

C.-A. Graubner, Tilo Proske, Carsten Bröse, Jochen Zeier

# **Entwicklung thermisch entkoppelter Druckanschlüsse für Stahlbetonstützen**

F 3011

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

2017

ISBN 978-3-8167-9930-6

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](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)

[www.irb.fraunhofer.de/tauforschung](http://www.irb.fraunhofer.de/tauforschung)

---

# Entwicklung thermisch entkoppelter Druckanschlüsse für Stahlbetonstützen

Abschlussbericht



## Forschungsprogramm

Forschungsinitiative „Zukunft Bau“, ein Forschungsprogramm des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS)

## Projektlaufzeit

15.10.2014 bis 15.12.2016

## Aktenzeichen

SWD-10.08.18.7-14.11

## im Auftrag

des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR)

## bearbeitet von

Univ.-Prof. Dr.-Ing. C.-A. Graubner, TU Darmstadt, Institut für Massivbau

Dr.-Ing. Tilo Proske, TU Darmstadt, Institut für Massivbau

Dr.-Ing. Carsten Bröse, TU Darmstadt, Institut für Massivbau

Dipl.-Ing. Jochen Zeier, TU Darmstadt, Institut für Massivbau

*Dieser Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert. (Aktienzeichen: SWD-10.08.18.7-14.11). Die Verantwortung für den Inhalt des Berichts liegt beim Autor*

---



---

# Entwicklung thermisch entkoppelter Druckanschlüsse für Stahlbetonstützen

---

Institut für Massivbau, Univ.-Prof. Dr.-Ing. C.-A. Graubner

---



## Abschlussbericht F06-14-2015

---

---

# Endbericht F06-14-2015

Projekt	Entwicklung thermisch entkoppelter Druckanschlüsse für Stahlbetonstützen
beauftragt durch	Bundesamt für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) Deichmanns Aue 31-37 53179 Bonn
ausführende Stelle	Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau, Univ.-Prof. Dr.-Ing. C.-A. Graubner, Dr.-Ing. Tilo Proske Projektbearbeiter: Dr.-Ing. Carsten Bröse, Dipl.-Ing. Jochen Zeier

---

---

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung.....</b>	<b>1</b>
1.1	Problemstellung und Zielsetzung .....	1
1.2	Forschungsansatz.....	3
1.3	Übersicht der Arbeitspakete .....	4
1.4	Zeitplan .....	5
1.5	Nutzen und Umsetzung in der Praxis .....	6
<b>2</b>	<b>Bauphysikalische Anforderungen an den Stützenanschluss (Arbeitspaket 1).....</b>	<b>7</b>
2.1	Überblick .....	7
2.2	Brand.....	7
2.3	Wärme.....	12
2.4	Feuchte.....	20
2.5	Weitere bauphysikalische Anforderungen.....	22
2.5.1	Licht.....	22
2.5.2	Schall .....	23
2.6	Anforderungskatalog .....	23
<b>3</b>	<b>Rechnergestützte Analyse des Wärmedurchgangs (AP 8).....</b>	<b>25</b>
3.1	Grundlagen .....	25
3.2	Ungestörte Decke.....	27
3.3	Dämmung am Stützenkopf – konstruktive Lösung .....	28
3.4	Stützenanschluss am Stützen-Decken-Knoten .....	30
3.5	Untersuchung der thermischen Modellierung zur Festlegung der maximal zulässigen Wärmeleitfähigkeit.....	34
3.6	Analyse der Wärmeleitfähigkeit des fertigen Stützenanschlusses.....	36
<b>4</b>	<b>Theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von Bauwerk und Stützenanschluss (AP 2).....</b>	<b>39</b>
4.1	Allgemeines .....	39
4.1.1	Randbedingungen für die Verwendung des Stützenanschlusses .....	39

4.1.2	Sicherheitskonzept und Teilsicherheitsbeiwerte.....	41
4.2	Lasten.....	42
4.2.1	Vertikale Lasten.....	42
4.2.2	Horizontale Lasten.....	46
4.3	Statische Systeme .....	47
4.3.1	Grundlagen .....	47
4.3.2	Stützsysteme im Hochbau.....	47
4.3.3	Nomenklatur zum analysierten Modell des Gesamtsystems .....	50
4.3.4	Studie System 1 – Pendelstützen .....	52
4.3.5	Studie System 2 – Fertigteilträgerdecken .....	55
4.3.6	Studie System 3 – Biegesteif angeschlossene Stützen.....	56
4.3.7	Untersuchungen zur Begrenzung der Exzentrizität .....	61
4.3.8	Außen- und Randstützen.....	63
4.3.9	Zusammenfassung .....	64
4.4	Durchstanzen .....	66
4.5	Konzentrierte Lasteinleitung - Grundlagen .....	68
4.5.1	Nachweis eines Druckknotens.....	68
4.5.2	Nachweis der Teilflächenpressung .....	69
4.5.3	Bisherige experimentelle Untersuchungen zu Kontaktflächenpressungen.....	70
4.6	Auswirkung der Bewehrungsführung im Stützenanschluss .....	70
4.7	Anforderungskatalog/Zusammenstellung.....	72
<b>5</b>	<b>Identifizierung geeigneter Materialien und Variantenuntersuchung (AP 3 + AP 4).....</b>	<b>75</b>
5.1	Allgemeine Zusammenstellung der Materialien.....	75
5.2	Druckfestigkeit .....	76
5.3	Variantenuntersuchung möglicher Lösungen.....	79
5.3.1	Variante A.....	80
5.3.2	Variante B.....	80
5.3.3	Variante C.....	81
5.4	Übersicht über mögliche Stützenanschlüsse.....	82
5.5	Gewählte Stützenanschlüsse.....	85

