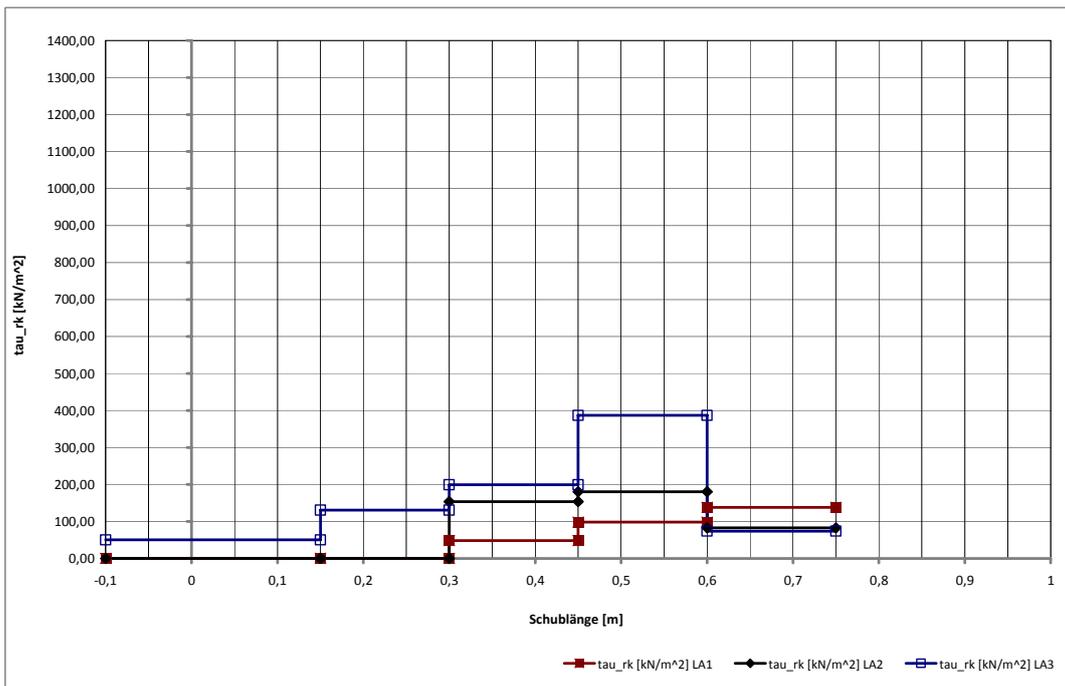


Abb. 4- 55: Schubverlauf; HR – 100 – 420 – V8

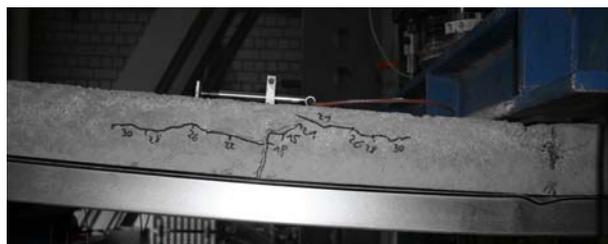


Abb. 4- 56: Seitenansicht des Versuchskörpers HR – 100 – 420 – V8, nach Versuchsende

Die für das Super-Holorib – Blech erstellten Verläufe werden auf der Seite 122 exemplarisch für den Versuchskörper SHR – 100 – 340 – V7 aufgeführt. In den fünf dargestellten Laststufen wird der Anstieg der zu übertragenden Normalkraft und die dazugehörige treppenförmige Schubspannungsverteilung deutlich. Diese Form ergibt sich, da die zwischen den Schnitten zu übertragende Schubkraft gleichförmig über die verfügbare Schubfläche verteilt wurde. Dies zeigt nochmals, dass mit Schlupfbeginn die Annahme einer über die Schublänge konstanten Schubspannungsverteilung nicht mehr dem auftretendem Spannungszustand entspricht.

Durch die unsymmetrische Versuchskörperanordnung unterteilte sich die Versuchskörperlänge in ein kurzes und ein langes Feld. Die Messtechnik wurde im kurzen Feld angeordnet. Dieser Zustand führt dazu, dass Rissentwicklungen im langen Feld nicht von der Messtechnik erfasst werden konnten. Zwischen den beiden Laststufen 3 (LA 3) und 4 (LA 4) traten solche Risse auf. Der sich im langen Feld entwickelnde Riss verursachte keinerlei Einfluss in den Dehnungsmessungen.

Die Laststufe 6 (LA 6) und 7 (LA 7) erfassen einen direkt in der ersten Messachse entstehenden Riss. Es ist zu erkennen, dass die Normalkraftänderungen vor Rissbildung leicht abnehmen. Nach der Rissentstehung entspricht der Verlauf wieder dem erwarteten Bild. Wie in der Tab. 4- 28 erkennbar ist, stiegen die Fehler im Berechnungsalgorithmus kurz vor und nach der Rissbildung stark an. Der Ausschlag im Fehler beschränkte sich dabei auf die jeweilige Messachse und die Laststufen zwischen denen sich der Riss bildete.

4 Versuche mit Verbunddecken

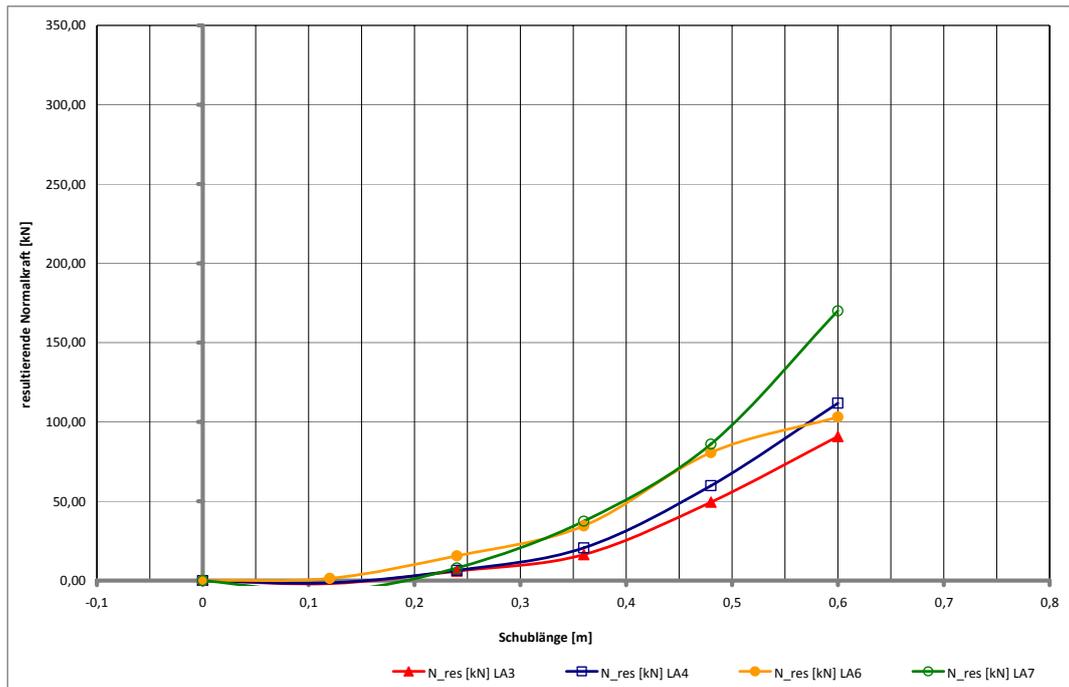


Abb. 4- 57: zu übertragender Normalkraftverlauf; SHR -075 – 340 – V7

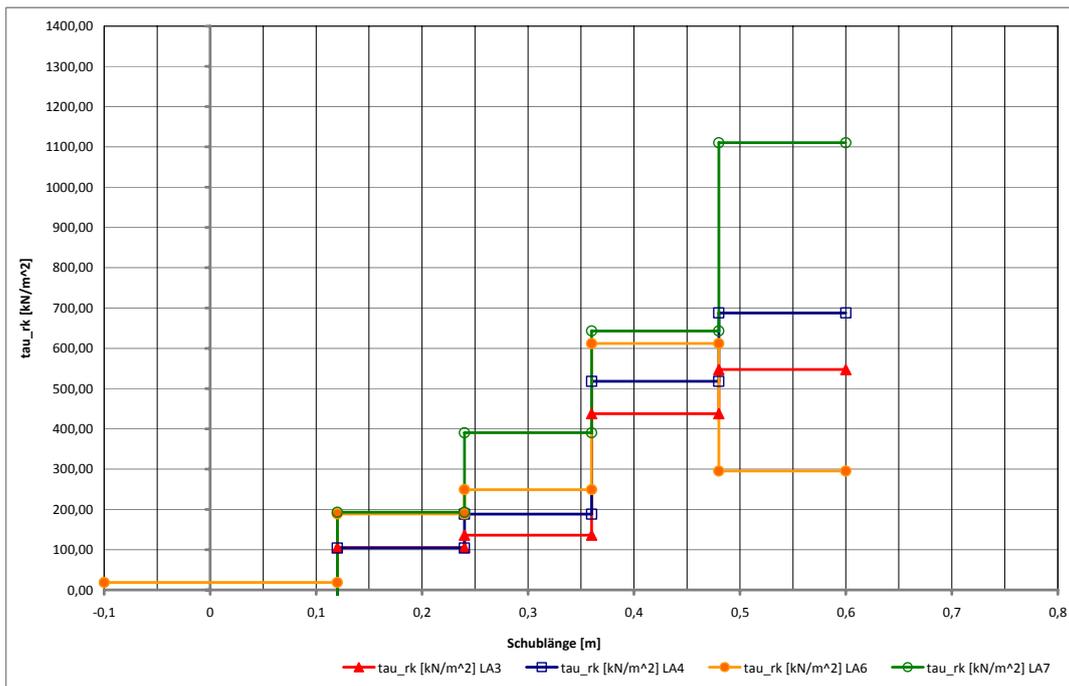


Abb. 4- 58: Schubverlauf; SHR - 075 – 340 – V7

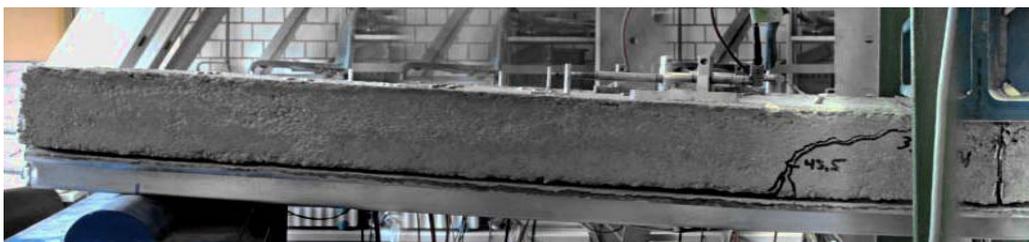


Abb. 4- 59: Seitenansicht des Versuchskörpers SHR - 075 – 340 – V7, nach Versuchsende

Für das 1,00 mm starke Super-Holorib – Blech wurde exemplarisch die Auswertung des Versuchskörpers der Bezeichnung SHR – 100 – 340 – V6 auf der folgenden Seite aufgeführt. In Abb. 4- 62 ist der Rissverlauf des Versuchskörpers nach Versuchsende gezeigt. Es ist erkennbar, dass der Riss zwischen den Achsen 1 und 2 entsteht und im weiteren Verlauf in die Achse 1 hineinwächst. Die fünf in Abb. 4- 60 gezeigten Laststufen dienen zur Darstellung der Änderungen im Verbundverhalten.

Der Graph der Laststufe 1 wurde aus den aufgezeichneten Dehnungsverläufen bei einer anliegenden Prüfkörperbelastung von 27kN errechnet. Laststufe 2 verdeutlicht den Spannungszuwachs gegenüber Laststufe 2 (LA 1) bei einer Laststeigerung von 8kN. Die Auswirkungen einer eintretenden Rissbildung im Beton wird an der Verlaufsänderung von Laststufe 2 (LA 2) zur Laststufe 3 (LA 3) erkenntlich. Die in Abb. 4- 62 ersichtliche horizontale Verzeigung des Risses trat zwischen den Laststufen 4 (LA 4) und 5 (LA 5) auf. Bei beiden Laststufen ließ sich das horizontale Gleichgewicht und die Plausibilitätskontrolle allerdings nicht hinreichend genau durchführen. Die Ergebnisse wurden daher als fehlerhaft betrachtet und nicht weiter für Beurteilung herangezogen. Wieder zeigte sich, dass bei eintretender Rissbildung die Abweichungen zwischen innerem und äußerem Moment größer wurden (s. Tab. 4- 29) und eine rechnerische Kontrolle nur bedingt möglich ist.

Die Schubverläufe die für die Laststufe 1 (LA 1) und 2 (LA 2) berechnet wurden, zeichnen sich durch einen annähernd konstanten Verlauf aus. Bis etwa 35 kN bleibt bei diesem Versuchskörper die Höhe der Relativverschiebung zwischen Betonkörper und Blech unverändert. Erst bei höherer Belastung beginnt der Schlupf anzuwachsen. Dies steht in engem Zusammenhang mit den ausgewerteten Versuchen vor Schlupfbeginn. Denn auch dort ergaben sich bei konstantem Schlupf, konstante Verbundspannungen. Damit ist die stufenförmige Entwicklung der Verbundspannung eng mit der bei teilweiser Verdübelung vorliegenden Schlupfentwicklung verknüpft. Laststufe 3 (LA 3) stellt den Schubverlauf bei deutlich gestiegenem Schlupf dar und weist dementsprechend den Richtung Lasteinleitung stark anwachsenden Spannungsverlauf auf.

Generell steigen die zu übertragenden Kräfte mit höherer Belastung an. Der Kurvenverlauf nimmt bis zum Versuchskörperrand deutlich ab.

Je weiter die erstellte Dehnungsebene von der Lasteinleitung entfernt war, desto geringer wurden die Unterschiede zwischen den Rechenwerten steigender Laststufen. Mit wachsender Entfernung zum Lasteinleitungsblech stiegen die Messgenauigkeiten an. Dies liegt an den am Rand wesentlich kleineren Blechverformungen. Gerade die fünfte Messachse war stark fehlerbehaftet. Des Weiteren sind bei den Messungen am Blechobergurt stets zusätzliche Störungen aus Noppenverformungen zu erwarten. Die Dehnungsmessstreifen wurden zwar auf den glatten Flächen, also jeweils zwischen den eingepprägten Noppen aufgebracht jedoch fallen geometrisch bedingt die Abstände zu den Blechaufkantungen gering aus. Falls die Messungen erkennbar fehlerhaft waren, wurden die daraus resultierenden Berechnungsergebnisse nicht zur weiteren Beurteilung herangezogen.

Exemplarisch wurde in Abb. 4- 63 die gesamte Verbundkraftauswertung des SHR – 075 – 340 – V7 Versuchskörpers aufgeführt.

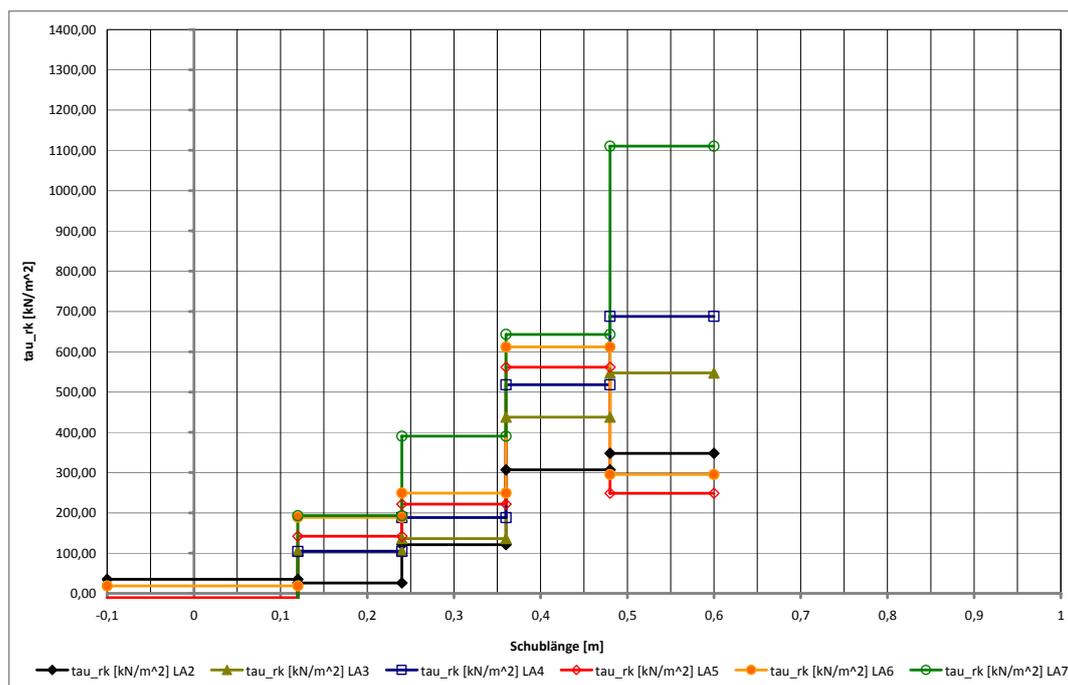


Abb. 4- 63: Übersicht der Schubauswertung; SHR – 075 – 340 – V7

Der stufenförmige Verlauf der Schubspannung, mit dem Maximum in der der Lasteinleitung am nächstenliegenden Achse, ist deutlich zu erkennen. Verläufe welche bei einer höheren Belastung aufgezeichnet wurden liegen oberhalb der Verläufe bei geringeren Lasten. Gerade negative Sprünge, das heißt stark abfallenden Schubspannung rechts oder links neben der Betrachtungsachse sind meist mit einer eintretenden Rissbildung zu verbinden. Dazu muss angemerkt werden, dass gerade bei einer

Rissbildung kurz vor dieser und auch nach der Rissbildung die Messungenauigkeiten stark steigen. Ein Abfall der Schubspannung ist in erster Linie an eine kleinere Änderung der über die Verbundfuge zu übertragenden Normalkraft gekoppelt. Dies begründet sich in einem kleineren Anstieg der Dehnungen. Bei aufgesägten Prüfkörpern zeigten sich in Verbindung mit Leichtbeton am Übergang zwischen Blech und Beton starke Schleifspuren (vgl. [23], [24]). Gerade durch ins Blech eingeprägte Noppen wurde dieser Zustand noch verstärkt. Im Rückschluss könnte eine mögliche Begründung gerade in diesem Zusammenhang stehen. Eintretende Relativverschiebungen führen zur gegenseitigen Verschiebung des Blechs zum Beton. Das profilierte Blech wirkt der Verschiebung des Betonkörpers entgegen, so dass sich der Beton an den Kanten der Noppen abstützt. Mögliche Versagensszenarien wären ein Abscheren der Betonkonsole oder das Verformen der Noppe. Der Widerstand gegen das Eintreten der beiden Versagensmechanismen führt zu einem Anstieg der Spannungen im Blech. Da sich dieser Widerstand mit steigender Versuchskörperbelastung aufbaut nimmt der Anstieg der messbaren Dehnung ab. Somit werden im Zustand vor Rissbildung kleinere Dehnungsänderungen aufgezeichnet und die Folge sind kleinere Schubspannungsverläufe. Wird der Widerstand mit eintretender Rissbildung überwunden, treten plötzlich größere Verformungen und damit hohe Dehnungen auf. Als Folge steigen die Schubspannungen nach Rissbildung wieder stark an.

Da der Verlauf nach Abb. 4- 63 veranschaulicht, dass die Schubspannungen in Lasteinleitungsnähe am größten sind, wird dort auch als erstes unter einer maximalen Belastung ein gegenseitiges Verschieben der Verbundkörper eintreten. Dies erklärt die Tatsache, dass die größten Sprünge in der Achse 1 auftraten. Es folgte die Überlegung, dass bei einer Rissbildung die Momentenanteile des Betonkörpers stark abfallen und die Momentenanteile im Blech dementsprechend ansteigen sollten. Durch den Wegfall der Betonzugzone kann das zuvor wirkende Moment nicht mehr durch die volle Betonzugkomponente erzeugt werden. Damit jedoch das Gleichgewicht zwischen innerem und äußerem Moment aufrechterhalten bleiben kann (vgl. Gleichung 4.1) muss zur Kompensierung der Blechmomentenanteil oder die Normalkraftkomponenten mit den dazugehörigen Hebelarmen ansteigen.

$$\sum M = M_c + M_p + \sum N_{res,t} \cdot e_t \quad (4.1)$$

Zur genaueren Untersuchung wurden die inneren Momentenanteile getrennt voneinander aufgestellt. Als Drehpunkt wurde die ideelle Schwerachse gewählt. Die Ergebnisse der Berechnungen sind ebenfalls in den Tab. 4- 27 bis Tab. 4- 29 enthalten und in den Abb. 4- 64 und Abb. 4- 65 auf der Seite 127 dargestellt.

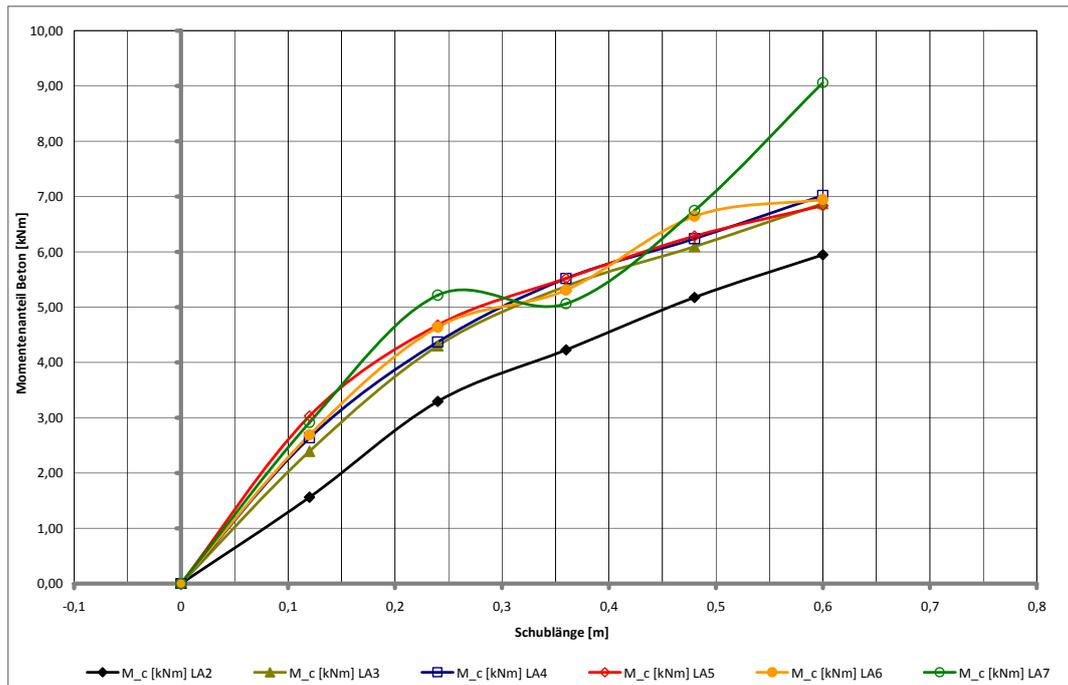


Abb. 4- 64: Momentenanteil Beton; SHR – 075 – 430 – V7

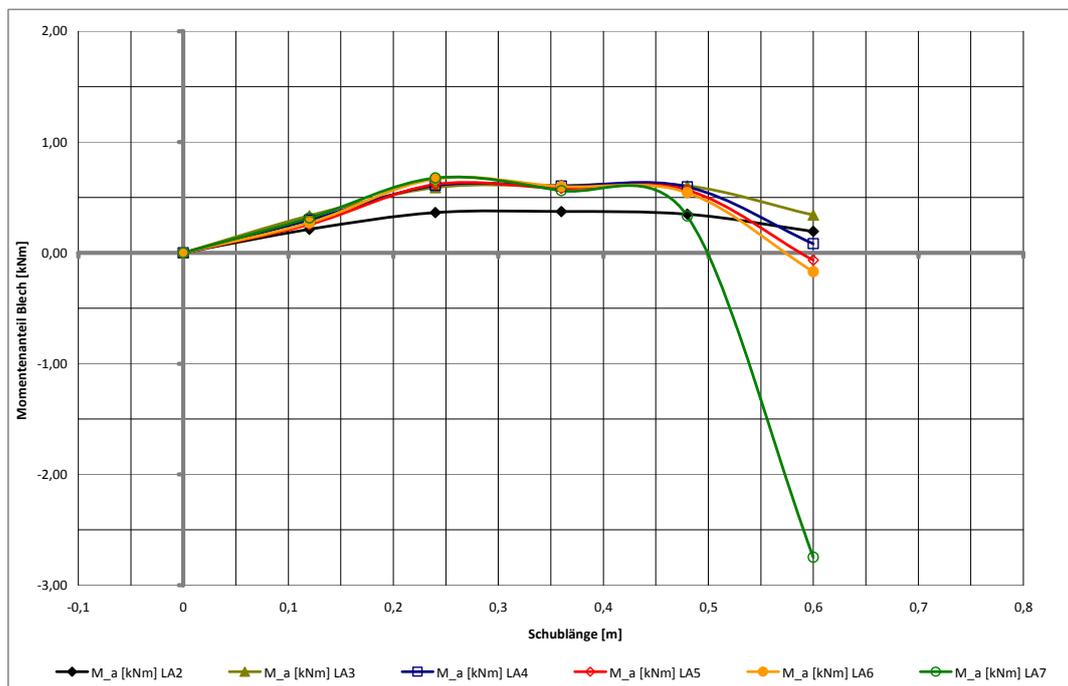


Abb. 4- 65: Momentenanteil Blech; SHR – 075 – 430 – V7

Entgegen der Erwartung war zu keinem Zeitpunkt ein Abfall in den Kurvenverläufen des Betonmomentanteils zu erkennen. Auch erfuhr die Momentenkomponente im Blech keinen Anstieg. Die Momentenverteilung nähert sich vielmehr einem Grenzwert an. Die Anteile des Betons sind dabei wesentlich höher. Voraussetzungen für

ein solches Verhalten sind, dass auftretende Zugkräfte im Beton ausreichend übertragbar sind und dass die Änderungen im Momentengleichgewicht über hohe Normalkraftanteile im Blech mit den dazugehörigen veränderlichen Hebelarmen kompensiert werden.

Innerhalb der Versuchsgruppen waren die Ergebnisse der Schubauswertung gut vergleichbar. Dabei waren die Ergebnisse entscheidend von der Wirkung der mechanischen Verdübelung abhängig. Intensiver verdübelte Versuche erreichten erwartungsgemäß höhere Schubspannungen.

4.7 Nachrechnung von Versuchskörpern mit Hilfe der FEM

4.7.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die Grundlagen der FE Nachrechnungen mit dem Programm ANSYS R11 erläutert. Dabei wird insbesondere auf die verwendeten Elementtypen und Materialmodelle für das Stahlblech und den Beton eingegangen, welche zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens der Werkstoffe unter komplexen Beanspruchungen dienen.

Ein Schwerpunkt der Betrachtungen liegt dabei auf dem Betonverhalten unter mehrachsialer Beanspruchung. Bei der Durchführung der nichtlinearen Finite-Element-Analysen zum Trag- und Verformungsverhalten der Verbunddecken mit Leichtbeton zeigt sich, dass die Zugrundelegung geeigneter und wirklichkeitsnaher Stoffgesetze von elementarer Bedeutung für die Aussagekraft der Rechenergebnisse ist.

4.7.2 Elementtypen

Das Verbundblech aus Stahl konnte aufgrund der im Vergleich zu seinen übrigen Abmessungen geringen Dicke mit Shell 181 Elementen abgebildet werden. Dieser Elementtyp weist 4 Knoten, drei Translationsfreiheitsgrade in x-y-z-Richtung sowie drei Rotationsfreiheitsgrade um die x-y-z-Achsen auf. Zur Nachrechnung von Verbundquerschnitten mit dünnen Stahlblechen wird dieser Elementtyp empfohlen.

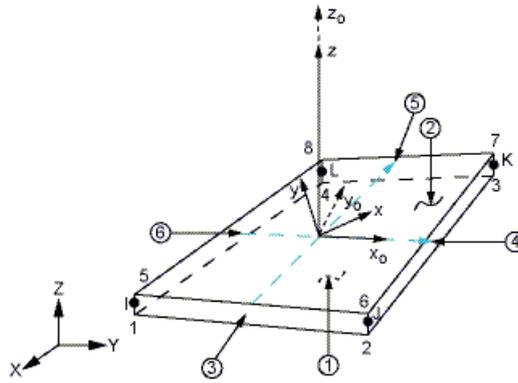


Abb. 4- 66: Vierknotiges Shell 181 Element

Für die Modellierung des Betons kamen achtknotige Solid 185 Elemente zur Anwendung. Diese Elemente besitzen drei Translationsfreiheitsgrade in x-y-z-Richtung und sind durch isotropes oder orthotropes Materialverhalten gekennzeichnet. Außerdem eignen sich diese Elemente besonders bei Verwendung nichtlinearer Materialmodelle, auf die im Weiteren noch eingegangen wird.

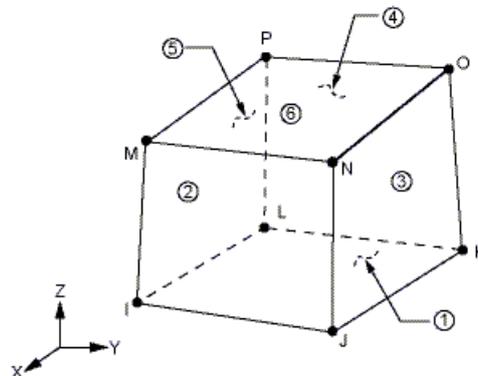


Abb. 4- 67: Achtknotiges Solid 185 Element

Das Verbundverhalten infolge Reibung zwischen Stahl und Beton konnte mit Kontaktelementen des Typs Conta 173 und Targe 170 berücksichtigt werden. Derartige Elementtypen werden verwendet zur Übertragung von Druckkontakt und bei Relativverschiebungen zweier Oberflächen zueinander. Diese Elemente haben 4 Knoten, welche deckungsgleich mit dem darunter liegenden Knoten an der Oberfläche der Solid- oder Shellelemente sind.

Die Oberflächen der Stahlbleche wurden mit dem Conta 173 Elementen versehen und analog dazu die Betonoberflächen mit den Targe 170 Elementen. Im unbelasteten Zustand liegen die vier Knoten des Conta-Elementes auf den vier Knoten des Targe-Elementes.

Mit diesen Kontaktelementen kann der Reibanteil der zu übertragenden Schubkraft durch Vorgabe des Reibkoeffizienten μ rechnerisch berücksichtigt werden. Zur Vermeidung von Konvergenzproblemen sollte dieser Wert jedoch 0,35 nicht übersteigen. Für die hier vorgestellten Nachrechnungen kam ein Reibbeiwert von $\mu=0,3$ zur Anwendung.

4.7.3 Materialgesetze

Stahl

Das Materialverhalten des Verbundbleches wurde mit dem von Mises Fließkriterium beschrieben, welches im Hauptspannungsraum um die hydrostatische Achse einen rotationssymmetrischen Kreiszyylinder beschreibt. Zur Charakterisierung des von Mises Zylinders diente eine idealisierte Spannungs-Dehnungslinie gemäß Abb. 4- 68. Zur Beschreibung des Kurvenverlaufs werden die Streckgrenze und der E-Modul benötigt. Diese konnten im einachsigen Zugversuch gemäß DIN 10002-1 [11] ermittelt werden, wobei die Durchführung der Versuche nach DIN 50145 [8] erfolgte.

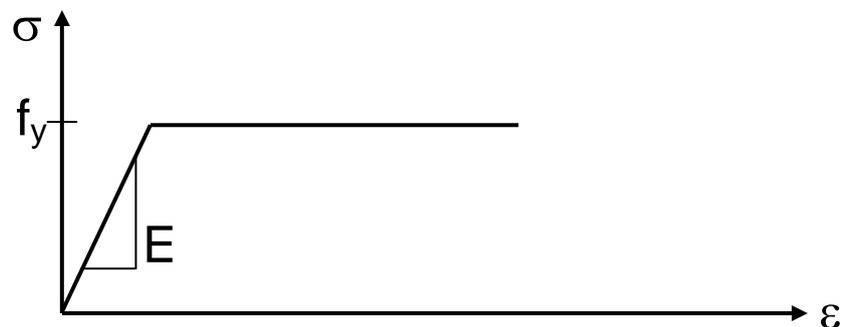


Abb. 4- 68: Idealisierte Spannungs-Dehnungslinie des Stahlbleches

Der nachstehenden Tabelle können die Materialkennwerte des Stahlbleches entnommen werden, welche den Nachrechnungen zugrunde liegen.

Tab. 4- 30: Materialkennwerte Stahlblech

Streckgrenze f_y	E-Modul	Querdehnzahl
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
359	195.600	0,3

Beton

Ausgehend von der Voraussetzung, dass der Einfluss des Spannungspfades vernachlässigbar ist, wird die Versagensfläche durch die zum Versagen führenden Hauptspannungstrippel ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) bzw. als Funktion der drei voneinander unabhängigen Spannungsinvarianten bestimmt. Eine derartige Fläche ist um die Raumdiagonale, die so genannte Äquisektrix angeordnet, nicht rotationssymmetrisch und weitet sich mit zunehmenden hydrostatischen Druck auf. Abb. 4- 69 zeigt diese räumliche Versagensfläche von Beton. Diese Fläche stellt damit die Umhüllende aller möglichen Spannungszustände des Betons unter monotoner kurzzeitiger Belastung dar.

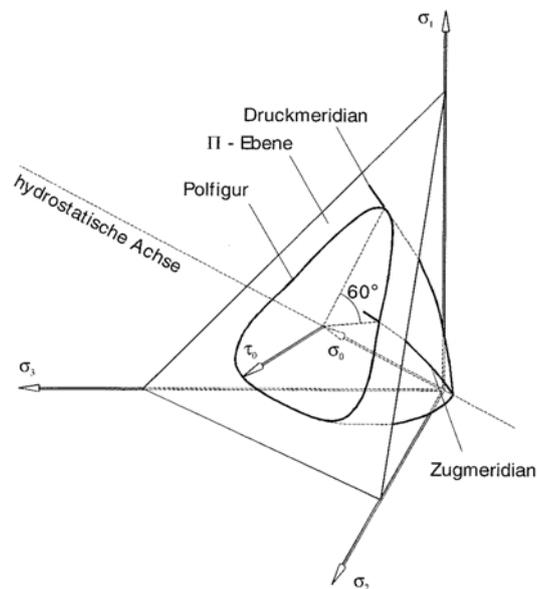


Abb. 4- 69: Dreiaxiale Versagensfläche von Beton

Zur Beschreibung der Versagensfläche im dreiaxialen Spannungsraum wird häufig eine oktaedrale Darstellungsform benutzt. Dabei wird der Spannungszustand in einen hydrostatischen und einen deviatorischen Spannungsanteil zerlegt, wodurch sich die Versagensfläche zweidimensional darstellen lässt. Der deviatorische Spannungsanteil stellt dabei den Betrag τ_0 in der Deviator- oder Π -Ebene dar, welche senkrecht zur hydrostatischen Achse bzw. Äquisektrix verläuft. Der hydrostatische Spannungsanteil beschreibt die reinen Volumenänderungen, während der deviatorische Anteil die tatsächliche Gestaltänderung des Betonelementes angibt.

Im Lauf der vergangenen Jahrzehnte wurden in der Literatur zahlreiche Modelle zur mathematischen Beschreibung der räumlichen Versagensfläche beschrieben. Diese Ansätze unterscheiden sich dabei in der Anzahl ihrer Parameter und der zu berücksichtigten Randbedingungen.

Neben weiteren zum Teil erheblich umfangreicheren Ansätzen wie beispielsweise dem fünfparametrischen Modell nach William und Warnke [31] hat sich das im Folgen-

den kurz vorgestellte Modell nach Ottosen [27] etabliert. Durch seinen relativ einfachen Ansatz mit nur vier Parametern wurde es in den Modellcode 90 mit aufgenommen. Die Versagenskurve nach Ottosen kann mit folgender Gleichung angegeben werden:

$$\alpha \cdot \frac{J_2}{f_{cm}^2} + \lambda \cdot \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cm}} + \beta \cdot \frac{I_1}{f_{cm}} - 1 = 0$$

Gleichung 1:

Danach führt ein gegebener Hauptspannungszustand ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) zum Versagen, wenn die linke Seite der Gleichung größer oder zumindest gleich Null wird. Die zweiachsiale Versagenskurve erhält man durch Schnitte der Versagensfläche mit den Koordinaten-ebenen (σ_1, σ_2), (σ_2, σ_3) und (σ_3, σ_1).

Daneben sind einfache (zwei- und dreiparametrische) Formulierungen wie das Drucker-Prager-Kriterium und das erweiterte Drucker-Prager-Kriterium immer noch weit verbreitet. Diese Ansätze beschreiben die räumliche Versagensfläche zwar etwas ungenauer, dennoch sind die damit erzielten Simulationsergebnisse hinreichend genau. Für die Simulationsberechnungen der Verbunddecken mit Leichtbeton kam zur Beschreibung der Versagensfläche des Leichtbetons das erweiterte Drucker-Prager-Kriterium (EDP) gemäß Gleichung 2 zur Anwendung.

$$\sqrt{A^2 + \tau_0^2} + \alpha \cdot \sigma_M - \sigma_y = 0$$

Gleichung 2:

Die sich aus diesem Ansatz ergebende Bruchfläche ist rotationssymmetrisch. Der Radius nimmt mit steigendem hydrostatischem Druck zu. Im Bereich positiver Hauptspannungen weist die EDP Bruchfläche eine abgerundete Kegelspitze auf. Diese Abrundung der Kegelspitze im Zugbereich ermöglicht die Vermeidung hoher zulässiger Zugspannungen, welche mit dem zweiparametrischen DP Ansatz einhergeht. Mit den drei Parametern A, α und σ_y kann die Versagensfläche an die Randbedingungen des Deckenbetons angepasst werden.

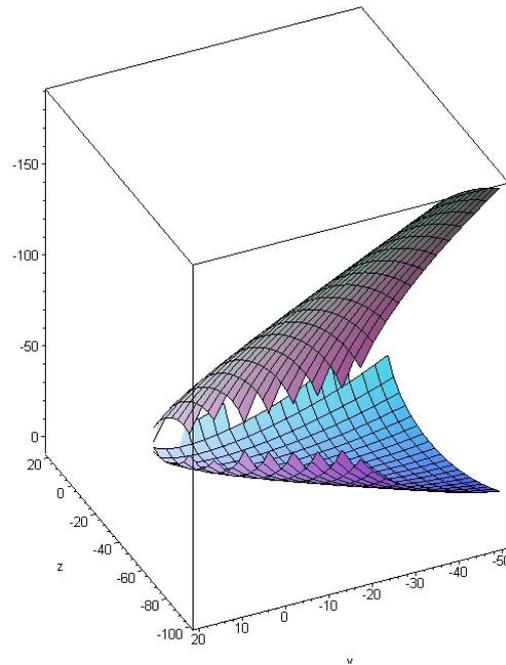


Abb. 4- 70: Räumliche EDP-Versagensfläche

Die sich ergebende geschlossene Versagensfläche kann mit dem Mathematikprogramm Maple 13 dargestellt werden und ist in Abb. 4- 70 exemplarisch abgebildet. Die derart erzeugte Fläche dient nur zur Visualisierung und ist programmbedingt am Übergang der Flächenhälften nicht geschlossen. Dies ist jedoch nur bei der grafischen Darstellung der Fall.

Die drei EDP Parameter wurden dabei durch Vergleichen der Verläufe nach Ottosen und EDP in verschiedenen Meridianebenen und Deviatorebenen angepasst. Durch Vorgabe verschiedener hydrostatischer Drücke σ_0 und des Deviatorwinkels Θ lässt sich die Versagensfläche in oktaedraler Form und in Rendulic-Ebenen darstellen. Die folgenden Abb. 4- 71 zeigen die beiden angesprochenen Darstellungsformen. Die Rendulic-Ebene der Abb. 4- 72 bei einem hydrostatischen Druck $\sigma_0=20$ N/mm² zeigt, dass die drei Parameter des rotationssymmetrischen EDP Ansatzes so gewählt wurden, dass die Versagensfläche in den verschiedenen Deviatorschnitten einen eingeschriebenen Kreis innerhalb der Bruchfläche nach Ottosen ergibt. Auf diese Weise wird die EDP-Bruchbedingung an den Zugmeridian der Ottosen-Bruchbedingung angenähert und dem schlechteren Verhältnis von Druck- zu Zugfestigkeit bei Leichtbeton Rechnung getragen. Eine Anpassung an den Druckmeridian führte zu unrealistisch hohen zulässigen Zugspannungen im Bereich mittlerer hydrostatischer Drücke und damit zu einer Überschätzung der Traglast.

Das Materialverhalten mit diesem EDP-Ansatz und entsprechenden Parametern wurde an verschiedenen Testkörpern validiert, um die Anwendbarkeit auf die Verbunddecken zu überprüfen.

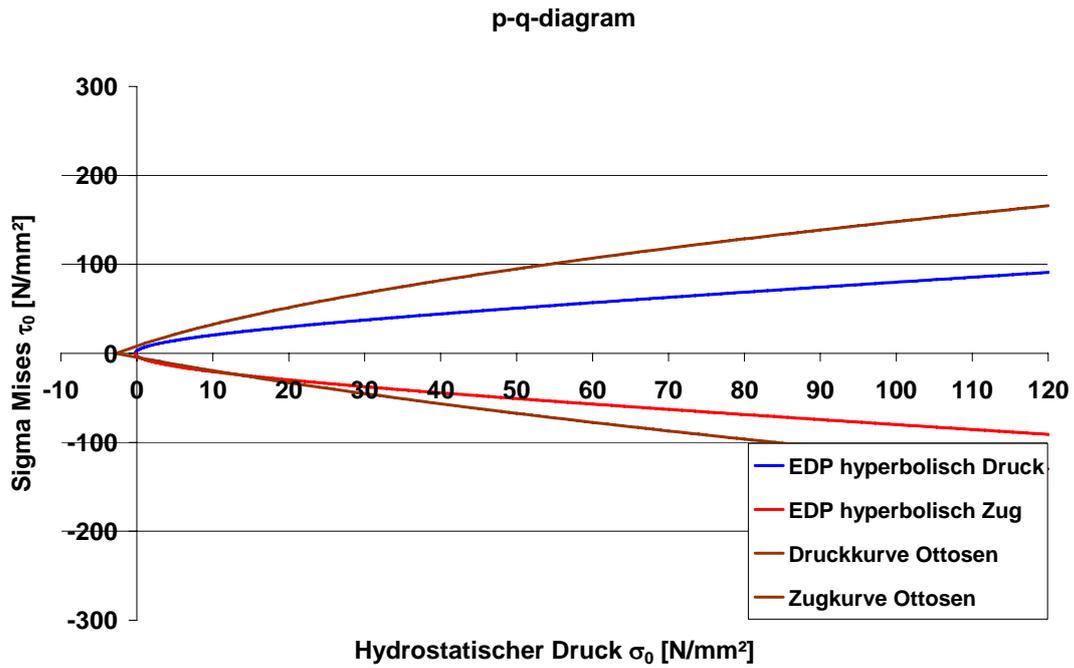


Abb. 4- 71: Oktahedrale Darstellung des Zug- und Druckmerdians nach Ottosen und EDP

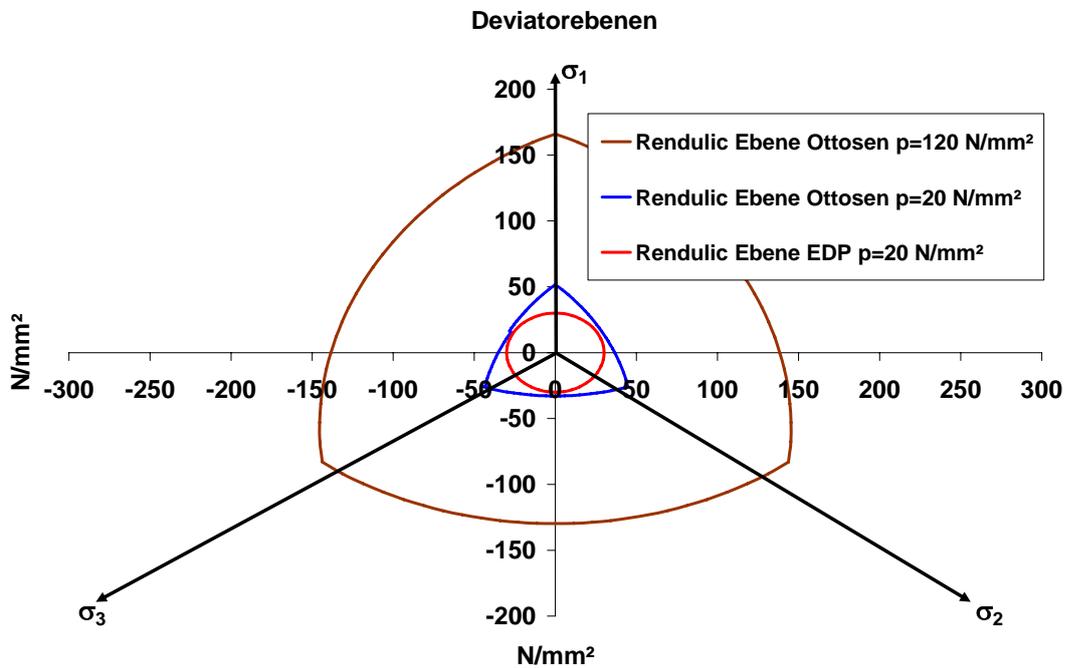


Abb. 4- 72: Darstellung und Vergleich in Rendulicebenen

4.7.4 Nachrechnung des Versuchs HR-100-420-1

Allgemeines

Die in diesem Abschnitt vorgestellten Ergebnisse der Versuchsnachrechnung der Versuche D-1.4-HR-100-420-1 beziehen sich auf Leichtbetonverbunddecken der Rohdichteklasse 1,4 mit glattem, 1,0 mm dickem Holoribblech. Bei dem Versuchsaufbau des hier nachgerechneten Versuchs handelte es sich um einen unsymmetrischen Dreipunktbiegeversuch gemäß Abb. 4- 73 mit einer Deckenlänge von 4,20 m. Zur Reduzierung der Rechenzeiten des FE-Modells wurde das statische System der Abb. 4- 74 gewählt. Mit den Randbedingungen dieses statischen Systems kann eine Relativverschiebung vom Blech zum Beton nur am Auflager auftreten, was bei dem Versuchsaufbau der Abb. 4- 73 nahe kommt.

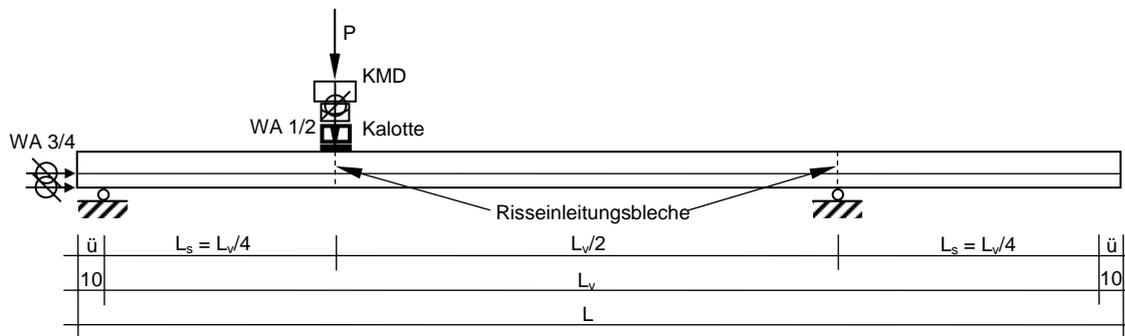
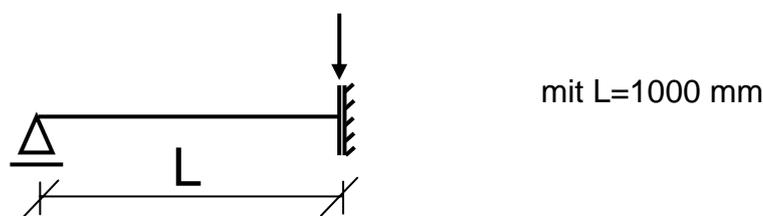


Abb. 4- 73: Versuchsaufbau des Versuchs HR-100-420-1



mit $L=1000$ mm

Abb. 4- 74: Statisches System der FE Simulation HR-100-420-1

Im Modell wurde der Lagerüberstand von 100 mm mit berücksichtigt, wie aus der Abb. 4- 75 zu ersehen ist. Mit der Ausnutzung der Symmetrie in Querrichtung konnten ebenfalls weitere Rechenzeiten gespart werden.