<b>6</b>	<b>Experimentelle Untersuchung (AP 5, AP 6, AP 9 + AP 11).....</b>	<b>89</b>
6.1	Vorgehen und Allgemeine Vorgaben .....	89
6.2	Versuchsserie 1 – Stahlbetonstützen mit einem LC-Element unter Variation der Exzentrizität der Belastung.....	90
6.2.1	Beschreibung des Testprogrammes und der Versuchskörper.....	90
6.2.2	Ergebnisse der Versuchsserie 1 .....	94
6.2.3	Analyse der Versuchsserie 1.....	97
6.2.4	Schlussfolgerungen aus der Versuchsserie 1 .....	100
6.3	Referenzstütze.....	103
6.3.1	Beschreibung des Testprogrammes und der Versuchskörper.....	103
6.3.2	Analyse der Referenzstütze .....	105
6.4	Versuchsserie 2 – Anschlussbereich ohne LC-Element .....	106
6.4.1	Beschreibung des Testprogrammes und der Versuchskörper.....	106
6.4.2	Ergebnisse und Analyse der Versuchsserie 2 – Anschlussbereich ohne LC-Element.....	107
6.5	Versuchsserie 3 – Anschlussbereich mit LC-Element.....	109
6.5.1	Beschreibung des Testprogrammes und der Versuchskörper.....	109
6.5.2	Ergebnisse und Analyse der Versuchsserie 3 – Anschlussbereich mit LC-Element .....	110
6.6	Versuchsserie 4 – Geringere Längsbewehrung und Traglaststeigerung des LC-Elements mit einem UHPC-Kern .....	111
6.6.1	Beschreibung des Testprogrammes und der Versuchskörper.....	111
6.6.2	Ergebnisse und Analyse der Versuchsserie 4 .....	113
6.7	Alternative Versuche mit einem UHPC-Element.....	116
6.7.1	Beschreibung des Testprogrammes und der Versuchskörper.....	116
6.7.2	Ergebnisse und Analyse der Versuche mit einem UHPC-Element .....	117
6.8	Untersuchungen im Hinblick auf die Umsetzung auf der Baustelle.....	118
6.8.1	Allgemeines .....	118
6.8.2	Untersuchungen zur Kontaktzone.....	120
6.8.3	Zusammenfassung .....	125
6.9	Zusammenfassung .....	125
<b>7</b>	<b>Numerische Untersuchungen der Traglast (AP 7 + AP 10)....</b>	<b>127</b>
7.1	Allgemeines .....	127
7.2	Modellierung.....	127

7.3	Materialmodelle .....	129
7.3.1	Allgemeines .....	129
7.3.2	Materialmodell Beton und Betonkennwerte .....	129
7.3.3	Bewehrungsstahl.....	131
7.3.4	Kontakt Stahlplatte – Beton.....	132
7.4	Validierung der Ergebnisse des FE-Modells an den Ergebnissen der Bauteilversuche.....	133
7.4.1	Einführung .....	133
7.4.2	Maximale Tragfähigkeiten.....	133
7.5	Fazit und Bewertung der Simulationen .....	140
<b>8</b>	<b>Bemessungskonzept (AP 10) .....</b>	<b>141</b>
8.1	Allgemeines .....	141
8.2	Grundlegendes Konzept.....	141
8.3	Sicherheitskonzept.....	141
8.4	Anpassung des FE-Modells .....	143
8.4.1	Allgemeines .....	143
8.4.2	Materialkennwerte des Bemessungsmodells .....	143
8.4.3	Weitere erforderliche Anpassungen des FE-Modells .....	144
8.4.4	Validierung der Software zur Querschnittstragfähigkeit .....	146
8.5	Parameterstudien.....	147
8.5.1	Allgemeines .....	147
8.5.2	Standardwerte des FE-Modells für die Parameterstudien.....	147
8.5.3	Abstand zwischen dem Ende der Längsbewehrung und dem Anschlusselement.....	148
8.5.4	Abstand der Achse der Längsbewehrung von der Außenkante .....	149
8.5.5	Anordnung von Zusatzbügel.....	150
8.5.6	Abstand der Bügelbewehrung.....	151
8.5.7	Ausmitte.....	152
8.5.8	Außenabmessungen der Stütze und des Bauelements .....	154
8.5.9	Bewehrungsgrad der Stahlbetonstütze .....	155
8.5.10	Betondruckfestigkeit der Stahlbetonstütze .....	158
8.6	Auswirkungen des Stützenanschlusses auf angrenzende Bauteile .....	159
8.7	Bemessungskonzept.....	161

8.7.1	Vertikallast.....	161
8.7.2	Horizontallast.....	166
8.8	Anwendungsgrenzen.....	167
<b>9</b>	<b>Zusammenfassung (AP 12).....</b>	<b>169</b>
<b>10</b>	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>173</b>
<b>Anhang A: Darstellung der Berechnung der Eigenschaften der Untervarianten für Tabelle 5-4.....</b>		<b>185</b>
<b>Anhang B: Materialfestigkeit der Versuchsserie 1 .....</b>		<b>190</b>
<b>Anhang C: Materialfestigkeit der Versuchsserie 2.....</b>		<b>192</b>
<b>Anhang D: Materialfestigkeit der Versuchsserie 3.....</b>		<b>194</b>
<b>Anhang E: Materialfestigkeit der Versuchsserie 4 .....</b>		<b>196</b>
<b>Anhang F: Materialfestigkeit des Leichtbetons, Materialprüfung .....</b>		<b>199</b>
<b>Anhang G: Weg-Kraft-Diagramme Versuche V1.1 und V1.5.....</b>		<b>200</b>
<b>Anhang H: Weg-Kraft-Diagramme der Referenzstütze .....</b>		<b>205</b>
<b>Anhang I: Weg-Kraft-Diagramme der Versuchsserie 2 .....</b>		<b>206</b>
<b>Anhang J: Weg-Kraft-Diagramme der Versuchsserie 3.....</b>		<b>208</b>
<b>Anhang K: Weg-Kraft-Diagramme der Versuchsserie 4.....</b>		<b>211</b>
<b>Anhang L: Überprüfung der Kontaktzone - Druckprüfungen .....</b>		<b>217</b>
<b>Anhang M: Überprüfung der Kontaktzone - Sichtprüfungen .....</b>		<b>218</b>
<b>Anhang N: Überprüfung der Kontaktzone – Definierte Fehlstellen.....</b>		<b>222</b>
<b>Anhang O: Weg-Kraft-Diagramme von ATENA gegenüber den Versuchen .....</b>		<b>224</b>



---

# 1 Einleitung

## 1.1 Problemstellung und Zielsetzung

Das Forschungsprojekt beschäftigt sich mit der Entwicklung eines thermisch entkoppelten Stützenanschlusses. Die Sicherstellung aller erforderlichen Anforderungen an die Tragfähigkeit des Stützenanschlusses bei gleichzeitiger Verringerung des Wärmedurchgangskoeffizienten  $U$  ( $\text{W}/\text{m}^2\cdot\text{K}$ ) ist daher die zentrale Aufgabenstellung. Durch den Austausch eines Bereichs des Betondruckbauteils durch den neu zu entwerfenden Stützenanschluss erfolgt ein relevanter Eingriff in die Tragwerksstruktur. Es ist daher zu analysieren, wie das neue Bauteil unter Berücksichtigung der Schnittgrößenübertragung an die Decke und an die Stahlbetonstütze angeschlossen werden kann. Zugleich ist am Finite-Elemente-Modell zu untersuchen, inwiefern Zwangsbeanspruchungen berücksichtigt werden müssen. Des Weiteren ist zu überprüfen, ob sich Auswirkungen auf den Durchstanzwiderstand der Decke ergeben. Die gewählten Materialien und hybriden Baustoffe für den Stützenanschluss sind auf eine hinreichende Druckfestigkeit unter den vorgegebenen Belastungen zu testen.

Im Hochbau ist es häufig nicht möglich, gleiche Stützweiten und -raster für die Decke über unbeheizten Bereichen (z. B. Parkdecks) zu realisieren. Es ist zu erwarten, dass aufgrund dieser Randbedingungen Lastexzentrizitäten im Anschlussbereich auftreten. Die Stützenanschlüsse sollen darüber hinaus aus gestalterischen Gründen dieselben Außenabmessungen haben wie die weiterführenden Stützen. Die anzuordnende Wärmedämmung zur Minimierung des Wärmedurchgangskoeffizienten  $U$  ( $\text{W}/\text{K}\cdot\text{m}^2$ ) führt dazu, dass ein geringerer statischer Querschnitt für den Lastabtrag zur Verfügung steht. Die hierdurch mögliche schlanke Form einzelner Komponenten des Stützenanschlusses und die zuvor genannte Lastexzentrizität erfordern eine Untersuchung des Stützenanschlusses hinsichtlich der auftretenden Kantenpressungen, die zu einem lokalen Versagen des Anschlussbereichs führen können. Der thermisch entkoppelte Druckanschluss ist dergestalt zu entwerfen, dass eine vollständige und einfache Einbaubarkeit gewährleistet ist. Für die Nachweisführung im Zustand der Gebrauchstauglichkeit (Durchbiegung der Decken, Rissbildung) sind die unter Belastung auftretenden Verformungen des Gesamtsystems zu quantifizieren und den nach DIN EN 1992-1-1 vorgegebenen maximalen Verformungen gegenüberzustellen.

Weiterhin sind bei der Entwicklung die Anforderungen der Landesbauordnung hinsichtlich des Brandschutzes einzuhalten. Darüber hinaus sind, unabhängig von den statischen und bauphysikalischen Fragestellungen, ökologische und ökonomische Anforderungen an Bauprodukte unbedingt zu berücksichtigen.