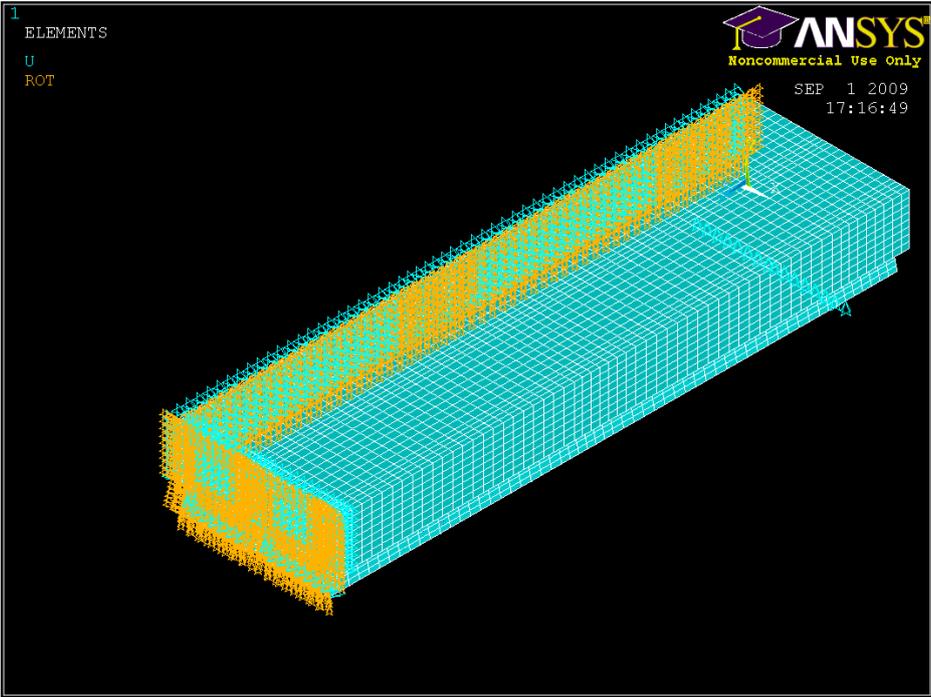


Abb. 4- 75: FE Model HR-100-420-1 mit Lagerungsbedingungen

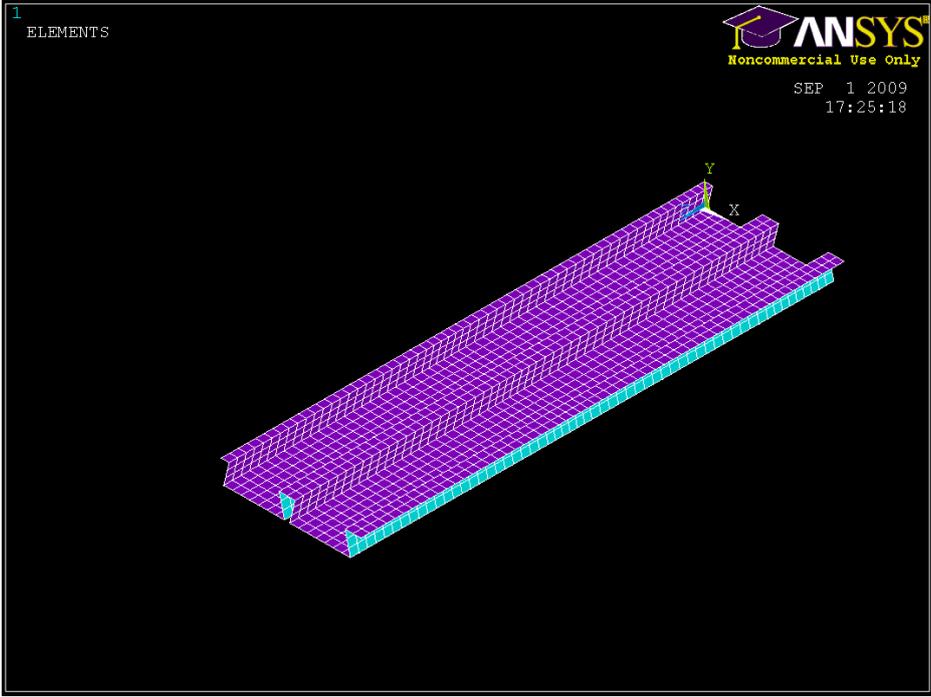


Abb. 4- 76: FE Model des Bleches Holorib HR 51

Materialeigenschaften

Die gemessenen Betonfestigkeiten und Stahleigenschaften sind in der Tab. 4- 31 und Tab. 4- 32 dargestellt. Die Anpassung der EDP Bruchfläche für diese Versuchsnachrechnung erfolgte auf Grundlage der hier angegebenen Festigkeiten.

Tab. 4- 31: Materialkennwerte des Betons des Versuchs D1.4-HR-100-420-1

Rohdichte	E-Modul	Druckfestigkeit	Spaltzugfestigkeit	Zugfestigkeit
[kg/dm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1,4	13104	39,2	1,98	~2,0

Tab. 4- 32: Materialkennwerte des Stahls des Versuchs D1.4-HR-100-420-1

Streckgrenze f_y	E-Modul	Querdehnzahl	Blechdicke
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[mm]
359	195.600	0,3	1,0

Berechnungsergebnisse des Versuches D1.4-HR-100-420-1

Bei der numerischen Simulation der Verbunddecken wurden zwei verschiedene Kontaktmechanismen untersucht. Der Versuchsteil der Deckenversuche bis zum Lösen des Haftverbundes konnte mit einem so genannten Bonded-Kontakt abgebildet werden. Dabei besitzen Aufbeton und Stahlblech an ihren Kontaktflächen nur einen gemeinsamen Knoten, was eine Verschiebung des Bleches zum Beton unmöglich macht. Dieser Fall bildet den starren Verbund ab, der bis zum Lösen des Haftverbundes vorliegt.

Im zweiten Fall erfolgte die Betrachtung der Decken mit Reibverbund, wie in Kapitel 4.7.2 beschrieben. Diese Beschreibung des Kontaktes mit einem Reibungskoeffizienten von $\mu=0,3$ lässt eine Relativverschiebung der Verbundpartner zueinander zu und stellt damit eine realistische Abbildung der Verbindung dar.

Für beide Fälle wurde eine Lastverformungskurve erstellt und mit den Versuchsergebnissen verglichen. Die Kurvenverläufe sind in Abb. 4- 77 dargestellt. Darin ist die gute Korrelation der Simulationsergebnisse zu den Versuchsergebnissen bis zum Lösen des Haftverbundes zu erkennen (Ansys bonded).

Die Simulationsergebnisse mit Reibverbund (Ansys $\mu=0,3$) zeigen ebenfalls eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen bezüglich Kurvenverlauf und

erreichter Traglast. Durch das Fehlen eines Rissmodells und des damit verbundenen Spannungsabfalls im Beton können die Abminderungen der Last nach Überschreiten der Höchstlast in der Nachrechnung nicht simuliert werden.

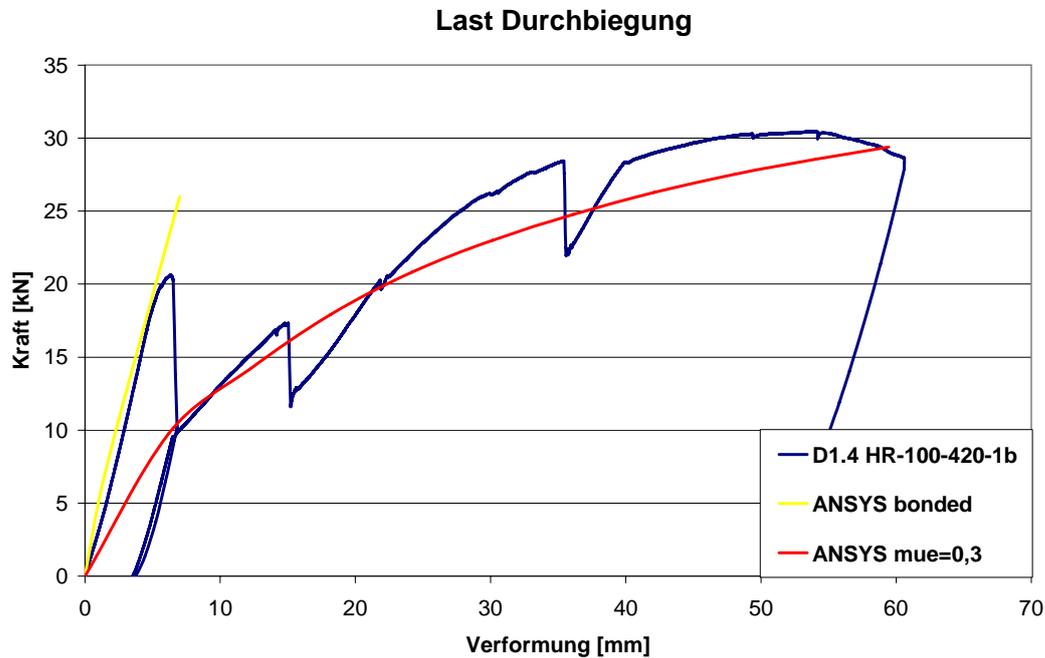


Abb. 4- 77: Lastverformungskurve Versuch D1.4 HR-100-420-1b mit ANSYS Nachrechnungen

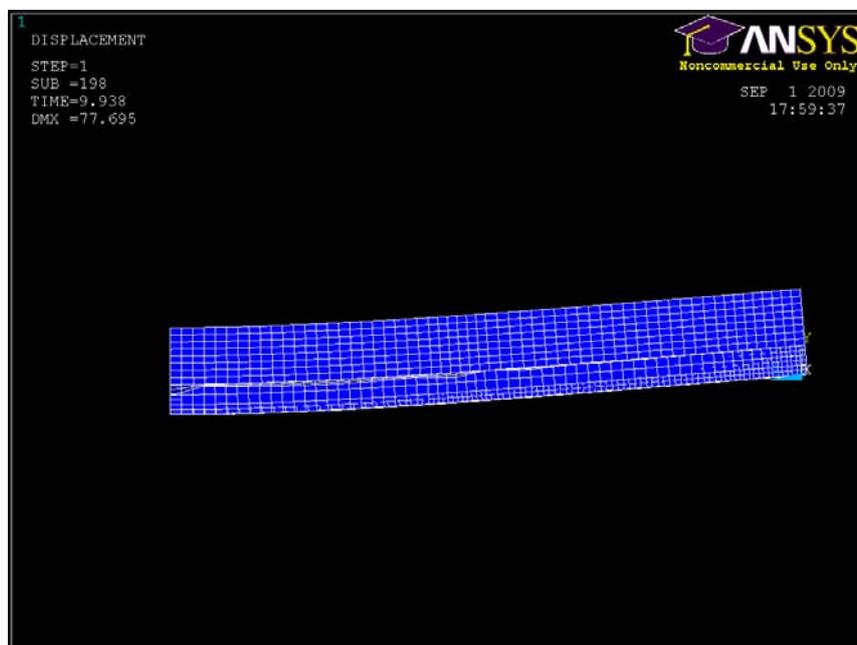


Abb. 4- 78: Verformungsfigur D1.4-HR-100-420-1 Ansys $\mu=0,3$

Vergleicht man diese Plots mit den Fotos des Versuchskörpers bei Erreichen der Traglast, so zeigt sich eine gute Übereinstimmung. In Versuch und Berechnung beult

das Blech im Bereich der Lasteinleitung stark aus und löst sich zum Auflager hin vom Beton ab (vgl. Abb. 4- 78). Außerdem kann der Abb. 4- 79 das entstandene Rissbild des Aufbetons bei Erreichen der Traglast entnommen werden.



Abb. 4- 79: Versuchskörper D1.4-HR-100-420 1b bei Erreichen der Traglast

Da kein Rissmodell und die damit einhergehende Entfestigung für den Beton implementiert sind, wird auf das sich einstellende Rissbild nur über die ersten Hauptspannungen geschlossen. Diese sind in der Abb. 4- 80 dargestellt. Die roten Bereiche stellen Spannungen dar, welche in Höhe der ertragbaren Zugspannungen des Betons liegen. Diese Spannungsspitzen finden sich auf der Unterseite des Betons, welcher den Hinterschnitt des Bleches ausfüllt. Außerdem zeigen sich Spannungskonzentrationen im oberen Drittel der Betonplatte, die zum Auflager hin zunehmen (Abb. 4- 80).

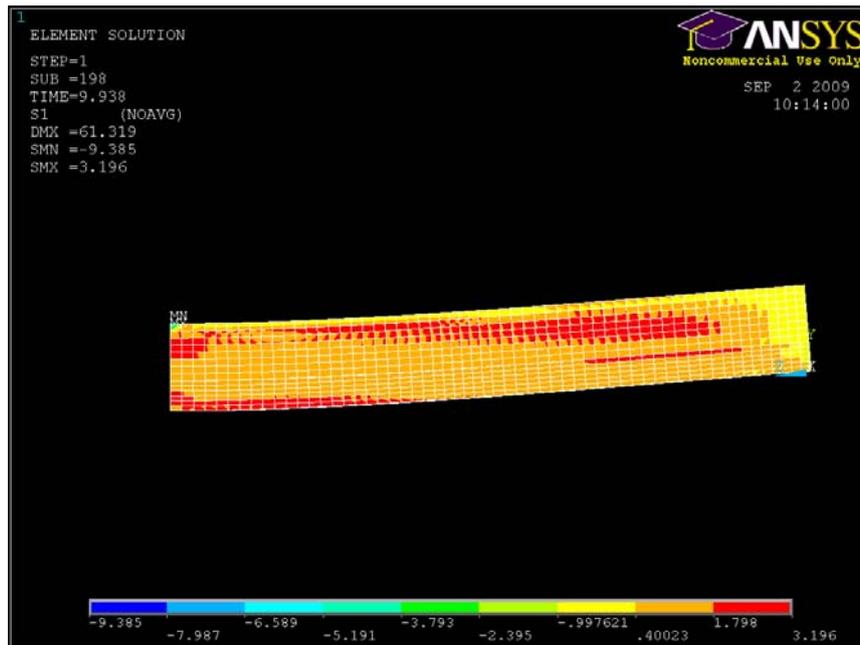


Abb. 4- 80: Erste Hauptspannungen σ_1 im Betonkörper

Bei der Betrachtung eines Querschnitts können weitere Spannungsspitzen an den oberen Kanten des schwalbenschwanzförmigen Hinterschnittes abgelesen werden (Abb. 4- 81 und Abb. 4- 82). Diese Spannungsspitzen gehen von den Enden des Versuchskörpers aus. Ein Längsreißen der Betonplatte ausgehend von den Ecken des schwalbenschwanzförmigen Hinterschnittes, wie dies bei Versuchen mit profilierten Superholoribblechen der Fall war, konnte bei Versuchsdurchführung nicht beobachtet werden. Dennoch liegt die erste Hauptspannung dieser Nachrechnung bei Erreichen der Traglast schon in der Höhe der zulässigen Zugspannung des Betons. Dieses etwas zu ungünstige Ergebnis liegt sicherlich in der scharfen Eckausbildung des Bleches im FE-Modell begründet.

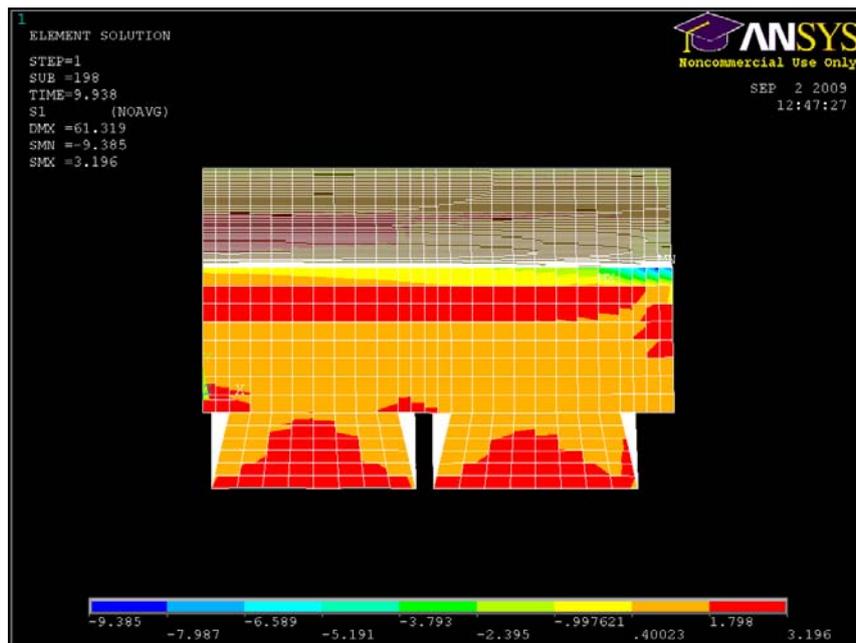


Abb. 4- 81: Erste Hauptspannungen σ_1 im Betonkörper im Bereich der Lasteinleitung

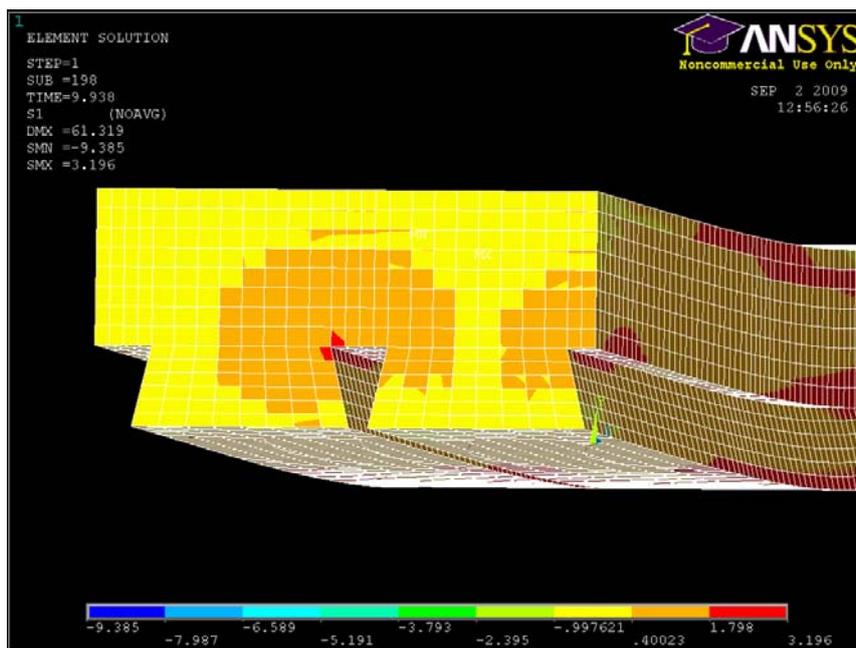


Abb. 4- 82: Erste Hauptspannungen σ_1 im Betonkörper im Auflagerbereich

Bei Betrachtung der Längsspannungen σ_z im Verbundblech ist ersichtlich, dass das Blech am Untergurt bei Erreichen der Traglast bereits im Fließen ist. Bei den mit DMS versehenen Versuchen D1.6-HR100-420 konnte Fließbeginn bei einer Durchbiegung von ca. 40 mm festgestellt werden, was sich mit den Simulationsergebnissen deckt.

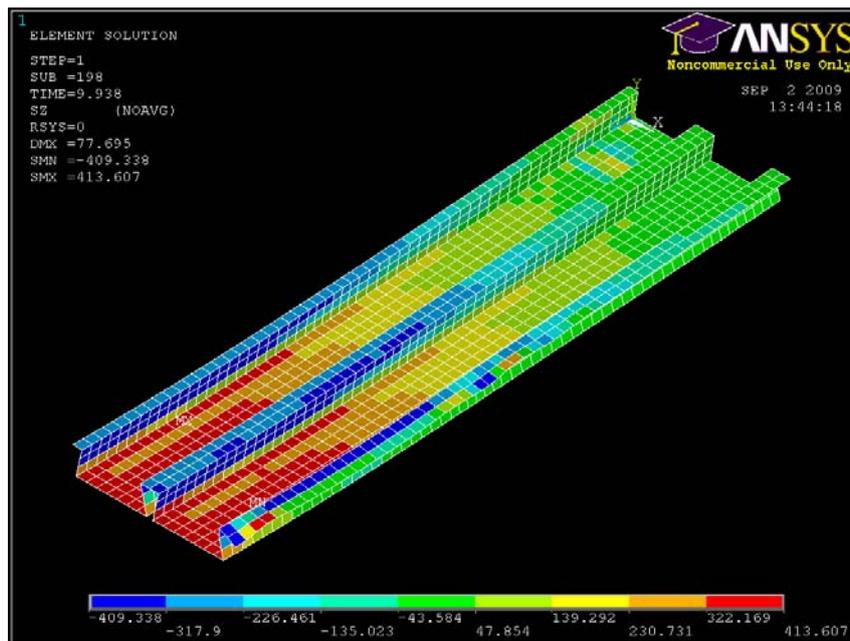


Abb. 4- 83: Längsspannungen σ_z im Stahlblech

4.8 Reibkörper

Bei Verbunddecken müssen Schubkräfte zwischen der Verbundprofiltafel und dem Aufbeton übertragen werden. Nach dem Lösen des Haftverbundes geschieht diese Schubkraftübertragung stets über Reibung und bei Profilen mit mechanischen Verbundmitteln zusätzlich über Formschluss.

Zur Überprüfung des in der Literatur angegebenen Reibkoeffizienten von Stahlblech mit Beton wurden Pull-Out-Versuche mit Glattblech durchgeführt. Der Versuchsaufbau wurde so konzipiert, dass später auch Profilbleche mit und ohne mechanische Verbundmittel getestet werden können.

In der Vergangenheit wurden Reibversuche von Patrick [28] und Minas [26] an Push-Off-Versuchskörpern durchgeführt. Dabei wurde der Aufbeton unter variabler vertikaler Auflast horizontal von der festgehaltenen Profiltafel geschoben. Die Exzentrizität der Lastangriffspunkte und der Einfluss der Steifigkeit des Prüfaufbaus stellten dabei die größte Herausforderung dar.

In den nun durchgeführten Versuchen wurde der Beton fixiert und das Blech gezogen. Der Versuchsaufbau war symmetrisch, so dass sich Exzentrizitäten neutralisieren.

4.8.1 Herstellung der Prüfkörper

In Würfelschalungen mit 20cm Kantenlänge wurden 2 verzinkte Flachbleche der Dicke 1,0mm mit den Abmessungen 20cm x 40cm mittig eingestellt. Seitlich eingeklemmte EPS-Platten der Dicke 0,5cm sicherten die Lage der Bleche. Beim Ausschalen der Prüfkörper wurden diese Platten entfernt. Bis zur endgültigen Einbaulage in der Prüfeinrichtung hielten Zwingen den Prüfkörper zusammen.

4.8.2 Prüfaufbau

Die Prüfung erfolgte in einem Vier-Säulen-Prüfrahmen. Um das Blech aus dem Betonwürfel herauszuziehen, musste der Prüfkörper über eine Rückhaltekonstruktion fixiert werden. Diese bestand aus einem T-Träger und zwei Winkeln, zwischen denen der Prüfkörper mit Gewindestangen eingespannt wurde. Der Steg des T-Trägers wurde in die oberen starren Backen der Prüfmaschine und die Bleche in die beweglichen unteren Backen eingespannt – der Prüfkörper wurde also kopfüber montiert. Als Zugkraft wurde die Maschinen-Zylinderkraft aufgezeichnet.

Die Horizontalbelastung erfolgte durch zwei manuell gesteuerte hydraulische Zylinder. Die Lasteinleitungskonstruktion aus Trägern und Gewi-Stäben ruhte auf einer Stützkonstruktion, damit ihr Eigengewicht den Versuch nicht beeinflusste. Die Querkraft wurde mit einer 500kN-Kraftmessdose gemessen.

Zwei Wegaufnehmer WA10 wurden an der Stirnseite des Prüfkörpers angebracht und ermittelten den Schlupf des Bleches gegenüber dem Beton.

In Abb. 4- 84 ist der Versuchsaufbau schematisch dargestellt.

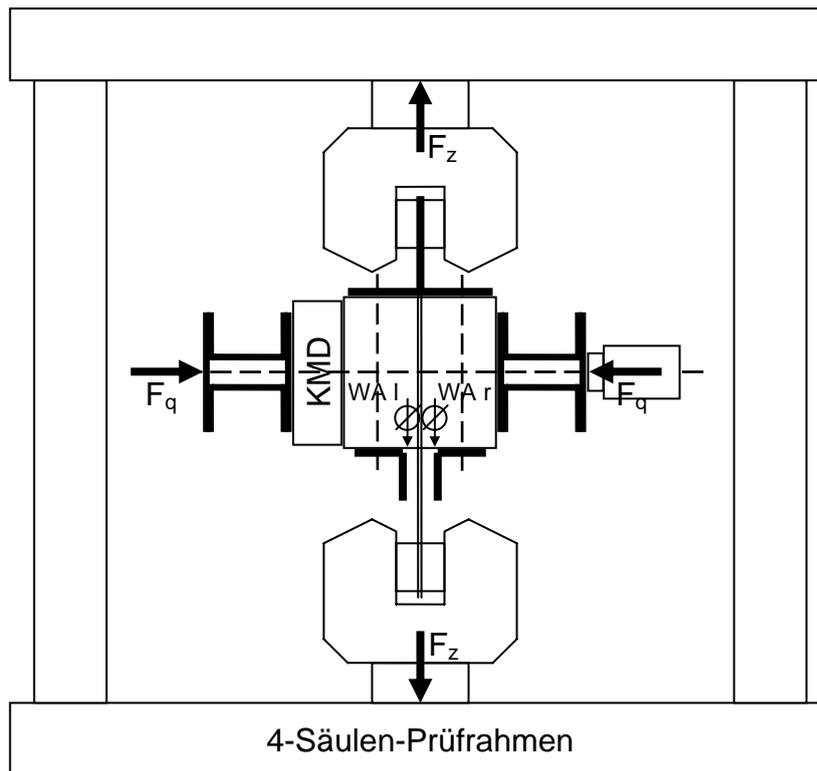


Abb. 4- 84: Schematisch skizzierter Versuchsaufbau der Reibversuche

4.8.3 Durchführung der Versuche

Ziel der Versuche war, das Schluflverhalten unter verschiedenen Querlasten zu untersuchen. Dazu wurde im ersten Schritt mit einer Handpumpe ein Querlastniveau mit den horizontalen Hydraulikzylindern aufgebracht. Anschließend wurden die einbetonierten Flachbleche mit dem vertikalen Zylinder gezogen. Die Zylinderkraft wurde so lange weggesteuert gesteigert bis Schlupf auftrat. Als keine weitere Laststeigerung zu verzeichnen war wurde der Maschinenweg angehalten. Im nun folgenden dritten Schritt wurde der Querdruck langsam entlastet. Mit sinkender Last schlüpft das Flachblech und baut die gespeicherte Energie des vertikalen Zylinders langsam über Reibung ab. Die Kräfte und der Schlupf wurden dabei kontinuierlich aufgezeichnet. Nach der vollständigen Entlastung konnten diese Schritte mit einem anderen Querlastniveau wiederholt werden.

Im Versuch 1 wurden Lastniveaus der Querlast von 10kN, 20kN, 50kN, 75kN und 120kN angefahren. Die zugehörigen Zugkräfte bis zum Schlupf betragen 4,3kN, 7,0kN, 17,1kN und 25,8kN. In der höchsten Laststufe wurde beim Ziehen der Flachbleche die Fließspannung erreicht. Die Blechtafeln verformten sich aus der Ebene und der Versuch wurde abgebrochen.

Die Kraft-Schlupf-Kurven sind in Abb. 4- 85 dargestellt.

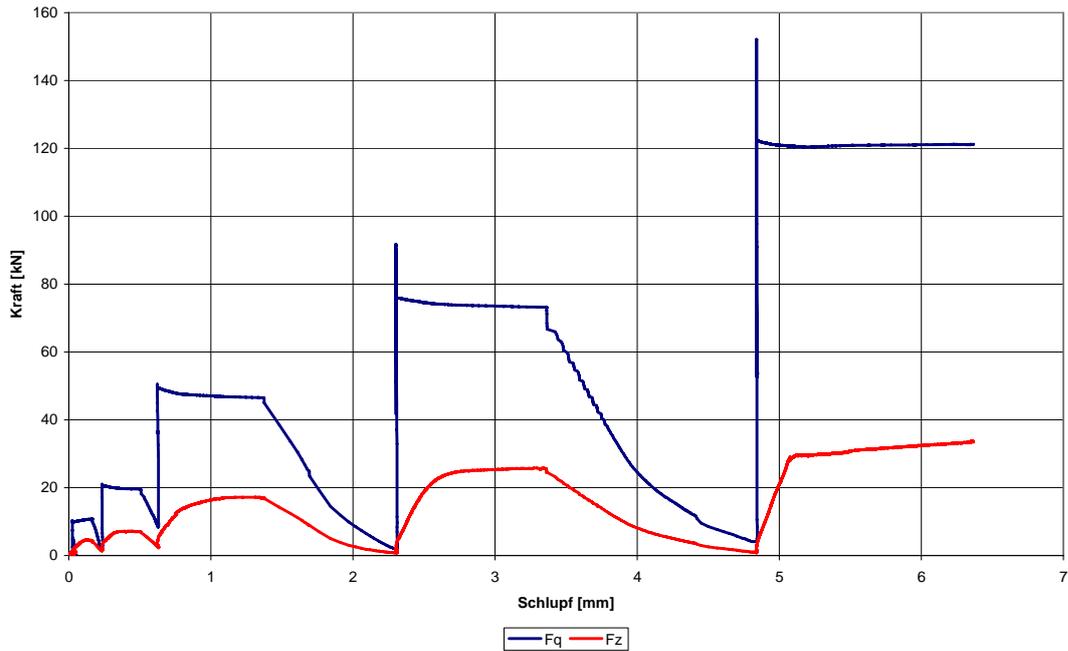


Abb. 4- 85: Versuchsergebnisse Versuch 1

Versuch 2 wurde mit dem Querlastniveau von 50kN gestartet. Das anschließend angefahrne Niveau von 100kN wurde unmittelbar auf 60kN korrigiert. Um den Prüfkörper nicht vorzeitig durch zu hohe Querdrücke zu zerstören wurden die Querlastniveaus von 40kN und 30kN getestet. Die nächste Laststufe von 90kN wurde leider nicht entlastet sondern durch eine Fehlbedienung auf 100kN erhöht. Dies erwies sich wieder als zu hoch, da sich die Flachbleche plastisch verformten.

Die Kraft-Schlupf-Kurven sind in Abb. 4- 86 dargestellt.

4 Versuche mit Verbunddecken

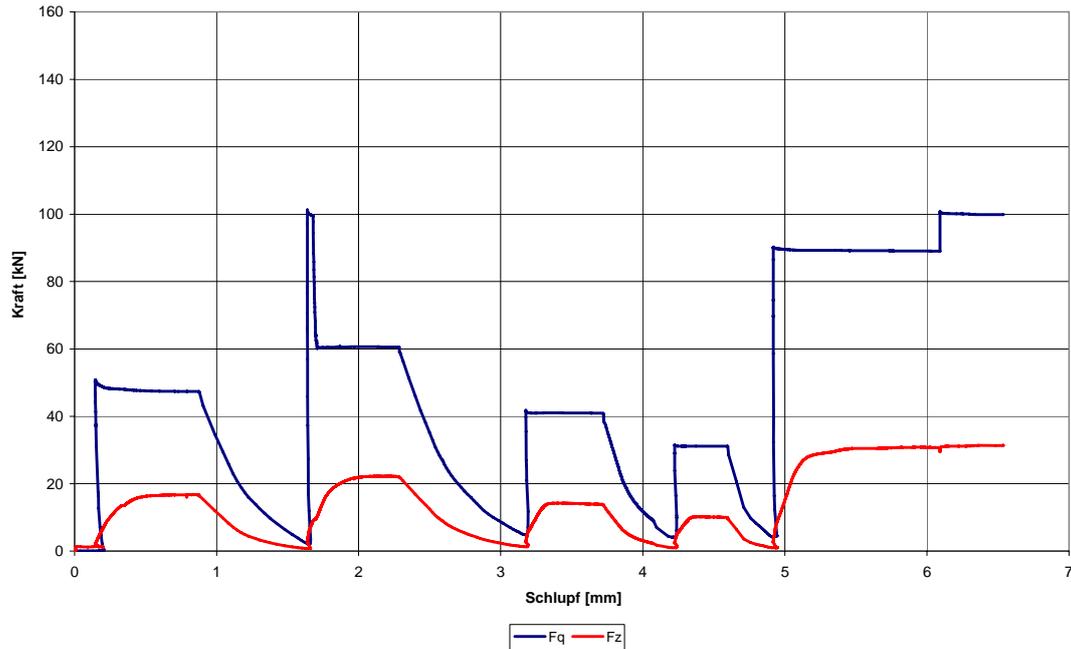


Abb. 4- 86: Versuchsergebnisse Versuch 2

Abb. 4- 87 zeigt die Kraftverläufe von Zylinderkraft über Querdruckkraft für beide Versuche. Es ist zu erkennen, dass nach der Entlastung des Querdrucks stets eine Restzugkraft von ca. 2kN verbleibt. Die Graphen der Entlastungskurven weisen einen fast linearen Verlauf auf und weichen nur im Bereich kleiner Kräfte von der Ausgleichsgeraden ab. Die Steigung der Ausgleichsgeraden kann mit 0,38 angegeben werden. Dies entspricht exakt dem Mittel der Näherungswerte von 0,3 bis 0,45 aus der Fachliteratur.

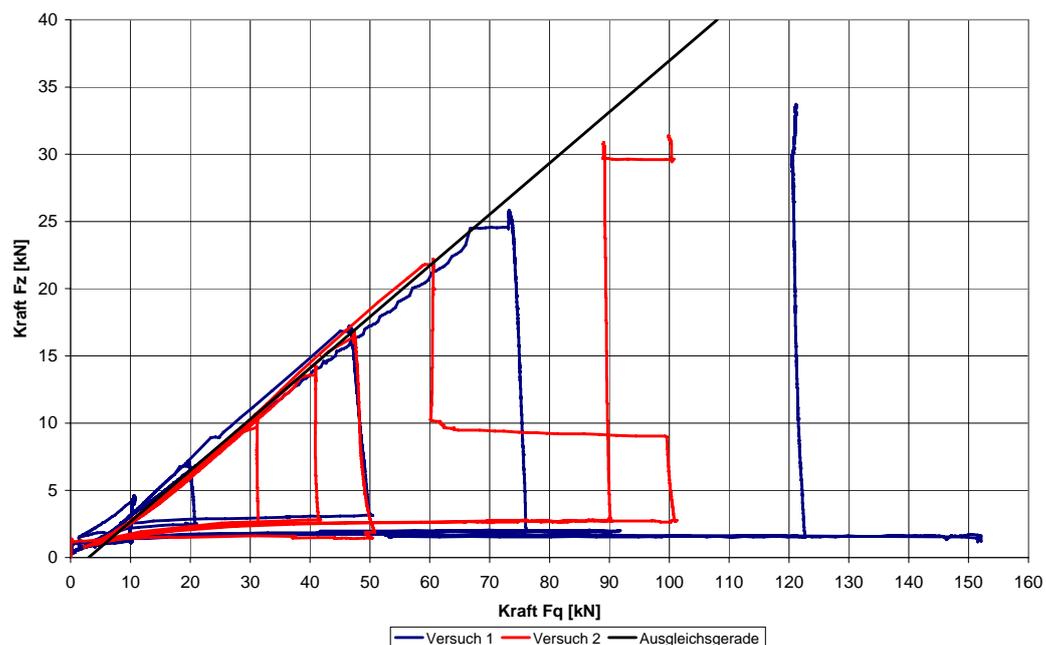


Abb. 4- 87: Zusammenwirken von Zylinderkraft und Querkraft

4.8.4 Versuchsergebnis

Durch die Versuche konnte gezeigt werden, dass die durch Reibung übertragbare Schubkraft zwischen Blech und Beton mit zunehmender Querdruckkraft steigt. Bei hinterschnittenen Verbundprofilen wird durch die spezielle Geometrie eine Klemmwirkung aktiviert. Diese erhöht den Anpressdruck des Profilblechs an den Beton und verbessert so die Schubkraftübertragung zwischen beiden Verbundpartnern. Die in der Fachliteratur angegebenen Reibbeiwerte von Stahl mit Beton wurden durch die Versuche Weise bestätigt.

5 Schallschutz mit leichten Verbunddecken

5.1 Allgemeines

Die Anwendung von Verbunddecken mit selbstverdichtendem Leichtbeton in Hochbauten bezieht einen wesentlichen Vorteil aus dem geringen Gewicht der Decken, der sich aus der Reduzierung der Rohdichte des Leichtbetons im Vergleich zu Normalbeton ergibt. Gleichzeitig ist die Anwendung von Deckensystemen in einer Vielzahl von Hochbauten wie z. B. Wohn- und Bürogebäuden an die Einhaltung von Mindestwerten des Schallschutzes geknüpft. Die Verwendung schwerer Fußbodenaufbauten zur Sicherstellung des Schallschutzes würde die Vorteile des geringen Deckengewichts und auch der kurzen Bauzeiten wieder zunichte machen. Deshalb ist es von Bedeutung, dass die leichten Decken selbst einen möglichst hohen Schallschutz gewährleisten, der mit den Eigenschaften von Decken aus Normalbeton vergleichbar ist.

Um die Schallschutzeigenschaften der leichten Verbunddecken zu prüfen, wurden vergleichende Versuche durchgeführt. Dabei wurden sowohl Decken gleicher Bauweise, aber mit unterschiedlicher Betonrohddichte verglichen als auch Verbunddecken mit Massivdecken gleicher Dicke und Betonrohddichte.

Bei der Betrachtung des Schallschutzes und der Schallübertragung ist zwischen Luftschall und Körperschall zu unterscheiden. Luftschall sind Longitudinalwellen, die sich durch Druck- oder Dichteschwankungen in der Luft ausbreiten. Der Luftschall kann sowohl direkt durch betrachtete Bauteile übertragen werden als auch über die Flanken des Bauteils in benachbarte Bauteile und von dort dann weiter abgestrahlt werden. Bei Körperschall oder Trittschall handelt es sich um Schall, der durch die Schwingungsanregung von Festkörpern, also beispielsweise durch das Gehen auf Decken entsteht.

Die Übertragung von Luftschall wird durch die Dichtheit des Bauteils und seiner Anschlussfugen und durch sein Gewicht beeinflusst. Luftdichte und schwere Bauteile wirken dabei günstig. Trittschall wird durch die Entkopplung von Bauteilen günstig beeinflusst, da dies die Übertragung der Körperschwingungen verhindert.

Die Anforderungen an die Prüfung des Schallschutzes bzw. der Schallübertragung sowie die Vorgaben zur Messung und Bewertung der Trittschalldämmung von Bauteilen sind in DIN 4109 [6], DIN EN ISO 140 [14];[15] ;[16], DIN EN ISO 717 [17];[18] sowie DIN EN 12354 [12] geregelt.

Da die TU Kaiserslautern nicht über einen Norm-Versuchsstand zur Durchführung von Schallmessungen an Decken verfügt, wurde für die vergleichenden Schallmessungen ein eigener Prüfstand entwickelt und aufgebaut. Es handelt sich dabei um ein Bauwerk der Grundrissfläche 3 x 3 m bei einer Höhe von 2,5 m mit abnehmbarer Dachfläche. In diese Dachfläche können zwei Deckenstreifen 2,8 x 1,4 m eingelegt werden, die an drei Seiten auf den Wänden auflagen und an der vierten Seite auf einem Unterzug in Gebäudemitte.

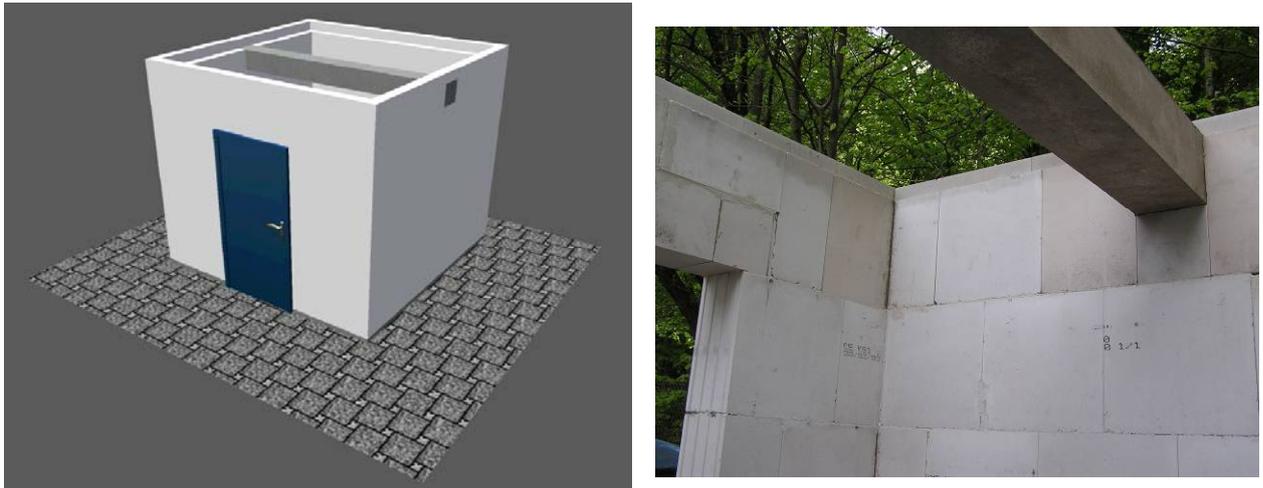


Abb. 5- 1: 3D-Darstellung und Detailfoto des Prüfstands

Um eine möglichst gute Schalldämmung der Wände des Versuchsstands sicher zu stellen, wurden die Wände aus verklebten KSV-Steinen mit einer Wanddicke $d = 30$ cm hergestellt. Als Türen wurden zwei T30-Türen mit Eckzargen in der Türöffnung verbaut. Weitere Wandöffnungen als die Eingangstür wurden nicht ausgeführt.

In dem Deckenprüfstand wurden Messungen der Nachhallzeit sowie des Trittschallpegels nach DIN EN ISO 140 [14];[15];[16] durchgeführt. Dabei wurde der relevante bauakustische Schallbereich von 100 – 3.150 Hz erfasst.

5.2 Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung

In jedem Versuchsaufbau wurden nebeneinander eine Verbunddecke und eine Massivdecke gleicher Dicke ($d = 14 \text{ cm}$) und gleicher Betonrohddichte in das Versuchsbauwerk eingebaut. Die Deckenstreifen waren von den Wänden und vom Mittelunterzug durch eingelegte Sylomerstreifen akustisch entkoppelt, siehe Abb. 5- 2.

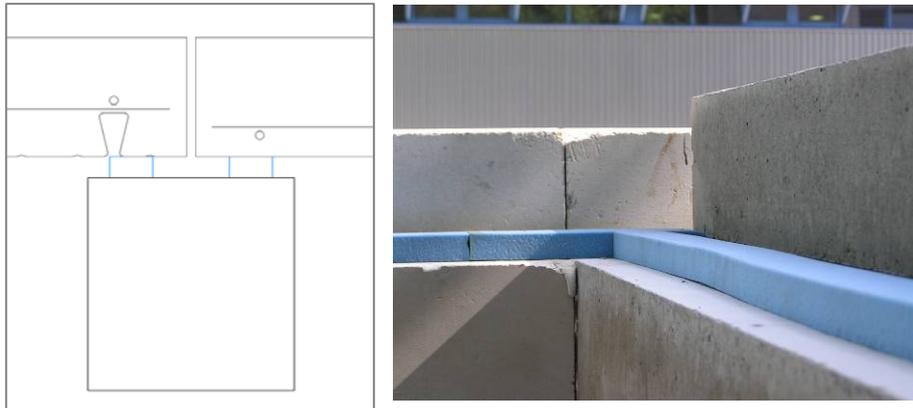


Abb. 5- 2: Akustische Entkopplung der Deckenprüfkörper

Für das Prüfbauwerk wurde mittels Lautsprecherkugel und richtungsunabhängigem Mikrophon die Nachhallzeit ermittelt. Dabei wurden für zwei Lautsprecherstellungen (LS-1 und LS-2) je drei unterschiedliche Mikrophonstellungen (MF-1 bis MF-3) genutzt, um die Nachhallzeit zu messen.

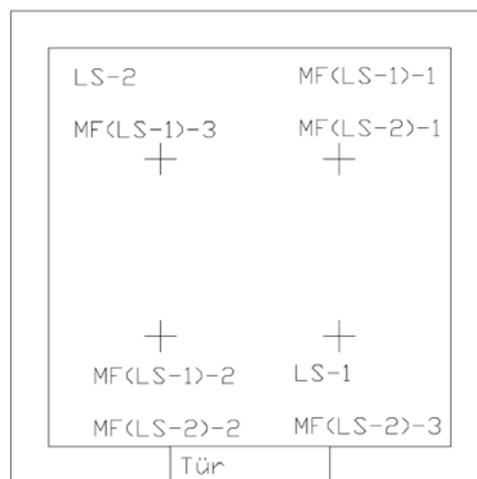


Abb. 5- 3: Versuchsausrüstung und Messpositionen zur Messung der Nachhallzeit

Diese Nachhallzeit wurde als Raumkonstante für die Bewertung der Messungen aller Probekörper verwendet.

Insgesamt wurden sechs Probekörper getestet. Dies waren je eine Massivdecke und eine Verbunddecke mit Beton der Rohdichten D2.5, D1.6 und D1.4. Alle Massivde-

cken waren an der Unterseite glatt geschalt. Alle Probekörper wurden mit Holorib-Verbundblechen hergestellt. Die beide Versuchskörper mit derselben Rohdichte wurden mit Beton aus derselben Mischung betoniert, um die Streuungen der Rohdichte zu minimieren.



Abb. 5- 4: Herstellung der Deckenkörper für die Schallmessungen

Auf den Deckenkörpern wurde eine Anregung des Körperschalls durch ein Normhammerwerk vorgenommen. Dabei wurde das Hammerwerk auf jedem Deckenkörper in die verschiedenen Positionen aufgebracht. Es wurde zweimal parallel zur Spannrichtung der Decke und einmal quer zur Spannrichtung aufgebaut, um mögliche Einflüsse aus der anisotropen Geometrie der Deckenunterseiten der Verbunddecken mit zu erfassen. Zu jeder Position des Hammerwerks wurde an zwei Mikrofonposition im Bauwerk gemessen.



Abb. 5- 5: Norm-Hammerwerk auf einem Versuchskörper

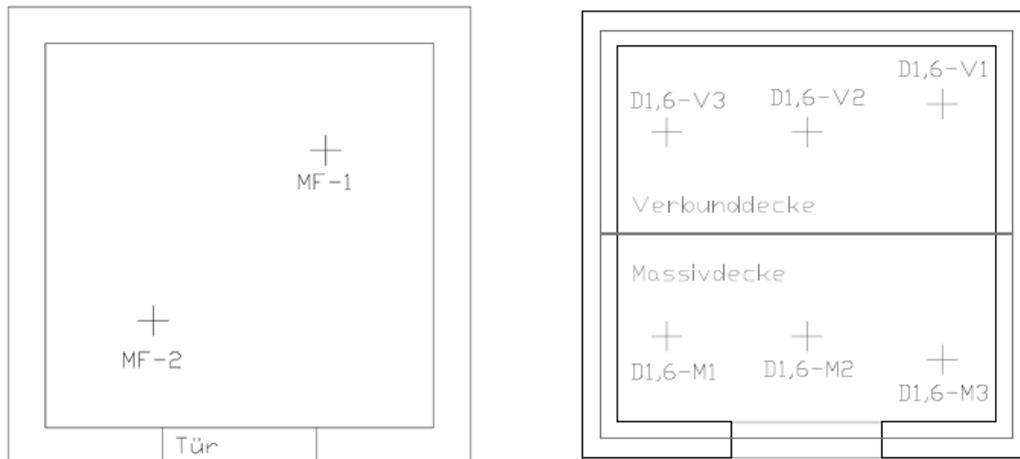


Abb. 5- 6: Positionen des Norm-Hammerwerks und des Empfangsmikrophons

5.3 Ergebnisse der Versuche zum Schallschutz

Für jeden der sechs getesteten Deckenkörper ergaben sich aus der Kombination von 3 Stellungen des Norm-Hammerwerks und je vier Mikrofonpositionen im Empfangsraum insgesamt zwölf Messungen. Jede dieser Messungen wurde für die folgenden Frequenzen im bauphysikalisch interessanten Messbereich aufgenommen:

100 Hz, 125 Hz, 150 Hz, 200 Hz, 315 Hz, 400 Hz, 500 Hz, 630 Hz, 800 Hz, 1000 Hz, 1250 Hz, 1600 Hz, 2000 Hz, 2500 Hz, 3200 Hz

Im Anschluss an die Messungen der Trittschallpegel wurde für die gleichen Frequenzen der Störschall gemessen, um zu überprüfen, ob die Messungen durch Schall aus anderen Quellen als dem Hammerwerk, z.B. aus Verkehrs- oder Fluglärm, in unzulässigem Maß beeinflusst wurden. Dies war jedoch bei keiner Messung der Fall.

Für jeden Deckenkörper wurden für jede Frequenz Mittelwerte der Messungen gebildet. Anschließend wurden diese Mittelwerte auf Norm-Trittschallpegel nach DIN EN ISO 140-6 [16] umgerechnet, indem sie auf die dort zugrunde gelegte Bezugsfläche A des Prüfraums normiert wurden.

Die so ermittelten Werte wurden der Bezugskurve B der Norm gegenübergestellt. Dabei wird die Bezugskurve soweit verschoben, bis die positiven Abweichungen der Messkurve gegenüber der Bewertungskurve einen Wert von insgesamt weniger als 32 dB annehmen. Der Wert des Schallpegels bei 500 Hz gibt dann den bewerteten Norm-Trittschallpegel $L_{n,w}$ an.

Nachfolgend sind die Ergebnisse der Ermittlung der Nachhallzeit sowie die Darstellungen der Ermittlung der bewerteten Trittschallpegel dargestellt.