Ziel dieses Forschungsvorhabens ist es, die wissenschaftlichen Grundlagen zur Entwicklung und Einführung thermisch entkoppelter Anschlüsse für Stahlbetonstützen zu erarbeiten und die Machbarkeit anhand erster Prototypen aufzuzeigen. Solche Anschlüsse können einen wesentlichen Beitrag zur Energieeinsparung und Senkung der Lebenszykluskosten liefern, ohne architektonische Einschränkungen zu erzeugen.

---

In der EU Richtlinie 2010/31/EU über die Gesamteffizienz von Gebäuden, die am 19.05.2010 verabschiedet wurde, wird die Ausführung aller neuen, öffentlichen Gebäude als Niedrigstenergiegebäude ab 01.01.2019 gefordert. Darüber hinaus müssen nach dieser Richtlinie alle Neubauten ab 01.01.2021 im Niedrigstenergiegebäudestandard errichtet werden. (Niedrigstenergiegebäude sind gem. der EU Richtlinie 2010/31/EU Gebäude, die eine sehr hohe Energieeffizienz aufweisen sowie einen fast bei null liegenden Energiebedarf besitzen, der zu einem ganz wesentlichen Teil mit Energie aus erneuerbaren Quellen gedeckt wird.) Die Energie-Einspar-Verordnung EnEV 2014 fordert ab 01.01.2016 eine gegenüber der EnEV 2009 um 20 % verbesserte Gebäudehülle und einen 25 % geringeren Primärenergiebedarf. Um dies zu erreichen, müssen die wärmedämmenden Eigenschaften der Einzelbauteile verbessert werden. Dies führt zu einem zunehmend größeren Einfluss der Wärmebrücken auf den Gesamtwärmeverlust des Gebäudes. Eine Vermeidung oder Reduzierung dieser Wärmebrücken durch die vorgeschlagenen Stützenanschlüsse kann erheblich dazu beitragen, eine Erhöhung der wärmedämmenden Eigenschaften des Gebäudes zu erreichen und somit den künftigen Anforderungen an energieeffizientes Bauen gerecht zu werden. Darüber hinaus stellen die hohen Oberflächentemperaturen ein behagliches Raumklima sowie den Schutz der Bausubstanz und der Bewohner sicher (Schimmelpilzfreiheit). Eine Reduktion der benötigten Primärenergie führt bei diesen Bauwerken zu geringeren CO<sub>2</sub>-Emissionen und niedrigeren Betriebskosten. Zur Minimierung von Wärmebrücken im Bereich von überwiegend auf Biegung und Querkraft beanspruchten Stahlbetonanschlüssen, wie z. B. Kragplattenanschlüsse, gibt es bereits entwickelte Lösungen verschiedener Firmen. Technologischer Vorreiter war hierbei die Firma Schöck Bauteile GmbH, mit der auch das angestrebte Forschungsvorhaben umgesetzt wird. Gegenwärtig existiert jedoch noch keine Lösung für eine ausreichende thermische Entkopplung des Druckanschlusses von Stahlbetonstützen. Thermisch entkoppelte Stützenanschlüsse sind Bauteile mit in der Regel punktförmiger Lasteinleitung, die durch Drucknormalkräfte oder durch Drucknormalkräfte und Biegemomente beansprucht sind. Die Übertragung von Drucknormalkräften führt zu hohen Anforderungen an die Durchbildung von Stützenanschlüssen, da zur Verbesserung des Wärmedurchgangskoeffizienten U entweder der Stützenquerschnitt reduziert oder niedrig wärmeleitende Materialien verwendet und gleichzeitig die Anforderungen, z. B. hinsichtlich des Brandschutzes, eingehalten werden müssen. Hier kann auf den langjährigen Erfahrungen der Fa. Schöck Bauteile GmbH mit der Einleitung hochkonzentrierter Druckkräfte in Beton mit Kleinelementen ("Drucklagern") aufgebaut werden.

Aufgrund der zu erwartenden Druckkräfte ist davon auszugehen, dass die Verwendung von hochfesten Materialien erforderlich ist. Ein mögliches Material ist ultrahochfester Beton. Die Erforschung dieses Baustoffs wird im Institut für Massivbau der TU Darmstadt voran getrieben. Die Forschungsarbeiten und Erfahrungen (siehe Heimann (2013), Heimann et al. (2013) und Heimann (2012)) bieten Vorteile bei der Konzipierung der Bauteile und beschleunigen den Entwicklungsprozess. Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Faserbeton wurden ebenfalls am Institut für Massivbau der TU Darmstadt durchgeführt, sodass diese für das vorliegende Forschungsvorhaben als Grundlage verwendet werden können (siehe Rezvani et al. (2012)).

---

Bei der Entwicklung des Bauteilanschlusses an die Decken und die weiterführende Stütze können ebenfalls die am Institut für Massivbau neu gewonnenen Erkenntnisse der Endverankerung von Bewehrungsstäben in Stahlbetonbauteilen genutzt werden. Dies führt zu effizienten Lösungen für den Stützenanschluss (siehe Graubner et al. (2012), Grziwa & Graubner (2012) und Grziwa et al. (2012)).

## **1.2 Forschungsansatz**

Der Forschungsansatz gliedert sich im Wesentlichen in vier Teilbereiche: den theoretischen Teil, den experimentellen Teil, die rechnergestützte Modellierung sowie den analytischen Teil.

Im theoretischen Teil (Arbeitspakete 1 bis 4) werden die Grundlagen für thermisch entkoppelte Druckanschlüsse von Stahlbetonstützen (kurz: Stützenanschlüsse) auf Basis umfangreicher Studien erarbeitet und ein Katalog mit statischen und bauphysikalischen Anforderungen erstellt. Thermisch entkoppelte Druckanschlüsse werden in der Literatur bislang nicht behandelt, daher dient eine Literaturrecherche in erster Linie der Materialienfindung. Mit ausgewählten Materialien wird anschließend eine theoretische Variantenuntersuchung durchgeführt.

Im experimentellen Teil (Arbeitspakete 5, 6, 9 und 11) werden die Baustoffkenngrößen ermittelt sowie die einzelnen Ausführungsvarianten der Stützenanschlüsse einem umfangreichen Versuchsprogramm unterzogen. Die ausschließlich statischen Traglastversuche werden sowohl kleinmaßstäblich für Teilbereiche des Stützenanschlusses (z. B. Lasteinleitungsbereiche mit Spaltzugbeanspruchung, Untersuchung von Geometrieinflüssen oder der Kantenpressung) als auch am einbetonierten Stützenanschluss im Maßstab 1:1 durchgeführt. Diese Traglastversuche dienen in erster Linie der Findung ausreichend tragfähiger Stützenanschlusssysteme. Weitere Traglastversuche am Stützenanschluss werden zur Verifizierung des im analytischen Teil der Arbeit entwickelten Bemessungskonzeptes durchgeführt.

Die rechnergestützten Modelle (Arbeitspakete 7, 8 und 10) dienen der Untersuchung des statischen Tragverhaltens sowie der Ermittlung der bauphysikalischen Eigenschaften der Stützenanschlüsse. Finite-Elemente (FE)-Modelle dienen einerseits der Vorhersage der Versagensarten (z. B. Druckversagen im Stützenanschluss, Schubversagen der Stahlbetondecke, Überschreitung der ertragbaren Materialspannungen im Stützenanschluss) sowie der Festlegung des Belastungsniveaus in den Bauteilversuchen, andererseits der Optimierung der Form der Stützenanschlüsse. Darüber hinaus werden die FE-Modelle zur Überprüfung des analytischen Bemessungskonzeptes verwendet. Die bauphysikalischen Modelle dienen in erster Linie der Ermittlung der wärmetechnischen Kennwerte.

Der analytische Teil (Arbeitspaket 10) umfasst die Entwicklung eines Bemessungskonzeptes, das alle möglichen Versagensarten berücksichtigt sowie eine zuverlässige Vorhersage der Versagenslast ermöglichen.

---

## 1.3 Übersicht der Arbeitspakete

### Arbeitspaket 1

Erstellen einer Studie zur Ermittlung der bauphysikalischen Anforderungen an thermisch entkoppelte Stützenanschlüsse. Hierbei werden u.a. die erreichbaren Wärmedurchgangswiderstände sowie die brandschutztechnischen Anforderungen an Stützenanschlüsse zusammengestellt.

### Arbeitspaket 2

Erstellen einer Studie zur Ermittlung der statischen Auswirkungen der thermisch entkoppelten Stützenanschlüsse auf unterschiedliche Stützen-Decken-Systeme mit Fokus auf die möglichen Verformungen (Verschiebungen, Verdrehungen), die Lasteinleitung (Teilflächenpressung) sowie die Durchstanzwiderstände. Ermittlung der anzusetzenden Lasten und Verformungen auf den Stützenanschluss.

### Arbeitspaket 3

Durchführen einer Literaturrecherche zur Identifizierung geeigneter Werkstoffe zur Erfüllung der Anforderungen aus den Arbeitspaketen 1 und 2, z. B. ultrahochfeste Betone (UHPC), Karbon-Faserverstärkte Kunststoffe (CFK), hochfeste, nichtrostende Stähle, sowie nicht brennbare/feuerhemmende Dämmstoffe.

### Arbeitspaket 4

Durchführung einer theoretischen Variantenuntersuchung zur Findung eines geeigneten Stützenanschlusses auf Basis der in Arbeitspaket 3 festgelegten Werkstoffe.

### Arbeitspaket 5

Ermittlung der Baustoffkenngrößen der in Arbeitspaket 6 zu verwendenden Werkstoffe, u.a. Bestimmung des E-Moduls sowie der Druck- und Zugfestigkeit.

### Arbeitspaket 6

Bau mehrerer Prototypen von thermisch entkoppelten Stützenanschlüssen sowie Durchführung von kleinmaßstäblichen, statischen Belastungsversuchen an den Modulen zur Identifizierung geeigneter Systeme. Hierbei sind die Verformungen und Materialspannungen messtechnisch zu erfassen. Darüber hinaus sind die Gebrauchs- und Bruchlasten mittels Kraftmessdosen zu erfassen.