Tab. 5- 1: Ergebnisse der Bestimmung der Nachhallzeit des Empfangsraums

Frequenz/ Messpunkt	MF(LS-1)-1	MF(LS-1)-2	MF(LS-1)-3	MF(LS-2)-1	MF(LS-2)-2	MF(LS-2)-3	Mittelwert
[Hz]	[dB]						
100	1,29	1,15	1,27	1,37	1,35	1,31	1,29
125	1,14	0,71	0,80	0,75	0,80	0,83	0,84
160	1,14	0,71	0,67	0,57	0,68	0,74	0,75
200	0,83	0,79	1,05	0,82	0,74	0,80	0,84
250	0,60	0,70	0,60	0,57	0,59	0,56	0,60
315	0,63	0,70	0,69	0,59	0,67	0,60	0,65
400	0,51	0,60	0,63	0,65	0,58	0,62	0,60
500	0,53	0,64	0,62	0,55	0,59	0,67	0,60
630	0,58	0,58	0,65	0,67	0,62	0,62	0,62
800	0,60	0,63	0,63	0,59	0,54	0,54	0,59
1000	0,57	0,50	0,52	0,54	0,52	0,53	0,53
1250	0,51	0,50	0,49	0,53	0,50	0,50	0,51
1600	0,48	0,49	0,46	0,54	0,55	0,50	0,50
2000	0,50	0,52	0,52	0,52	0,52	0,56	0,52
2500	0,51	0,48	0,50	0,51	0,51	0,52	0,51
3200	0,47	0,51	0,51	0,49	0,49	0,49	0,49

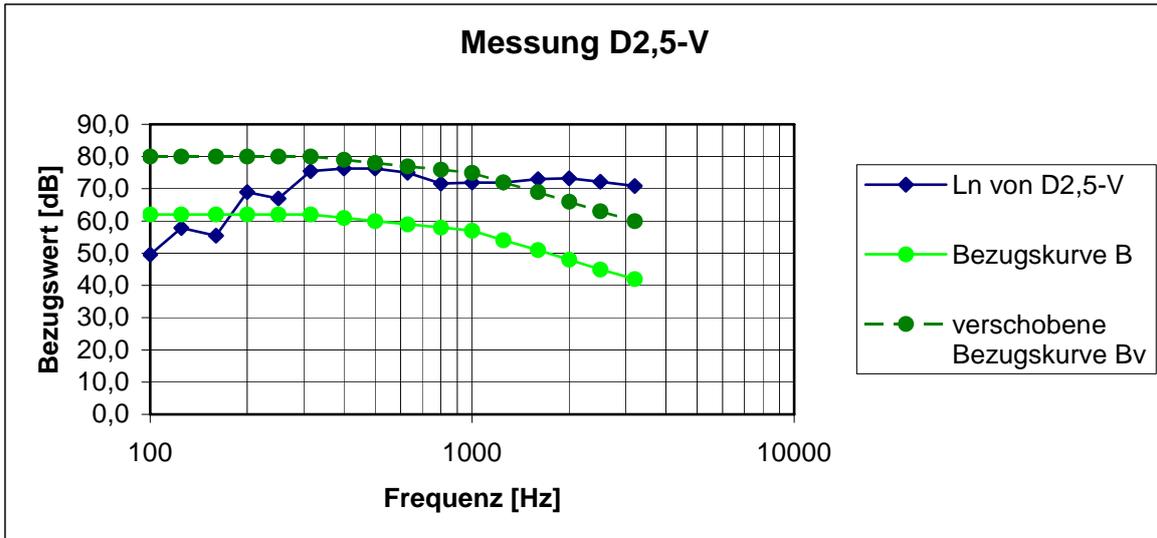


Abb. 5- 7: Ergebnisse der Messung des Trittschallpegels an der Verbunddecke mit Beton der Rohdichte D2.5

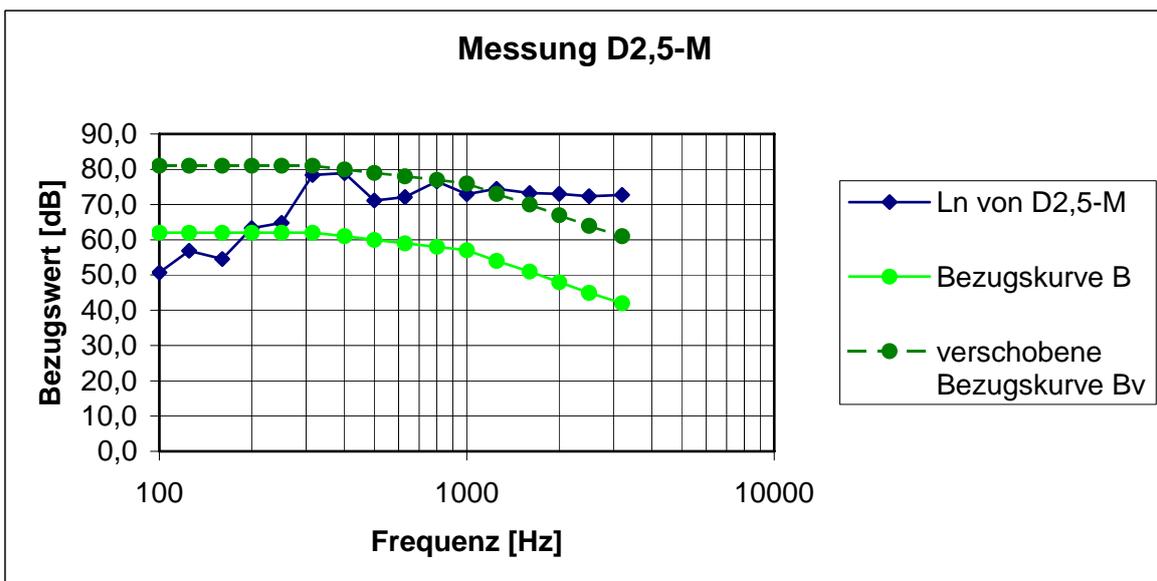


Abb. 5- 8: Ergebnisse der Messung des Trittschallpegels an der Massivdecke mit Beton der Rohdichte D2.5

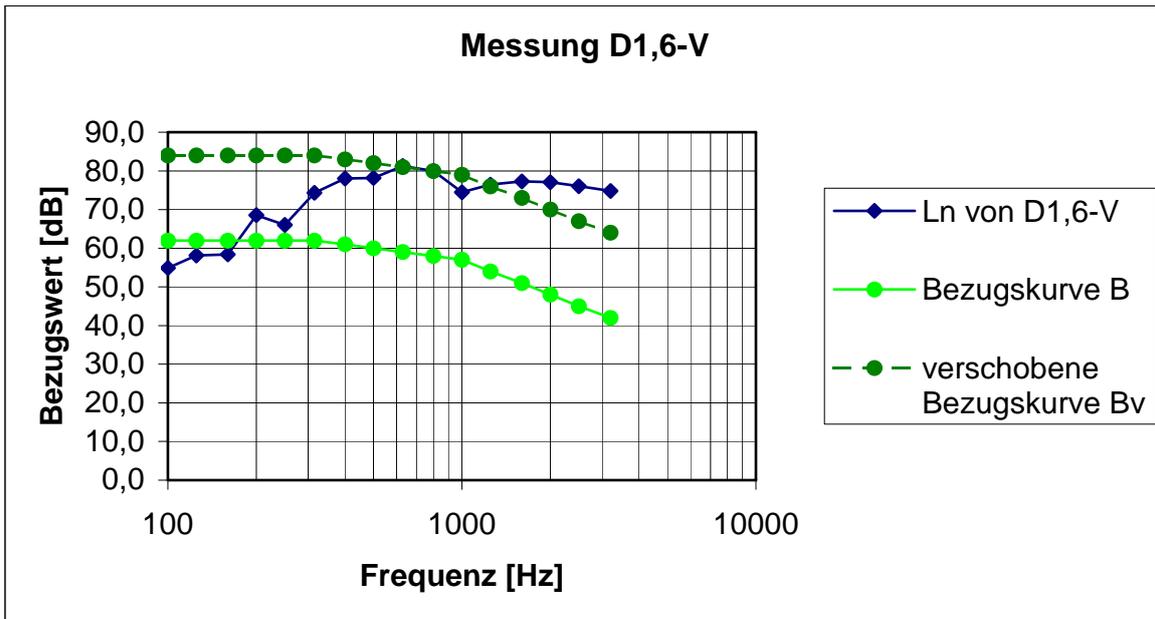


Abb. 5- 9: Ergebnisse der Messung des Trittschallpegels an der Verbunddecke mit Beton der Rohdichte D1.6

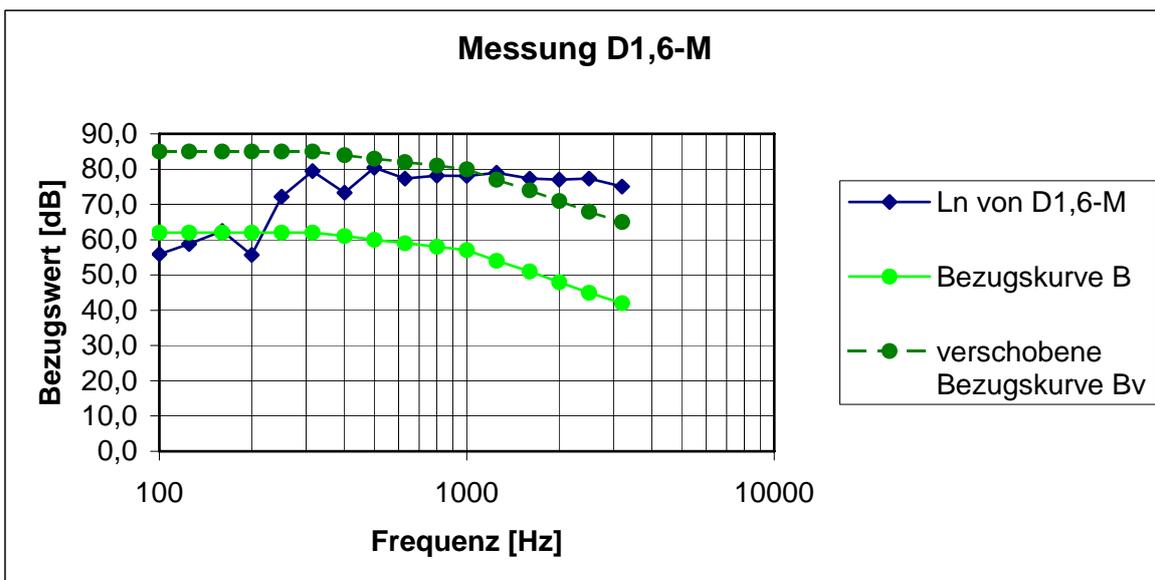


Abb. 5- 10: Ergebnisse der Messung des Trittschallpegels an der Massivdecke mit Beton der Rohdichte D1.6

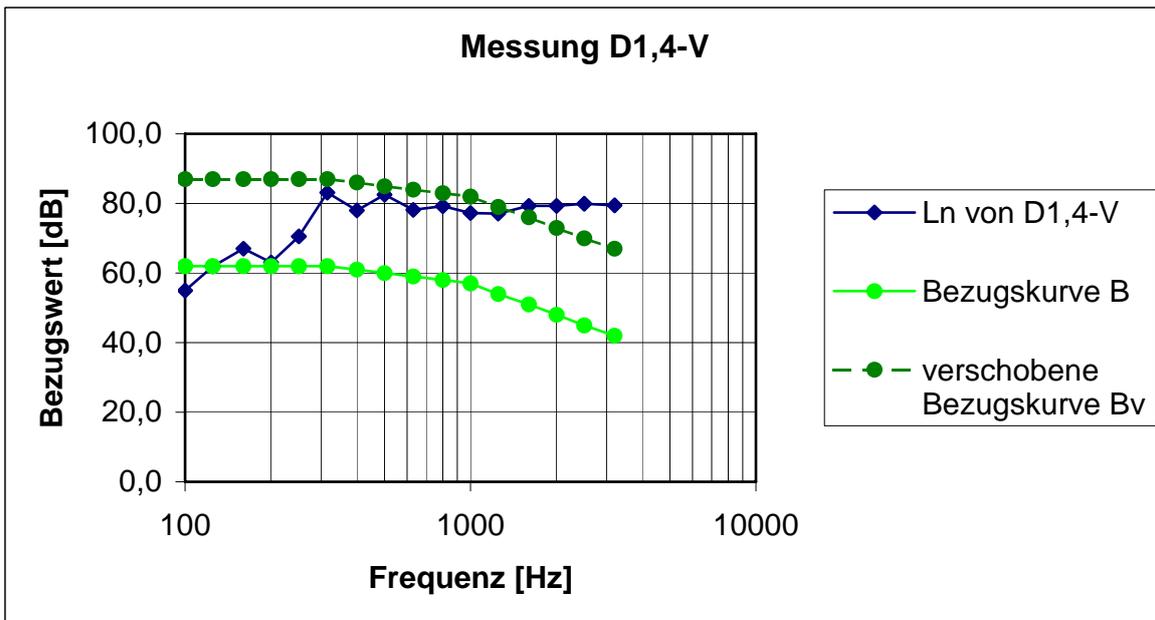


Abb. 5- 11: Ergebnisse der Messung des Trittschallpegels an der Verbunddecke mit Beton der Rohdichte D1.4

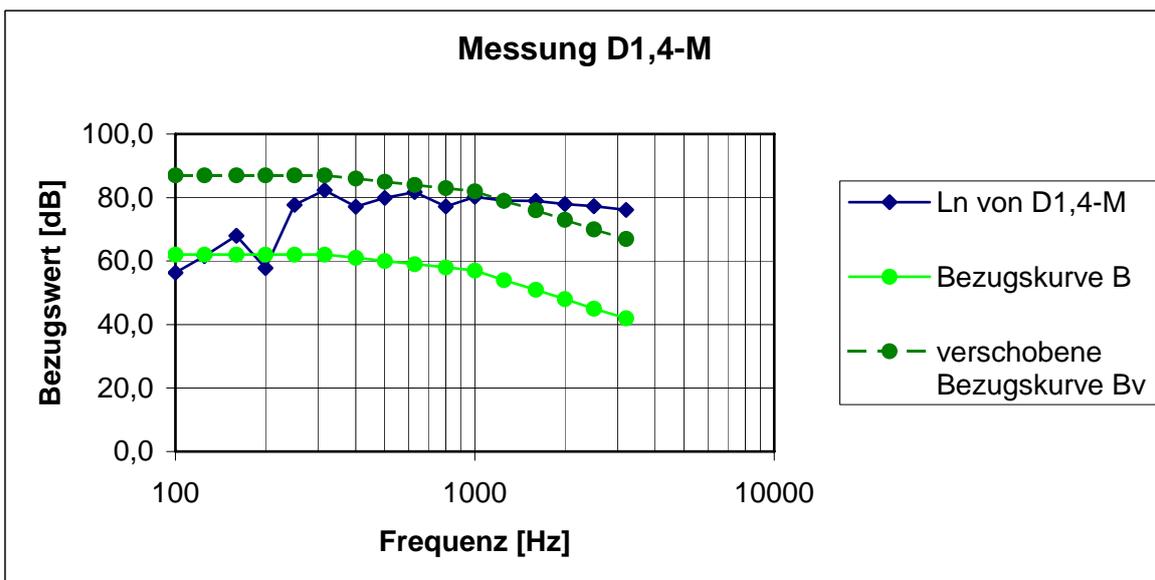


Abb. 5- 12: Ergebnisse der Messung des Trittschallpegels an der Massivdecke mit Beton der Rohdichte D1.4

5.4 Bewertung der Versuchsergebnisse

Vergleicht man die Verläufe der einzelnen Norm-Trittschall-Kurven, so kann man erkennen, dass alle Kurven im Bereich der hohen Frequenzen einen sehr ähnlichen, annähernd konstante Wert erreichen. Die gefundenen Norm-Trittschall-Verläufe sind alle ähnlich, es lassen sich keine deckenart- bzw. betonartspezifischen Unterschiede im Verlauf der Kurven feststellen.

Nachfolgende Tabelle fasst alle gewonnenen Ergebnisse noch einmal zusammen.

Tab. 5- 2: Zusammenfassung der Ergebnisse der Schalluntersuchungen

Beton	Decke	Versuchs- bezeichnung	Masse M	Flächenbezogene Masse M _F	Erwartetes L _{n,w,eq,R}	Gemessenes L _{n,w}
[-]	[-]	[-]	[kg]	[kg/m ²]	[dB]	[dB]
Normalbeton D2,5	Verbunddecke	D2,5-V	1.233	330,9	77	78
	Massivdecke	D2,5-M	1.277	324,7	76	79
Leichtbeton D1,6	Verbunddecke	D1,6-V	933	250,4	80	82
	Massivdecke	D1,6-M	947	254,1	80	83
Leichtbeton D1,4	Verbunddecke	D1,4-V	793	212,8	83	85
	Massivdecke	D1,4-M	813	218,2	82	84

Nach den Festlegungen der Normen zur näherungsweise Berechnung zu erwartender Norm-Trittschallpegel ist das Gewicht der Decken der entscheidende Parameter. Ein Unterschied hinsichtlich der Materialien an der Deckenunterseite (Empfangsseite) oder einer Profilierung der Deckenunterseite wird dort nicht gemacht. Vergleicht man die nach Norm zu erwartenden bewerteten Norm-Trittschallpegel $L_{n,w,eq,R}$ mit den nach den Messungen ermittelten bewerteten Norm-Trittschallpegeln $L_{n,w}$ so stellt man fest, dass es bei jeder der Decken zu Abweichungen zwischen den beiden Werten gekommen ist. Diese Abweichungen betragen maximal 3 dB, was einer Verdoppelung des Schallpegels gleichkommt.

Wie man anhand der Tab. 5- 2 sehen kann, nimmt der Norm-Trittschallpegel mit zunehmender Betonrohddichte ab. Allerdings erreichen auch die leichten Verbunddecken recht geringe Trittschallpegel, die einer Verwendung dieser Decken in Hochbauten mit Schallschutzanforderungen nicht entgegen stehen.

Die Verbunddecken weisen einen vergleichbaren, tendenziell aber eher geringeren bewerteten Norm-Trittschallpegel $L_{n,w}$ als die Massivdecken auf. Dies könnte in den Abstrahleigenschaften und der Profilierung der Bleche begründet sein. Möglicherweise hat das Blech eine schlechtere Schallabstrahlwirkung als die Betonoberfläche oder aber die Bleche verändern die Schwingeeigenschaften der Decken, so dass weniger Schall in den Empfangsraum abgestrahlt wird. Eine weitere Möglichkeit wäre, dass die hinterschnittene Profilierung dazu führt, dass in den Profilsicken der Schall

immer wieder reflektiert wird und deshalb nicht in den Raum gestrahlt wird. Daraus würde eine geringere Abstrahlfläche in den Empfangsraum resultieren.

Abschließend bleibt zu erwähnen, dass der Prüfraum kleiner war als es den Normanforderungen entspricht und daher nur vergleichende (qualitative) Messungen angestellt werden können. Quantitative Aussagen über einen späteren Trittschallpegel können so nicht direkt getroffen werden.

6 Zusammenfassung

Der in diesem Vorhaben geleistete Beitrag zum Thema „Leicht Bauen mit Verbunddecken im Wohnungs- und Gewerbebau“ umfasste neben der Optimierung von bestehenden Leichtbetonrezepturen, die Untersuchung des Tragverhaltens von leichten Verbunddecken sowie des Schallschutzes dieser Decken. Zusammenfassend wurden Ergebnisse erzielt, welche zum Einen den wirtschaftlichen Einsatz von Verbunddecken aus Leichtbeton zeigen, zum Anderen jedoch auch weiteren Forschungsbedarf aufzeigen.

Zu Beginn des Forschungsvorhabens wurde beabsichtigt, die zu untersuchende Rezepturpalette auf Betone der Rohdichteklasse D1,2 zu erweitern. Nach ersten Versuchen zur Entwicklung von Leichtbetonen der Rohdichteklasse D1,2 stellte sich heraus, dass ein derartiger Beton nicht den Anforderungen, die aus dem Einsatz als Verbundpartner in Verbunddecken resultieren, genügt. Vor allem das Verhältnis zwischen Zug- und Druckfestigkeit stellte sich zu ungünstig dar. Nach den ersten Versuchen wurde die Untersuchung auf Beton der Rohdichteklasse D1.4 und D1.6 beschränkt. Die Optimierung der bestehenden Leichtbetonrezeptur ermöglichte unter anderem Fortschritte hinsichtlich der Rissneigung des Betons und dessen Verarbeitbarkeit. Ein Überblick über die Arbeiten zur Anpassung und Verbesserung der Frischbetoneigenschaften sowie ausgewählter mechanischer Festbetoneigenschaften bei definierten Rohdichten zur Anwendung in Verbunddecken ist im Kapitel 2.2 gegeben. Durch den verbesserten Einsatz der Schwindreduzierer SRA-1 und SRA-2 konnte der Zeitpunkt der Rissbildung im Vergleich zum Referenzbeton um 86% und 166% hinausgeschoben werden. Durch den an die Erfordernisse angepassten Einsatz der Zusatzstoffe reduzierten sich gleichzeitig die Rissbreiten. Die Pumpfähigkeit der Leichtbetonrezeptur wurde überprüft und eingestellt, so dass auch die Förderung des Betons und damit der baupraktische Einsatz möglich ist.

In umfangreichen Tests wurden gängige Verbundblechprofile mit Leichtbeton hergestellt und deren Trag-, Verformungs- und Versagensverhalten untersucht. Dabei wurden bei besser mechanisch verdübelten Blechen wie Super-Holorib, Cofrastra und teilweise Cofraplus ein ungewöhnliches Versagensverhalten beobachtet, das von den bei Verbunddecken mit Normalbeton vorliegenden Versagensformen abweicht. Verbunddecken mit Normalbeton weisen bei Erreichen der Tragfähigkeit ein Fließplateau in der Last-Verformungskurve mit näherungsweise konstanter Tragfähigkeit auf. Beim Einsatz von Leichtbeton ist dagegen ein ausgeprägter Abfall des Tragvermögens nach dem Erreichen der Maximallast zu erkennen. Der Traglastabfall kann auf ein frühes Zugversagen des Betons im Bereich der Obergurte zurückgeführt werden, welches u. a. durch die Ausbildung von Längsrissen in diesen Bereichen verdeutlicht wird. Hervorgerufen wird dieses Verhalten durch die Verformung und Verschiebung des profilierten Stahlbleches im Zuge der Biegebeanspruchung. Damit geht eine Spreizung der Gurtflanken einher, aus der hohe lokale Querkraftkräfte im Beton über der Profilierung resultieren.

Die Belastungsversuche wurden zudem herangezogen, um die auftretenden Schubspannungsbeziehungen näher zu untersuchen. Ergebnisse wurden für die beiden Zustände „starrer Verbund durch wirkendem Haftverbund“ und „teilweise verdübelt mit messbarem Schlupf“ untersucht. Ist ein starrer Verbund durch einen ausreichend großen Haftverbund gewährleistet, stimmen die Ergebnisse mit dem getroffenen Ansatz einer konstanten Verteilung überein. Die ausgewerteten Dehnungszustände von Blech und Beton ermöglichten eine Aussage über die Verteilung der Schubspannungen. Die Annahme einer konstanten Verteilung trifft hier bei allen verwendeten Blechen zu. Mit dem Eintreten von Relativverschiebungen zwischen Blech und Beton ergab sich jedoch ein deutlich anderes Bild. Die Ergebnisse zeigen einen stufenförmigen Anstieg der Verbundspannungen vom Versuchskörperrand hin zur Lasteinleitung. Des Weiteren konnte ermittelt werden, dass der Schlupf in der Nähe der Lasteinleitung beginnt und sich von dort zum Deckenrand hin ausbreitet. Bleche mit starker mechanischer Verdübelung ermöglichen die Aufnahme höherer Spannungen und zeigen Betonversagen.

Die Nachrechnung der auftretenden Querkräfte mit den zur Zeit verwendeten Ansätzen nach DIN 1045 veranschaulichte die Problematik der zugrunde gelegten semiempirisch ermittelten Formeln. Bei den in diesem Projekt durchgeführten Versuchen wurde festgestellt, dass mit einer zunehmenden mechanischen Verdübelung und bei höheren Blechstärken die Querkrafttragfähigkeit überschätzt wird. Hier zeigt sich der vorliegende Forschungsbedarf deutlich.

Bei der in diesem Projekt durchgeführten Finite-Element Analyse ergab sich eine gute Korrelation der Simulationsergebnisse zu den Versuchsergebnissen, sowohl bei Haftverbund als auch bei Reibverbund. Die Simulationsergebnisse zeigen gute Übereinstimmung des Kurvenverlaufs und der erreichten Traglast.

Die an den leichten Verbunddecken durchgeführten Schalluntersuchungen zielten darauf ab festzustellen, wie die Eignung der Decke hinsichtlich ihres Trittschallpegels ohne zusätzliche Maßnahmen einzuschätzen ist. Diesbezüglich wurden in einem Prüfraum Schallmessungen durchgeführt. Der Versuchstand wich dabei in seiner Größe etwas von den Normanforderungen ab, was sich auf die quantitative Aussage der Prüfergebnisse auswirkt. Allerdings erreichten die qualitativen Messungen an den leichten Verbunddecken recht geringe Trittschallpegel, die einer Verwendung dieser Decken in Hochbauten mit Schallschutzanforderungen nicht entgegen stehen und mit den Ergebnissen an Decken mit Normalbeton vergleichbar waren.

7 Literatur

- [1] Bode, H.: Euro-Verbundbau, Konstruktion und Berechnung; 2. Auflage; Werner Verlag; 1998; ISBN 380414207-9.
- [2] DBV-Merkblatt: Besondere Verfahren zur Prüfung von Frischbeton (Special testing methods for fresh concrete); DEUTSCHER BETON- UND BAUTECHNIK-VEREIN E.V.; Fassung Juni 2007.
- [3] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DafStb): Richtlinie Selbstverdichtender Beton (SVB-Richtlinie); Ausgabe November 2003; Beuth-Verlag.
- [4] DIN 1045-1:2007-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion; inklusive Berichtigung vom Juni 2005; Beuth Verlag.
- [5] DIN 1048:1991: Prüfverfahren für Beton: Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, August 2008.
- [6] DIN 4109: 1989-11: Schallschutz im Hochbau, Anforderungen und Nachweise
- [7] DIN 18800-5:2007-03: Stahlbauten – Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton – Bemessung und Konstruktion; Beuth Verlag.
- [8] DIN 50145: Prüfung metallischer Werkstoffe – Zugproben: 5/1975
- [9] DIN EN 1992-1-1:2005-10: 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; Beuth Verlag.
- [10] DIN EN 1994-1-1:2006-07: 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; Beuth Verlag.
- [11] DIN EN 10002-1:2001: Zugversuche, Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur, Deutsche Fassung: EN 10002-1:2001, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2001.
- [12] DIN EN 12354-2: 2000-09: Bauakustik – Berechnung der akustischen Eigenschaften von Gebäuden aus den Bauteileigenschaften – Teil 2: Trittschalldämmung zwischen Räumen
- [13] DIN EN 12390:2001: Prüfung von Festbeton, Deutsche Fassung: EN 12390, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2001.

- [14] DIN EN ISO 140-1: 2005-03: Akustik – Messungen der Schalldämmung in Gebäuden und von Bauteilen – Teil 1: Anforderungen an Prüfstände mit unterdrückter Flankenübertragung
- [15] DIN EN ISO 140-3: 2005-03: Akustik – Messungen der Schalldämmung in Gebäuden und von Bauteilen – Teil 3: Messungen der Luftschalldämmung von Bauteilen in Prüfständen
- [16] DIN EN ISO 140-6: 1998-12: Akustik – Messungen der Schalldämmung in Gebäuden und von Bauteilen – Teil 6: Messungen der Trittschalldämmung von Decken in Prüfständen
- [17] DIN EN ISO 717-1: 2006-11: Akustik – Bewertung der Schalldämmung in Gebäuden und von Bauteilen – Teil 1: Luftschalldämmung
- [18] DIN EN ISO 717-2: 1996-11: Akustik – Bewertung der Schalldämmung in Gebäuden und von Bauteilen – Teil 2: Trittschalldämmung
- [19] Faust, T.: Leichtbeton im konstruktiven Ingenieurbau; Ernst & Sohn; 2003; ISBN 3-433-01613-5.
- [20] Fischer, L.: Bestimmung des 5%-Quantils im Zuge der Bauwerksprüfung, Bezugnahme auf DIN-Normen und Eurocode, Artikel: Bautechnik 72, Heft 11, Ernst & Sohn Verlag, 1995.
- [21] Haist, M., Mechtcherine, V., Beitzel, H., Müller, H. S.: Pumpen von Leichtbeton – ein neues Werkstoffkonzept. Tagungsbericht der 15. Int. Baustofftagung ibausil, Weimar, S. 1381-1392, 2003.
- [22] Hanswille, G., Schäfer, M.: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion – Kommentar zu DIN V 18800-5 Ausgabe: November 2004, Stahlbaukalender 2005, Ernst & Sohn Verlag, 2005.
- [23] König, G., Faust, T.: Abschlussbericht zu Verbunddecken aus Leichtbeton, Universität Leipzig; 1997 unveröffentlicht.
- [24] Kurz, W., Kessler, C.: Bericht zu Tastversuchen an Holorib Verbunddecken mit Leichtbeton, Nr. 104/07; Technische Universität Kaiserslautern; 2007 unveröffentlicht.
- [25] Mechtcherine, V., Haist, M., Hewener, A., Müller, H. S.: Self-compacting lightweight concrete – a new high-performance building material. Proceedings of the 1st fib Congress 2002, Osaka, Japan, 2002.
- [26] Minas, F.: Beitrag zur versuchsgestützten Bemessung von Profiblechverbunddecken mit nachgiebiger Verdübelung, Dissertation Technische Universität Kaiserslautern, 1999.

- [27] Ottosen, N.: A Failure Criterion for Concrete, ASCE Vol. 103 EM4 (1977), S. 527-535.
- [28] Patrick, M.: Shear Connection Performance of Profiled Steel Sheeting in Composite Slabs, Dissertation, University of Sydney, 1994.
- [29] Sauerborn, I.: Zur Grenztragfähigkeit von durchlaufenden Verbunddecken, Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern; 1995.
- [30] Sauerborn, I., Sauerborn, N.: Geschossdecken mit Profilblechen, Stahlbaukalendar 2002; Ernst & Sohn; 2002.
- [31] William, K.J.; Warnke, E.P.: Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete, Manuskript, unveröffentlicht.
- [32] Zulassungsbescheid Z-26.1-4: Holorib HR 31 / HR 51 Verbunddecke, Fa. Holorib (Deutschland) GmbH, DIBt, 2007.
- [33] Zulassungsbescheid Z-26. 1-22: Cofrastra Verbunddecken, AcelorMittal Construction (Deutschland) GmbH, DIBt, 2007.
- [34] Zulassungsbescheid Z-26. 1-45: Super-Holorib SHR 51 Verbunddecke, Fa. Holorib (Deutschland) GmbH, DIBt, 2007.

8 Anhang

Zur Minimierung des Umfangs wurde auf die Darstellung der Tastversuche bewusst verzichtet. Die Auswertung der Dehnungsebenen wurde für alle durchgeführten und speziell instrumentierten Versuche ausgeführt. Die Darstellung im Anhang beschränkt sich jedoch auf einzelne Versuchskörper, welche eine eindeutige Beurteilung ermöglichten.

8.1 Biegezugversuche der Bleche

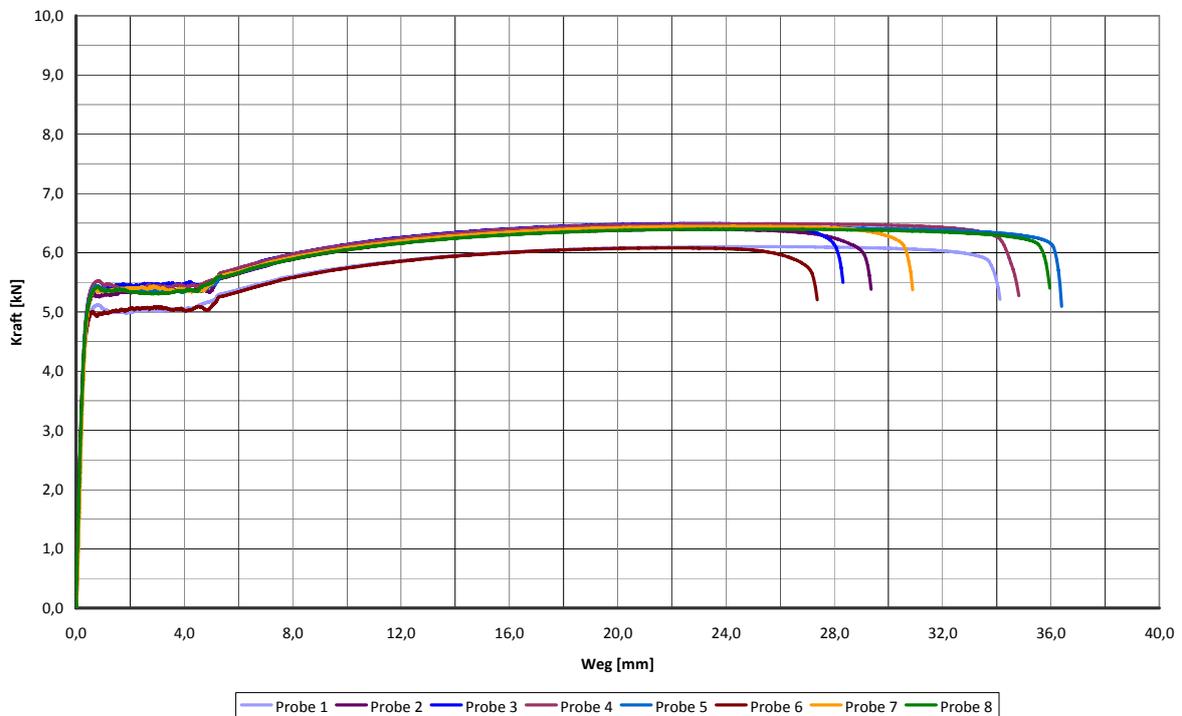


Abb. 8- 1: Biegezugversuche – Holorib 51, Blechdicke 0,75mm

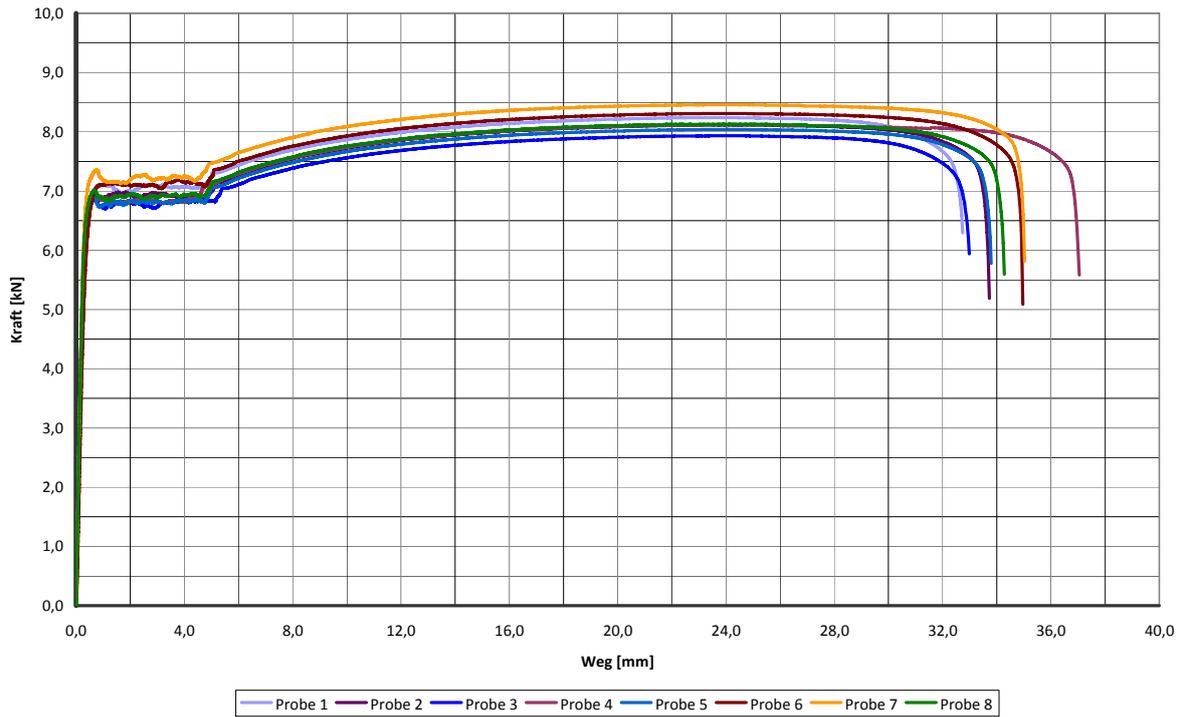


Abb. 8- 2: Biegezugversuche – Holorib 51, Blechdicke 1,00mm

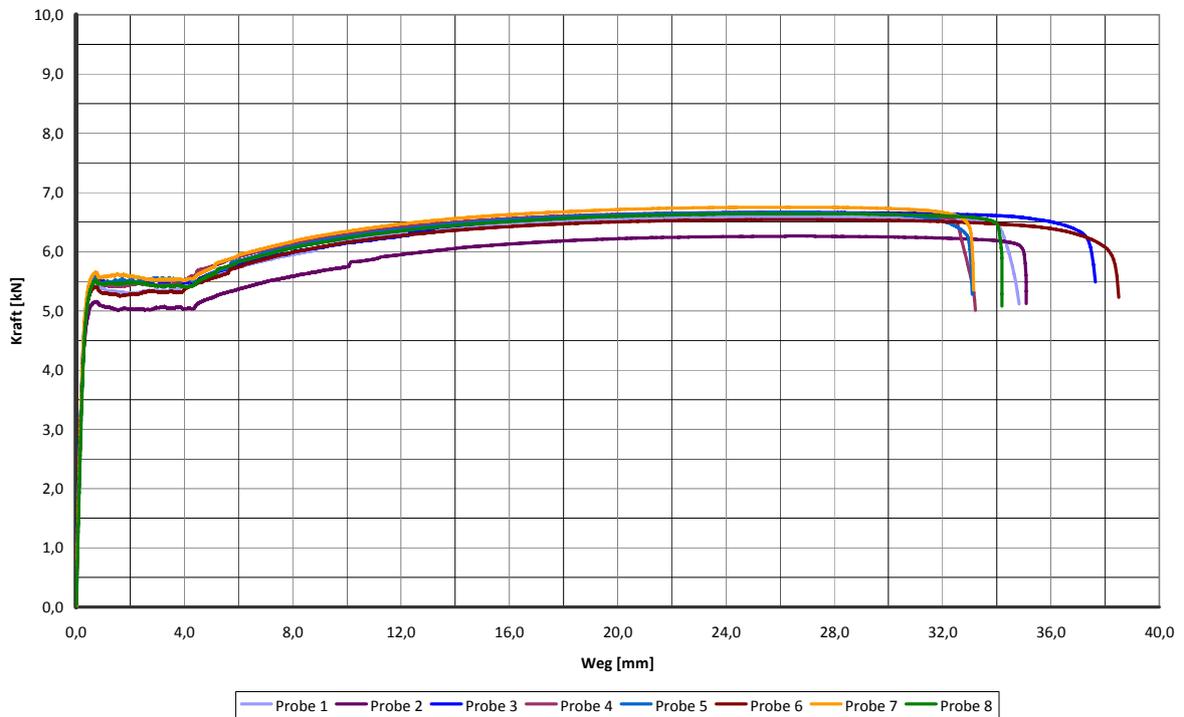


Abb. 8- 3: Biegezugversuche – Super-Holorib 51, Blechdicke 0,75mm

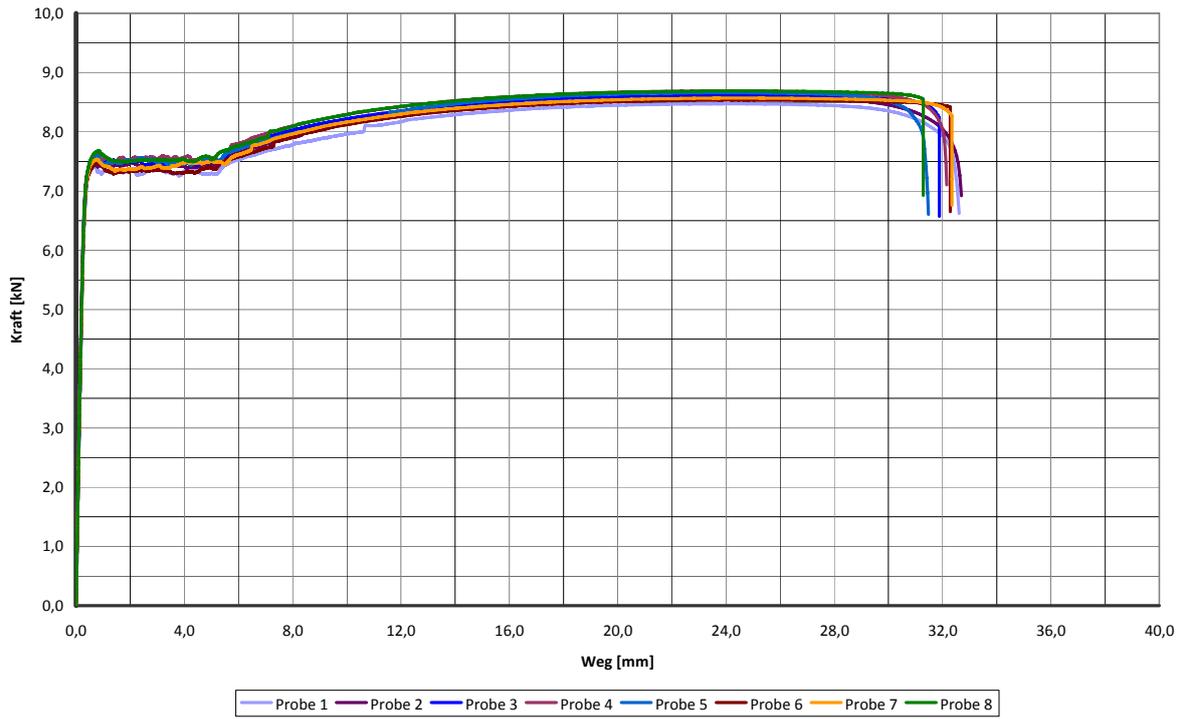


Abb. 8- 4: Biegezugversuche – Super-Holorib 51, Blechdicke 1,00mm

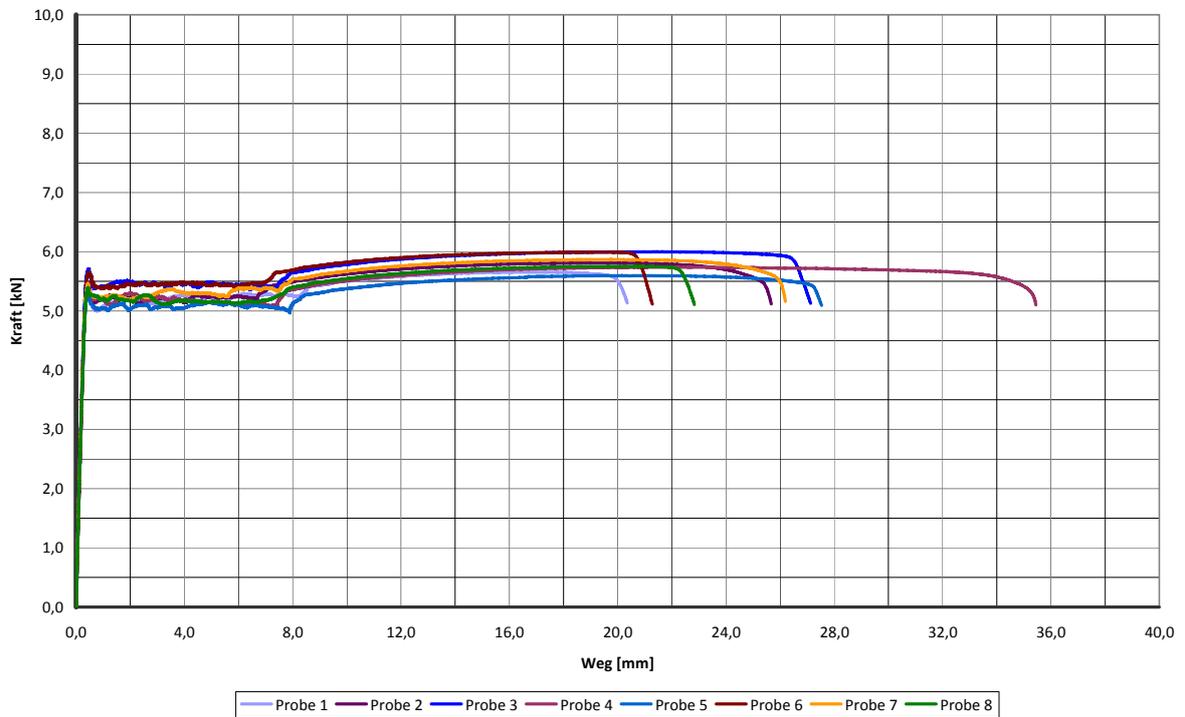


Abb. 8- 5: Biegezugversuche – Cofrastra 40, Blechdicke 0,75mm

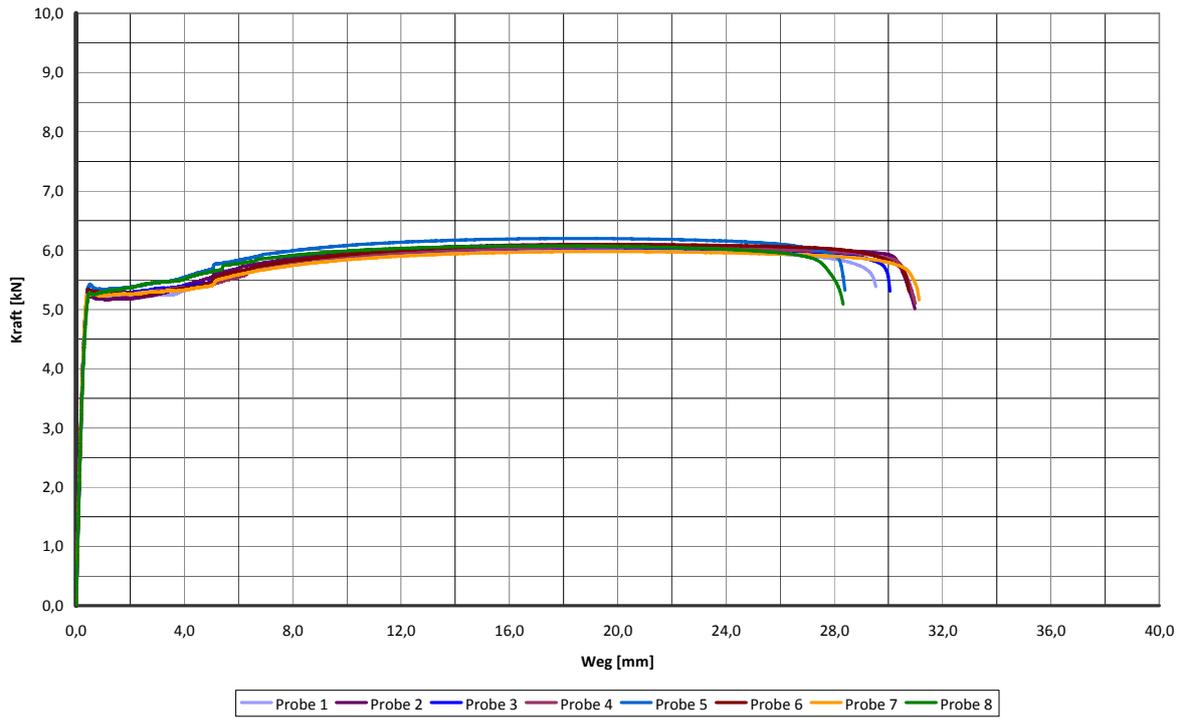


Abb. 8- 6: Biegezugversuche – Cofraplus 40, Blechdicke 0,75mm

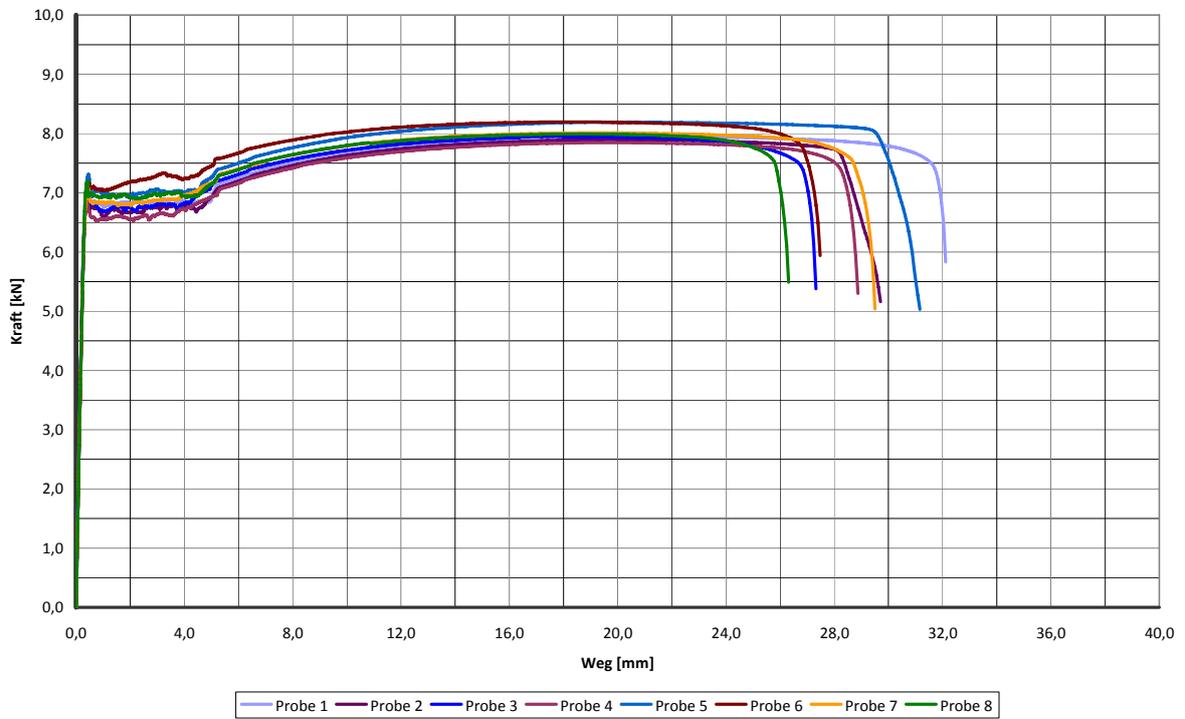


Abb. 8- 7: Biegezugversuche – Cofrastra 70, Blechdicke 1,00mm

8.2 Versuchsergebnisse – Gruppe 1

8.2.1 Versuchsstand und Messtechnik

Tab. 8- 1: Geometrie - Gruppe 1

Blech	Dicke t [mm]	Breite b_v [cm]	Länge L [cm]	L_s [cm]
HR 51	1,00	63	420	100

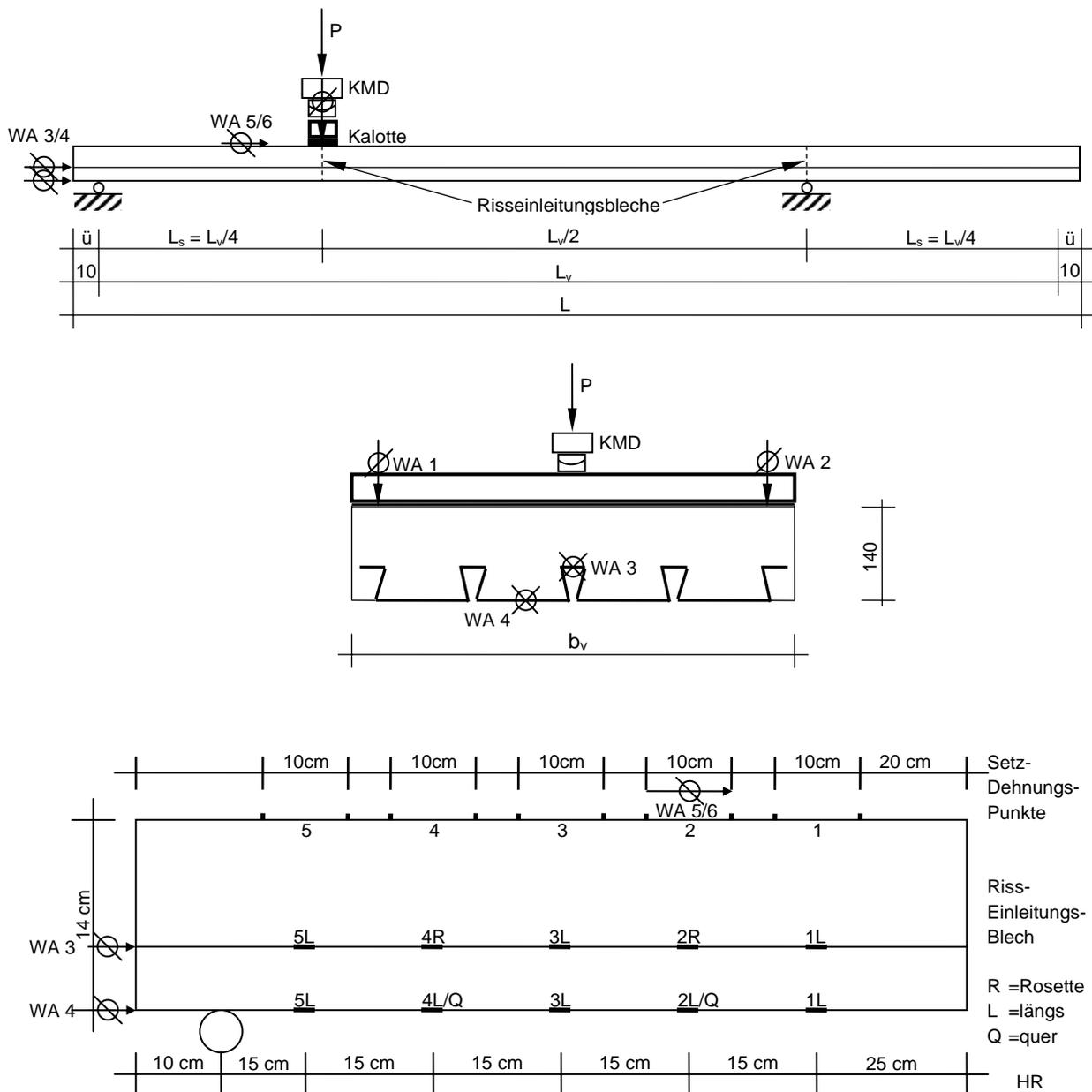


Abb. 8- 8: Versuchsstand und Messtechnik – Gruppe 1

8.2.2 Kraft/Verformungs – Diagramme

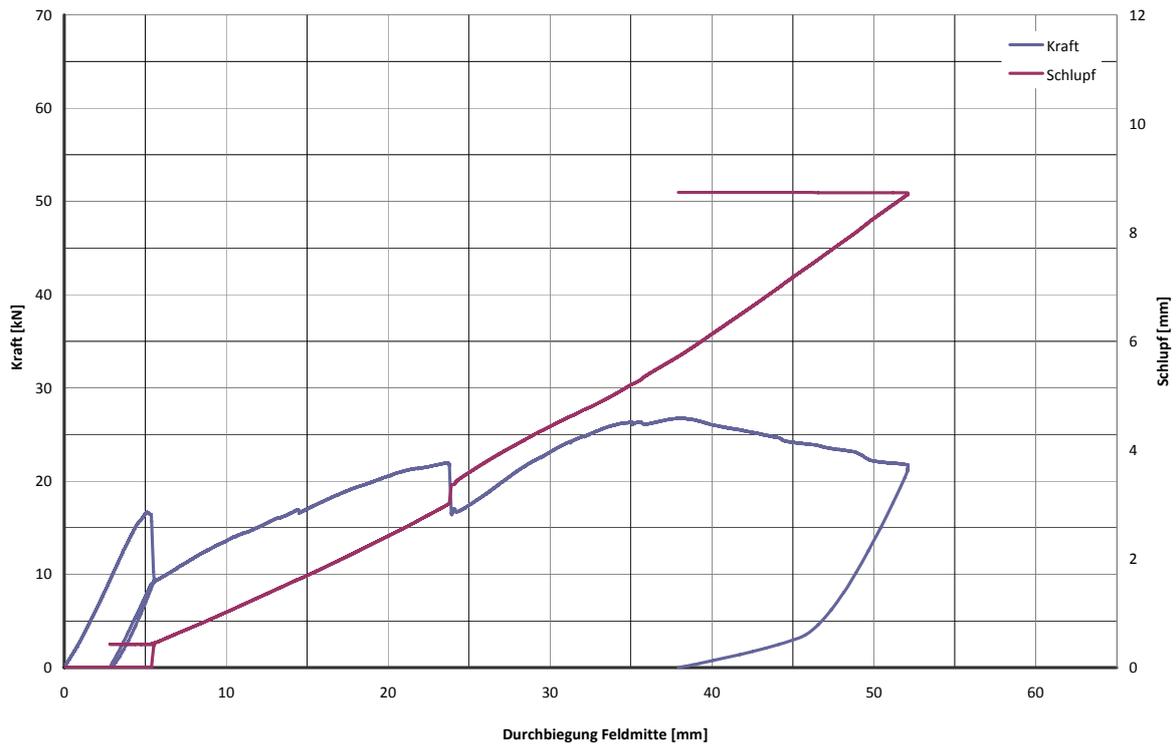


Abb. 8- 9: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; HR – 100 – 420 –V1; Leichtbeton D1.4