### Arbeitspaket 7

In Arbeitspaket 7 ist die rechnergestützte Modellierung der kleinmaßstäblichen Belastungsversuche aus Arbeitspaket 6 zur Entwicklung eines geeigneten Finite Elemente (FE) Modells für thermisch entkoppelte Stützenanschlüsse enthalten. Ziel ist die Ausgabe der auftretenden Schnittgrößen, der zulässigen/zugehörigen Verformungen und Spannungen. Mithilfe des FE-Modells soll eine Optimierung der Geometrie und ggf. der Materialeigenschaften zur wirtschaftlichen Ausnutzung des Stützenanschlusses erfolgen.

---

### Arbeitspaket 8

Durchführung einer rechnergestützten Analyse des Wärme- und Dampfdiffusionsverhaltens der thermisch entkoppelten Stützenanschlüsse und einem Vergleich mit konventionell am Kopf gedämmten Stützen mit Hilfe einer Simulations-Software.

### Arbeitspaket 9

Bau von optimierten, modularen Prototypen thermisch entkoppelter Stützenanschlüsse sowie Durchführung kleinmaßstäblicher, statischer Belastungsversuche. Die Messungen am Bauteil erfolgen analog zum Arbeitspaket 6.

### Arbeitspaket 10

Rechnergestützte Modellierung des Stützen-Decken-Systems mit Hilfe der FE-Software A-TENA sowie Entwicklung eines analytischen Bemessungskonzeptes.

### Arbeitspaket 11

Entwicklung eines Versuchskonzeptes sowie Durchführung von mindestens drei statischen Versuchen an Stützen-Decken-Systemen im Maßstab 1:1 zur Verifizierung des in Arbeitspaket 10 entwickelten Bemessungskonzeptes. Die Messungen am Bauteil erfolgen analog zum Arbeitspaket 6.

### Arbeitspaket 12

Zusammenfassung der Forschungsergebnisse in einem ausführlichen Bericht.

## **1.4 Zeitplan**

Für den Projektablauf ist folgender Zeitplan erstellt worden (siehe Abb. 1-1). Der Zwischenbericht wurde zum 01.10.2015 abgegeben und spiegelte den Bearbeitungsstand zum 15.08.2015 dar. Aufgrund von zeitlichen Schwierigkeiten bei der Herstellung von Probekörpern wurde das Projekt kostenneutral um 2 Monate verlängert. Der in Abb. 1-1 dargestellte Projektablaufplan ist nicht an die Laufzeitverlängerung angepasst worden.