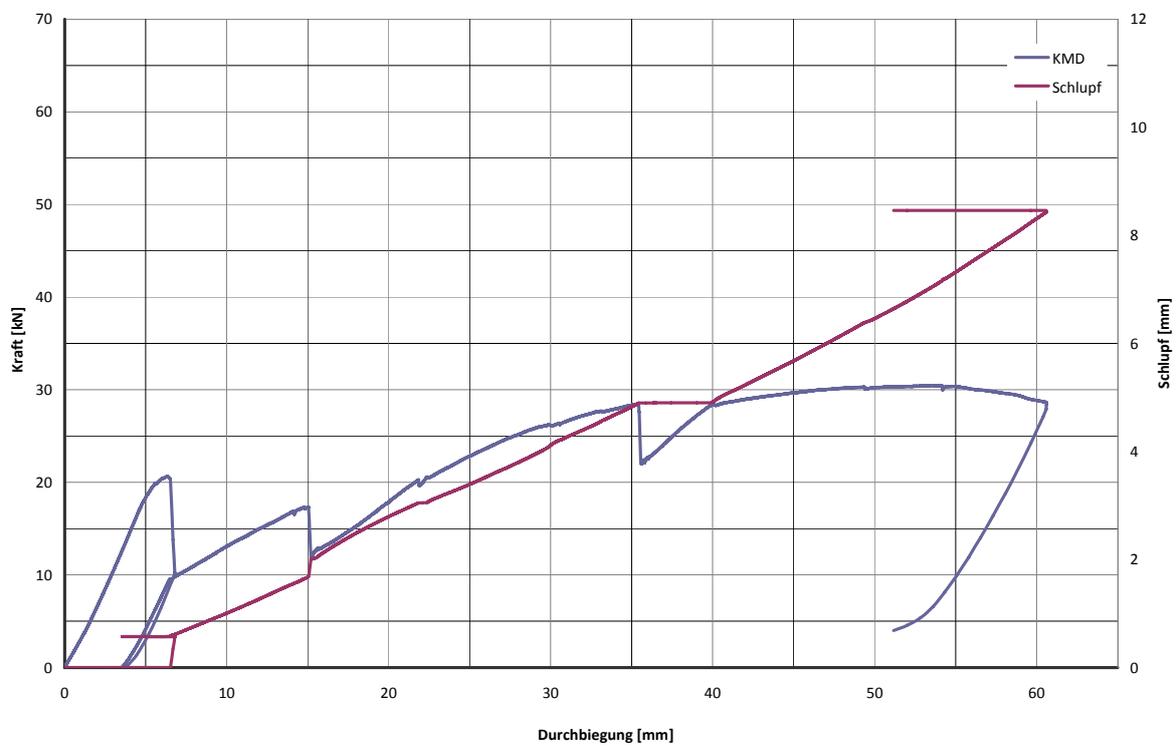


Abb. 8- 10: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; HR – 100 – 420 –V2; Leichtbeton D1.4

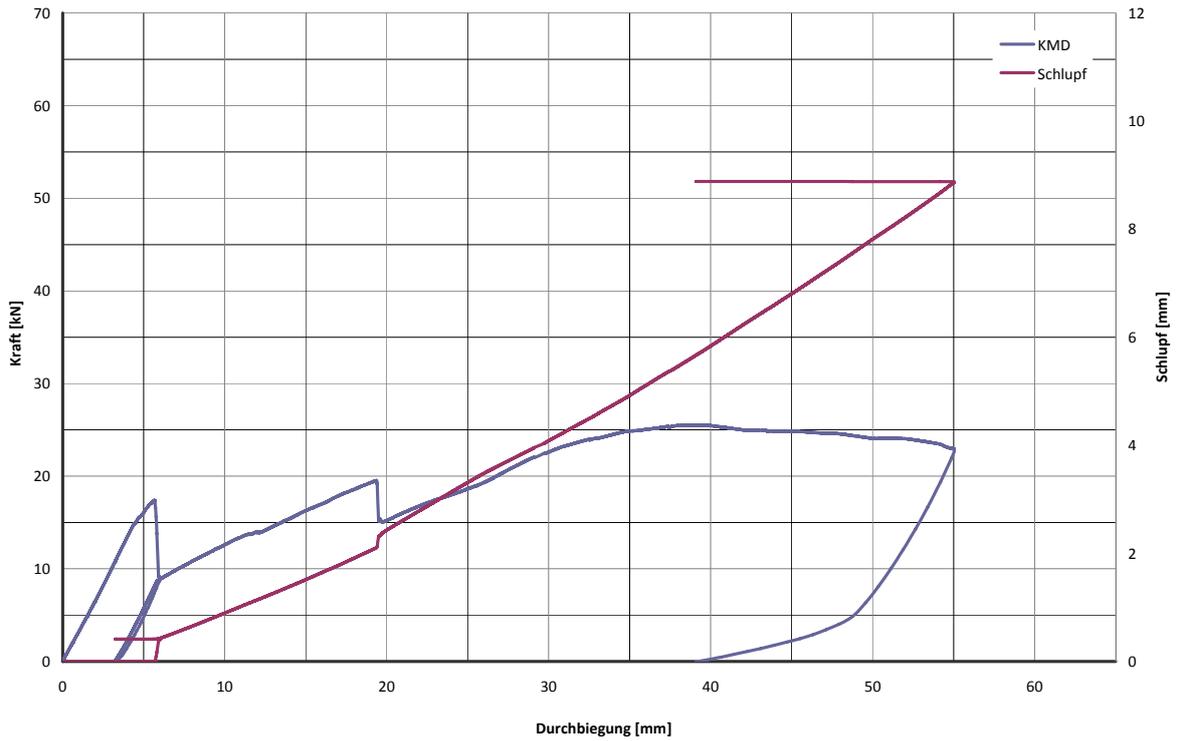


Abb. 8- 11: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; HR – 100 – 420 –V3; Leichtbeton D1.4

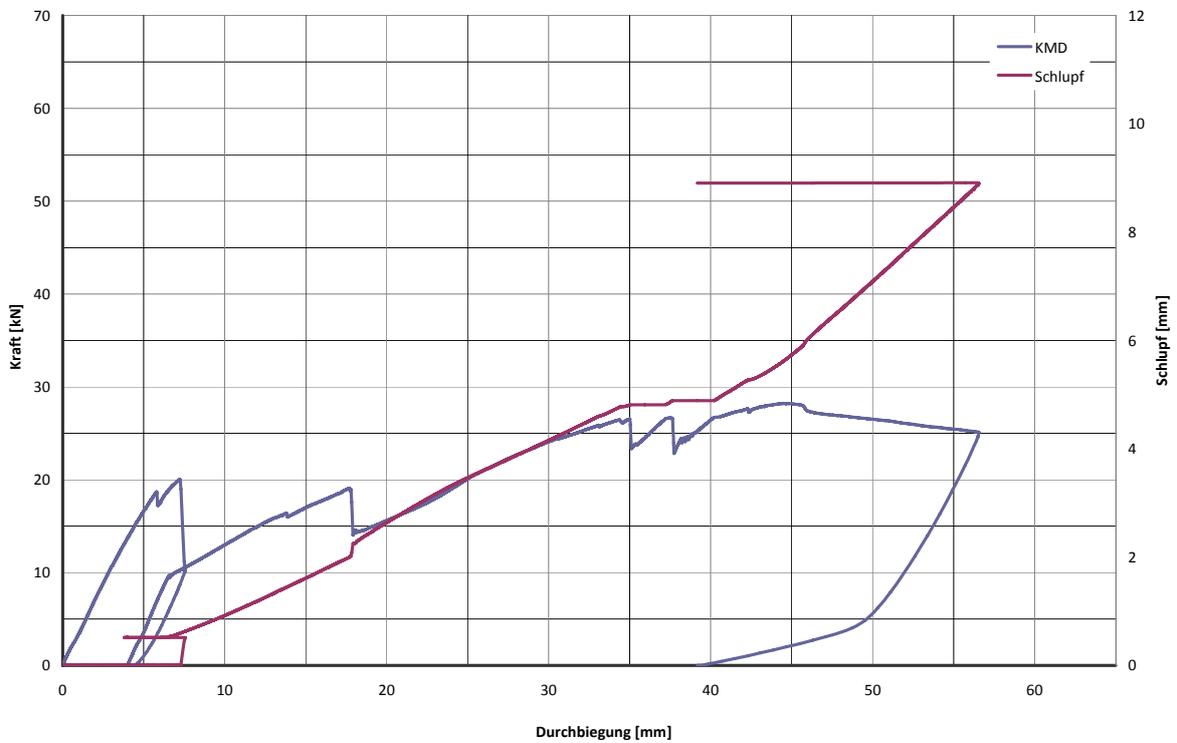


Abb. 8- 12: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; HR – 100 – 420 –V4; Leichtbeton D1.4

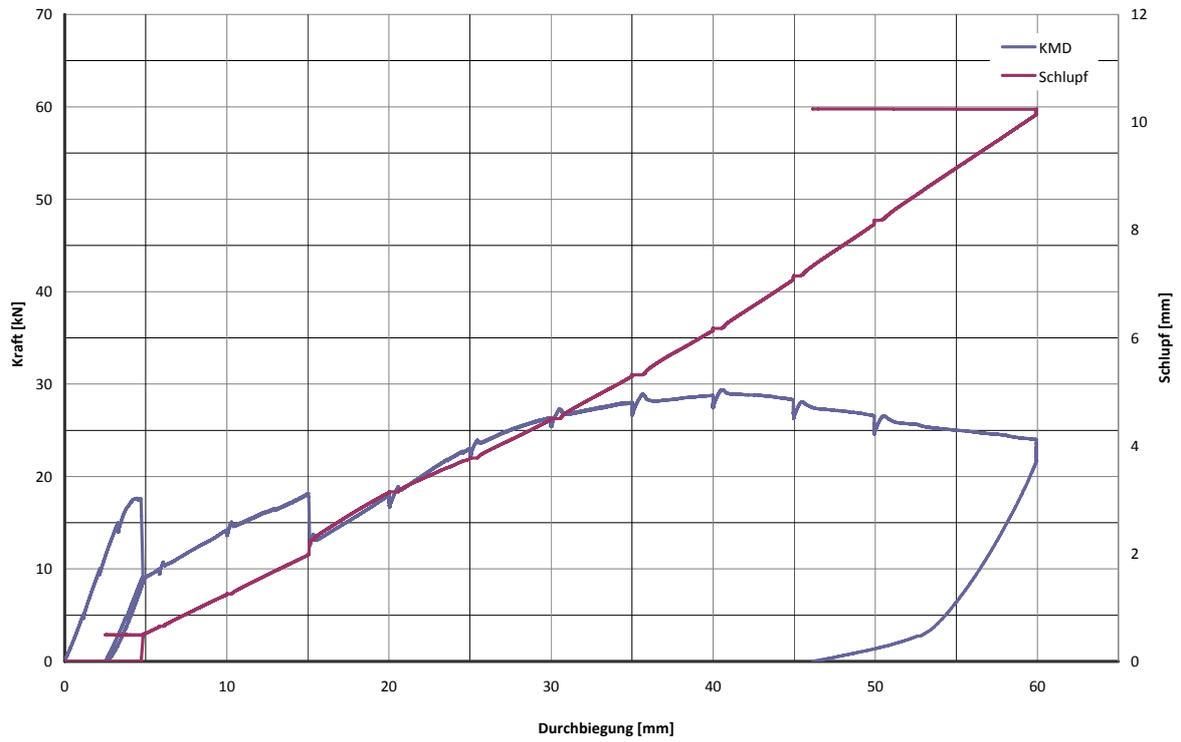


Abb. 8- 13: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; HR – 100 – 420 –V5; Leichtbeton D1.6

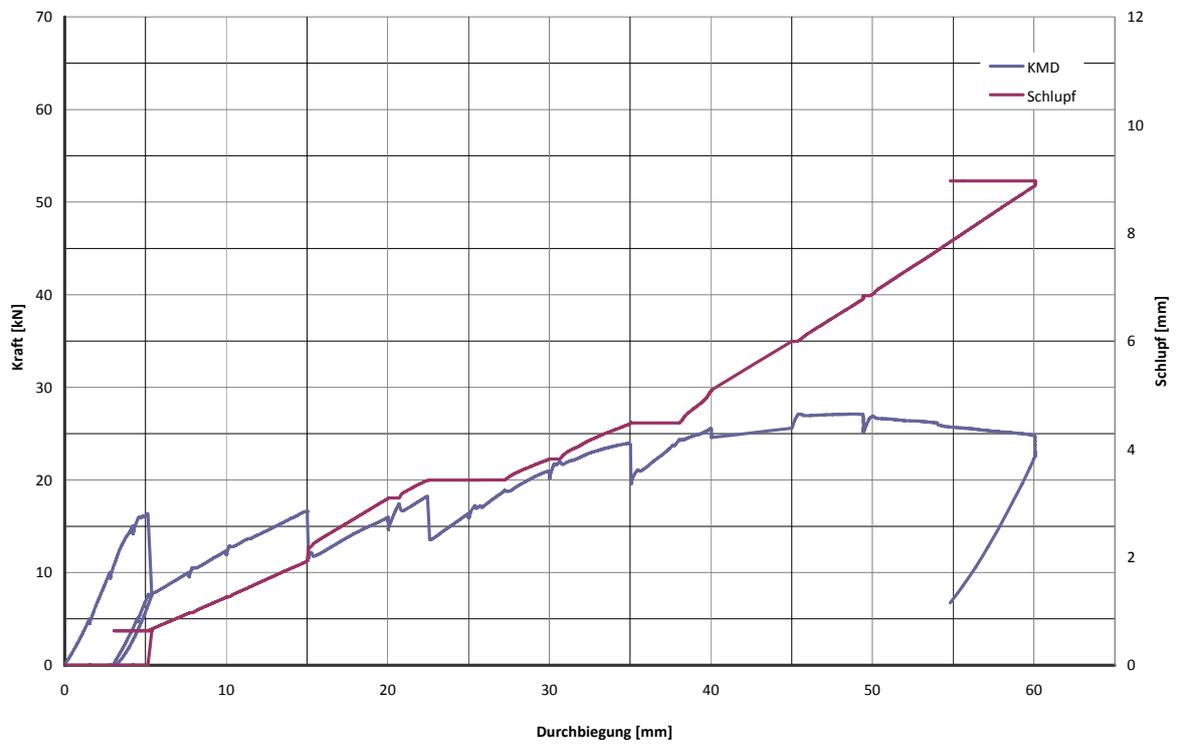


Abb. 8- 14: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; HR – 100 – 420 –V6; Leichtbeton D1.6

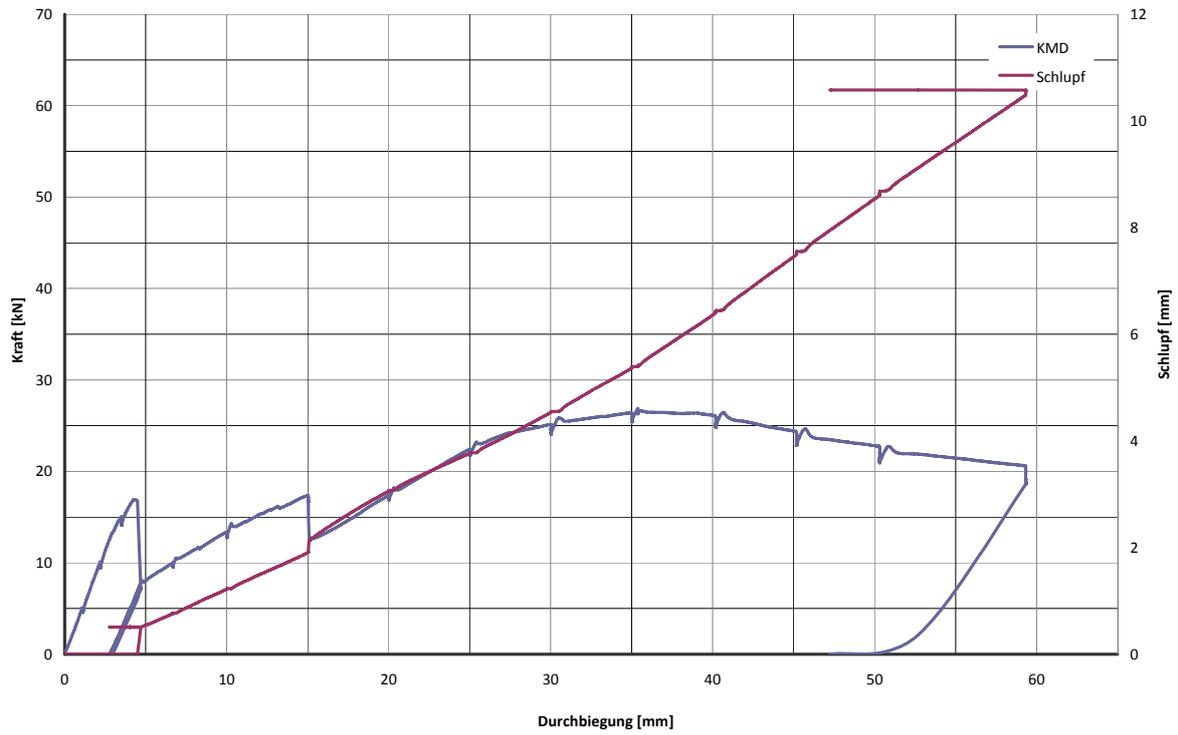


Abb. 8- 15: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; HR – 100 – 420 –V7; Leichtbeton D1.6

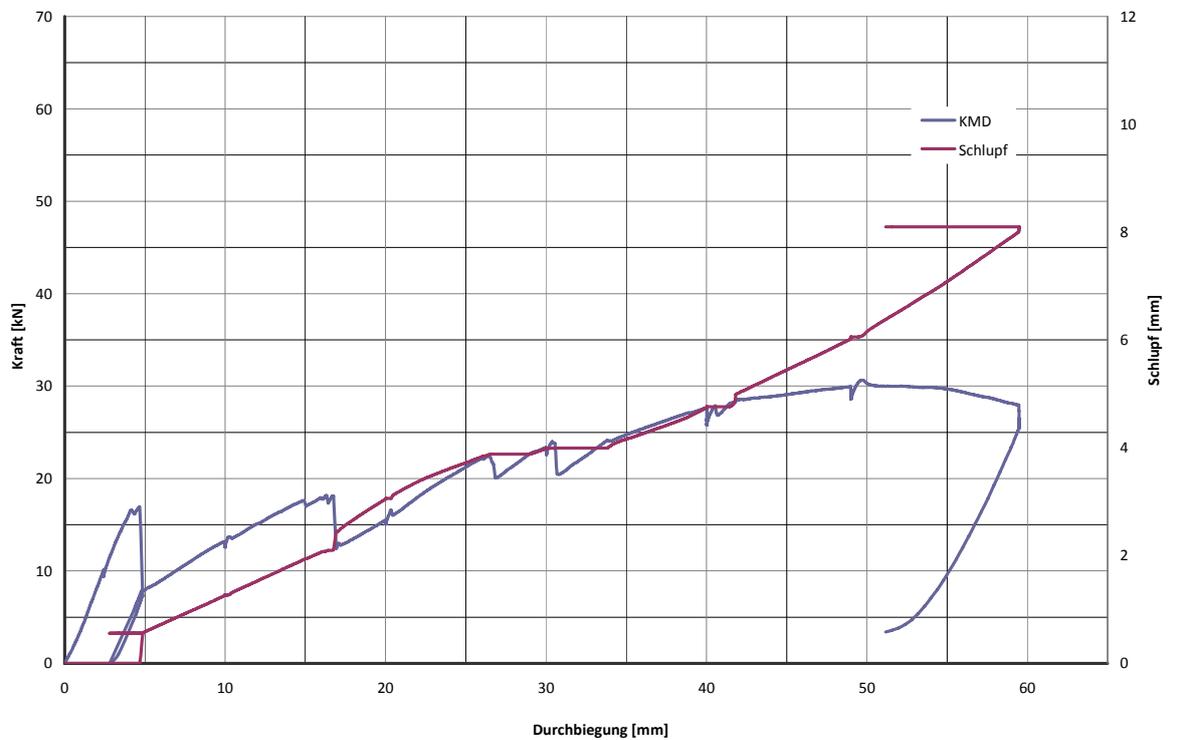


Abb. 8- 16: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; HR – 100 – 420 –V8; Leichtbeton D1.6

8.2.3 Ergebnisse der Teilverbundtheorie

Tab. 8- 2: Statistische Ergebnisse der Teilverbundtheorie – Gruppe 1

	$F_{ES=0,1mm}$ [kN]	F_u [kN]	Laststeigerung [-]	M [kNm]	M_{pl} [kNm]	M/M_{pl} [-]	η [-]	N_{cf} [kN]	T_u [kN/m ²]	
Leichtbetonklasse D1.4										
HR-100-420-V1	16,7	26,8	60,8%	19,4	45,4	42,8%	26,0%	100,7	145,3	
HR-100-420-V2	20,7	30,4	47,4%	21,9	45,4	48,2%	31,0%	120,1	173,3	
HR-100-420-V3	17,4	25,5	46,6%	18,6	45,4	40,9%	24,0%	93,0	134,1	
HR-100-420-V4	20,0	28,2	40,9%	20,4	45,4	44,9%	28,0%	108,5	156,5	
								Mittelwert	104,6	150,9
								Standardabweichung	14,0	20,2
								5% - Fraktile	61,2	88,3
Leichtbetonklasse D1.6										
HR-100-420-V5	17,7	29,4	66,6%	21,3	45,9	46,5%	30,0%	116,2	169,3	
HR-100-420-V6	16,3	25,6	56,5%	18,8	45,9	40,9%	24,0%	93,0	135,4	
HR-100-420-V7	17,0	26,9	58,4%	19,5	45,9	42,6%	26,0%	100,7	146,7	
HR-100-420-V8	16,9	30,7	81,1%	22,1	45,9	48,1%	32,0%	123,9	180,6	
								Mittelwert	108,5	158,0
								Standardabweichung	14,1	20,6
								5% - Fraktile	64,5	94,0

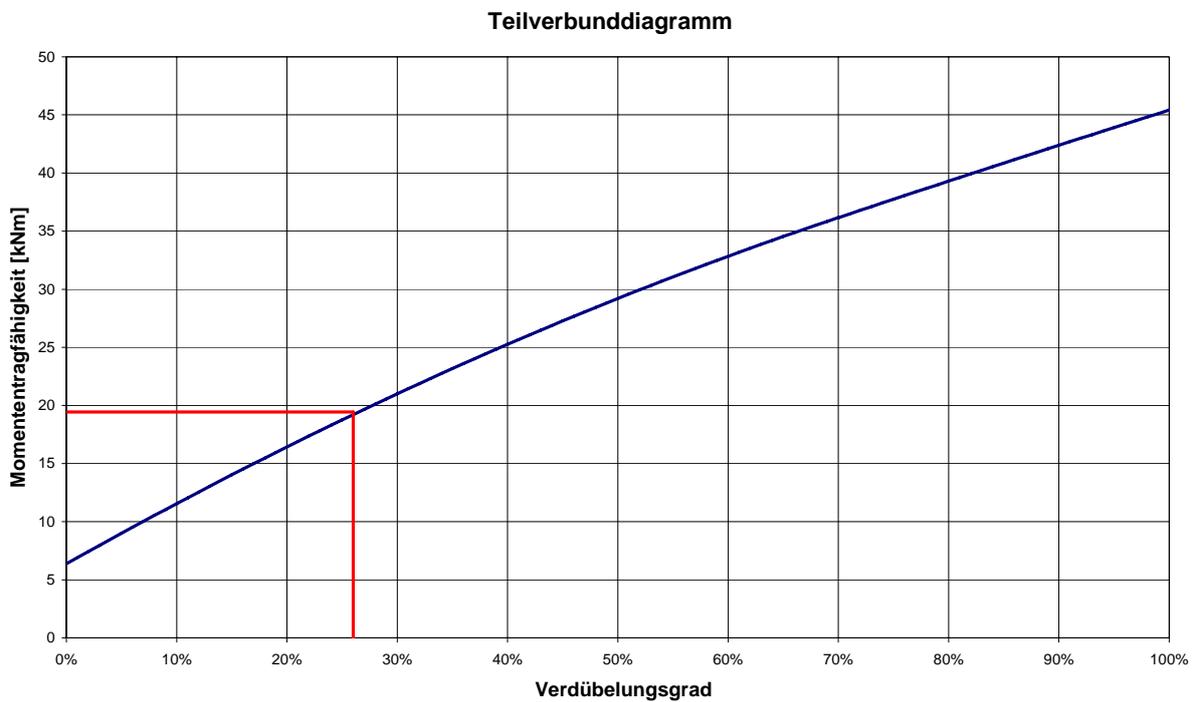


Abb. 8- 17: Teilverbundkurve; HR – 100 – 420 – V1; Leichtbeton D1.4

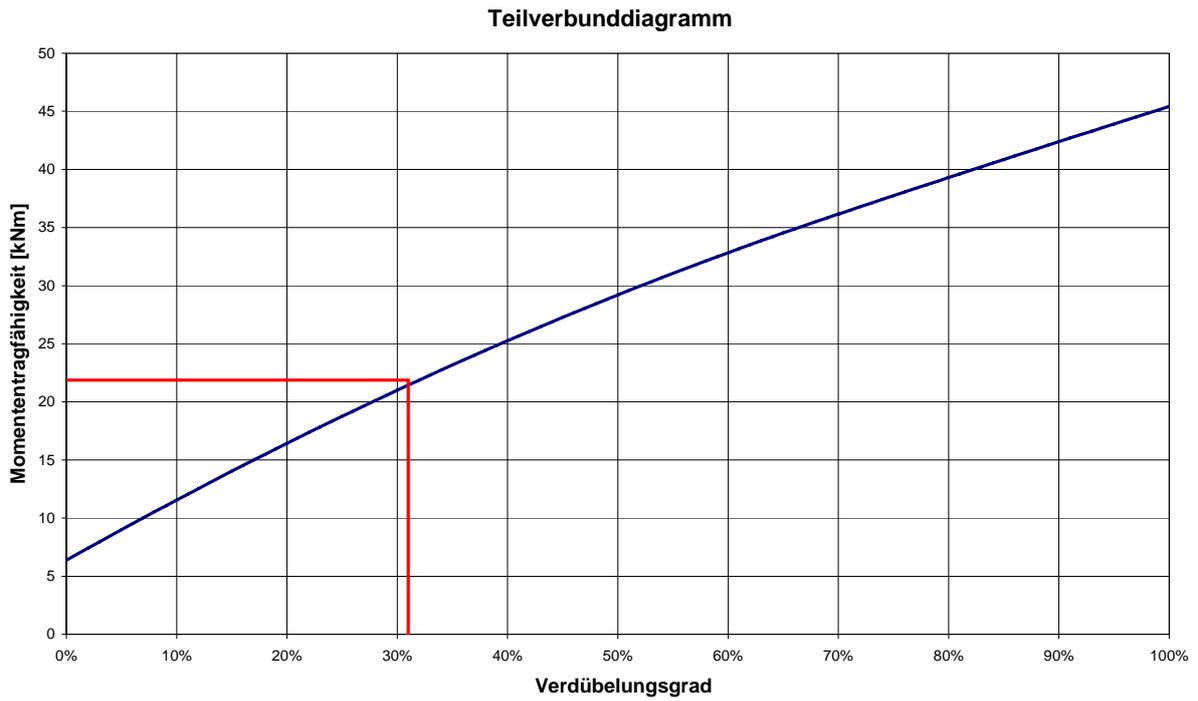


Abb. 8- 18: Teilverbundkurve; HR – 100 – 420 – V2; Leichtbeton D1.4

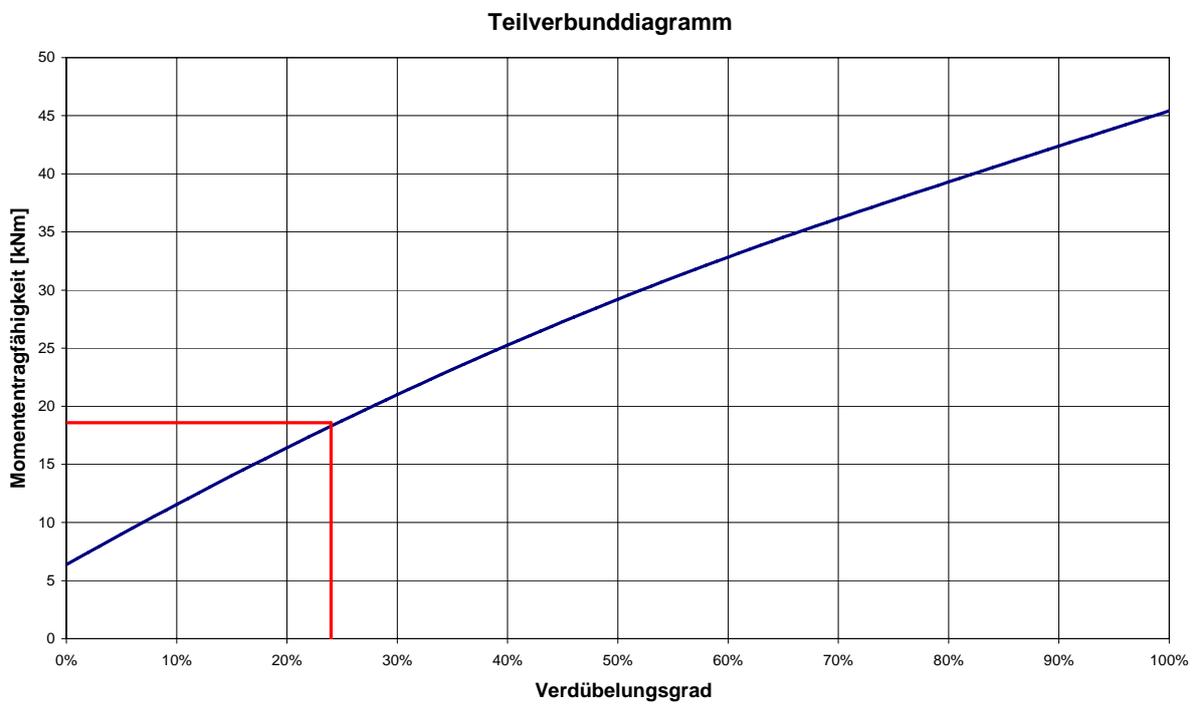


Abb. 8- 19: Teilverbundkurve; HR – 100 – 420 – V3; Leichtbeton D1.4

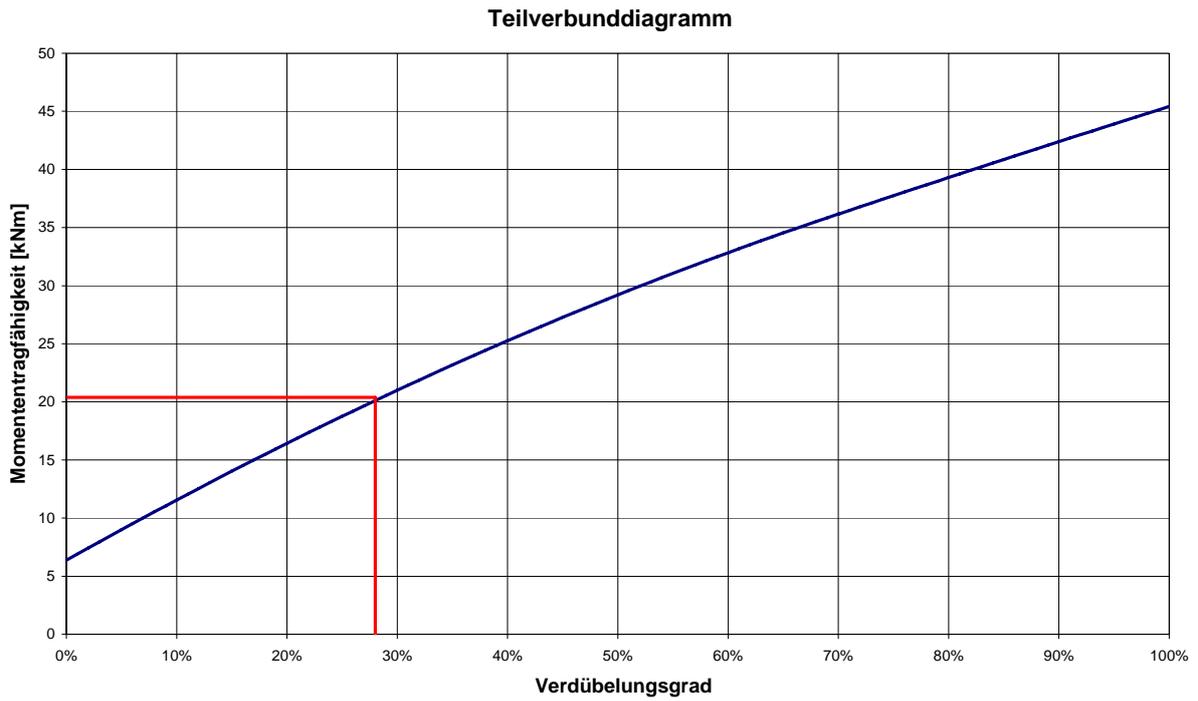


Abb. 8- 20: Teilverbundkurve; HR – 100 – 420 – V4; Leichtbeton D1.4

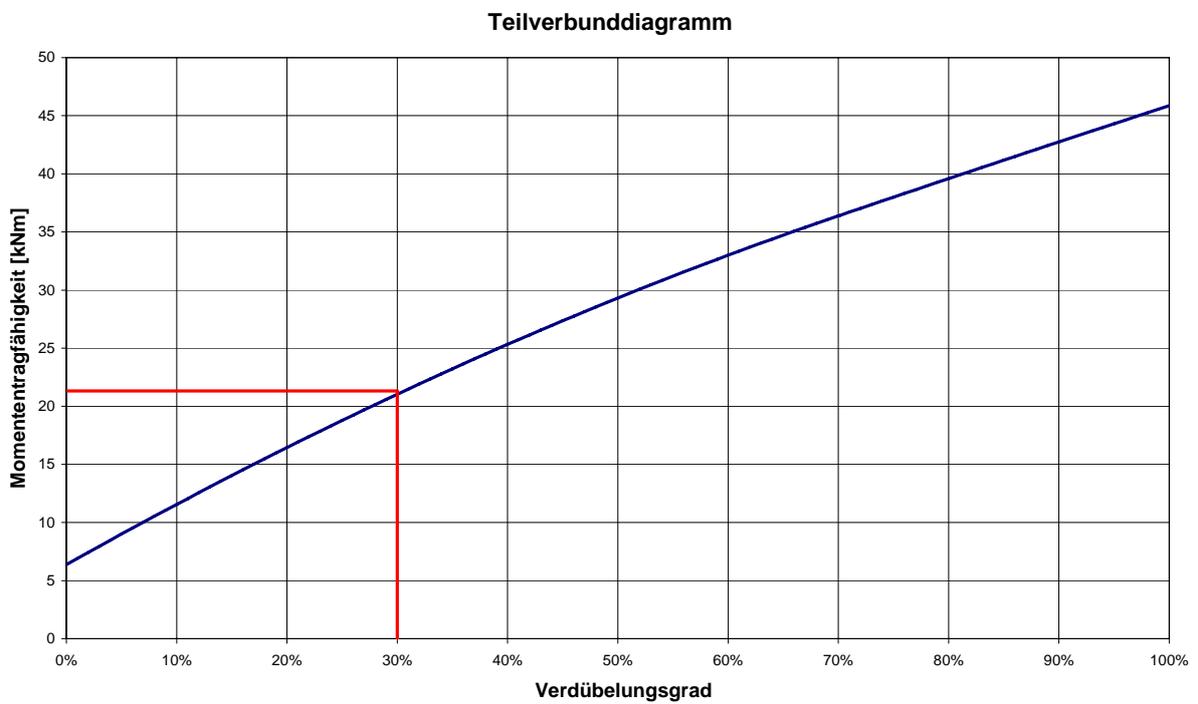


Abb. 8- 21: Teilverbundkurve; HR – 100 – 420 – V5; Leichtbeton D1.6

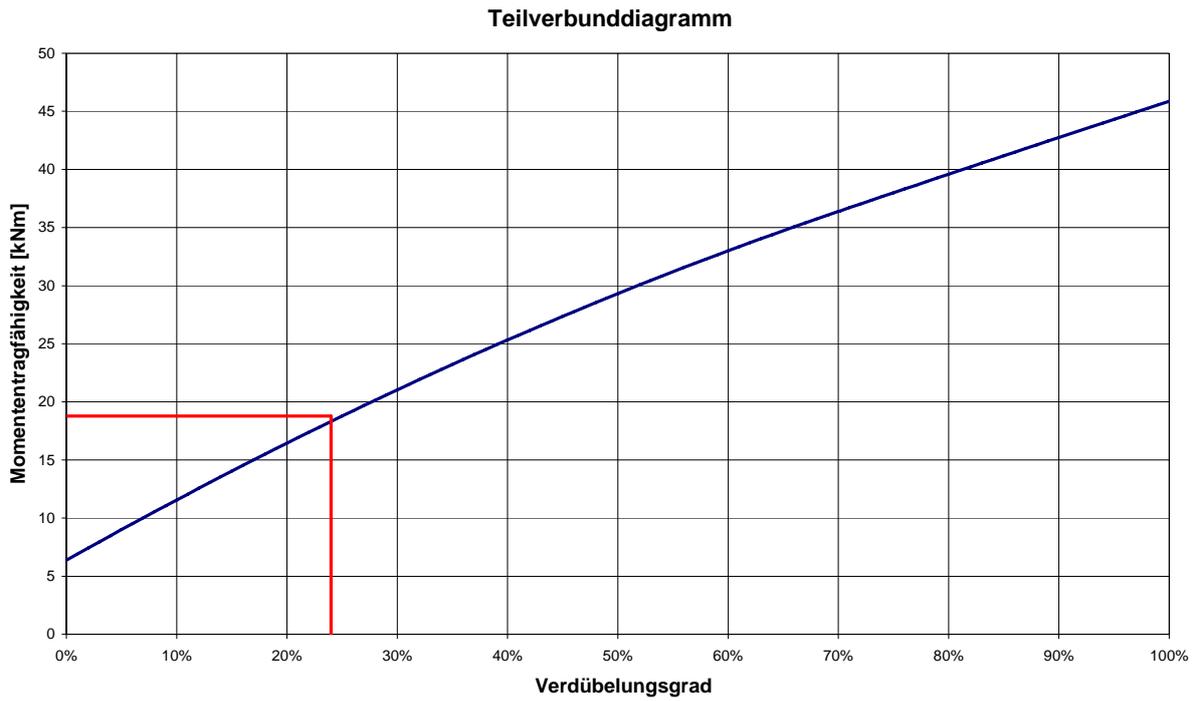


Abb. 8- 22: Teilverbundkurve; HR – 100 – 420 – V6; Leichtbeton D1.6

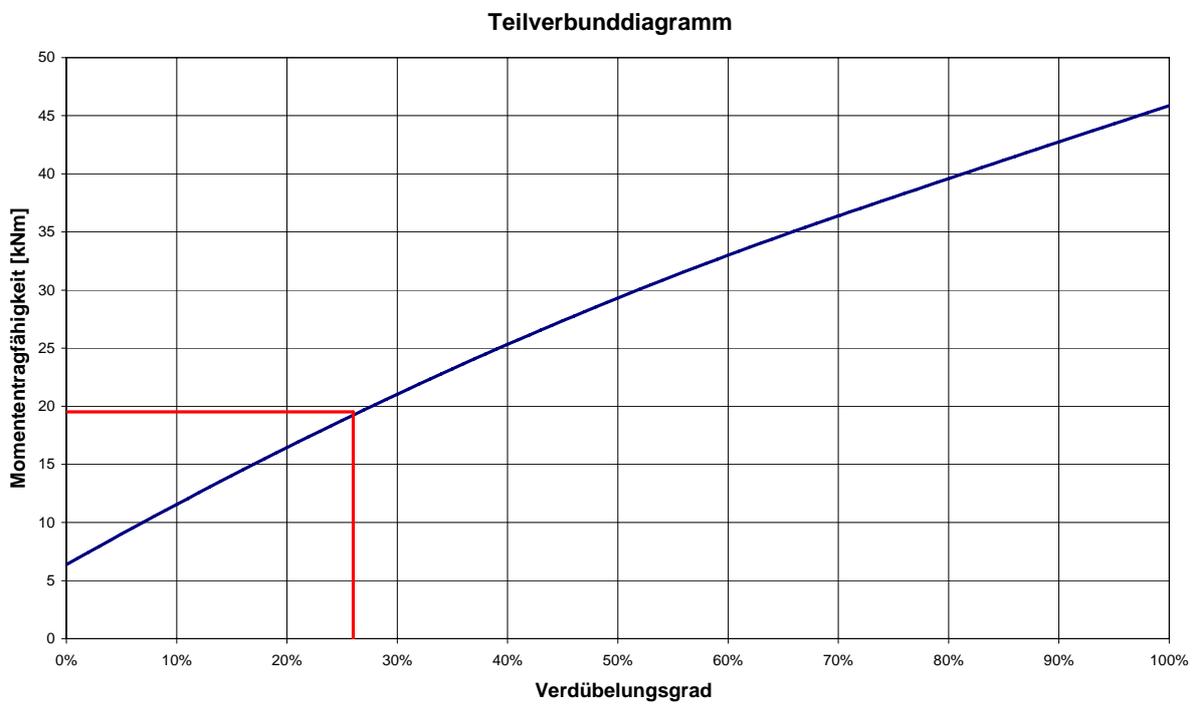


Abb. 8- 23: Teilverbundkurve; HR – 100 – 420 – V7; Leichtbeton D1.6

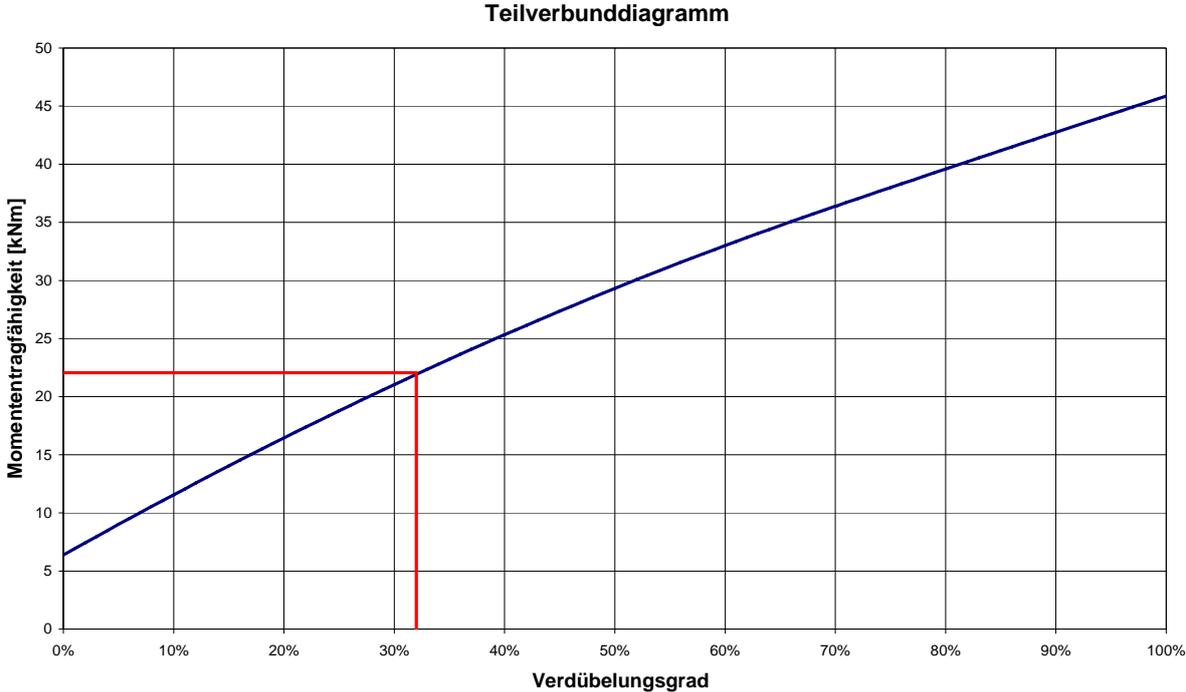


Abb. 8- 24: Teilverbundkurve; HR – 100 – 420 – V8; Leichtbeton D1.6

8.3 Versuchsergebnisse – Gruppe 2

8.3.1 Versuchsstand und Messtechnik

Tab. 8- 3: Geometrie - Gruppe 2

Blech	Dicke t [mm]	Breite b_v [cm]	Länge L [cm]	L_s [cm]
SHR 51	1,00	63	340	80
SHR 51	0,75	63	340	80