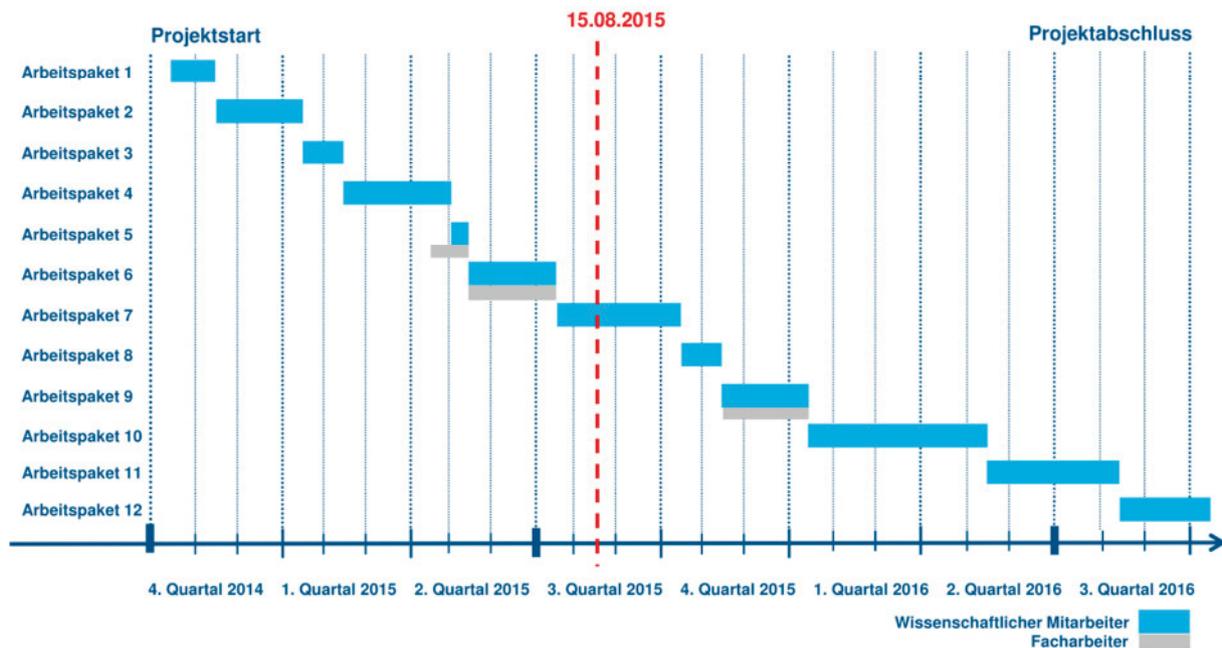


Abb. 1-1: Projektablaufplan

## 1.5 Nutzen und Umsetzung in der Praxis

Die Entwicklung eines thermisch entkoppelten Druckanschlusses für Stahlbetonstützen führt bei Stützen, welche die Außendämmung durchdringen, zu einem durchgehenden, architektonisch ansprechenden Erscheinungsbild bei gleichzeitiger Vermeidung einer Wärmebrücke. Für den Nutzer einer derartigen Immobilie wird eine Verringerung der benötigten Heizenergie sowie eine Verbesserung der minimalen Oberflächentemperatur (Verringerung der Gefahr der Schimmelpilzbildung) erwartet. Dies führt zu geringeren CO<sub>2</sub>-Emissionen. Mit der Fortschreibung der EnEV sowie der Umsetzung der EU Richtlinie 2010/31/EU wird die Vermeidung der Wärmebrücke Stütze-Decke immer wichtiger, um die gesetzlichen Vorgaben zur Gebäudeenergieeffizienz erfüllen zu können.

Das Forschungsvorhaben wird ergebnisoffen durchgeführt. Nach dem theoretischen Teil, in welchem die statischen und bauphysikalischen Anforderungen an Stützenanschlüsse zusammengestellt werden, folgt die Entwicklung eines geeigneten Bauteils. Durch die Untersuchung und Bewertung unterschiedlichster Materialien und Bauteilgeometrien im Hinblick auf ihre Eignung für das angestrebte Ergebnis wird eine bestmögliche Breitenwirkung sichergestellt. Die Forschungsergebnisse bestehen aus numerischen Untersuchungen, ausgewerteten Bauteilversuchen sowie einem analytischen Bemessungskonzept und liefern daher wertvolle Hinweise für eine schnelle Umsetzung in die Praxis. Der neuartige Stahlbeton-Stützenanschluss besteht ausschließlich aus bereits verfügbaren und erprobten Baustoffen. Die Fertigungstechniken sind zudem bei zahlreichen Bauprodukte-Herstellern vorhanden. Eine Veröffentlichung ermöglicht die Nutzung der grundlegenden Forschungsergebnisse für alle Marktteilnehmer. Aus diesen Gründen wird mit einer zeitnahen Umsetzung der Forschungsergebnisse in ein fertiges Bauprodukt gerechnet.

---

## 2 Bauphysikalische Anforderungen an den Stützenanschluss (Arbeitspaket 1)

### 2.1 Überblick

Die in Kapitel 1.1 beschriebenen Vorgaben über die Gesamteffizienz von Neubauten, die ab dem 01.01.2021 errichtet werden, führen zu einer wachsenden Bedeutung der Bauphysik im Baugeschehen. Der Begriff Bauphysik selbst beinhaltet die Anwendung der Physik auf Bauwerke und Gebäude. Die zu beachtenden physikalischen Einflüsse, denen ein Bauwerk dauerhaft oder wiederkehrend ausgesetzt ist, sind Brand, Wärme, Licht, Schall und Feuchte [vgl. Häupl et al. (2013)]. Die für den zu entwerfenden Stützenanschluss besonders relevanten Einflüsse Brand, Wärme und Feuchte werden jeweils einzeln behandelt. Wohingegen die Einflüsse aus Licht und Schall für den zu entwerfenden Stützenanschluss von untergeordneter Bedeutung sind. Ziel dieser Untersuchung ist es, die bauphysikalischen Anforderungen an den zu entwerfenden Stützenanschluss vollumfänglich zu erfassen.

### 2.2 Brand

Im Gegensatz zu den anderen bauphysikalischen Einflüssen, die üblicherweise ständig vorherrschen oder regelmäßig auftreten, ist die Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Brandes im Laufe der Bemessungslebensdauer sehr gering und stellt zugleich eine extreme Belastung auf das Bauwerk bzw. Gebäude dar. Da im Lastfall Brand neben der Beschädigung von Sachwerten auch eine Gefahr für Leib und Leben bestehen kann, sind in Deutschland gesetzliche Vorschriften, Verordnungen und Bestimmungen für bauliche Anlagen und Bauprodukte vorhanden. Hervorzuheben ist hierbei, dass der Brandschutz in Deutschland in dem Zuständigkeitsbereich der Bundesländer liegt. Daher weichen die Regelungen der einzelnen Bundesländer im Detail voneinander ab. Die Mehrheit der Landesbauordnungen basiert auf der von der Fachkommission Bauaufsicht der ARGEBAU (Bauministerkonferenz) verfassten Musterbauordnung MBO (2012) [vgl. Hosser et al. (2013)], auf die nachfolgend eingegangen wird. Es gilt jedoch stets zu beachten, dass die MBO (2012), auch wenn sie die Grundlage der in den einzelnen Bundesländern geltenden Bauordnungen darstellt, keine Rechtsverbindlichkeit hat und im konkreten Fall die Landesbauordnung rechtsgültig ist.