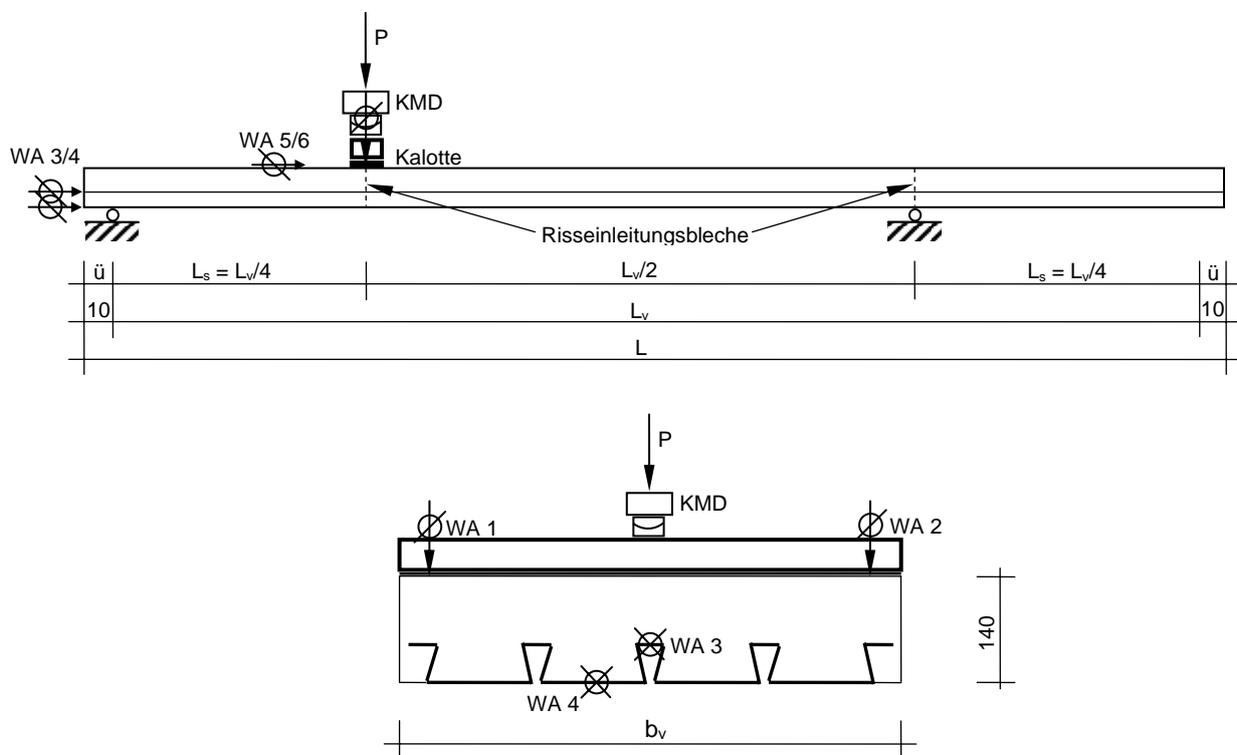


Abb. 8- 25: Versuchsstand – Gruppe 2

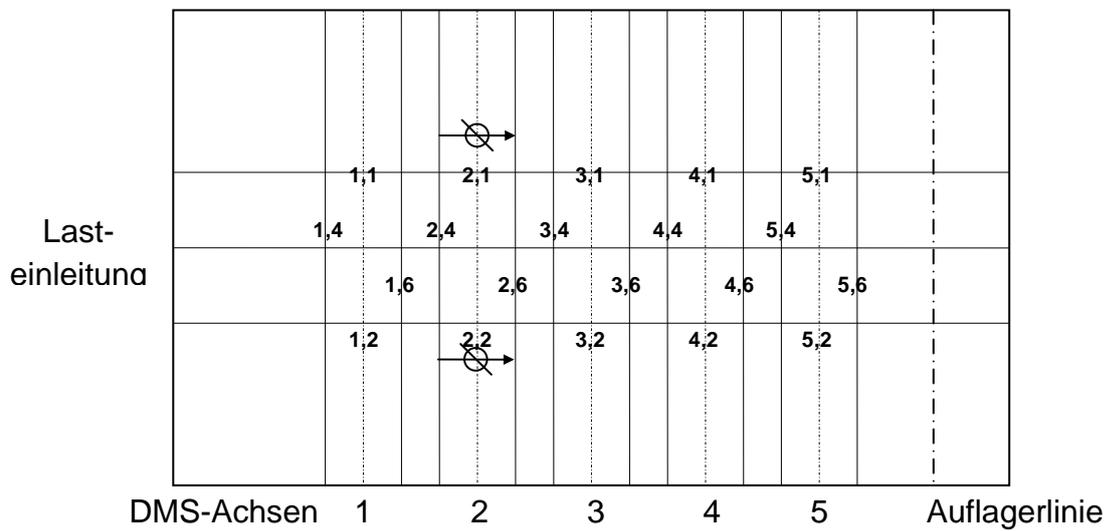
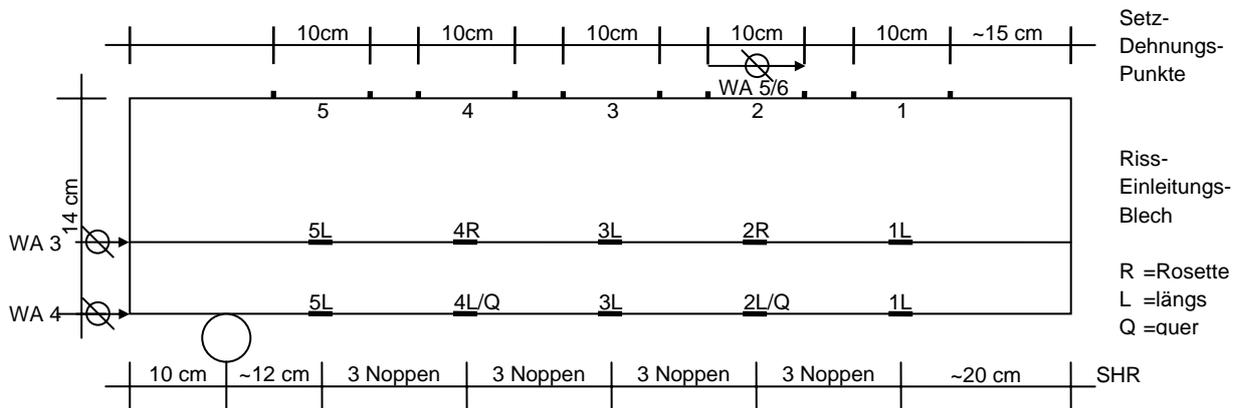


Abb. 8- 26: Messtechnik – Gruppe 2

8.3.2 Kraft/Verformungs – Diagramme

SHR – 075 - 340

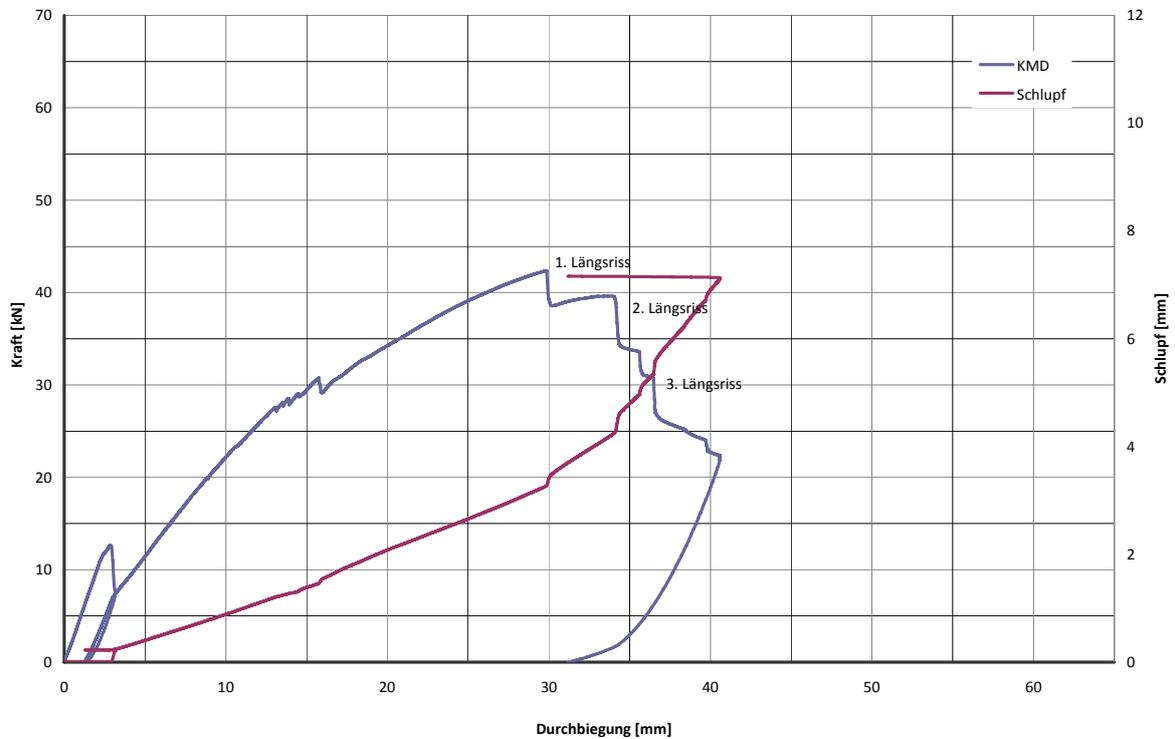


Abb. 8- 27: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR – 075 – 340 –V1; Leichtbeton D1.4

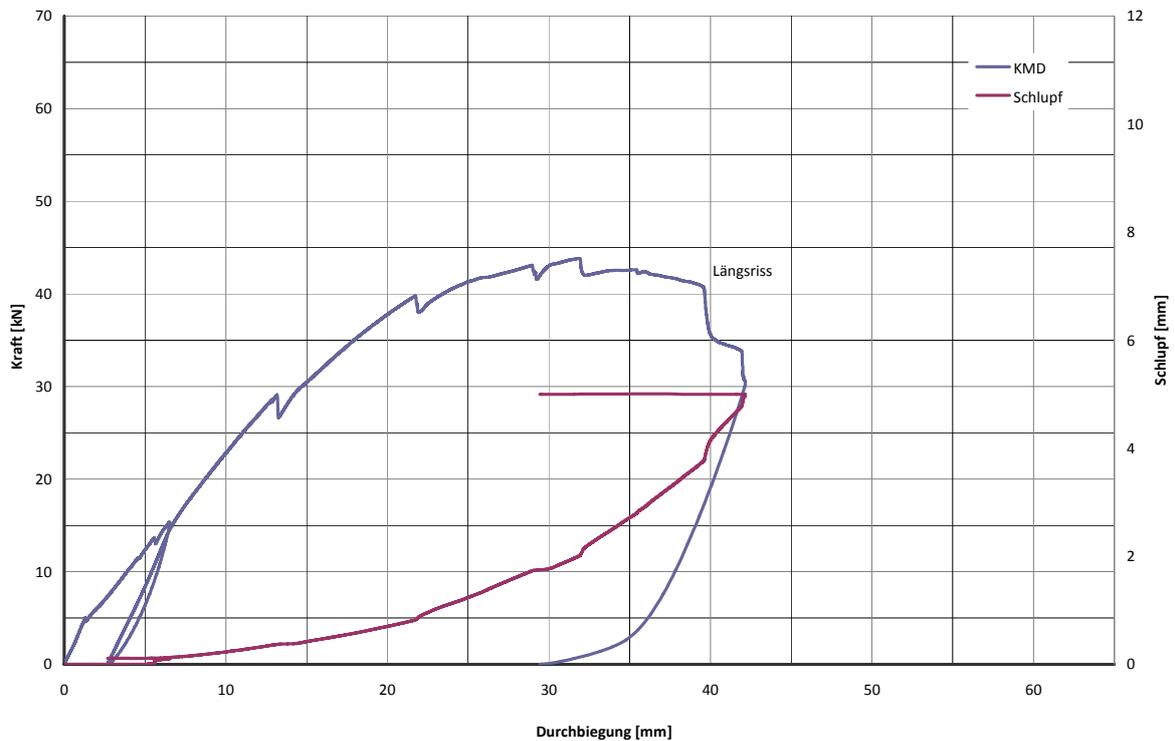


Abb. 8- 28: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR – 075 – 340 –V2; Leichtbeton D1.4

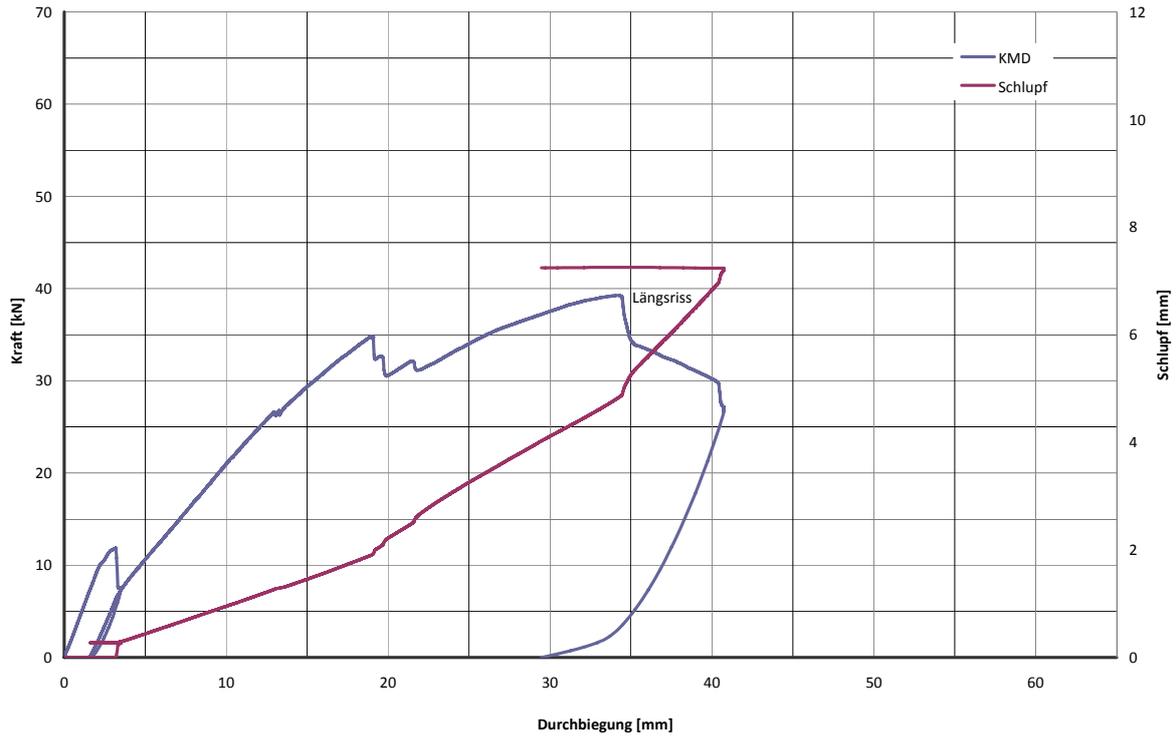


Abb. 8- 29: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR – 075 – 340 –V3; Leichtbeton D1.4

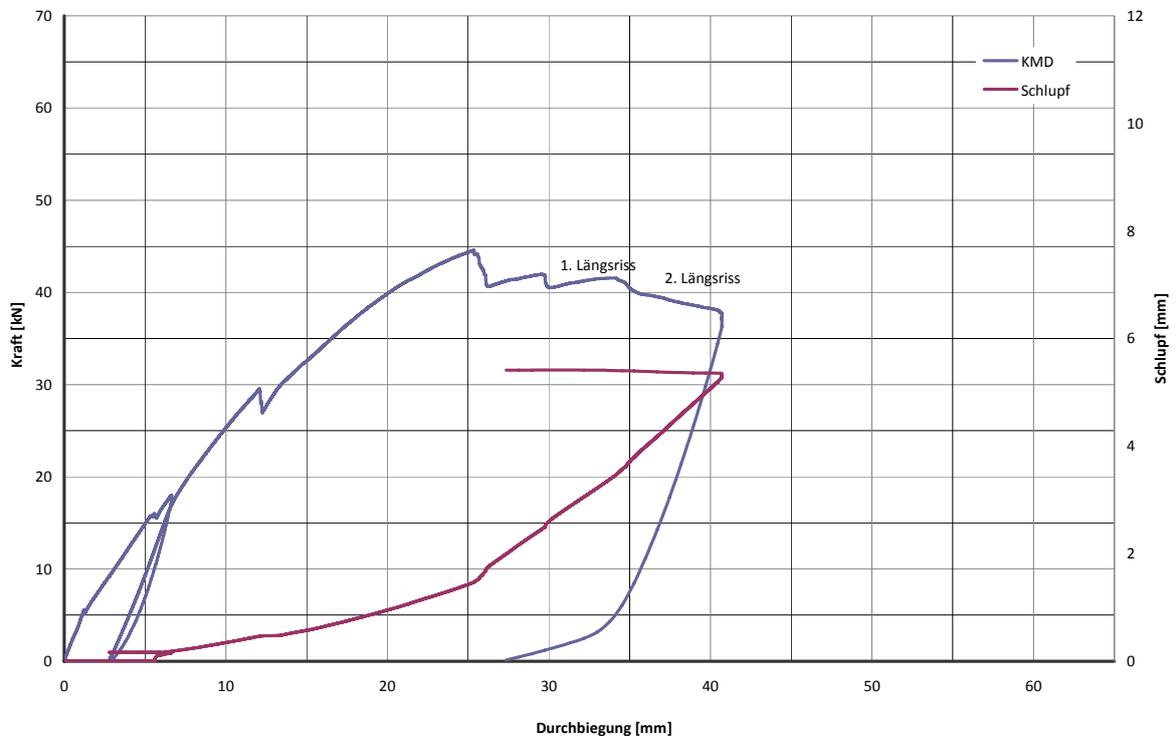


Abb. 8- 30: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR – 075 – 340 –V4; Leichtbeton D1.4

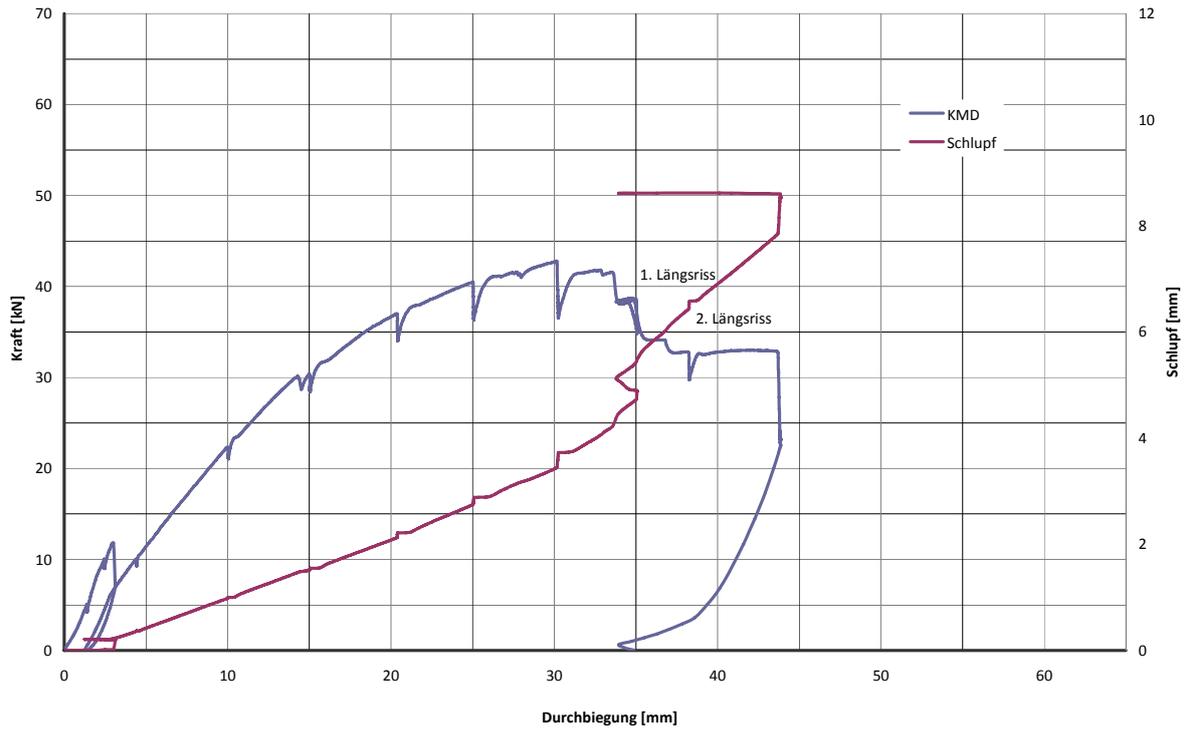


Abb. 8- 31: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR – 075 – 340 –V5; Leichtbeton D1.6

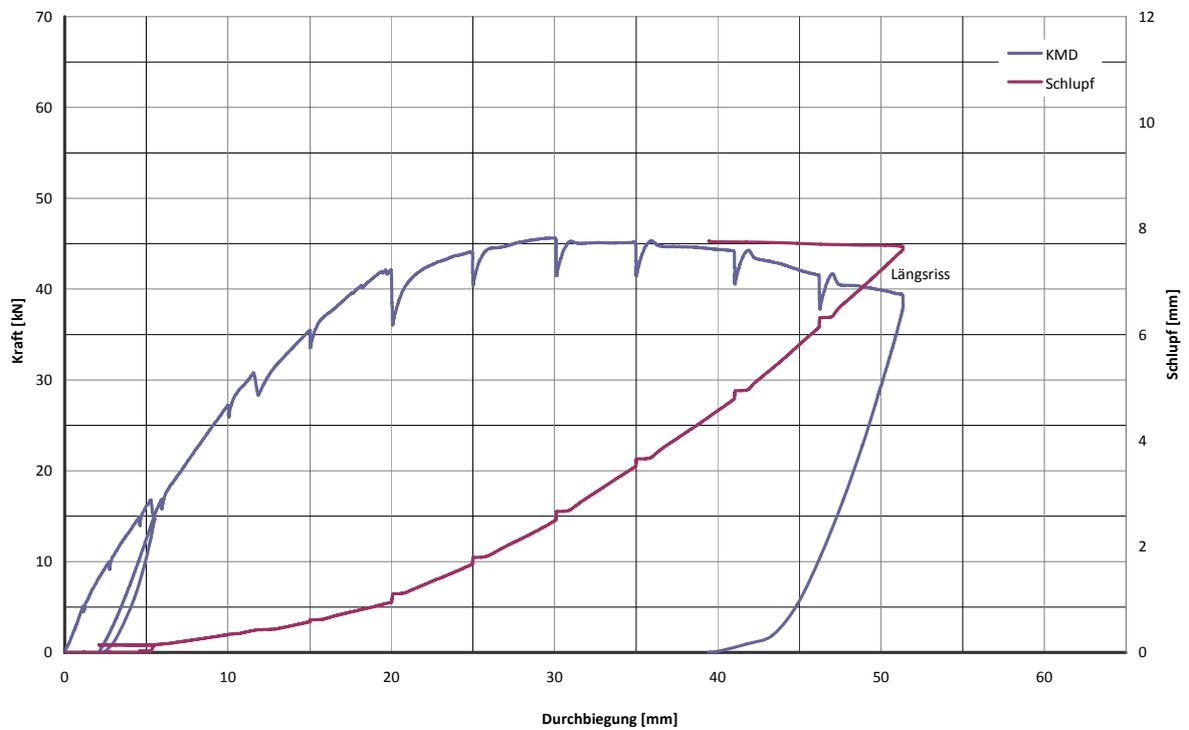


Abb. 8- 32: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR – 075 – 340 –V6; Leichtbeton D1.6

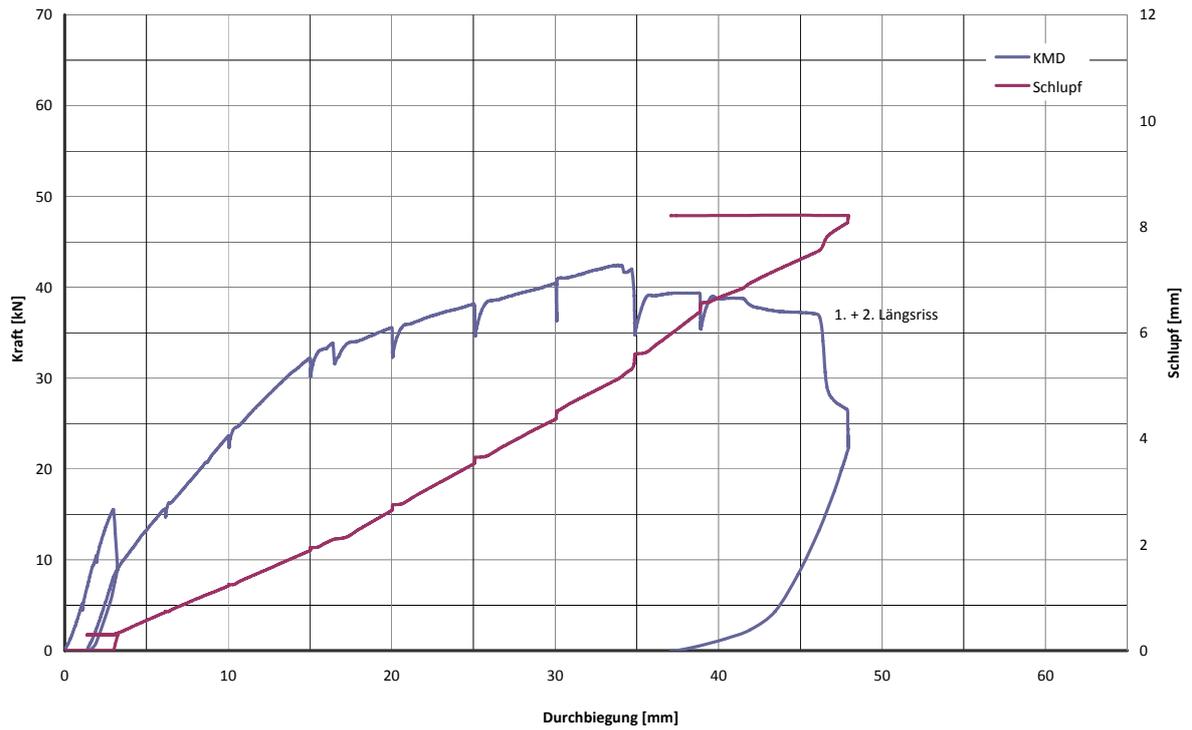


Abb. 8- 33: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR – 075 – 340 –V7; Leichtbeton D1.6

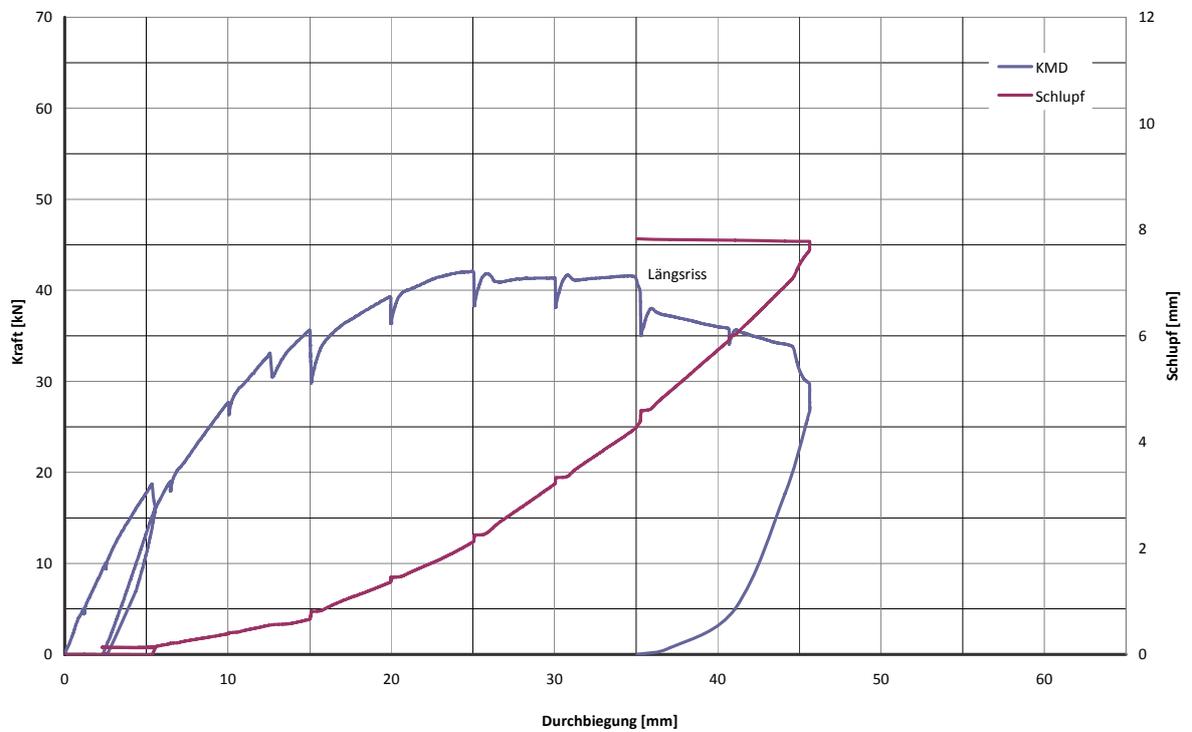


Abb. 8- 34: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR – 075 – 340 –V8; Leichtbeton D1.6

SHR – 100 -340

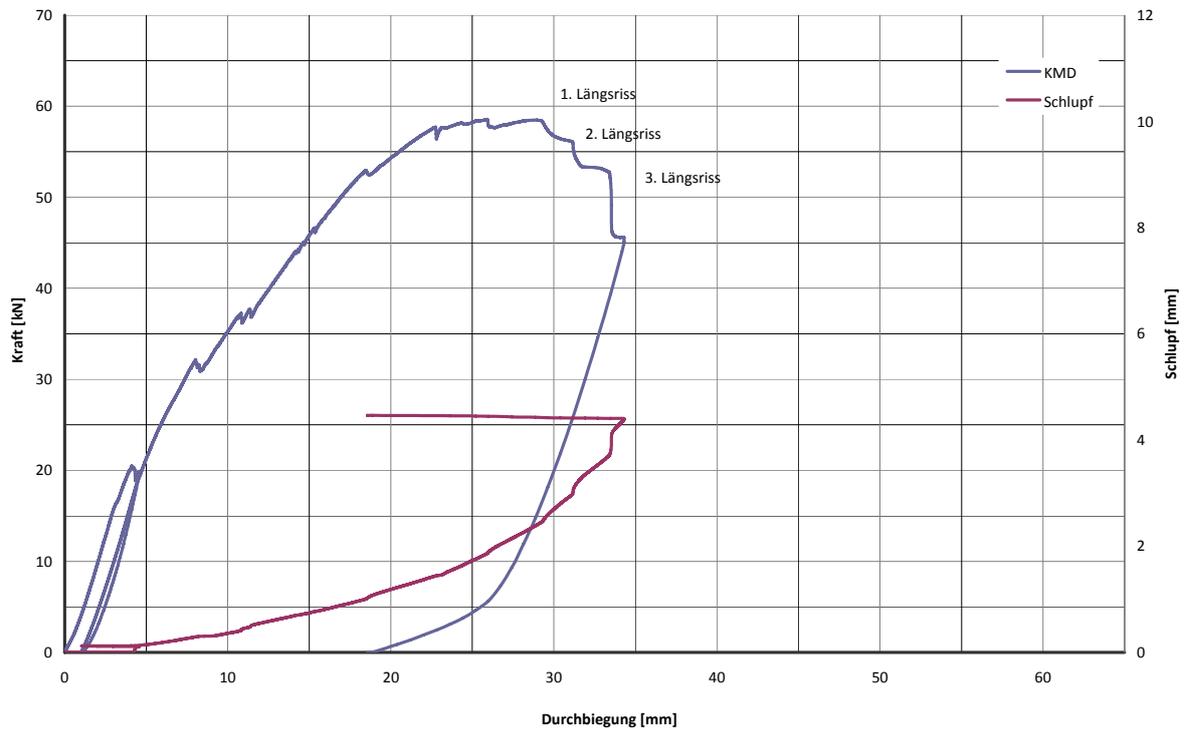


Abb. 8- 35: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR –100 – 340 –V1; Leichtbeton D1.4

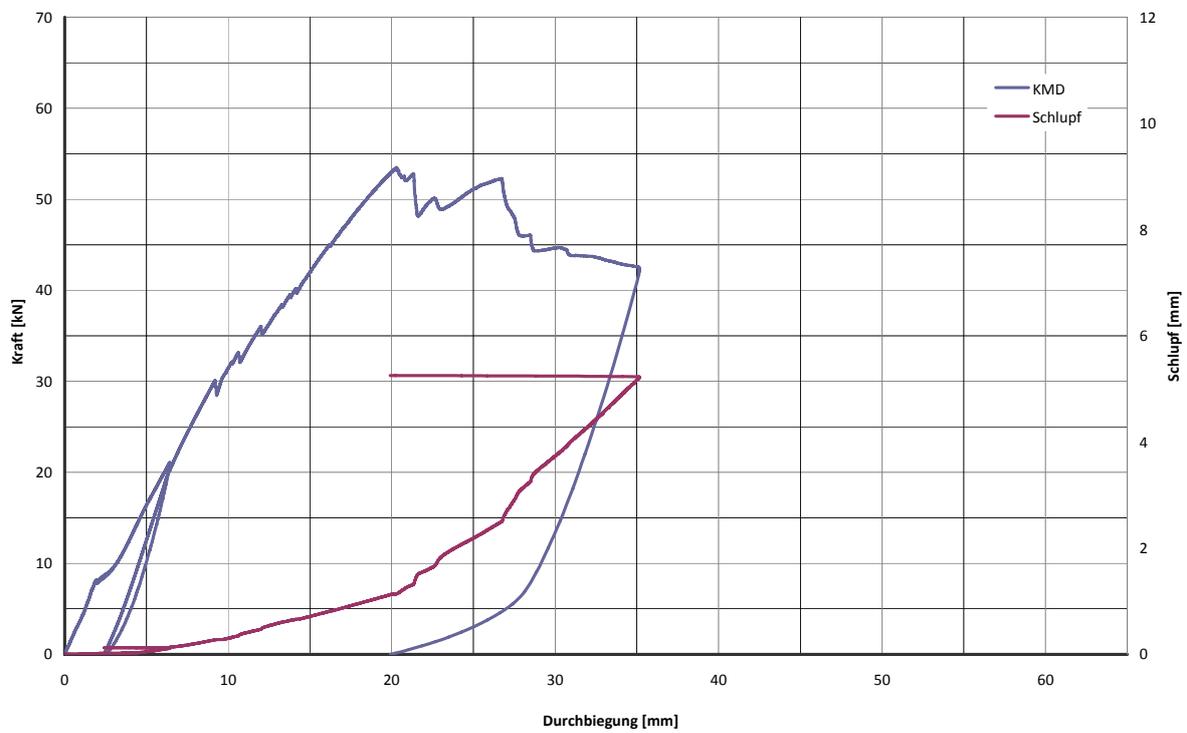


Abb. 8- 36: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR –100 – 340 –V2; Leichtbeton D1.4

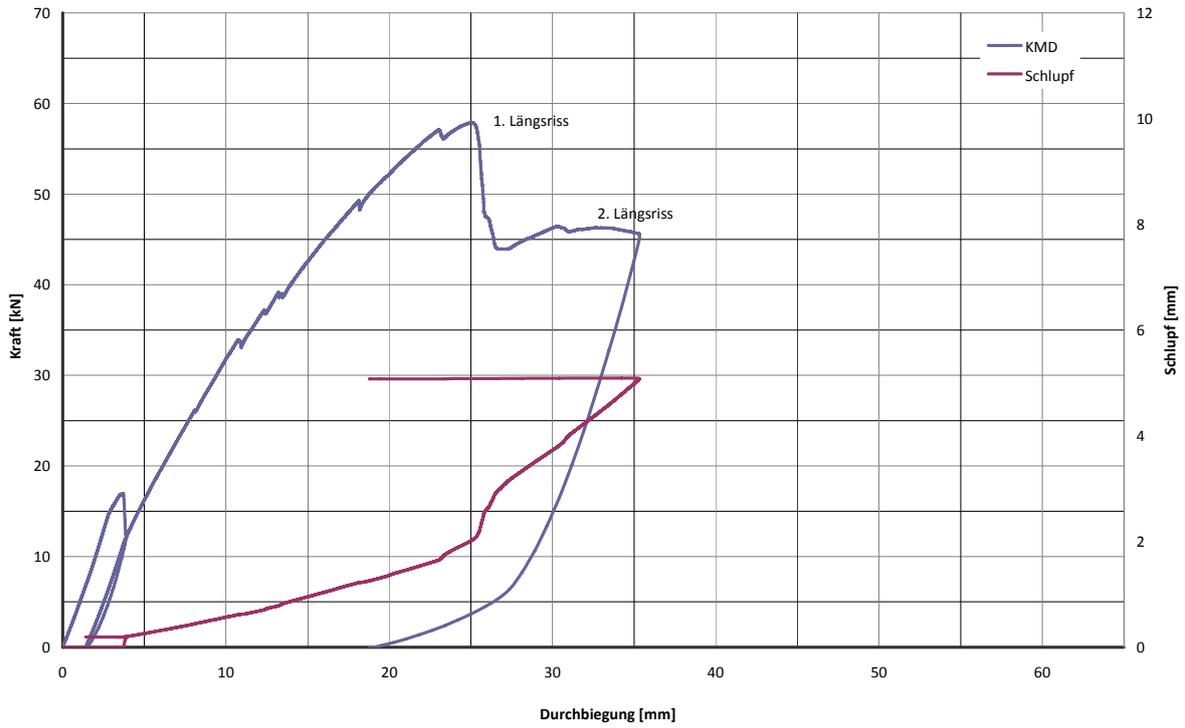


Abb. 8- 37: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR -100 – 340 –V3; Leichtbeton D1.4

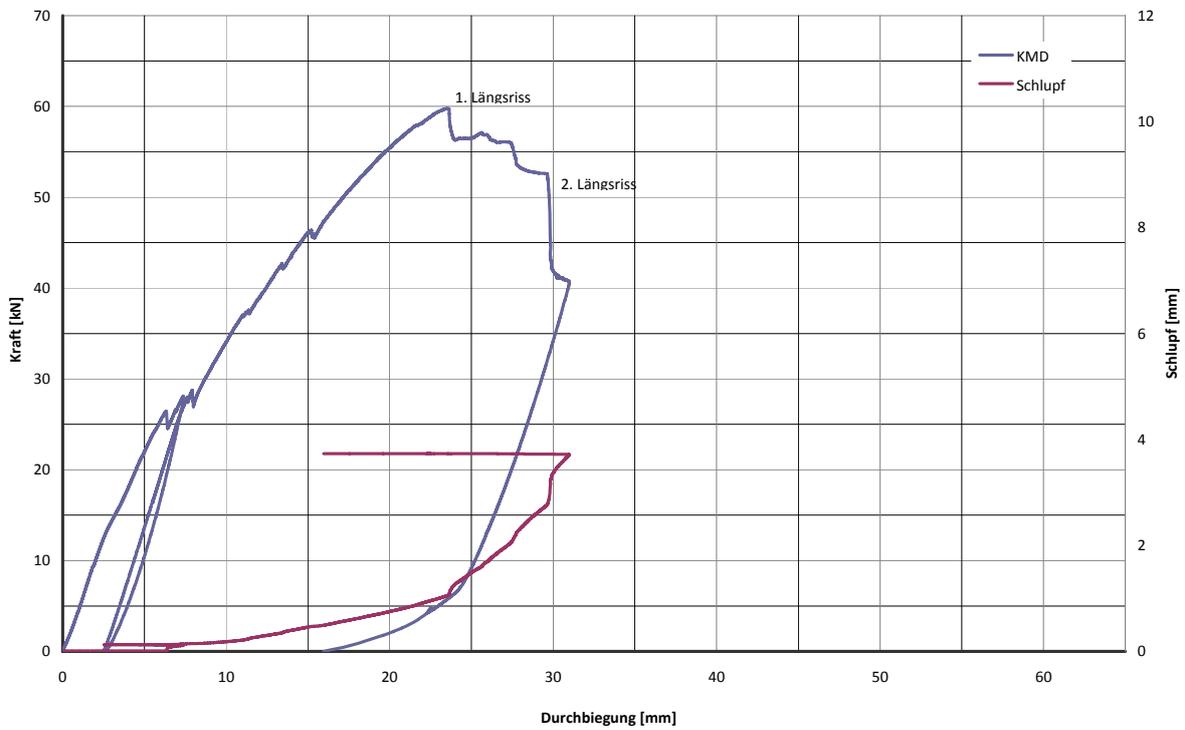


Abb. 8- 38: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR -100 – 340 –V4; Leichtbeton D1.4

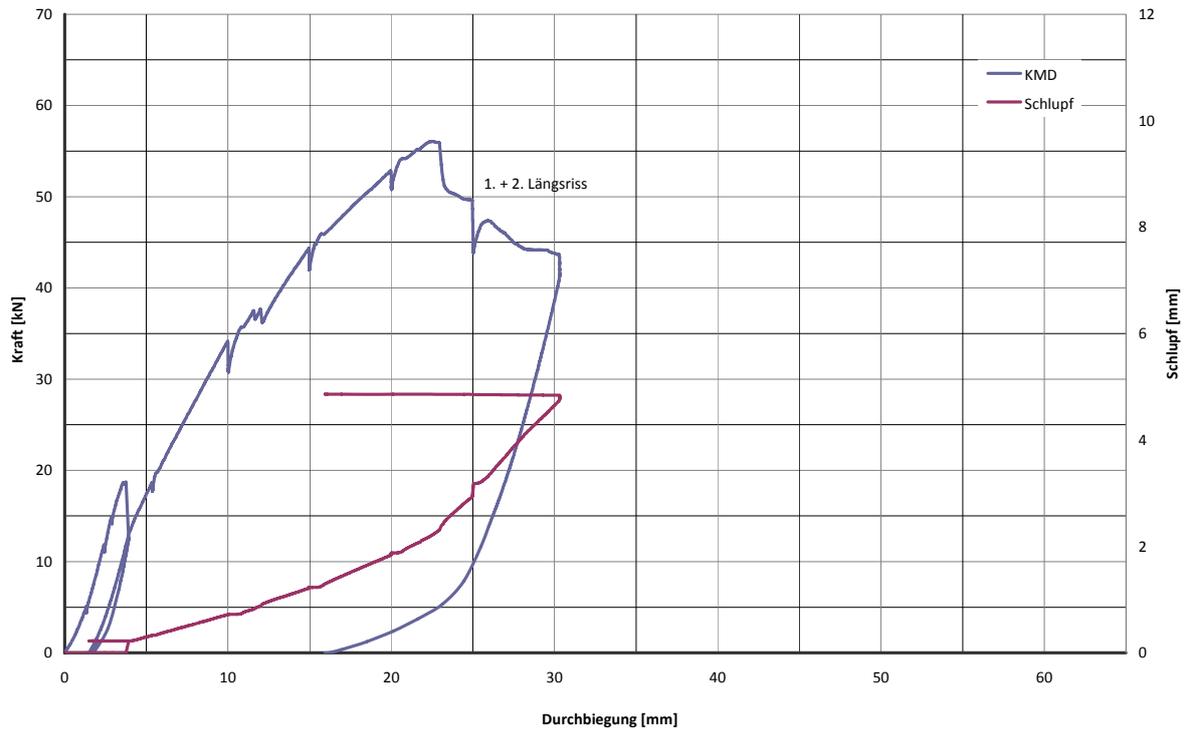


Abb. 8- 39: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR -100 – 340 –V5; Leichtbeton D1.6

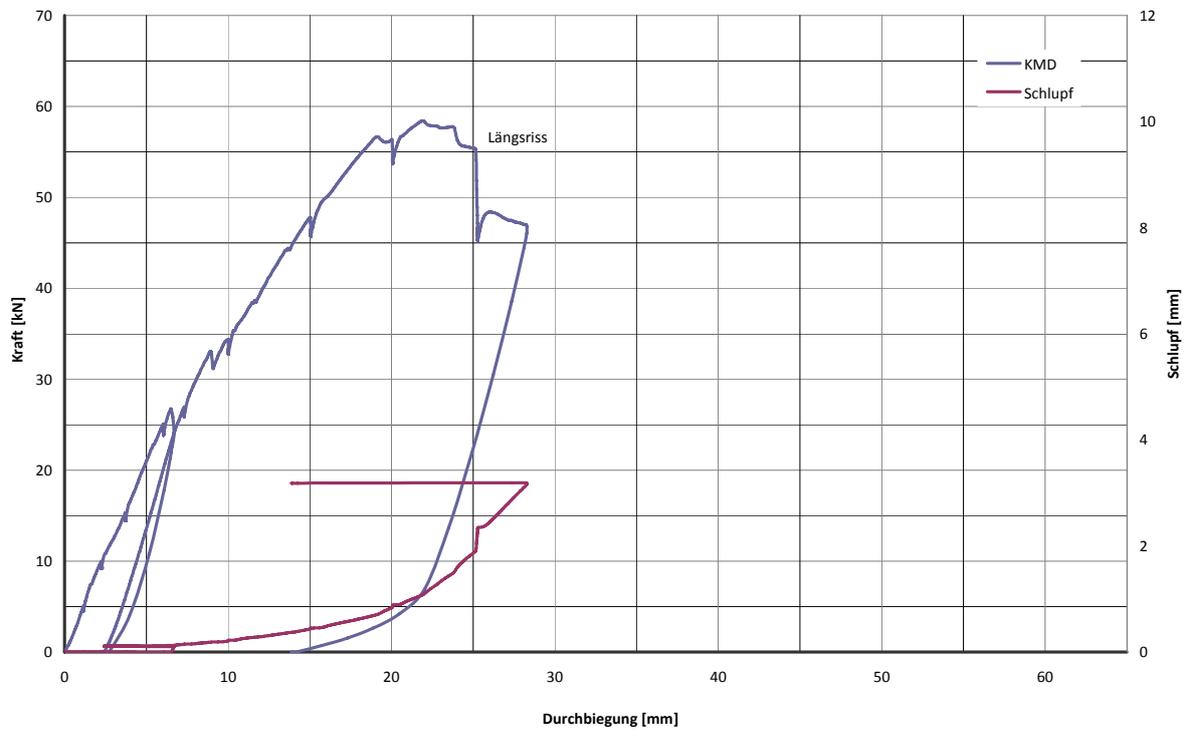


Abb. 8- 40: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR -100 – 340 –V6; Leichtbeton D1.6

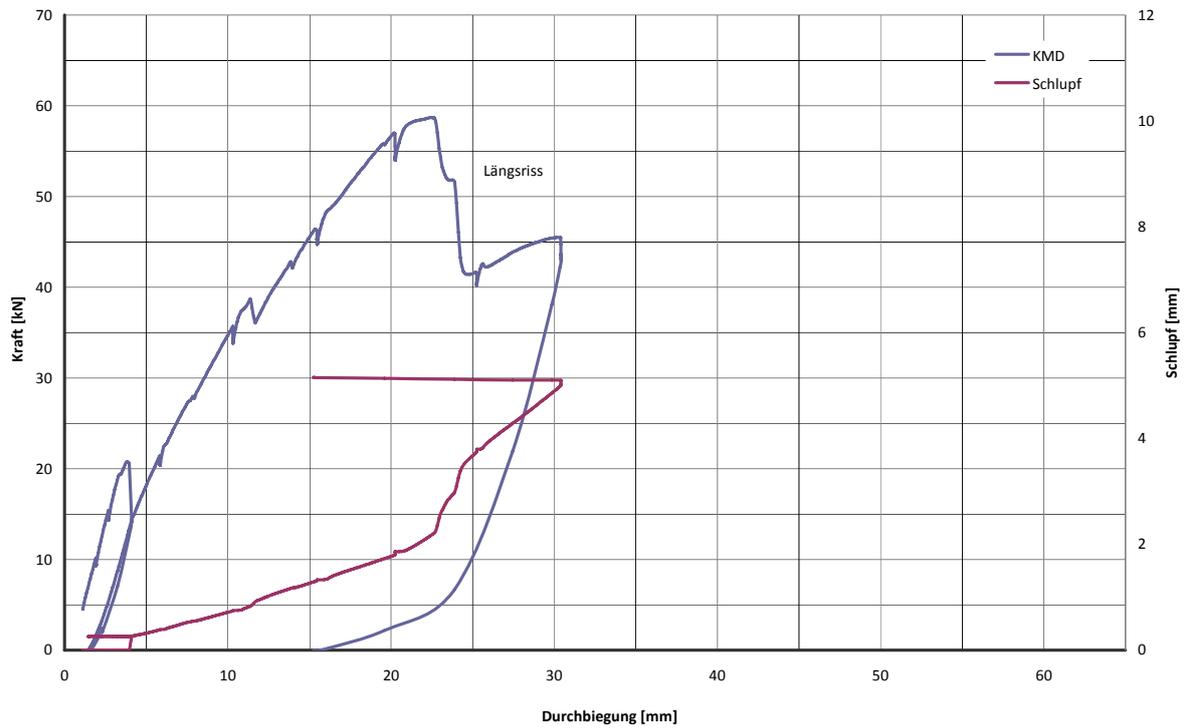


Abb. 8- 41: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR –100 – 340 –V7; Leichtbeton D1.6

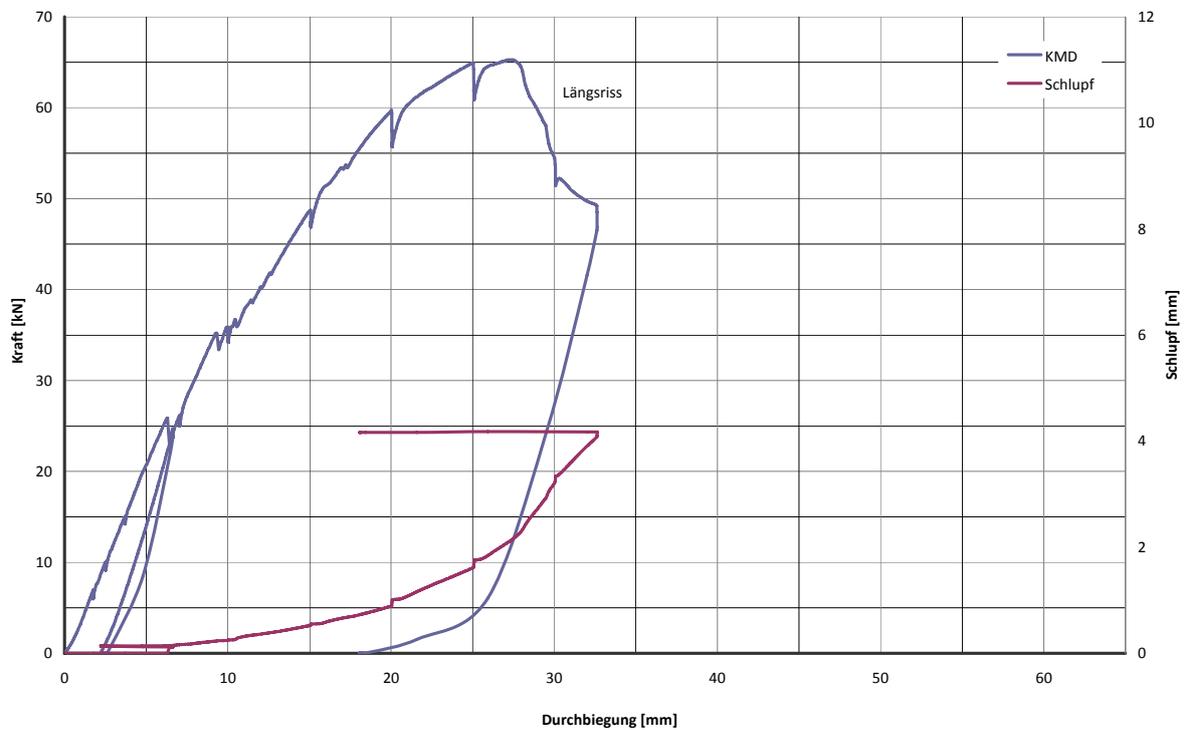


Abb. 8- 42: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR –100 – 340 –V8; Leichtbeton D1.6

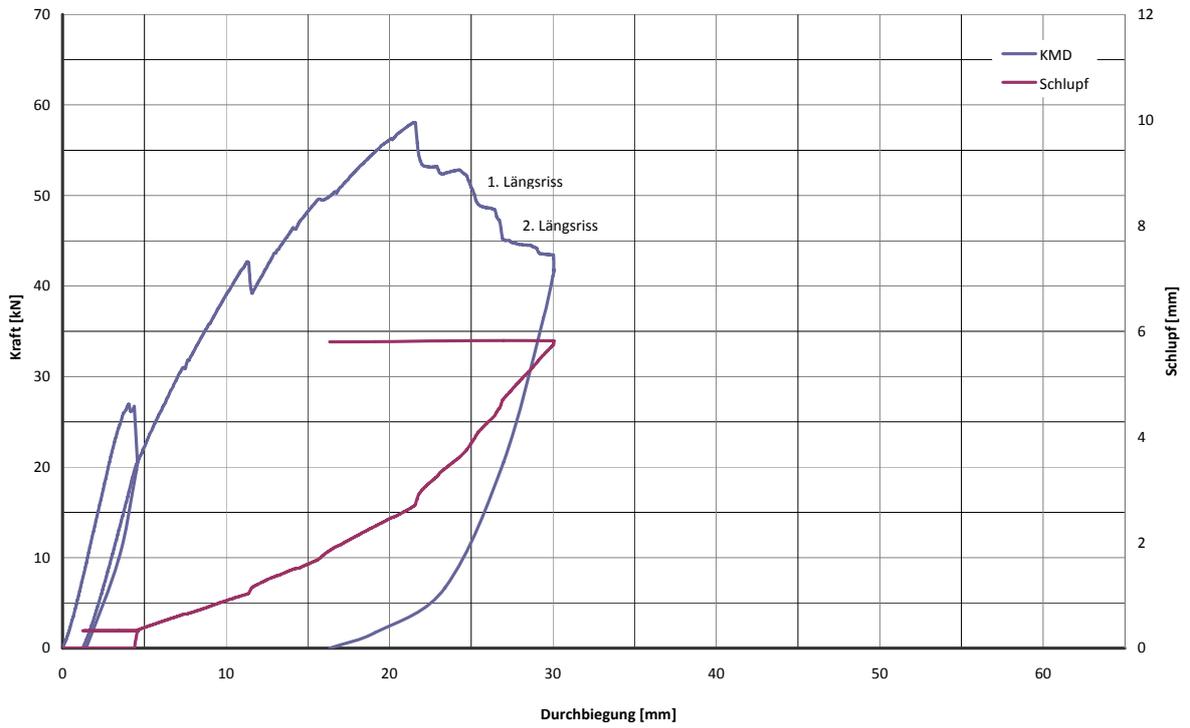


Abb. 8- 43: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR –100 – 340 –V9; Leichtbeton D1.6

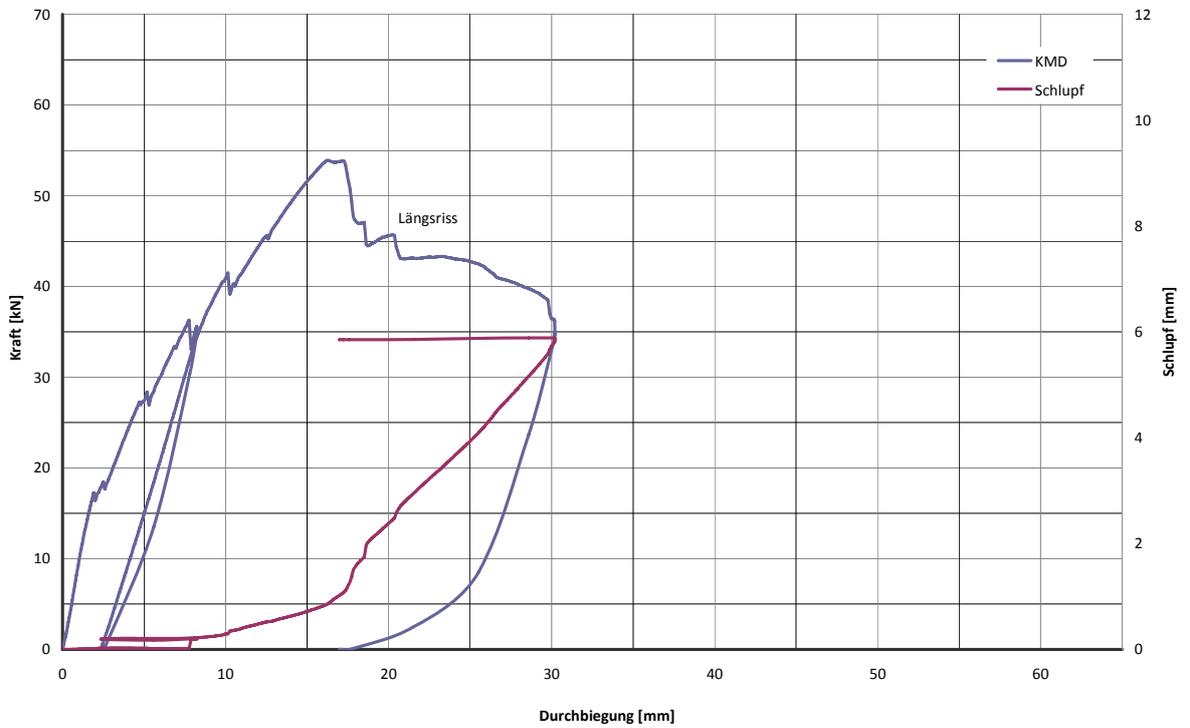


Abb. 8- 44: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR –100 – 340 –V10; Leichtbeton D1.6

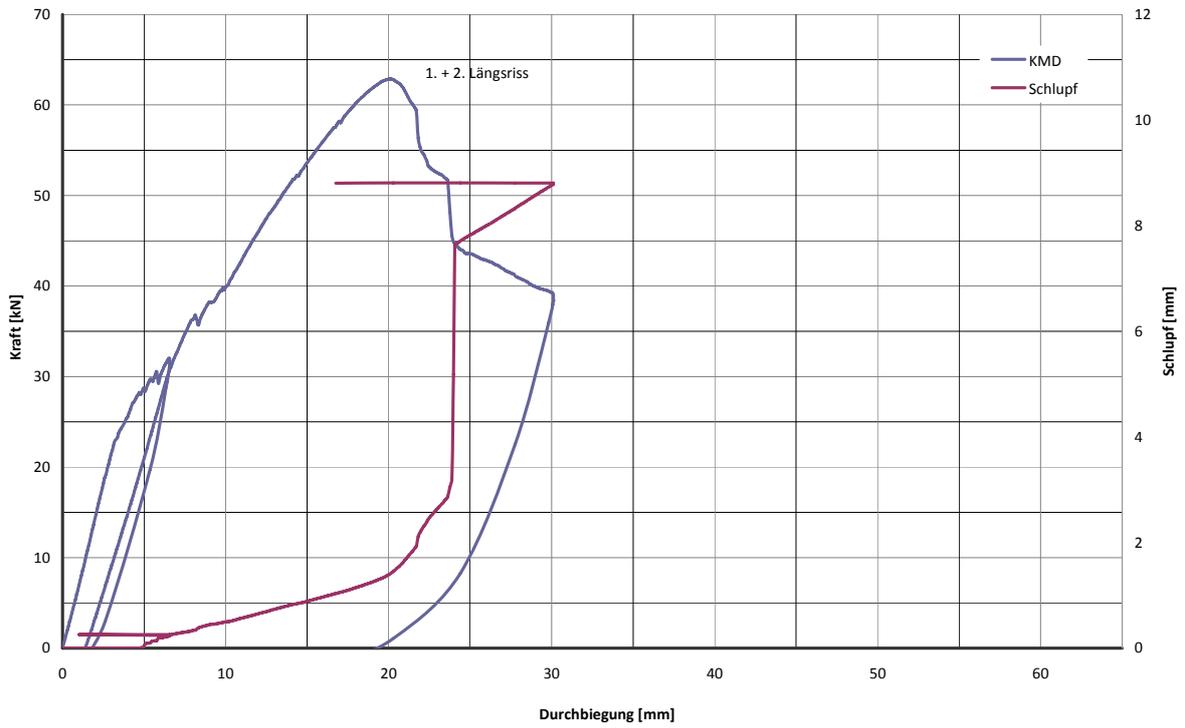


Abb. 8- 45: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR –100 – 340 –V11; Leichtbeton D1.6

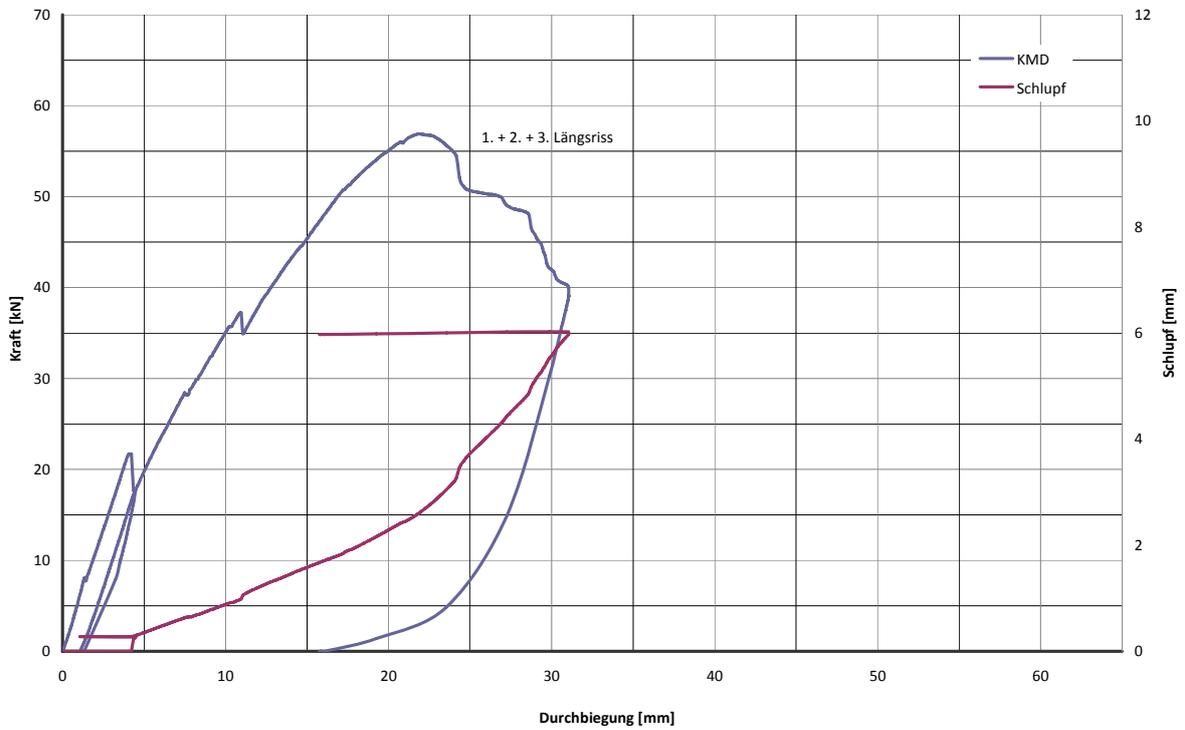


Abb. 8- 46: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; SHR –100 – 340 –V12; Leichtbeton D1.6

8.3.3 Ergebnisse der Teilverbundtheorie

SHR – 075 – 340

Tab. 8- 4: Statistische Ergebnisse der Teilverbundtheorie – Gruppe 2; Blechdicke 0,75mm

	$F_{ES=0,1mm}$ [kN]	F_u [kN]	Laststeigerung [-]	M [kNm]	M_{pl} [kNm]	M/M_{pl} [-]	η [-]	N_{cf} [kN]	T_u [kN/m ²]
Leichtbetonklasse D1.4									
SHR-075-340-V1	12,6	42,3	235,8%	23,7	34,0	69,5%	56,0%	160,5	283,0
SHR-075-340-V2	15,4	43,8	185,2%	24,4	34,0	71,8%	59,0%	169,1	298,2
SHR-075-340-V3	11,9	39,3	230,7%	22,0	34,0	64,7%	50,0%	143,3	252,7
SHR-075-340-V4	15,9	44,6	180,8%	24,8	34,0	73,0%	61,0%	174,8	308,3
							Mittelwert	161,9	285,6
							Standardabweichung	13,7	24,2
							5% - Fraktile	119,2	210,3
Leichtbetonklasse D1.6									
SHR-075-340-V5	11,8	42,8	262,6%	23,9	34,3	69,8%	57,0%	163,3	290,9
SHR-075-340-V6	16,8	45,7	172,0%	25,4	34,3	74,2%	63,0%	180,5	321,5
SHR-075-340-V7	15,8	42,5	169,0%	23,8	34,3	69,3%	57,0%	163,3	290,9
SHR-075-340-V8	18,9	42,1	122,8%	23,6	34,3	68,7%	56,0%	160,5	285,8
							Mittelwert	166,9	297,2
							Standardabweichung	9,2	16,3
							5% - Fraktile	138,4	246,5

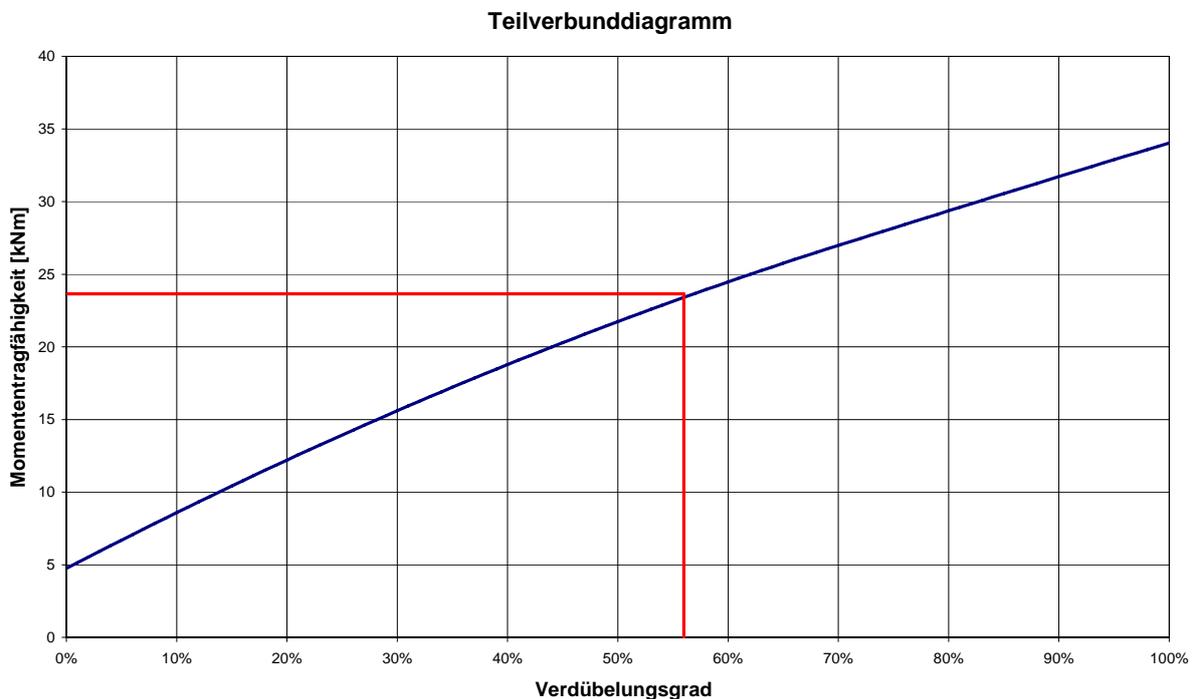


Abb. 8- 47: Teilverbundkurve; SHR – 075 – 340 – V1; Leichtbeton D1.4

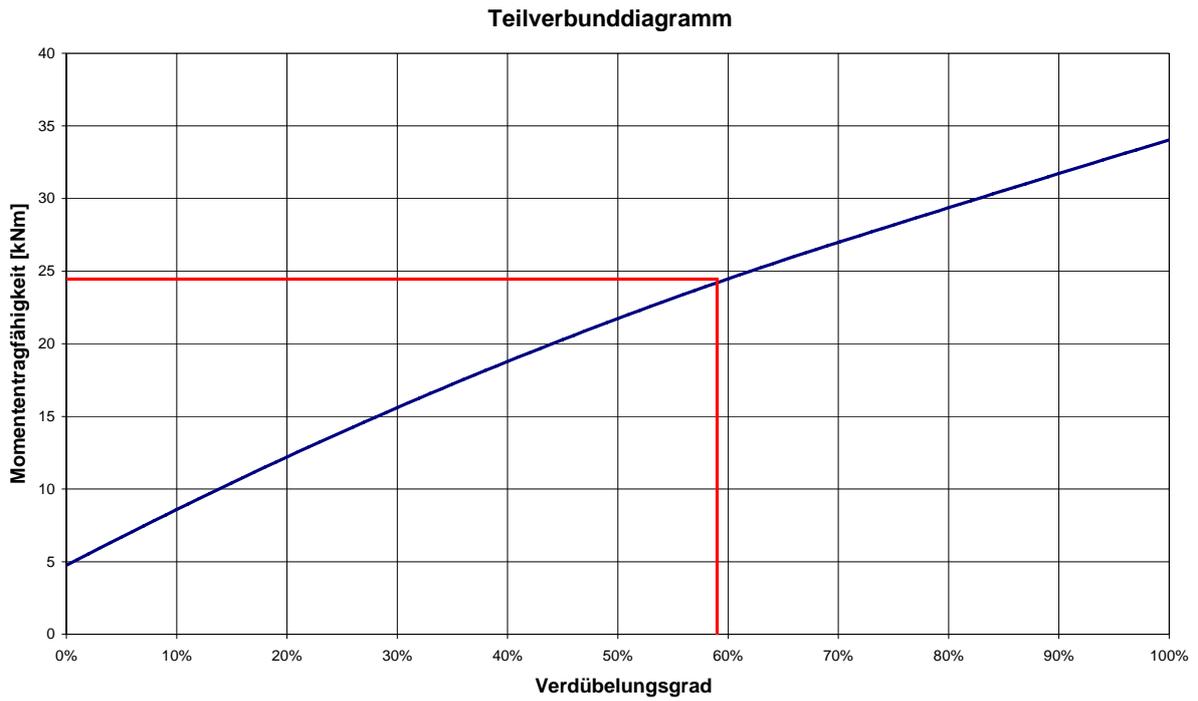


Abb. 8- 48: Teilverbundkurve; SHR – 075 – 340 – V2; Leichtbeton D1.4

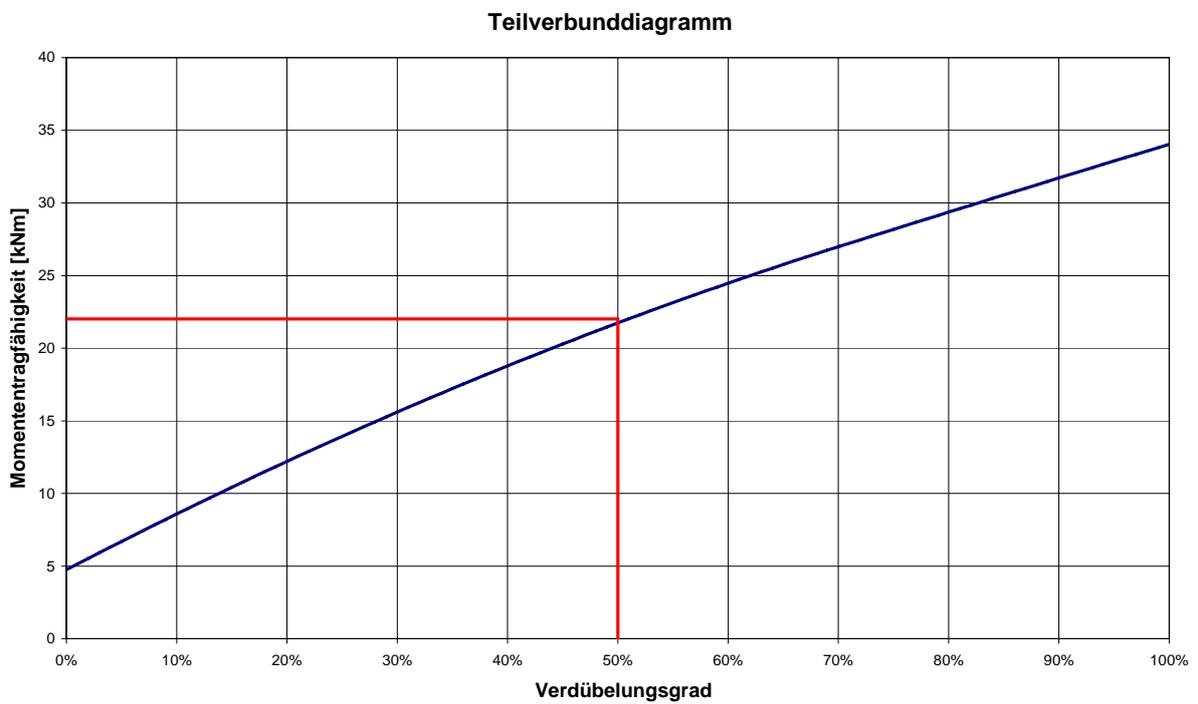


Abb. 8- 49: Teilverbundkurve; SHR – 075 – 340 – V3; Leichtbeton D1.4

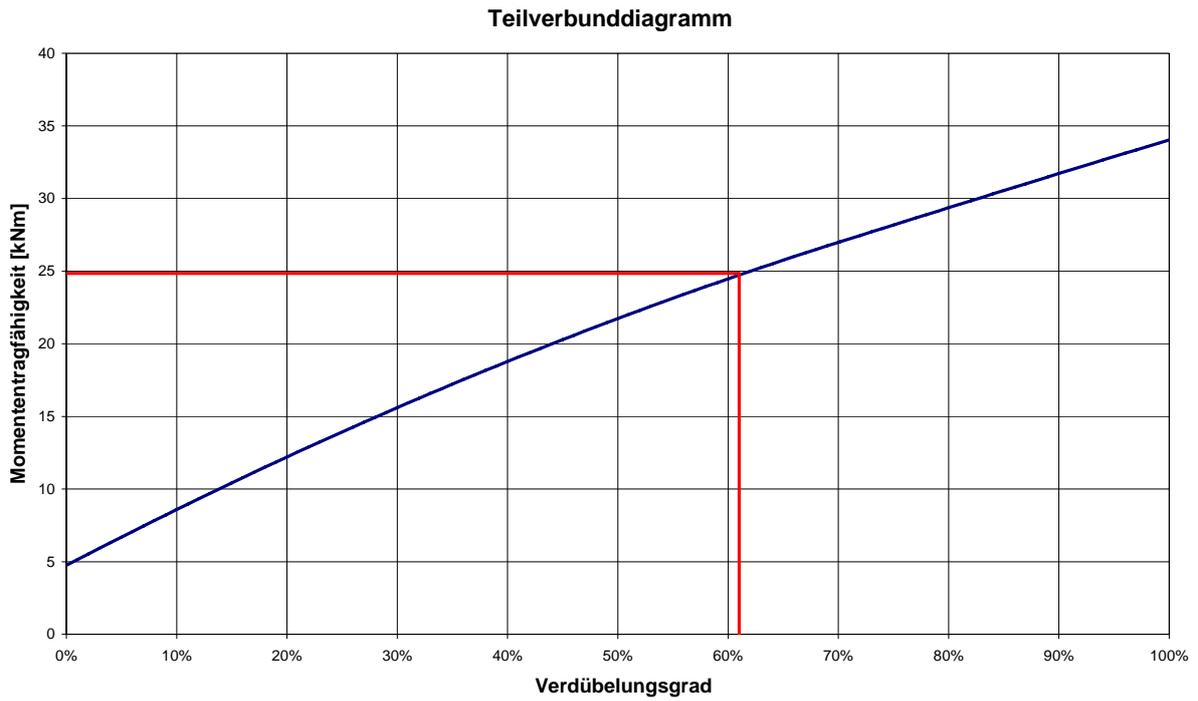


Abb. 8- 50: Teilverbundkurve; SHR – 075 – 340 – V4; Leichtbeton D1.4

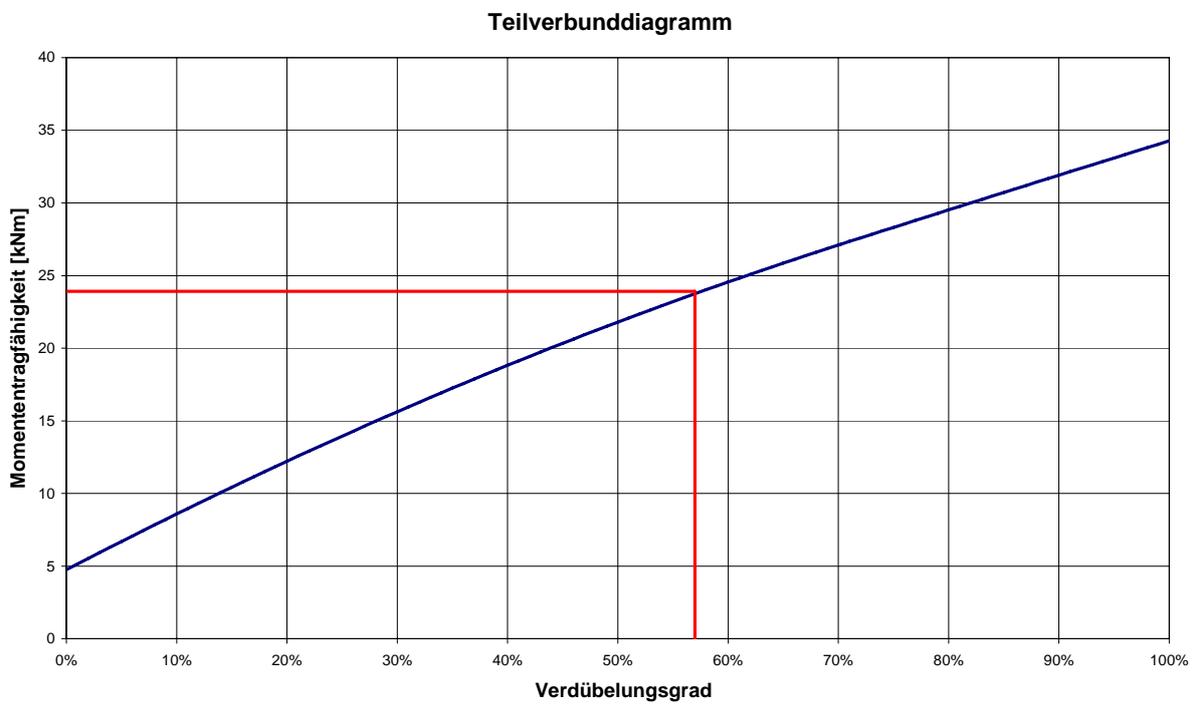


Abb. 8- 51: Teilverbundkurve; SHR – 075 – 340 – V5; Leichtbeton D1.6

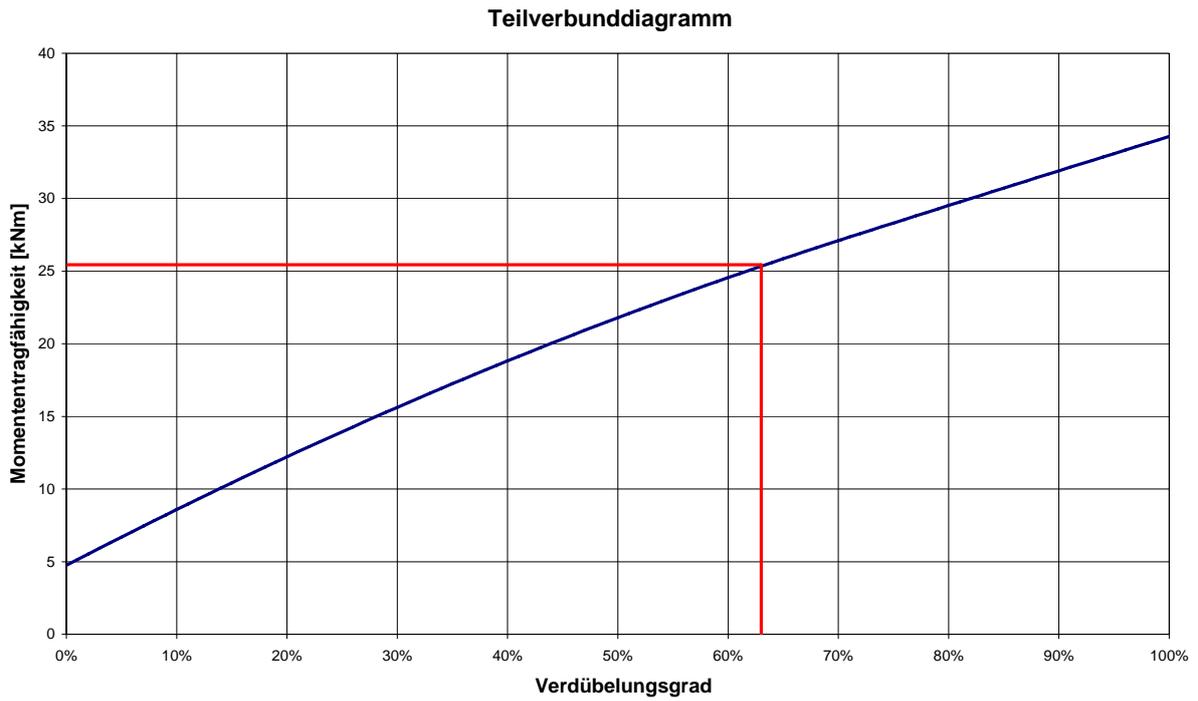


Abb. 8- 52: Teilverbundkurve; SHR – 075 – 340 – V6; Leichtbeton D1.6

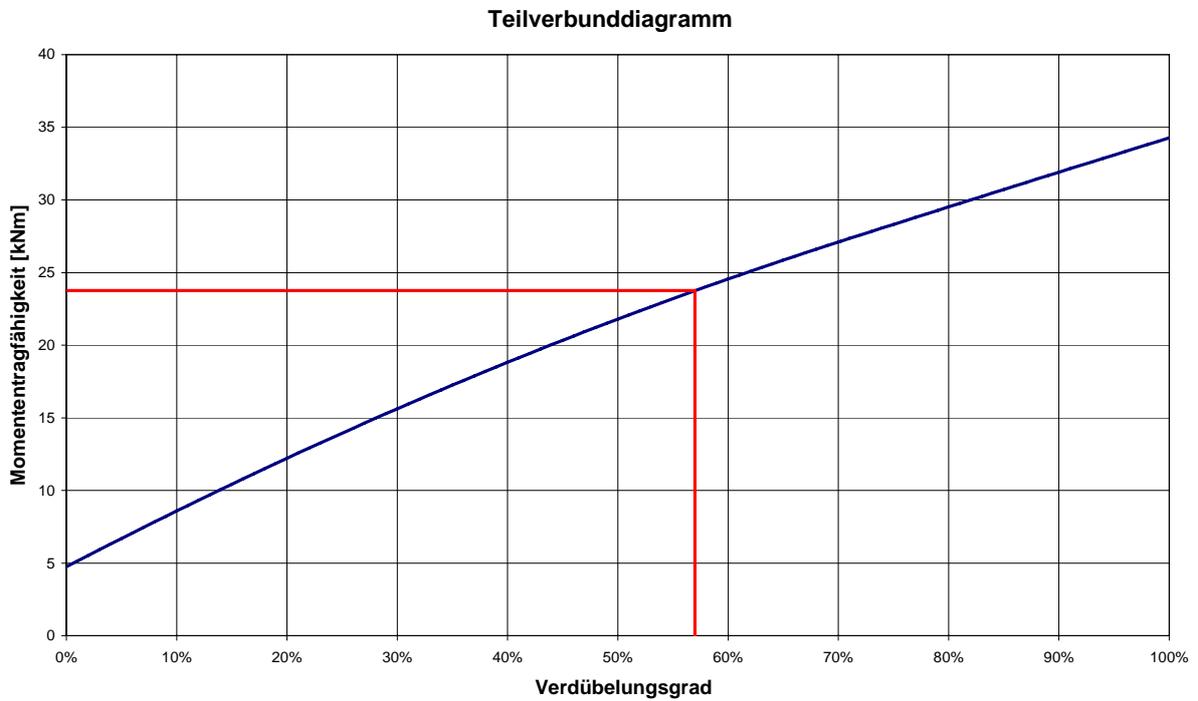


Abb. 8- 53: Teilverbundkurve; SHR – 075 – 340 – V7; Leichtbeton D1.6

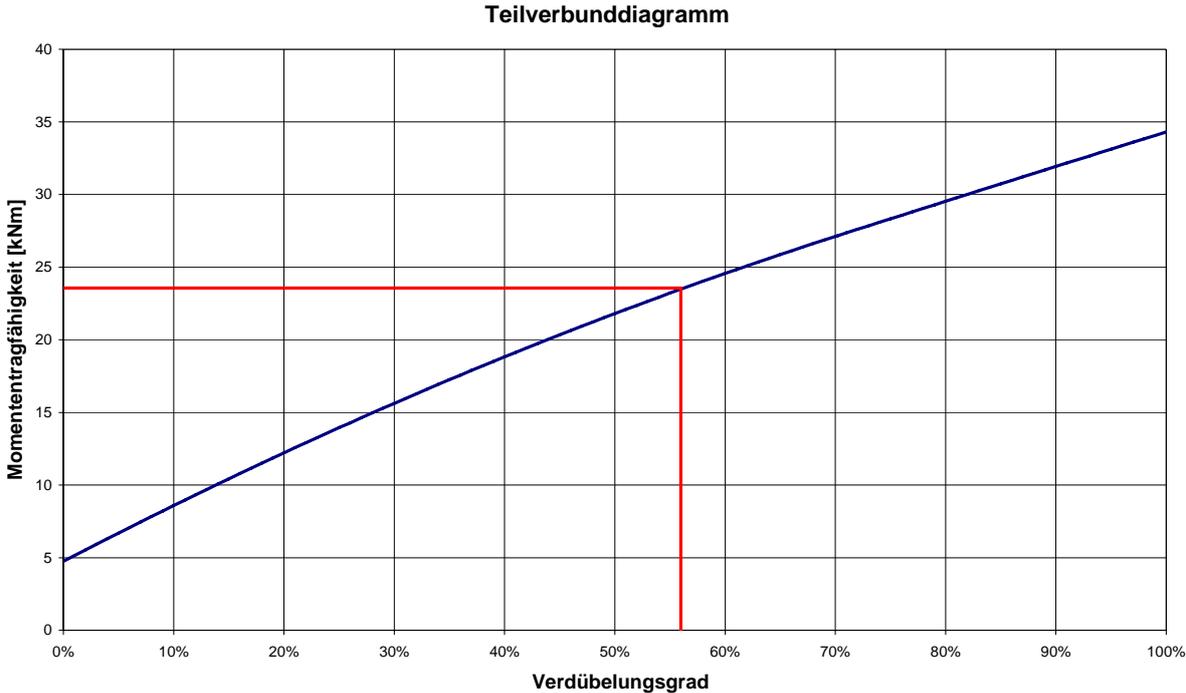


Abb. 8- 54: Teilverbundkurve; SHR – 075 – 340 – V8; Leichtbeton D1.6

SHR – 100 – 340

Tab. 8- 5: Statistische Ergebnisse der Teilverbundtheorie – Gruppe 2; Blechdicke 1,00mm

	$F_{ES=0,1mm}$ [kN]	F_u [kN]	Laststeigerung [-]	M [kNm]	M_{pl} [kNm]	M/M_{pl} [-]	η [-]	N_{cf} [kN]	T_u [kN/m ²]
Leichtbetonklasse D1.4									
SHR-100-340-V1	20,5	58,6	186,1%	32,3	46,2	69,9%	56,0%	221,0	389,8
SHR-100-340-V2	20,2	53,5	164,7%	29,6	46,2	64,0%	49,0%	193,4	341,1
SHR-100-340-V3	17,0	57,9	241,1%	32,0	46,2	69,1%	55,0%	217,1	382,8
SHR-100-340-V4	26,4	59,8	126,2%	33,0	46,2	71,3%	58,0%	228,9	403,7
								Mittelwert 215,1	379,4
								Standardabweichung 15,3	27,0
								5% - Fraktile 167,6	295,7
Leichtbetonklasse D1.6									
SHR-100-340-V5	18,6	56,1	201,3%	31,0	46,7	66,4%	52,0%	205,2	365,4
SHR-100-340-V6	26,8	58,4	117,9%	32,2	46,7	69,1%	56,0%	221,0	393,5
SHR-100-340-V7	21,0	58,7	179,6%	32,4	46,7	69,3%	56,0%	221,0	393,5
SHR-100-340-V8	25,9	65,2	151,7%	35,9	46,7	76,7%	66,0%	260,5	463,8
SHR-100-340-V9	25,2	58,1	130,6%	32,1	46,5	69,0%	56,0%	221,0	393,5
SHR-100-340-V10	36,5	53,9	47,8%	29,9	46,5	64,2%	50,0%	197,3	351,4
SHR-100-340-V11	31,0	62,9	102,9%	34,7	46,5	74,6%	63,0%	248,6	442,7
SHR-100-340-V12	22,4	56,9	154,0%	31,6	46,5	67,8%	54,0%	213,1	379,5
								Mittelwert 223,5	397,9
								Standardabweichung 21,2	37,7
								5% - Fraktile 174,6	310,9

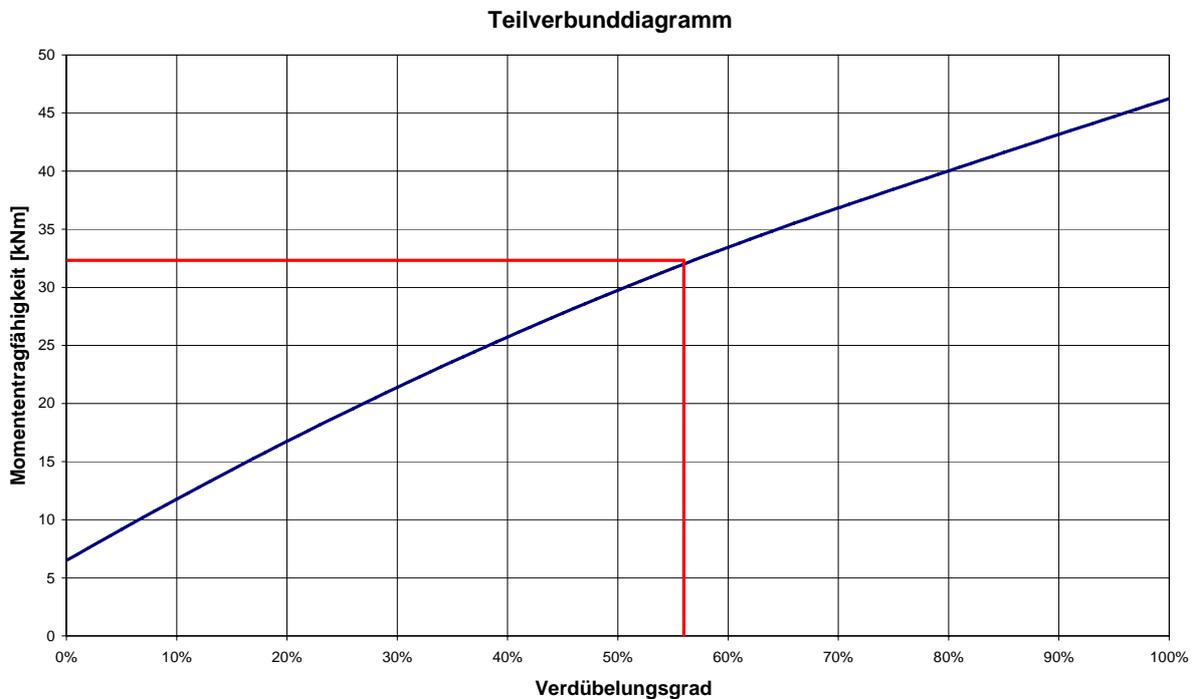


Abb. 8- 55: Teilverbundkurve; SHR – 100 – 340 – V1; Leichtbeton D1.4

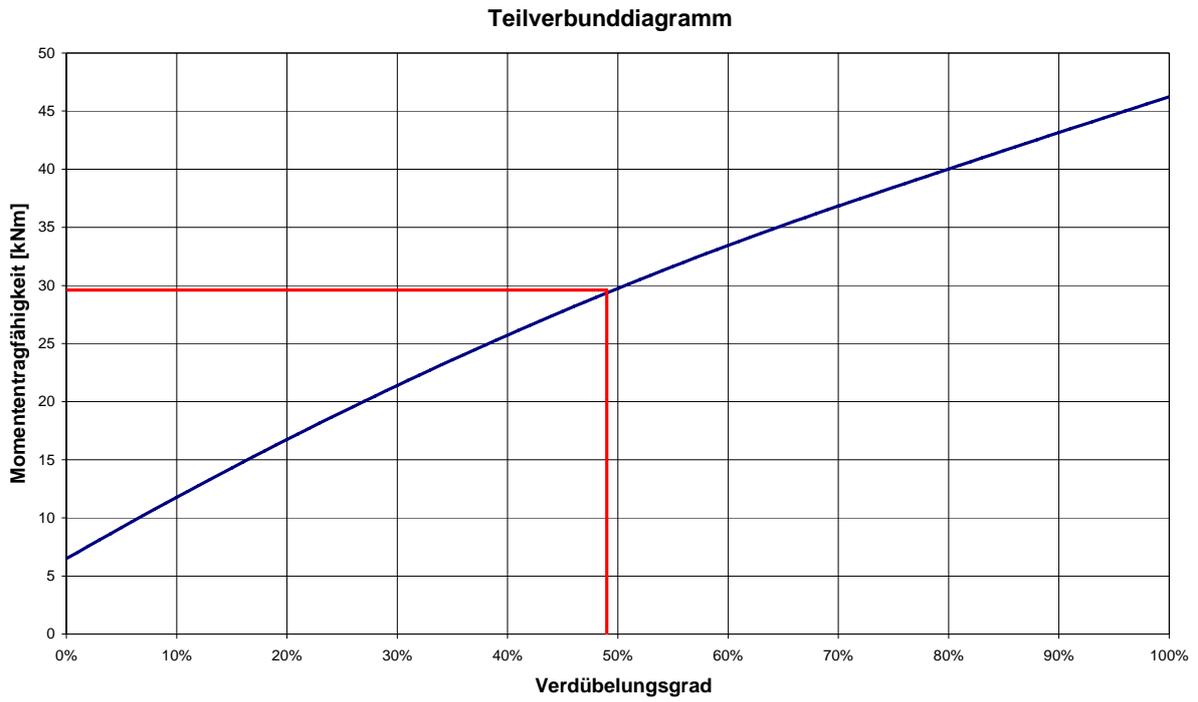


Abb. 8- 56: Teilverbundkurve; SHR – 100 – 340 – V2; Leichtbeton D1.4

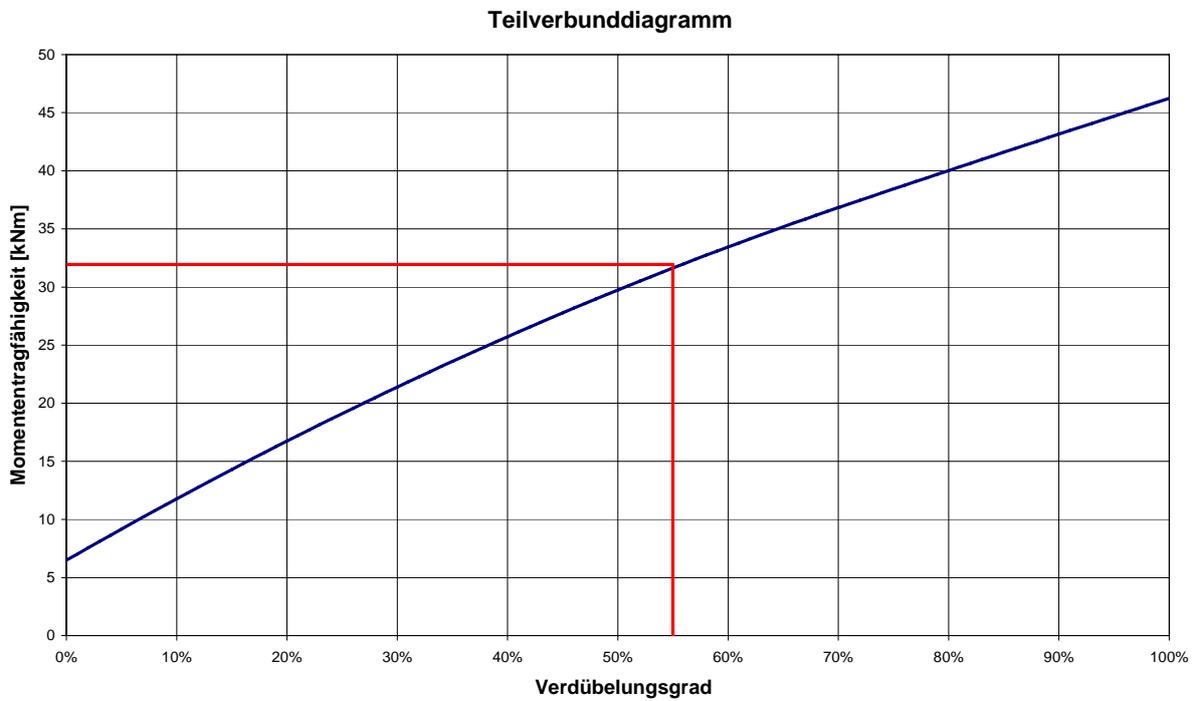


Abb. 8- 57: Teilverbundkurve; SHR – 100 – 340 – V3; Leichtbeton D1.4

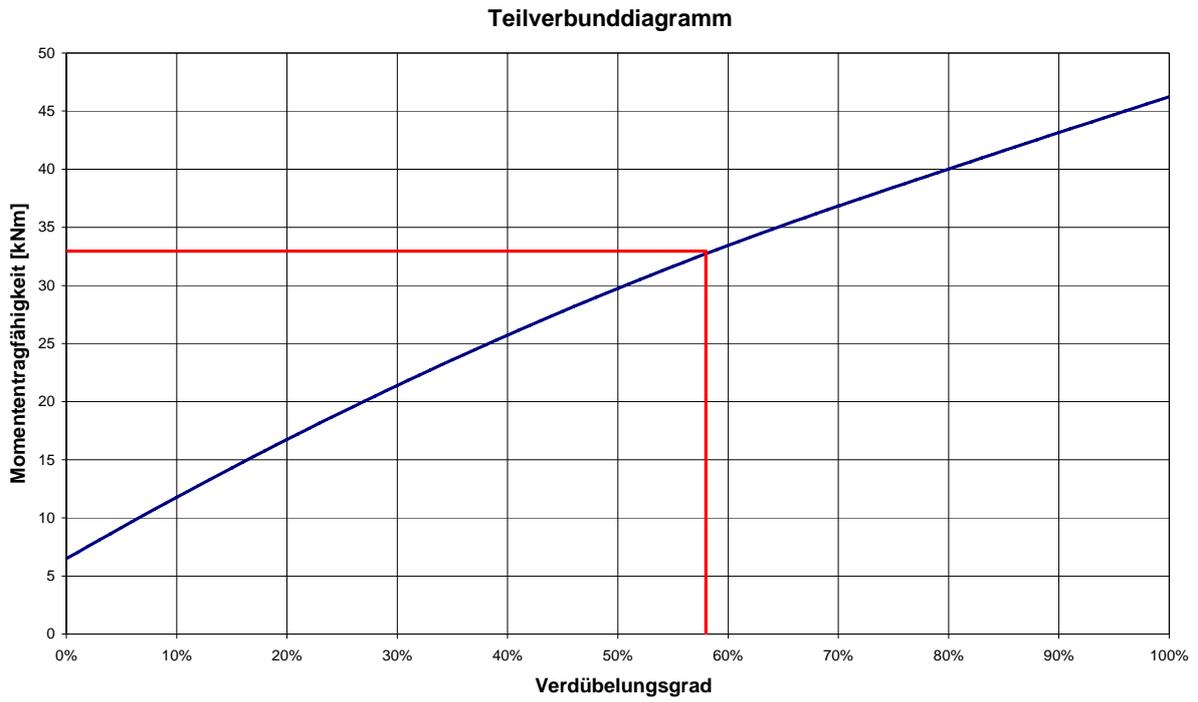


Abb. 8- 58: Teilverbundkurve; SHR – 100 – 340 – V4; Leichtbeton D1.4

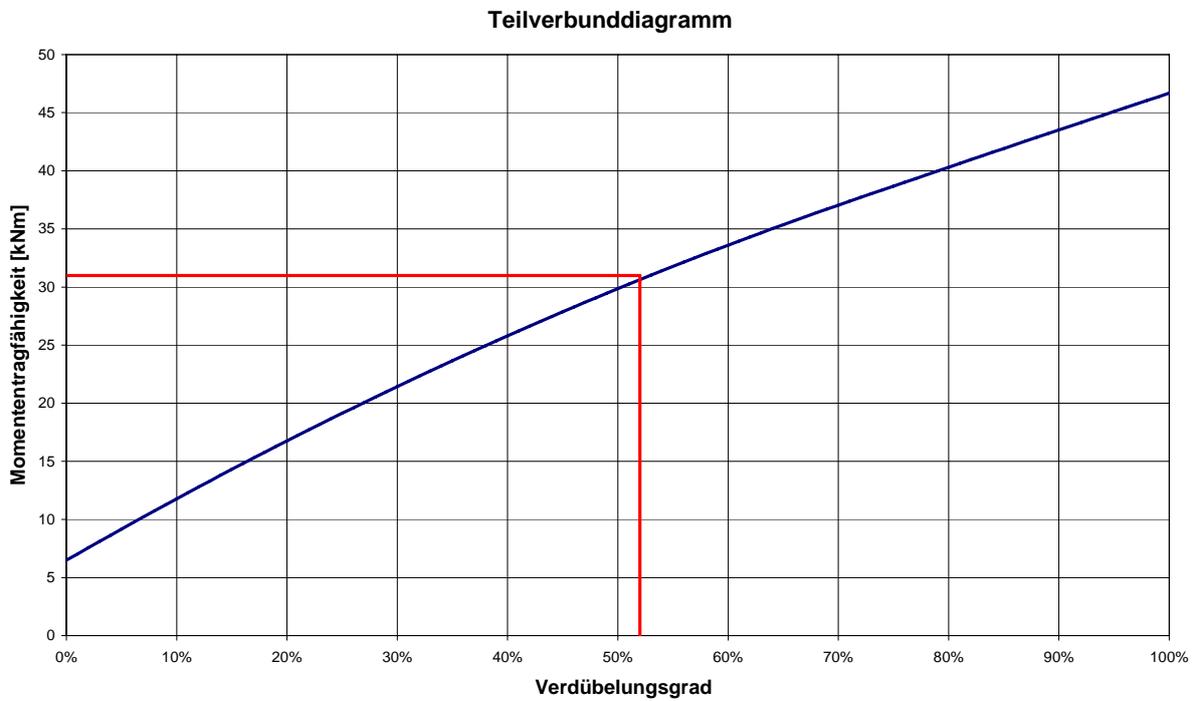


Abb. 8- 59: Teilverbundkurve; SHR – 100 – 340 – V5; Leichtbeton D1.6

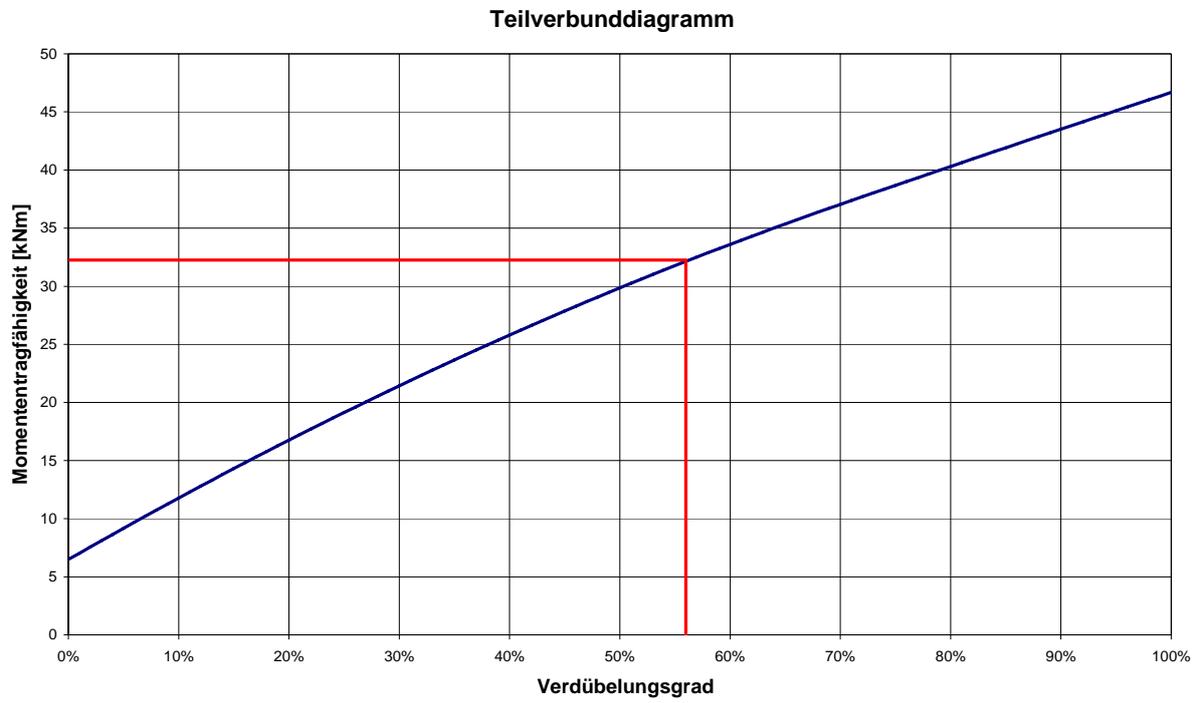


Abb. 8- 60: Teilverbundkurve; SHR – 100 – 340 – V6; Leichtbeton D1.6

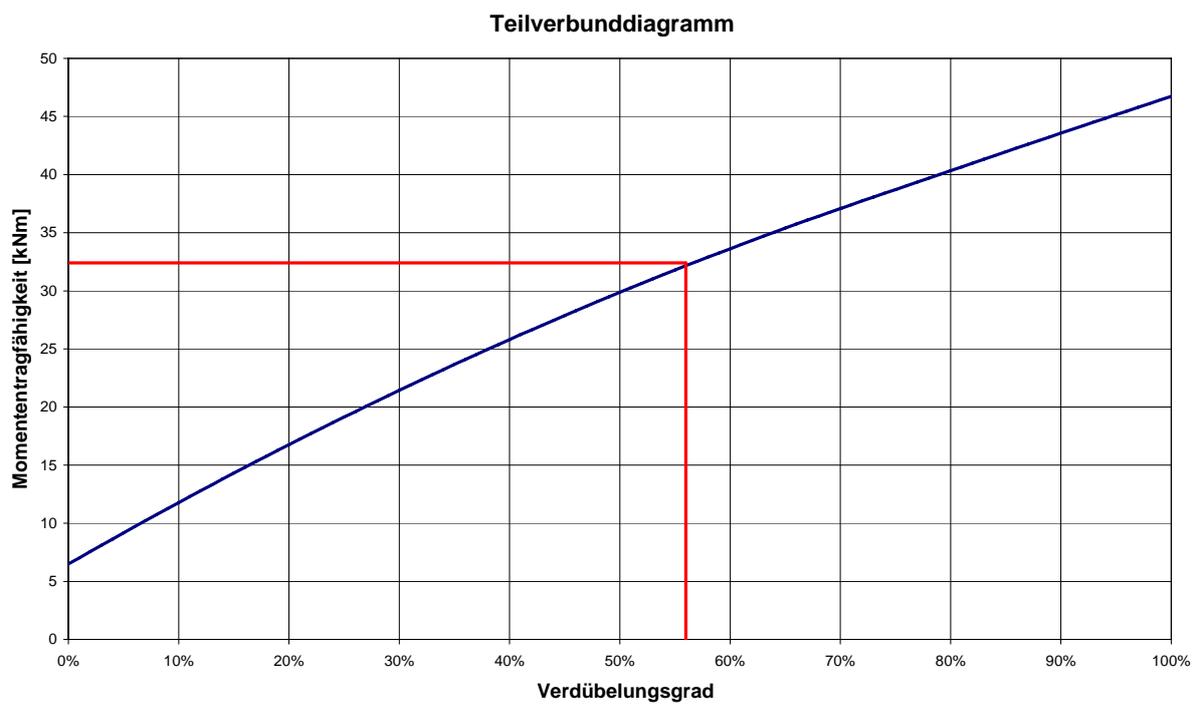


Abb. 8- 61: Teilverbundkurve; SHR – 100 – 340 – V7; Leichtbeton D1.6

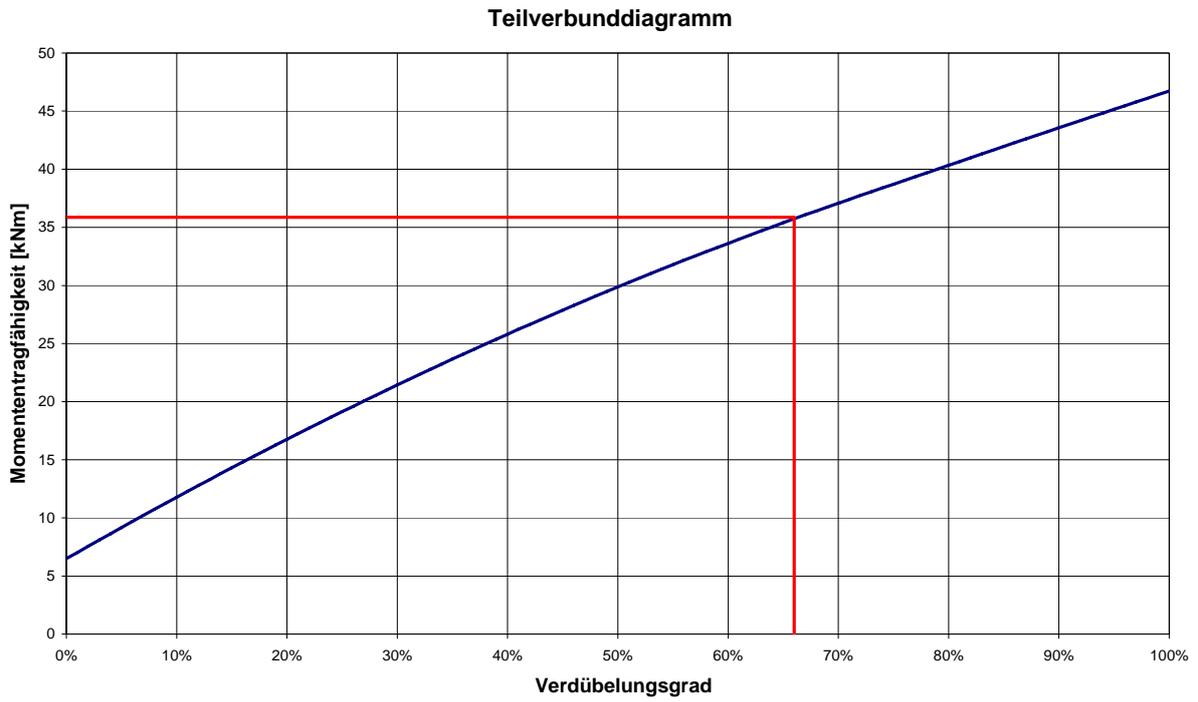


Abb. 8- 62: Teilverbundkurve; SHR – 100 – 340 – V8; Leichtbeton D1.6

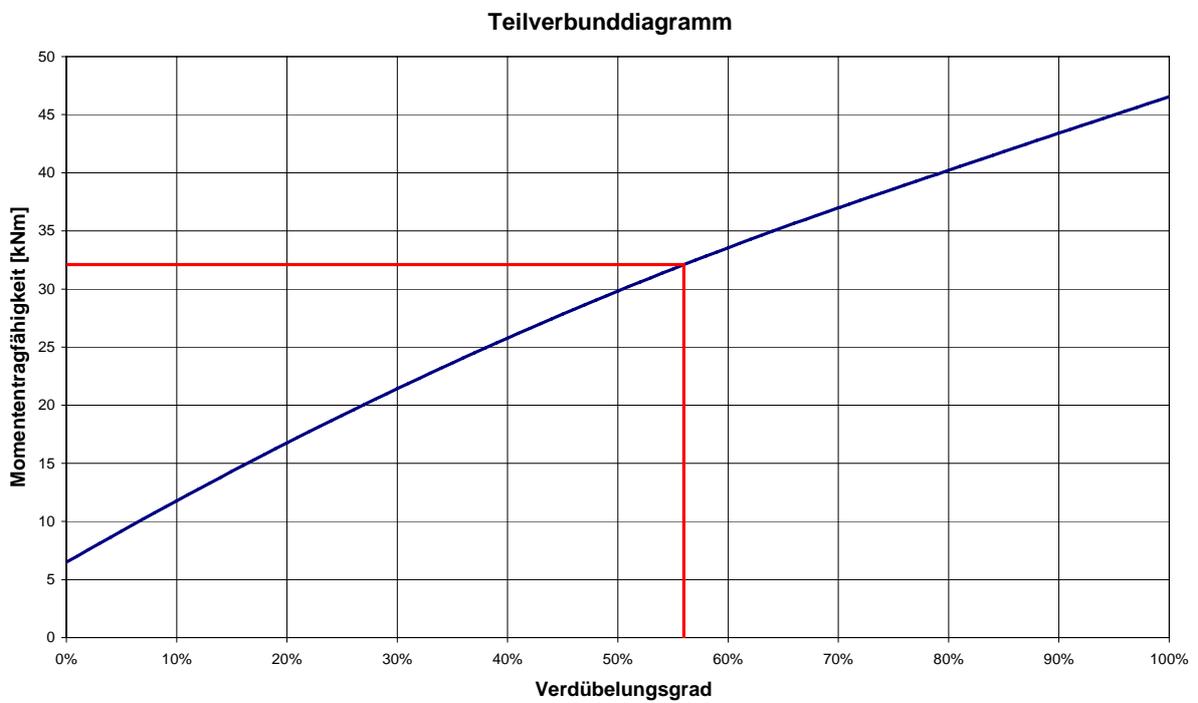


Abb. 8- 63: Teilverbundkurve; SHR – 100 – 340 – V9; Leichtbeton D1.6

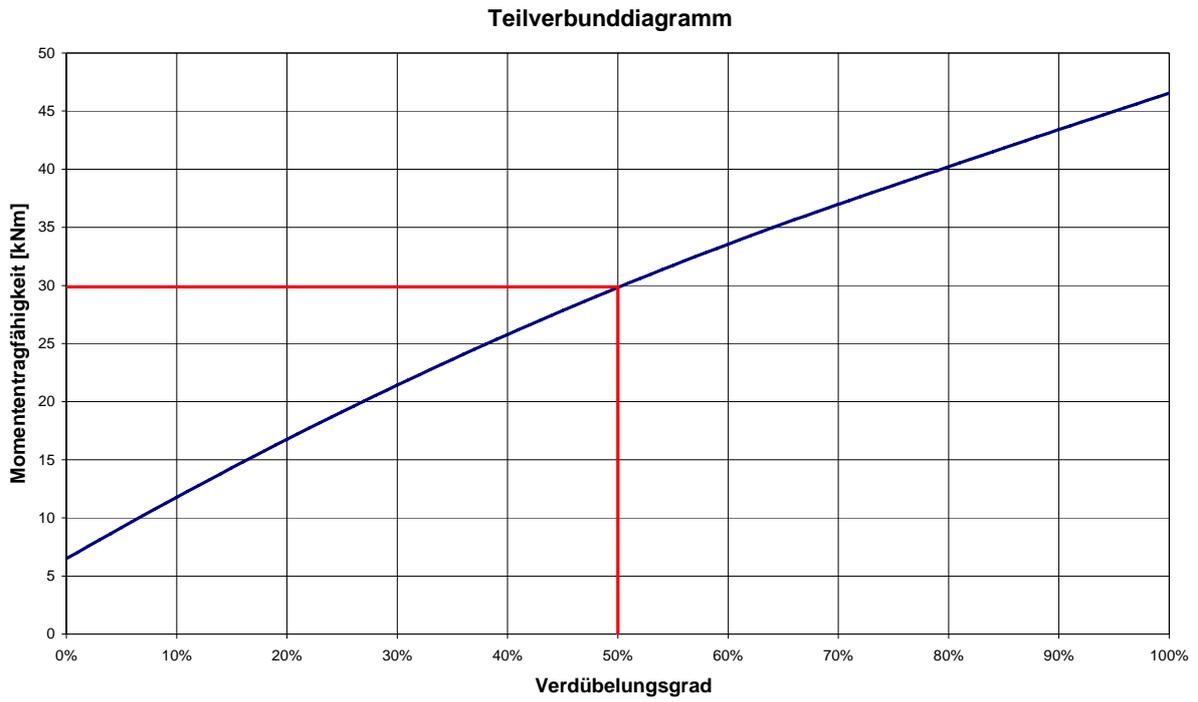


Abb. 8- 64: Teilverbundkurve; SHR – 100 – 340 – V10; Leichtbeton D1.6

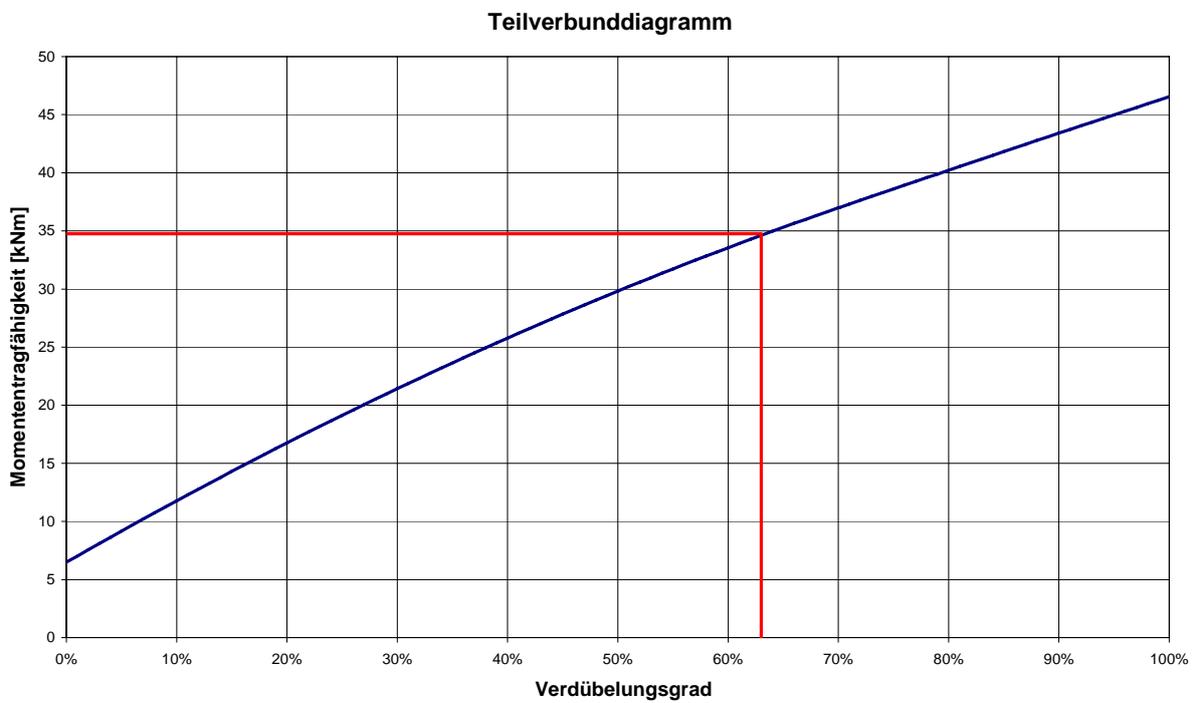


Abb. 8- 65: Teilverbundkurve; SHR – 100 – 340 – V11; Leichtbeton D1.6

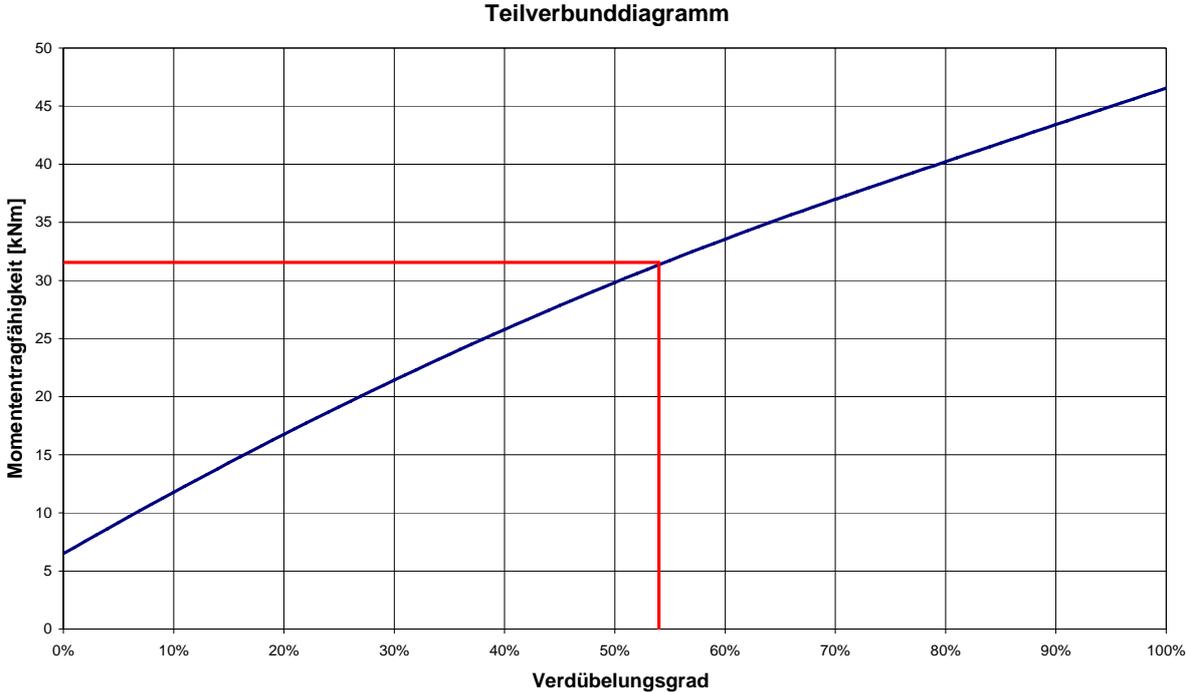


Abb. 8- 66: Teilverbundkurve; SHR – 100 – 340 – V12; Leichtbeton D1.6

8.4 Versuchsergebnisse – Gruppe 3

8.4.1 Versuchsstand und Messtechnik

Tab. 8- 6: Geometrie – Gruppe 3

Blech	Dicke t [mm]	Breite b_v [cm]	Länge L [cm]	L_s [cm]
Cofrastra 40	0,75	76	340	80

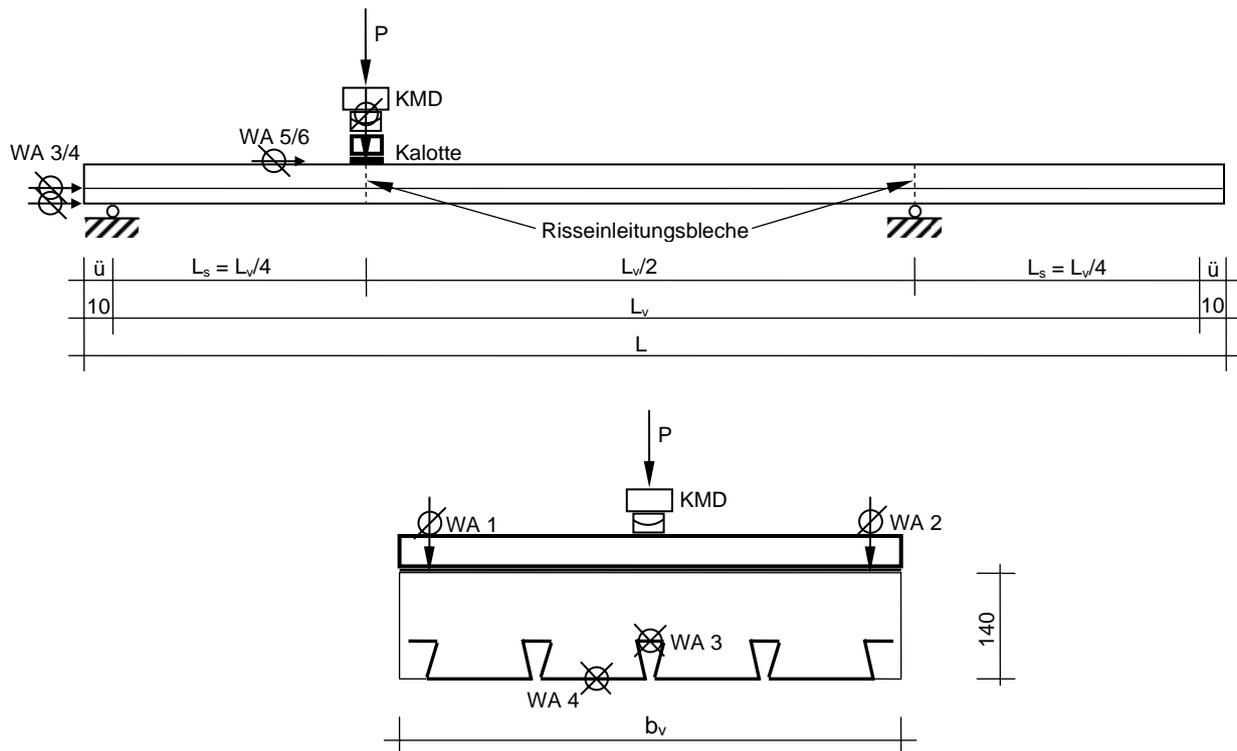


Abb. 8- 67: Versuchsstand – Gruppe 3

8.4.2 Kraft/Verformungs – Diagramme

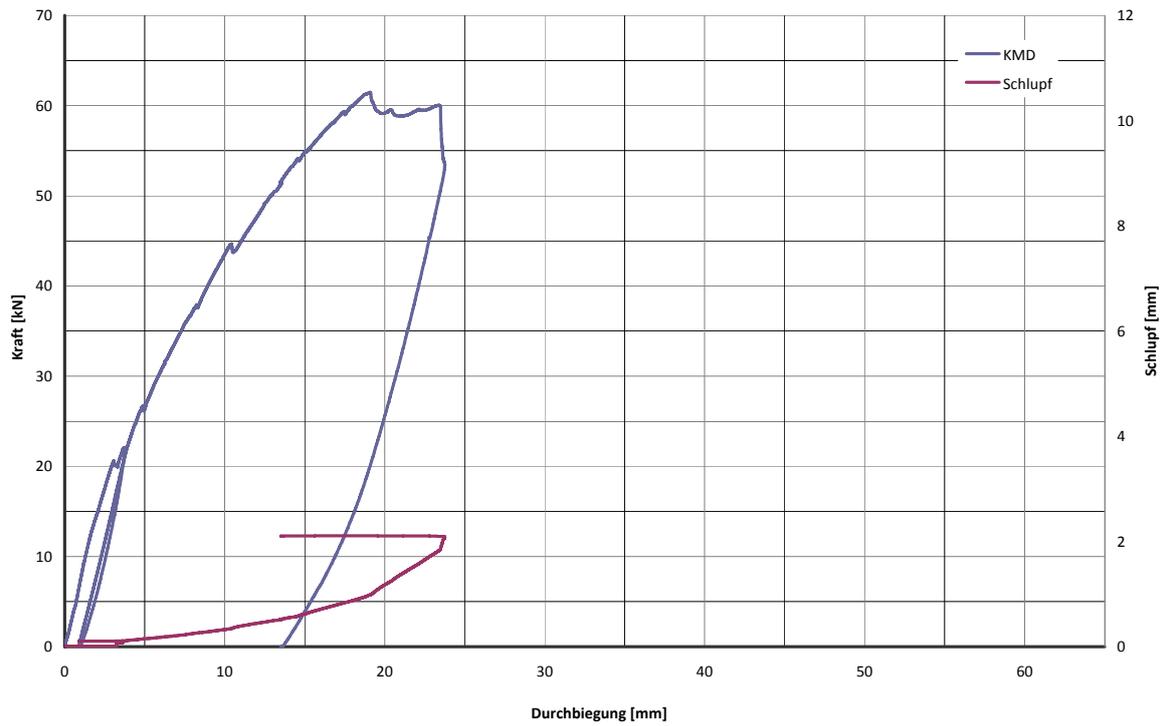


Abb. 8- 68: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; C40 – 075 – 420 –V1; Leichtbeton D1.6

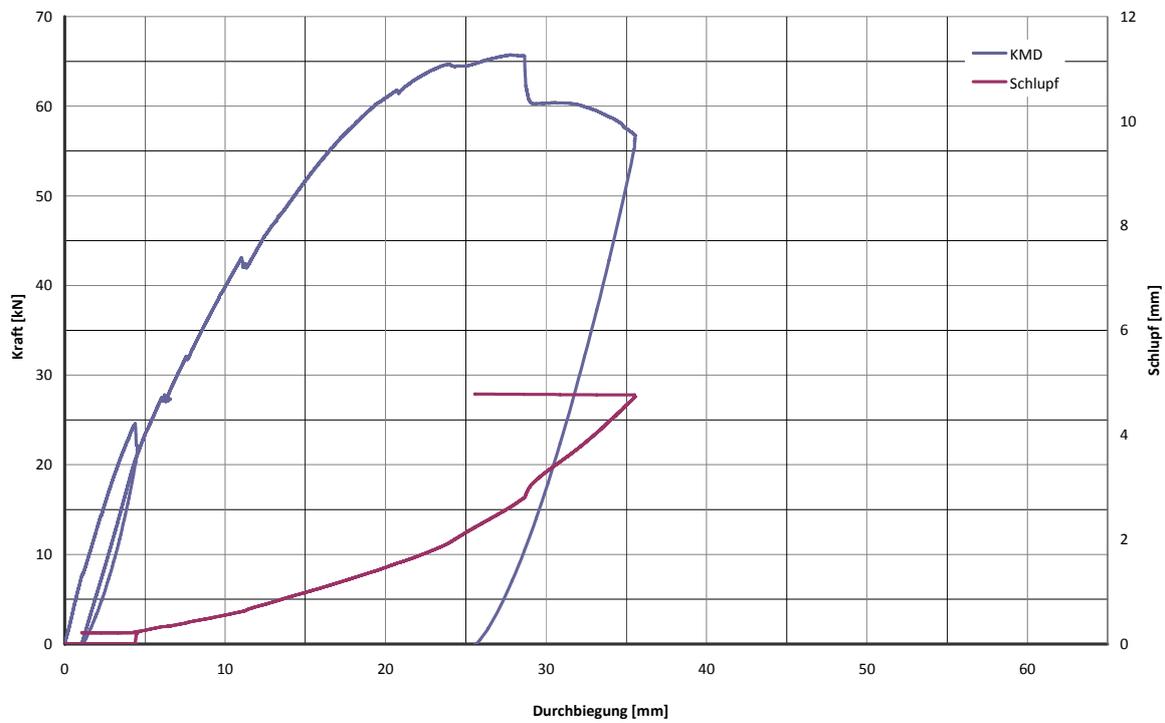


Abb. 8- 69: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; C40 – 075 – 420 –V2; Leichtbeton D1.6

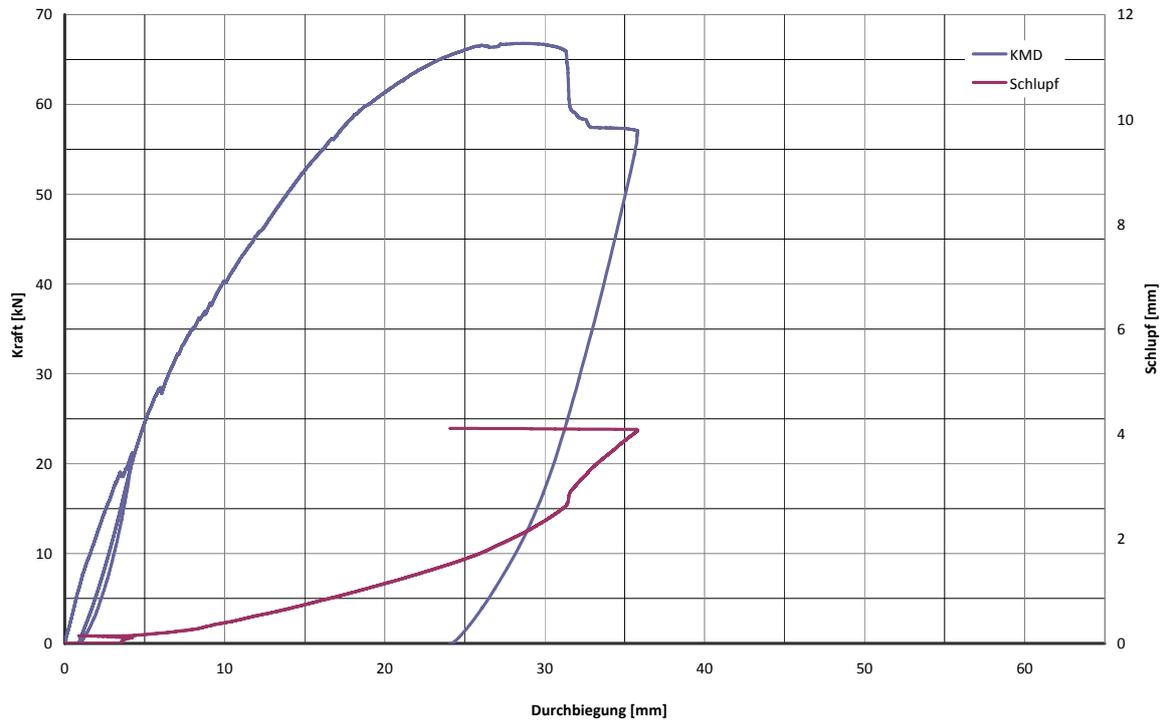


Abb. 8- 70: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; C40 – 075 – 420 –V3; Leichtbeton D1.6

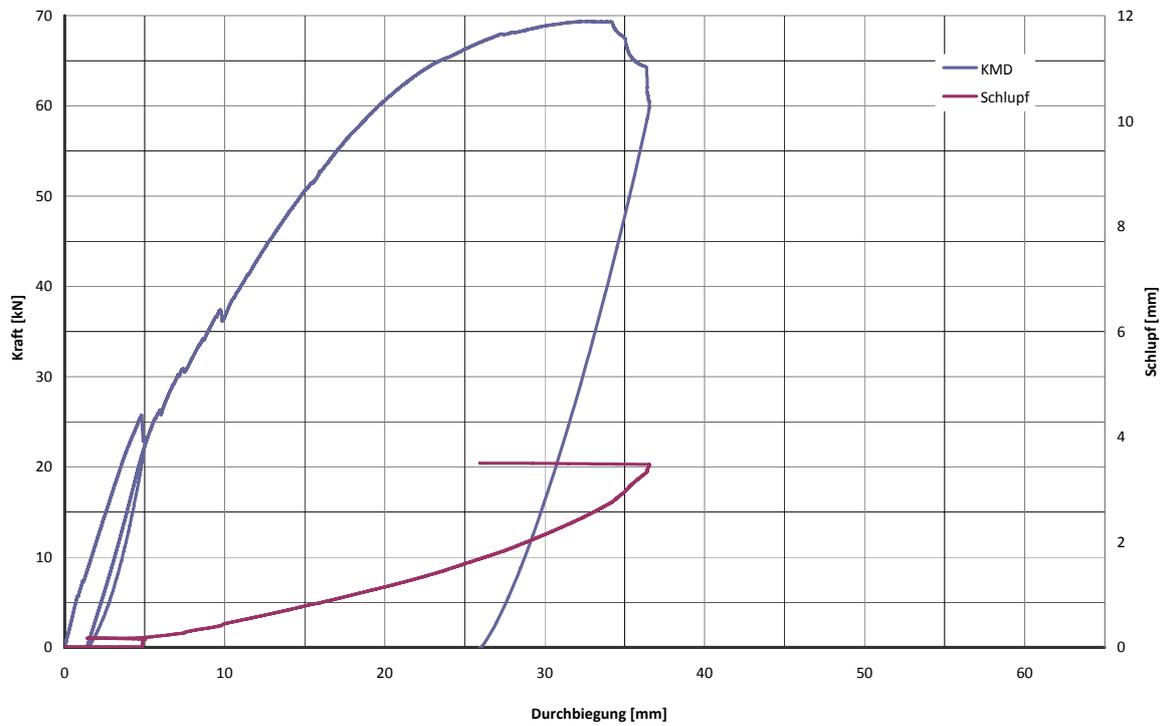


Abb. 8- 71: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; C40 – 075 – 420 –V4; Leichtbeton D1.6

8.4.3 Ergebnisse der Teilverbundtheorie

Tab. 8- 7: Statistische Ergebnisse der Teilverbundtheorie – Gruppe 3

	$F_{ES=0,1mm}$ [kN]	F_u [kN]	Laststeigerung [-]	M [kNm]	M_{pl} [kNm]	M/M_{pl} [-]	η [-]	N_{cf} [kN]	T_u [kN/m ²]
Leichtbetonklasse D1.4									
C40-075-420-V1	22,0	61,5	179,7%	34,1	40,7	83,8%	78,0%	259,4	379,3
C40-075-420-V2	24,6	65,7	167,2%	36,4	40,7	89,3%	86,0%	286,1	418,2
C40-075-420-V3	20,5	66,8	226,6%	36,9	40,8	90,6%	87,0%	289,4	423,1
C40-075-420-V4	25,8	69,4	169,4%	38,3	40,8	94,0%	92,0%	306,0	447,4
							Mittelwert	285,2	417,0
							Standardabweichung	19,3	28,2
							5% - Fraktile	225,4	329,5

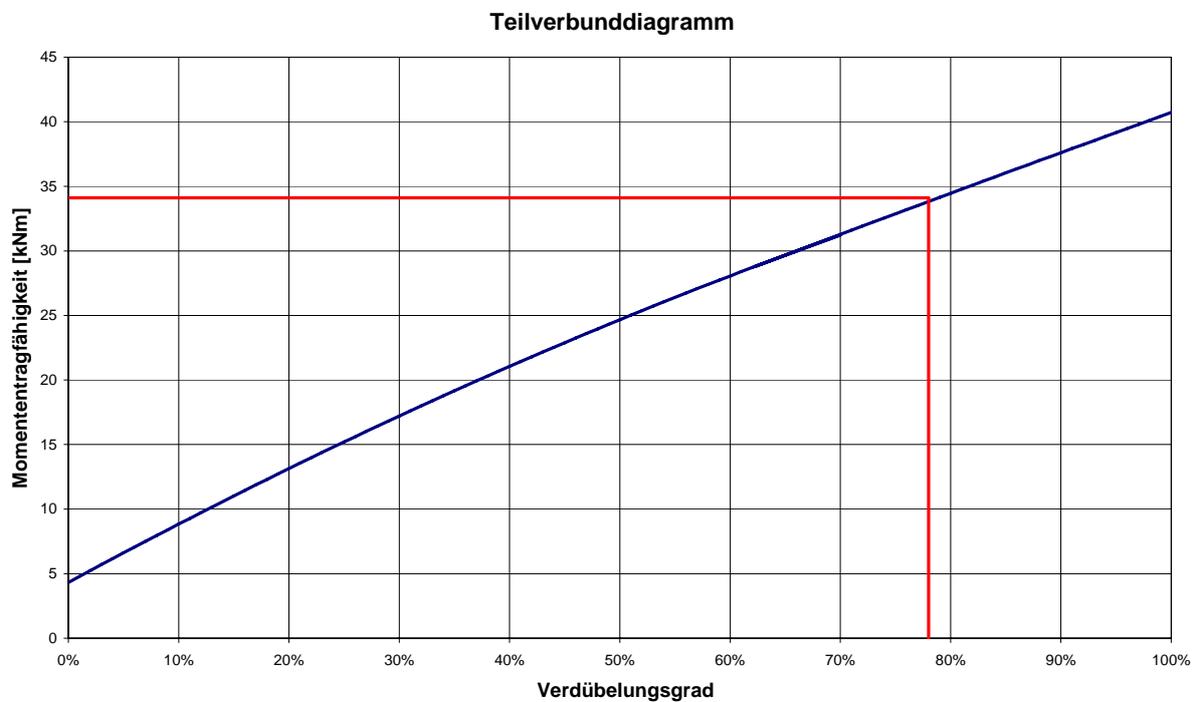


Abb. 8- 72: Teilverbundkurve; C40 - 075 – 420 – V1; Leichtbeton D1.6

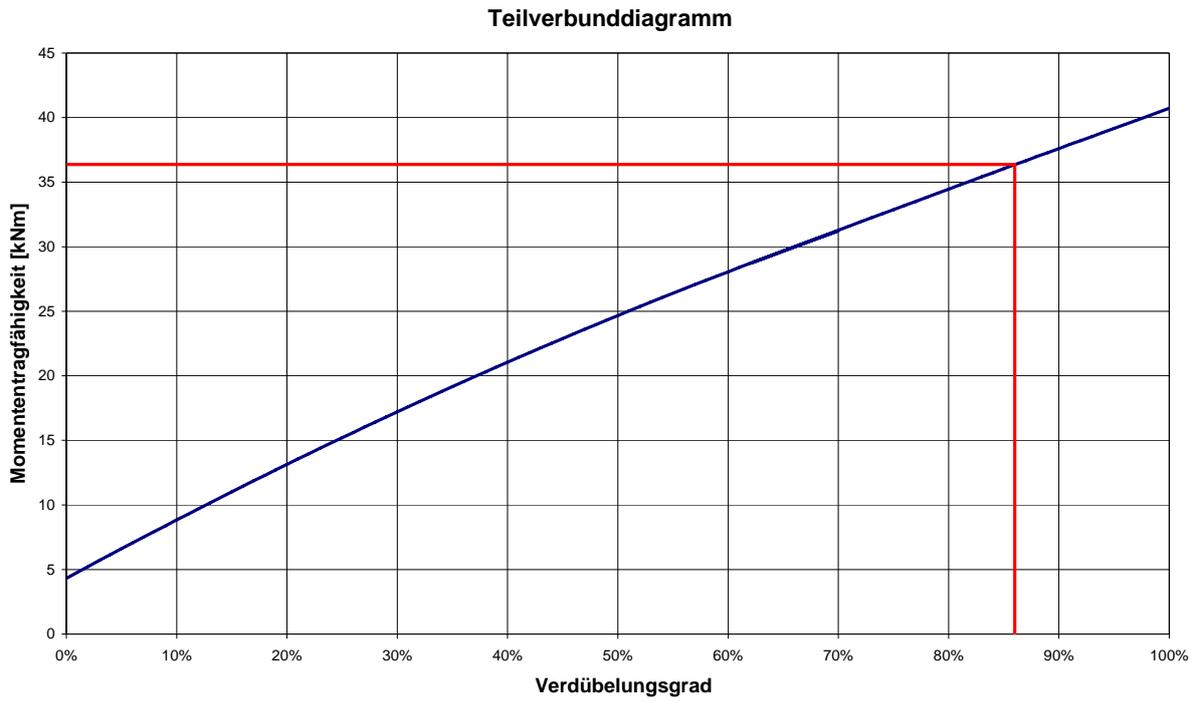


Abb. 8- 73: Teilverbundkurve; C40 - 075 – 420 – V2; Leichtbeton D1.6

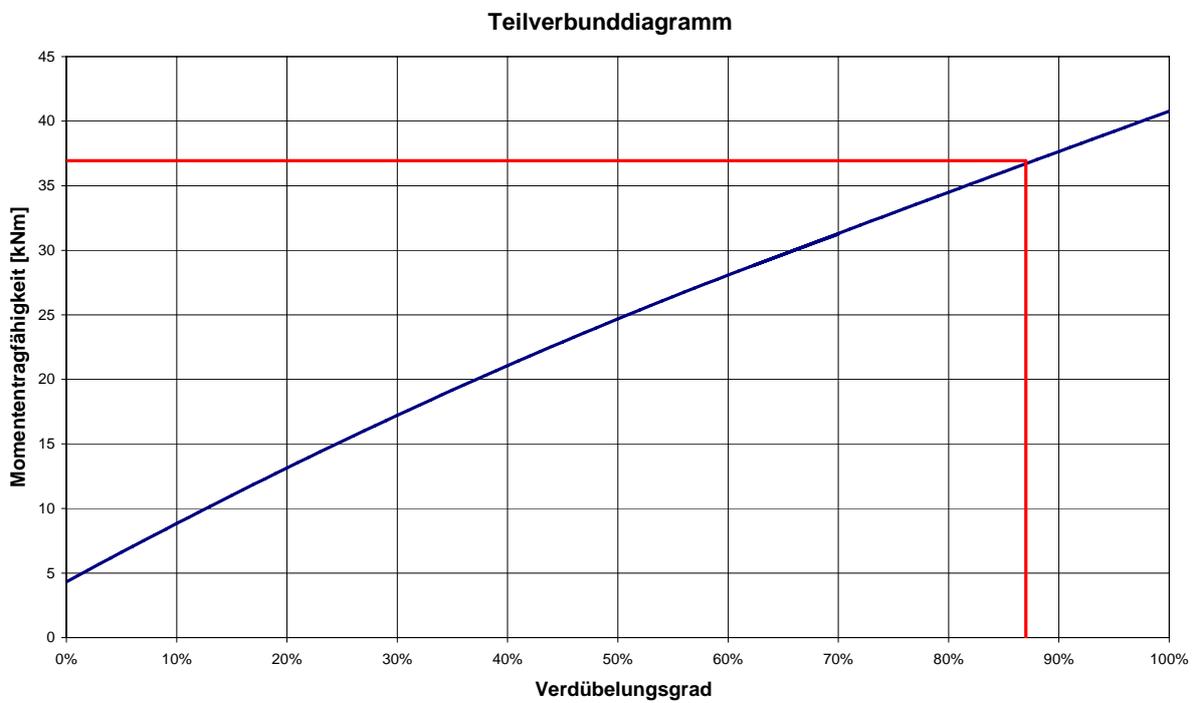


Abb. 8- 74: Teilverbundkurve; C40 - 075 – 420 – V3; Leichtbeton D1.6

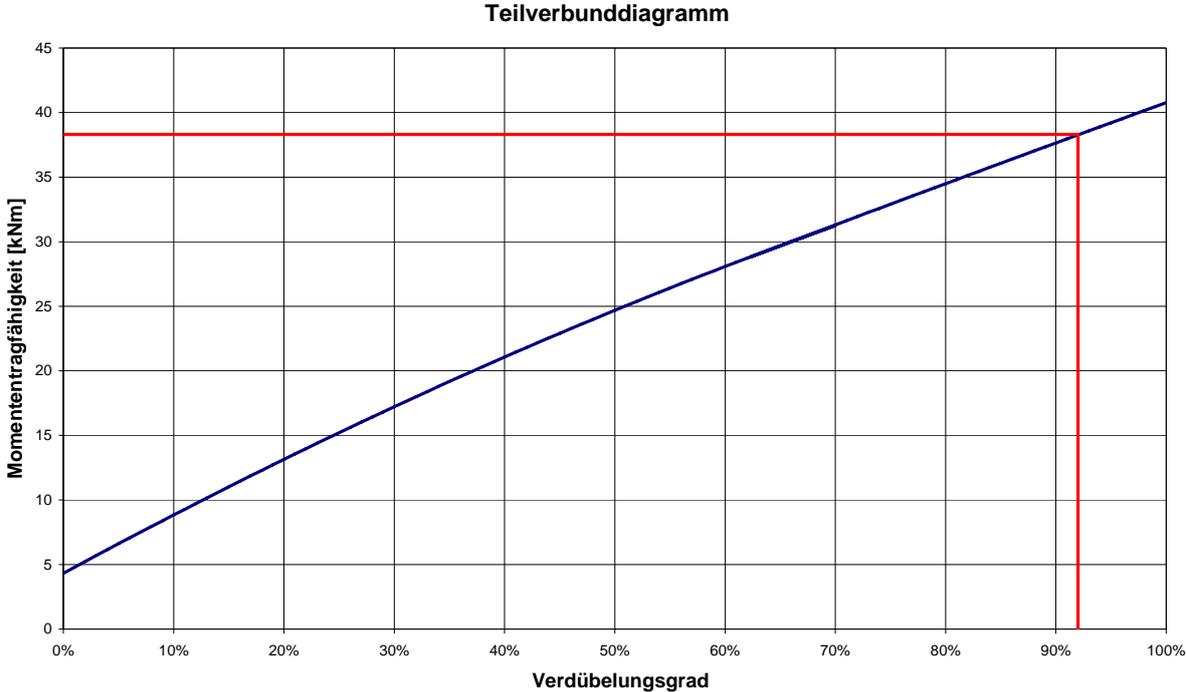


Abb. 8- 75: Teilverbundkurve; C40 - 075 – 420 – V4; Leichtbeton D1.6

8.5 Versuchsergebnisse – Gruppe 4

8.5.1 Versuchsstand und Messtechnik

Tab. 8- 8: Geometrie - Gruppe 4

Blech	Dicke t [mm]	Breite b_v [cm]	Länge L [cm]	L_s [cm]
Cofraplus 60	0,75	108	460	110

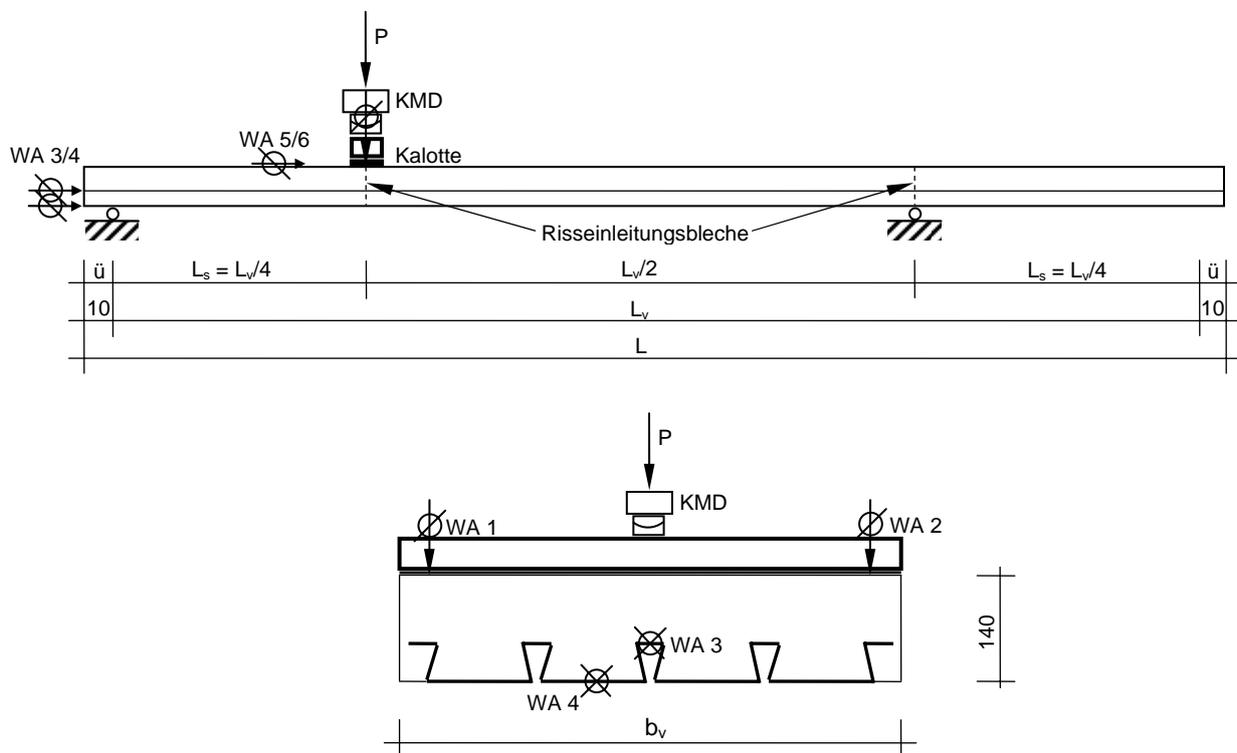


Abb. 8- 76: Versuchsstand – Gruppe 4

8.5.2 Kraft/Verformungs – Diagramme

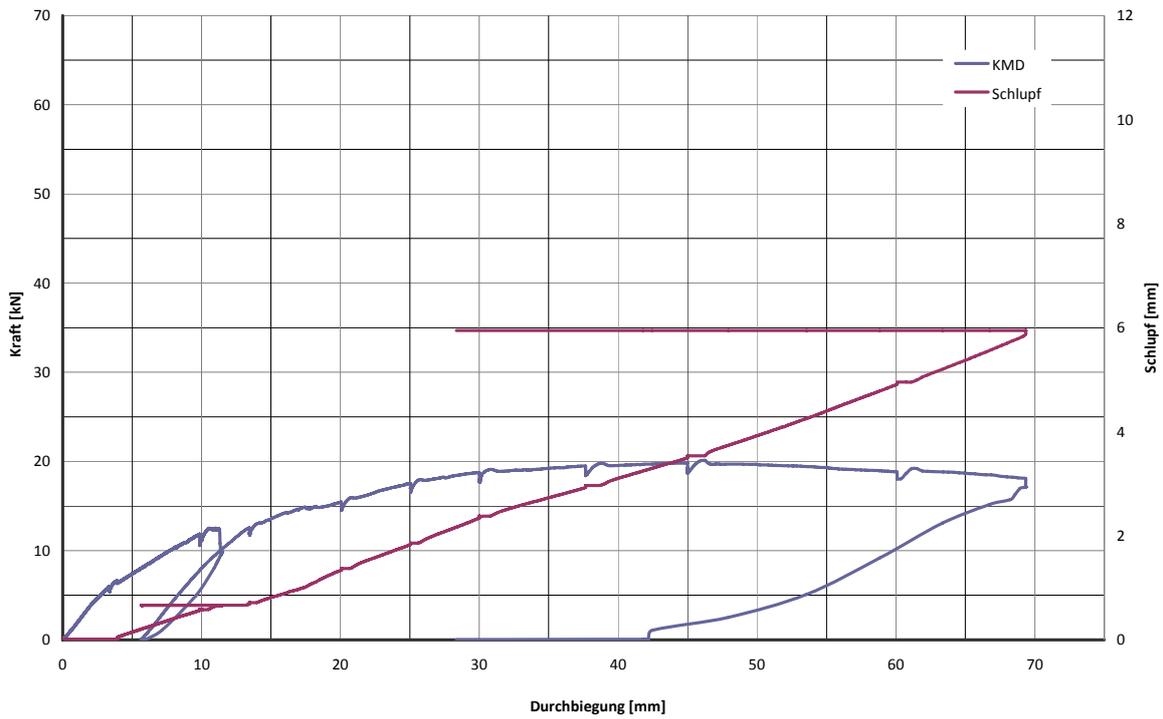


Abb. 8- 78: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; C60 – 075 – 460 –V1; Leichtbeton D1.6

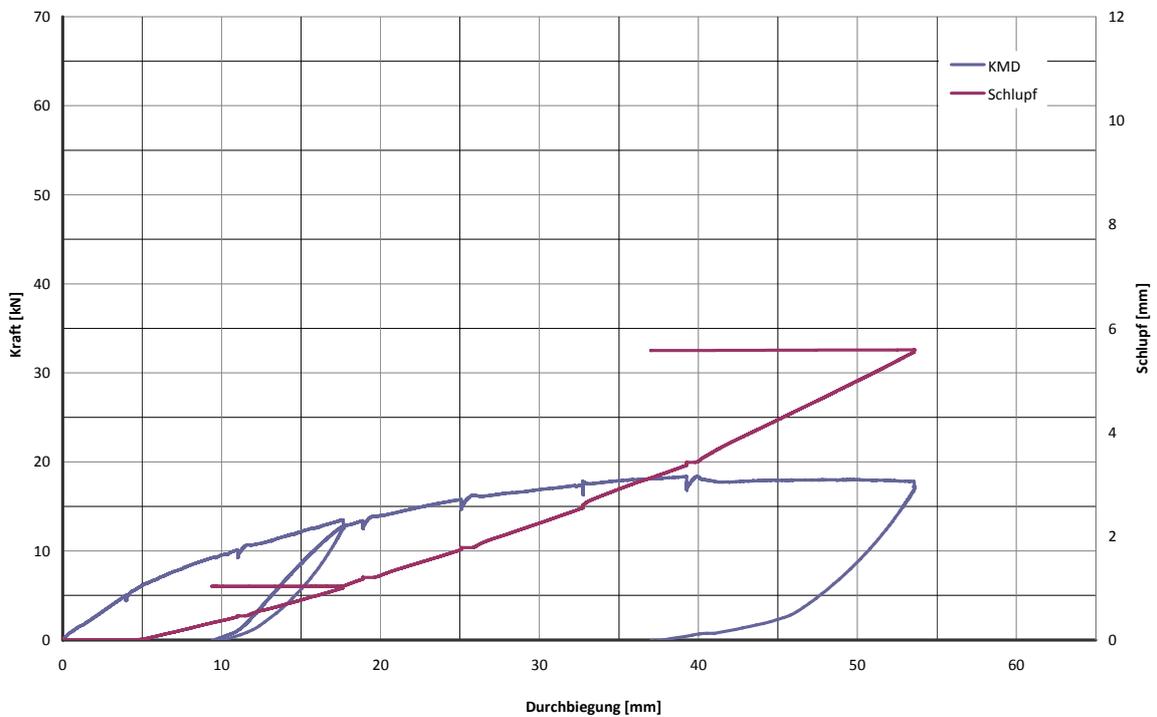


Abb. 8- 79: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; C60 – 075 – 460 –V2; Leichtbeton D1.6

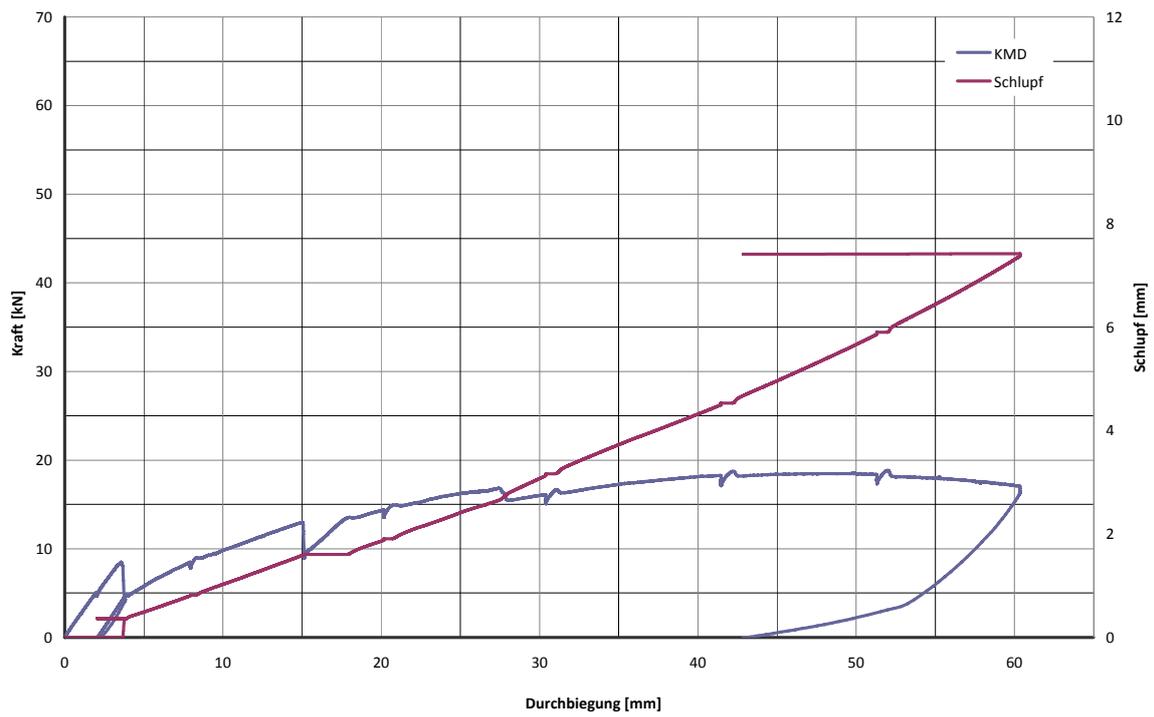


Abb. 8- 80: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; C60 – 075 – 460 –V3; Leichtbeton D1.6

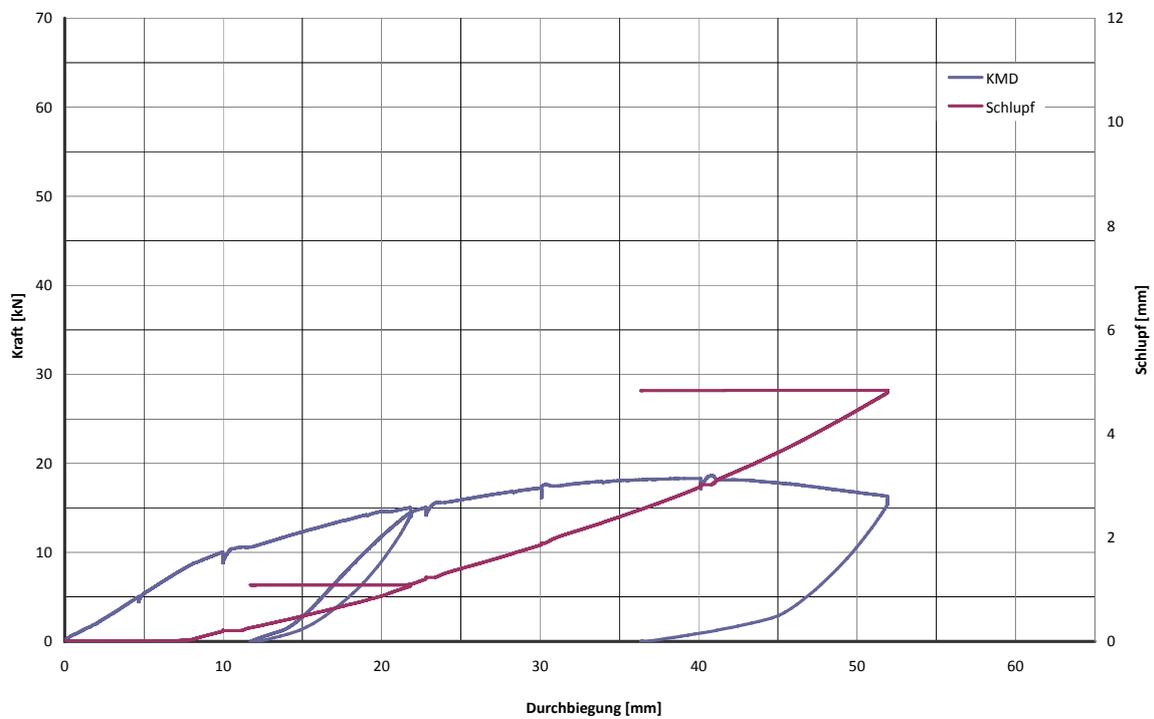


Abb. 8- 81: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; C60 – 075 – 460 –V4; Leichtbeton D1.6

8.5.3 Ergebnisse der Teilverbundtheorie

Tab. 8- 9: Statistische Ergebnisse der Teilverbundtheorie – Gruppe 4

	$F_{ES=0,1mm}$ [kN]	F_u [kN]	Laststeigerung [-]	M [kNm]	M_{pl} [kNm]	M/M_{pl} [-]	η [-]	N_{cf} [kN]	T_u [kN/m ²]
Leichtbetonklasse D1.6									
C60-075-460-V1	12,4	20,1	62,3%	17,1	43,3	39,5%	18,0%	70,6	54,4
C60-075-460-V2	13,4	18,3	36,6%	15,8	43,3	36,4%	15,0%	58,8	45,4
C60-075-460-V3	8,5	18,8	121,2%	16,1	43,3	37,3%	16,0%	62,7	48,4
C60-075-460-V4	15,0	18,6	24,3%	16,0	43,3	37,0%	15,0%	58,8	45,4
							Mittelwert	50,6	39,0
							Standardabweichung	19,5	15,2
							5% - Fraktile	-10,0	-8,0

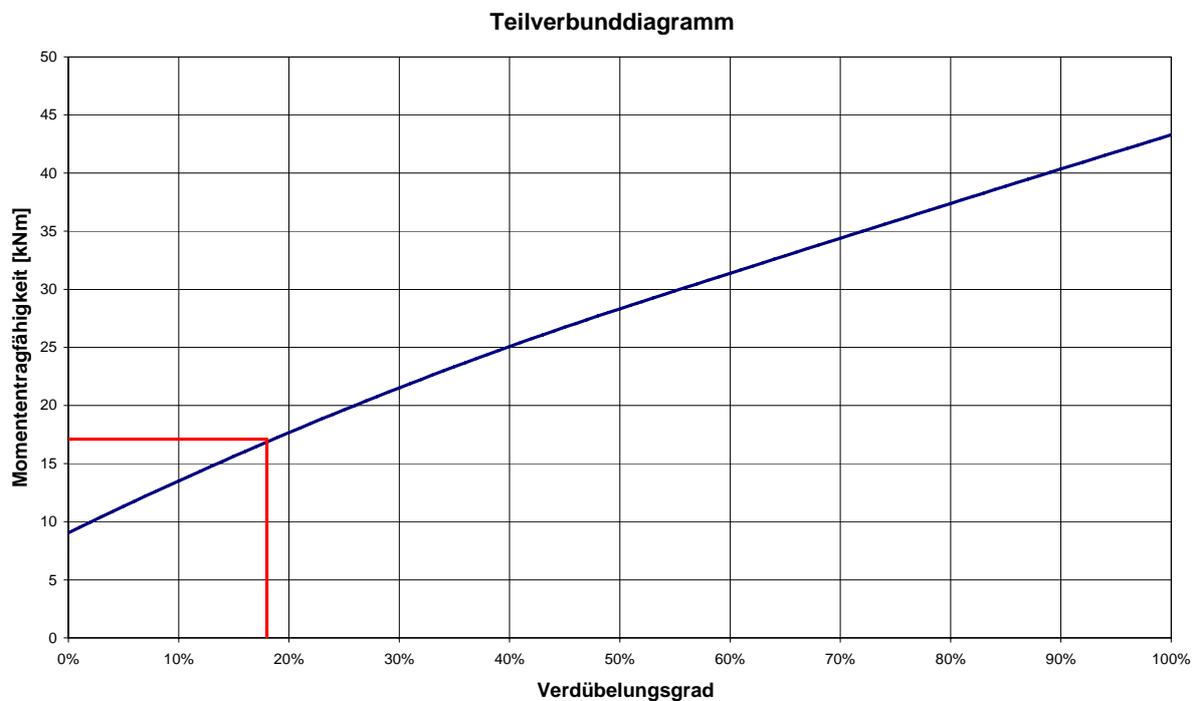


Abb. 8- 82: Teilverbundkurve; C60 - 075 – 460 – V1; Leichtbeton D1.6

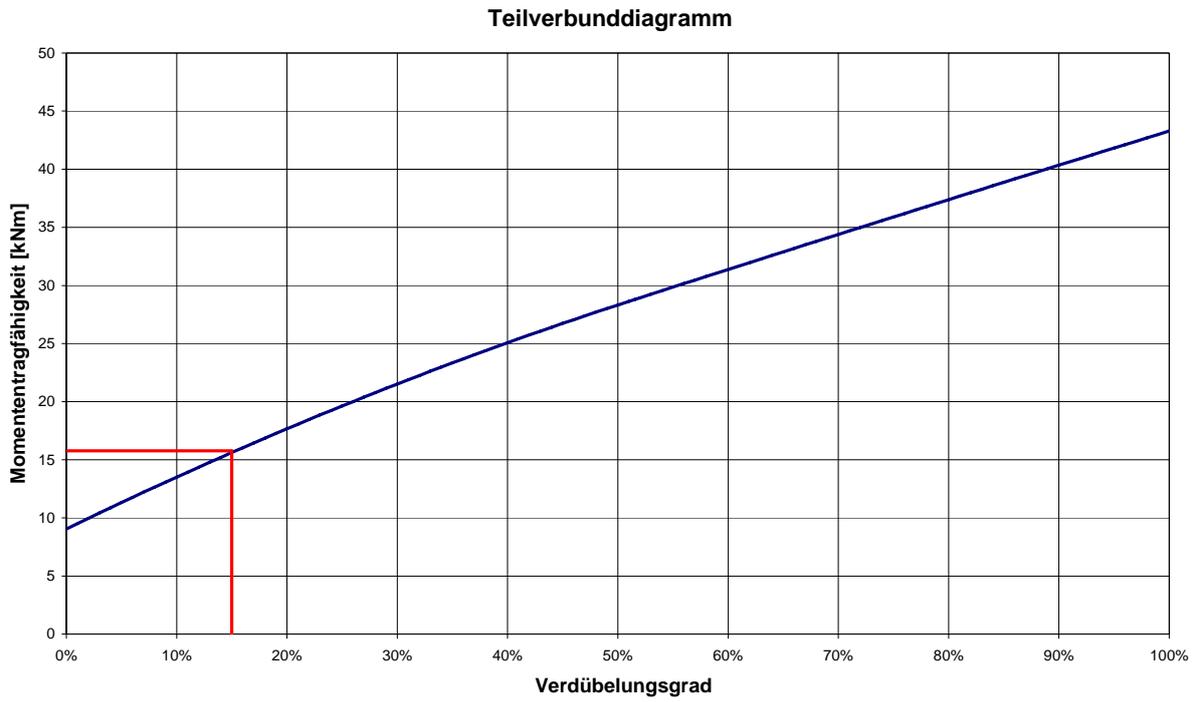


Abb. 8- 83: Teilverbundkurve; C60 - 075 – 460 – V2; Leichtbeton D1.6

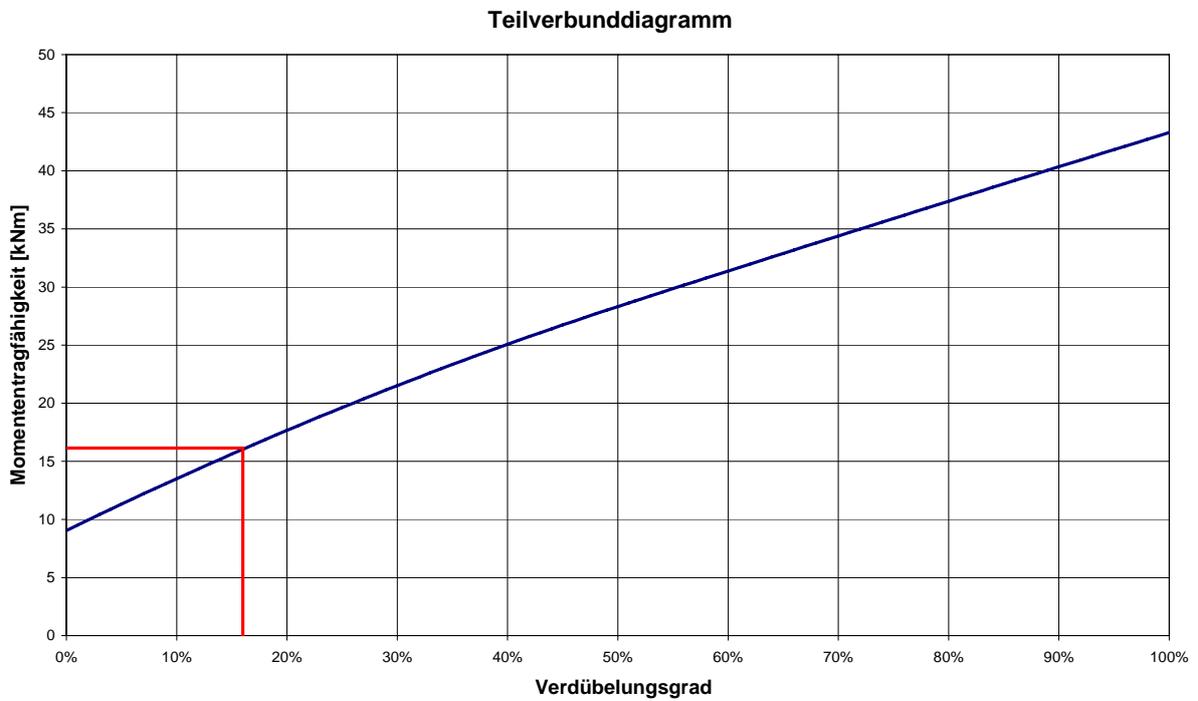


Abb. 8- 84: Teilverbundkurve; C60 - 075 – 460 – V3; Leichtbeton D1.6

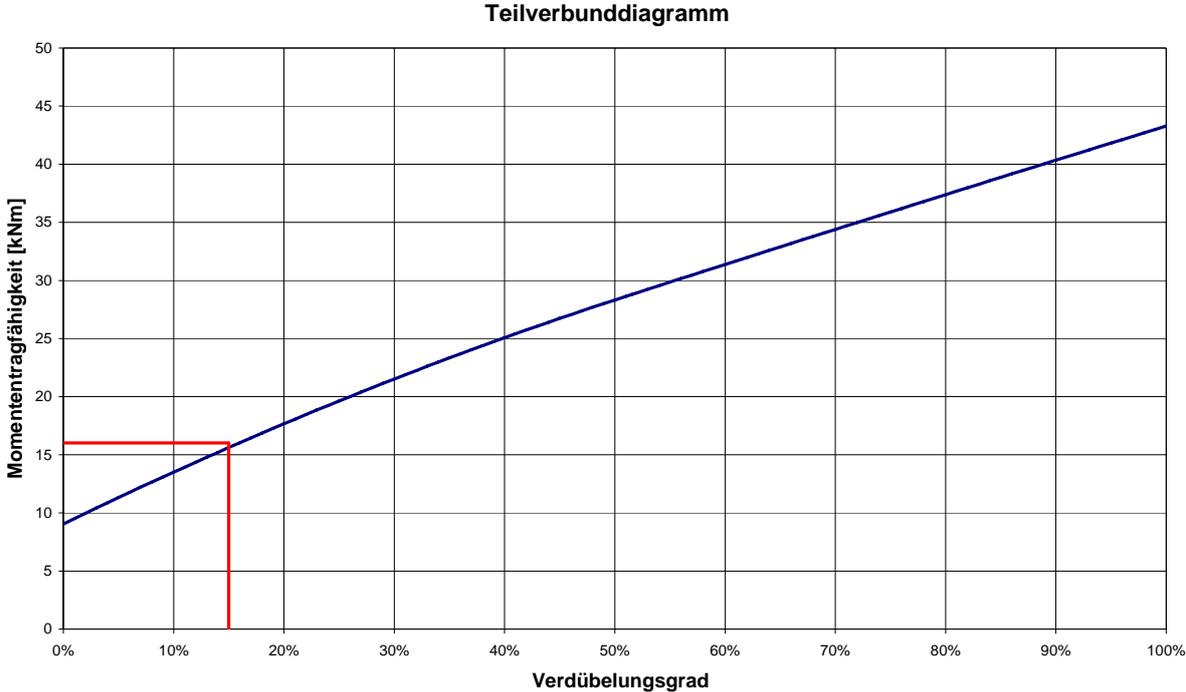


Abb. 8- 85: Teilverbundkurve; C60 - 075 – 460 – V4; Leichtbeton D1.6

8.6 Versuchsergebnisse – Gruppe 5

8.6.1 Versuchsstand und Messtechnik

Tab. 8- 10: Geometrie - Gruppe 5

Blech	Dicke t [mm]	Breite b_v [cm]	Länge L [cm]	L_s [cm]
Cofrastra 70	1,00	79	500	120

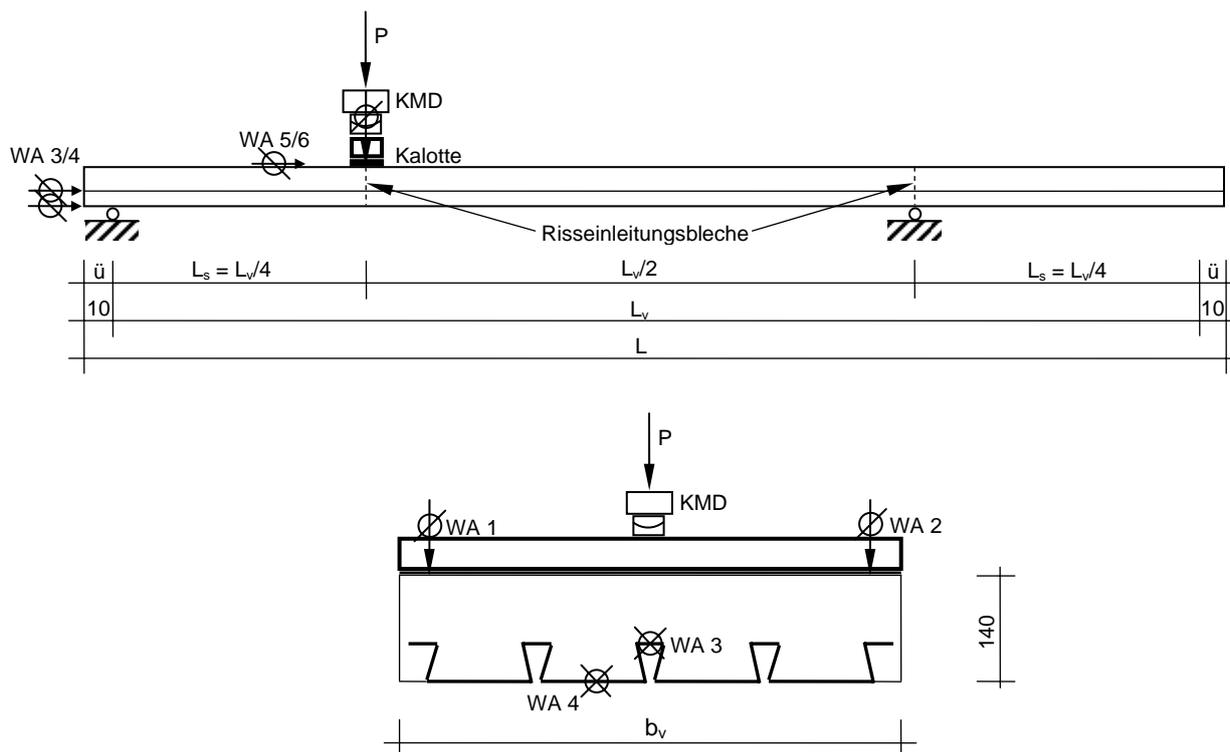


Abb. 8- 86: Versuchsstand – Gruppe 5

8.6.2 Kraft/Verformungs – Diagramme

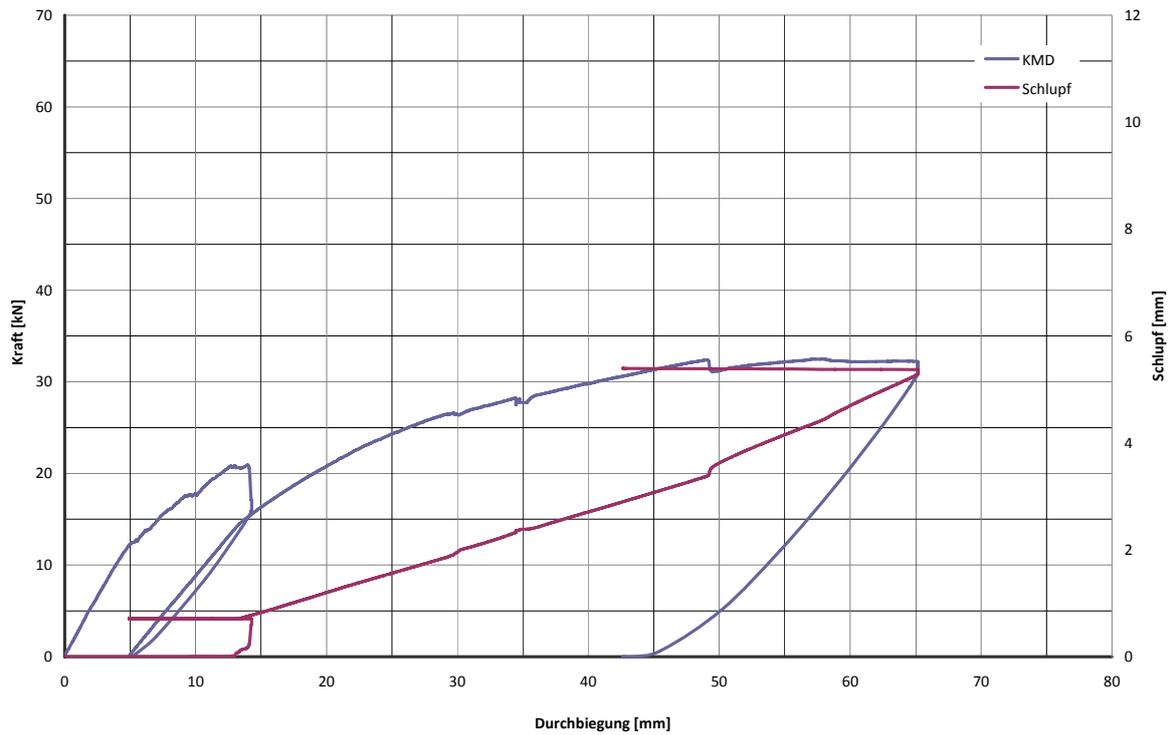


Abb. 8- 87: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; C70 – 100 – 500 –V1; Leichtbeton D1.6

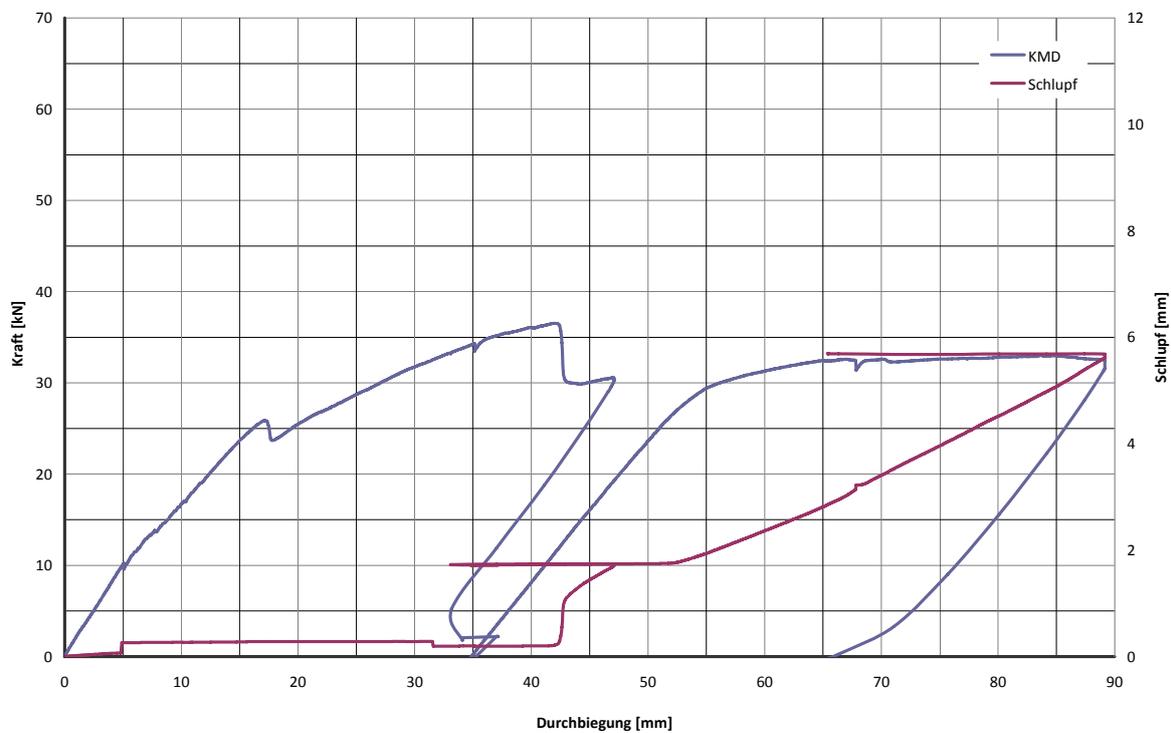


Abb. 8- 88: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; C70 – 100 – 500 –V2; Leichtbeton D1.6

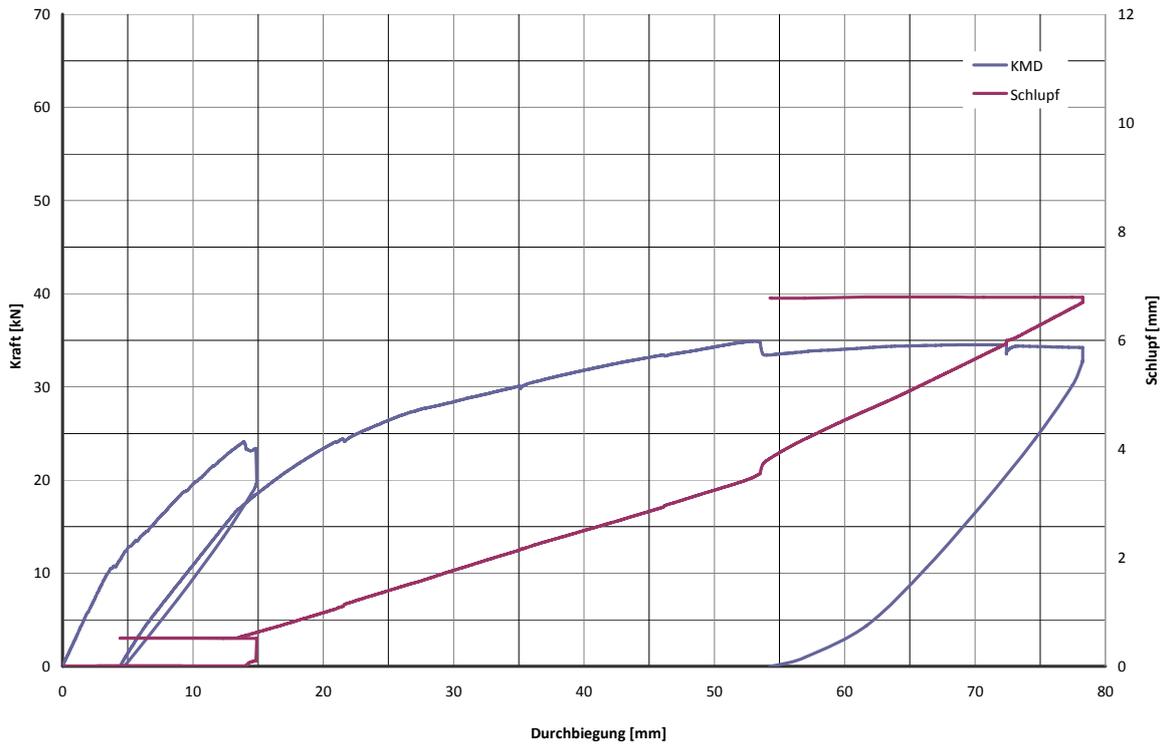


Abb. 8- 89: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; C70 – 100 – 500 –V3; Leichtbeton D1.6

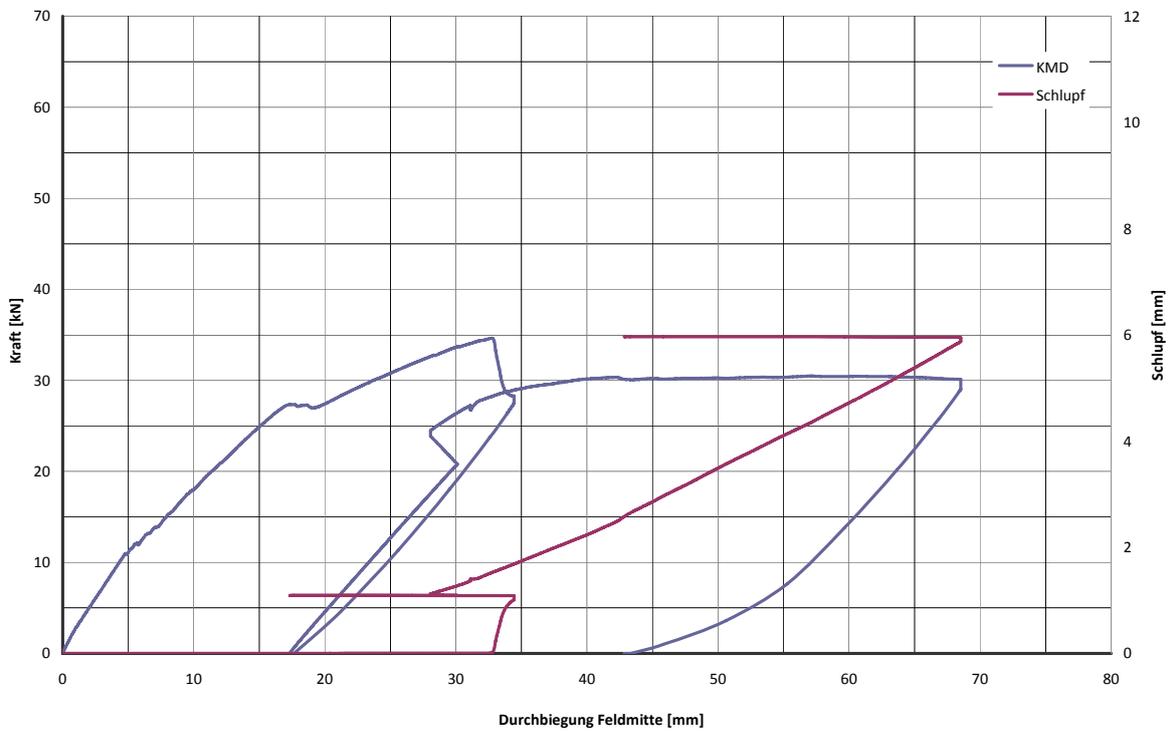


Abb. 8- 90: Last-Verformung inkl. Schlupf-Verformung; C70 – 100 – 500 –V4; Leichtbeton D1.6

8.6.3 Ergebnisse der Teilverbundtheorie

Tab. 8- 11: Statistische Ergebnisse der Teilverbundtheorie – Gruppe 5

	$F_{ES=0,1mm}$ [kN]	F_u [kN]	Laststeigerung [-]	M [kNm]	M_{pl} [kNm]	M/M_{pl} [-]	η [-]	N_{cf} [kN]	T_u [kN/m ²]
Leichtbetonklasse D1.6									
C70-100-500-V1	21,0	32,5	54,7%	28,3	42,7	66,4%	46,0%	190,3	186,5
C70-100-500-V2	31,0	36,5	17,8%	31,6	42,7	74,0%	56,0%	231,7	227,0
C70-100-500-V3	23,8	35,5	49,2%	30,8	42,7	72,1%	53,0%	219,3	214,9
C70-100-500-V4	32,0	35,0	9,4%	30,4	42,7	71,1%	52,0%	215,1	210,8
							Mittelwert	201,0	203,3
							Standardabweichung	25,7	22,0
							5% - Fraktile	121,1	135,1

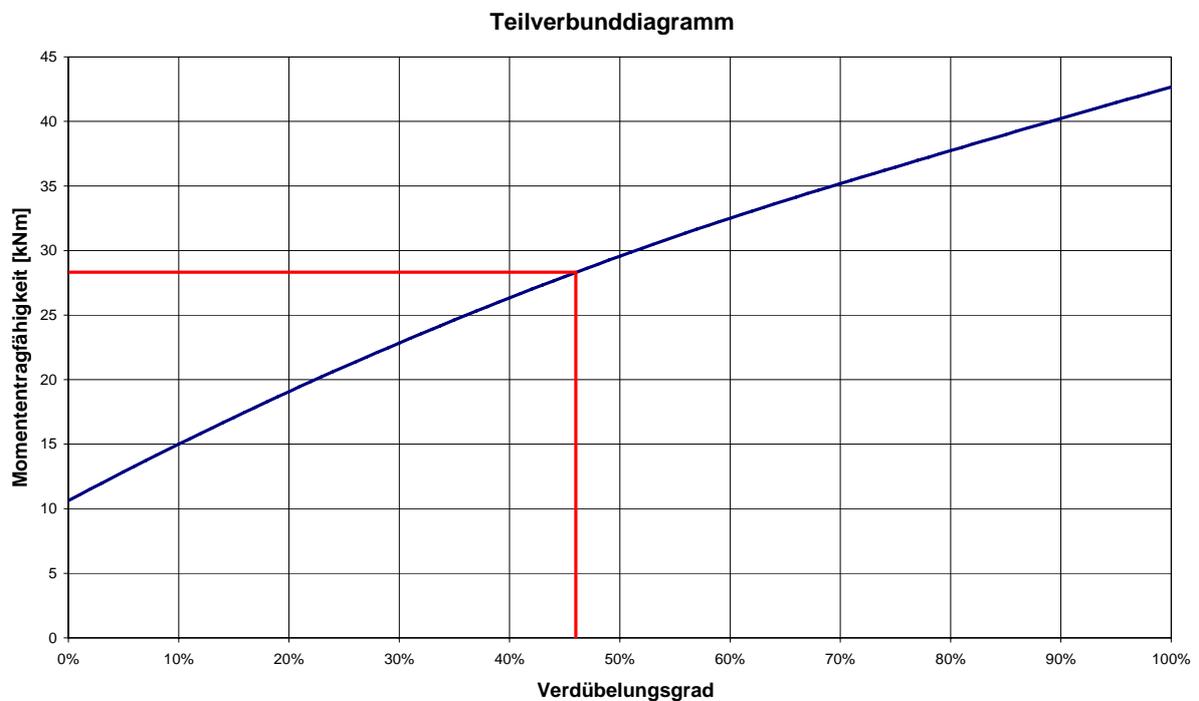


Abb. 8- 91: Teilverbundkurve; C70 – 100 – 500 – V1; Leichtbeton D1.6

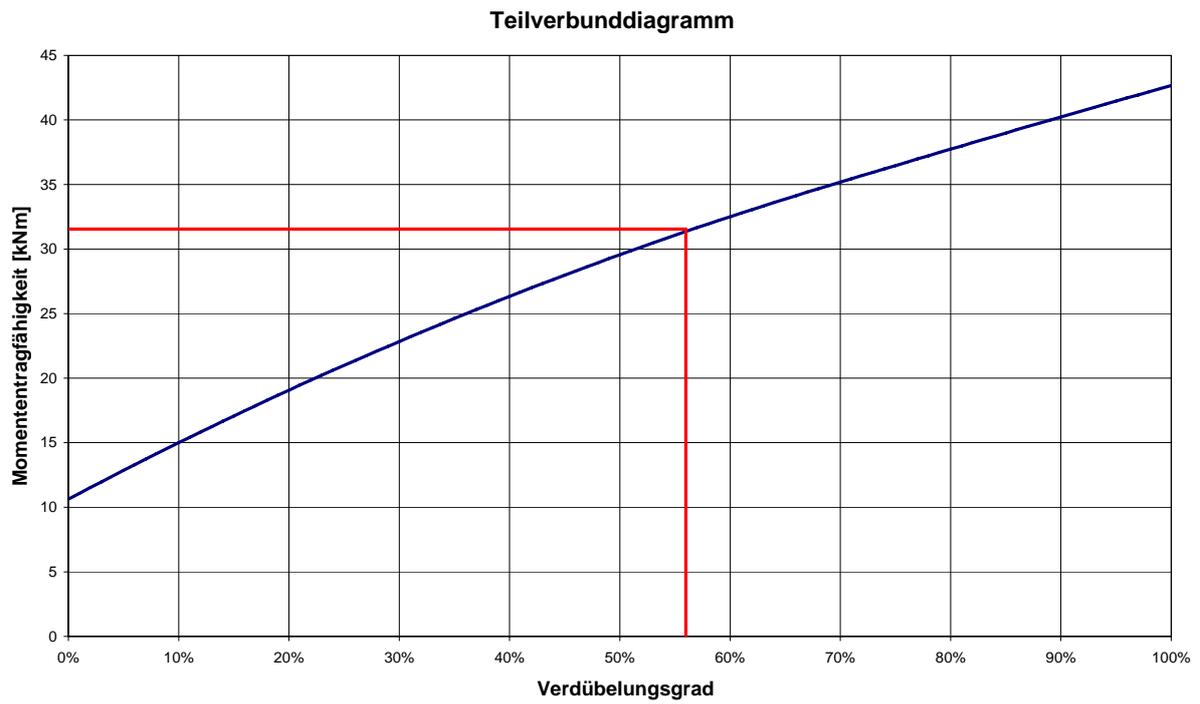


Abb. 8- 92: Teilverbundkurve; C70 – 100 – 500 – V2; Leichtbeton D1.6

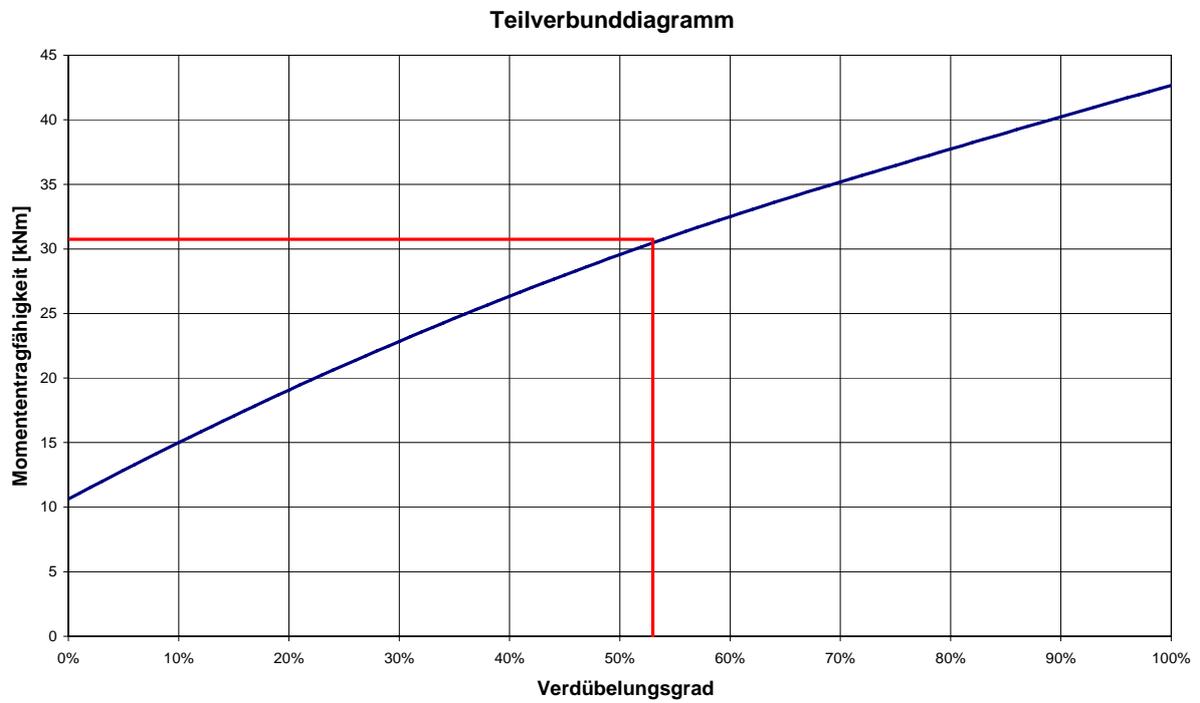


Abb. 8- 93: Teilverbundkurve; C70 – 100 – 500 – V3; Leichtbeton D1.6

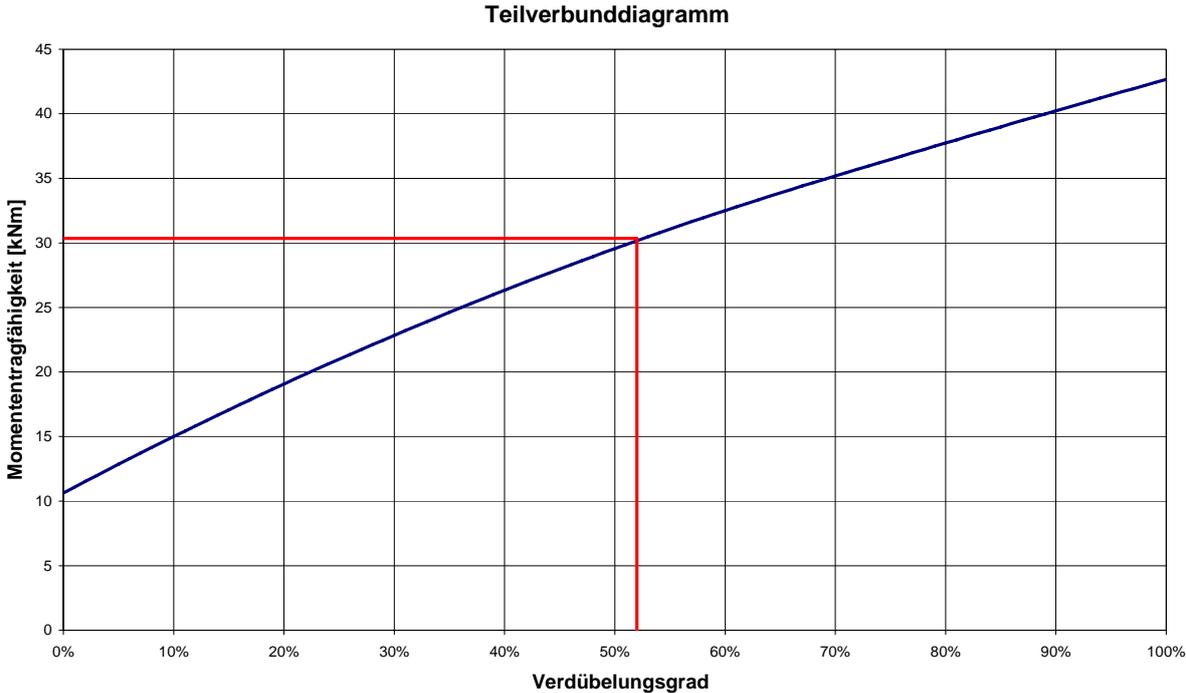


Abb. 8- 94: Teilverbundkurve; C70 – 100 – 500 – V4; Leichtbeton D1.6