In der MBO (2012) ist in §3 geregelt, dass bauliche „Anlagen so anzuordnen, zu errichten, zu ändern und instand zu halten [sind], dass die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben, Gesundheit und die natürlichen Lebensgrundlagen, nicht gefährdet werden“ [vgl. MBO (2012), §3 (1)]. In Bezug auf den Lastfall Brand gibt es eine weitere Präzisierung des §3 der MBO (2012). „Bauliche Anlagen sind so anzuordnen, zu errichten, zu ändern und instand zu halten, dass der Entstehung eines Brandes und der Ausbreitung von Feuer und Rauch (Brandausbreitung) vorgebeugt wird und bei einem Brand die Rettung von Menschen und Tieren sowie wirksame Löscharbeiten möglich sind“ [vgl. MBO (2012), §14]. Für die Hessische Bauordnung HBO (2011) beispielsweise wurde die exakte Wortwahl übernommen und ist in §3 (1) und §13 (1) HBO (2011) zu finden. Die Abmessungen eines Gebäudes in hori-

zontaler und vertikaler Richtung beeinflussen zum einen die Länge des Fluchtweges und zum anderen den Angriffsweg der Feuerwehr. Je länger der Fluchtweg und schwieriger der Angriffsweg der Feuerwehr desto länger muss das Gebäude einem Brand standhalten um Personen, die sich zum Zeitpunkt des Brandes in dem Gebäude befinden, evakuieren zu können. Aus diesem Grund sind in §3 Abs. 3 MBO (2012) folgende Gebäudeklassen definiert:

Tabelle 2-1: Gebäudeklassen [vgl. MBO (2012)]

Gebäudeklasse 1	a) freistehende Gebäude bis zu 7 m Höhe <sup>1</sup> mit nicht mehr als zwei Nutzungseinheiten von insgesamt nicht mehr als 400 m <sup>2</sup>
	b) freistehende landwirtschaftlich genutzte Gebäude
Gebäudeklasse 2	Gebäude bis zu 7 m Höhe <sup>1</sup> mit nicht mehr als zwei Nutzungseinheiten von insgesamt nicht mehr als 400 m <sup>2</sup>
Gebäudeklasse 3	sonstige Gebäude bis zu 7 m Höhe <sup>1</sup>
Gebäudeklasse 4	Gebäude bis zu 13 m Höhe <sup>1</sup> und Nutzungseinheiten mit jeweils nicht mehr als 400 m <sup>2</sup> in einem Geschoss
Gebäudeklasse 5	sonstige Gebäude bis zu 22 m Höhe <sup>1</sup>

In der MBO (2012) sind Anforderungen an Baustoffe und an Bauteile mittels feststehender miteinander verknüpfter Rechtsbegriffe definiert. Die Baustoffe werden nach §13 Abs. 1 MBO (2012) unterschieden in:

- nichtbrennbar (A),
- schwerentflammbar (B1),
- normalentflammbar (B2) und
- leichtentflammbar (B3).

Dabei ist in Klammern, die jeweilige Baustoffklasse nach DIN 4102-1 (Mai 1998) angegeben. „Die Verwendung brennbarer Baustoffe ist zulässig, soweit in diesem Gesetz [...] nichts anderes bestimmt ist“ [vgl. HBO (2011), §13 Abs. 2]. Eine Anwendung von leichtentflammbaren Baustoffen ist nach MBO (2012) nur gestattet, wenn diese „in Verbindung mit anderen Baustoffen nicht leichtentflammbar sind“ [vgl. MBO (2012), §26 Abs.1]. Zum aktuellen Zeitpunkt sind zeitgleich die Bezeichnungen nach nationaler Norm DIN 4102-1 (Mai 1998) und europäischer Norm DIN EN 13501-1 (Januar 2010) zur Anwendung zugelassen.

Nach MBO (2012), §26 Abs. 2 werden die Anforderungen der Feuerwiderstandsdauer an Bauteile wie folgt definiert:

- feuerbeständig,

---

<sup>1</sup> Höhe im Sinne der MBO (2012) ist das Maß der Oberkante des Rohfußbodens des höchstgelegenen Geschosses, in dem ein Aufenthaltsraum vorhanden oder möglich ist, über der Geländeoberfläche im Mittel.

- hochfeuerhemmend und
- feuerhemmend.

Aus dieser bauamtlichen Benennung leiten sich Feuerwiderstandszeiten ab, für die ein tragendes oder aussteifendes Bauteil die Standsicherheit gewährleisten muss. Eine Übersicht über den Zusammenhang zwischen bauaufsichtlicher Benennung und Benennung nach DIN 4102-1 (Mai 1998) zeigt Tabelle 2-2. Für Stützen und Pfeiler, sowie tragende und aussteifende Wände gibt es außer der Mindestanforderung an den Baustoff auch die Anforderung „im Brandfall ausreichend lang standsicher“ [vgl. MBO (2012), §27 Abs. 1] zu sein. Um diese Anforderung im Sinne der MBO (2012) zu erfüllen, müssen tragende und aussteifende Wände sowie Stützen

1. in Gebäuden der Gebäudeklasse 5 – feuerbeständig
2. in Gebäuden der Gebäudeklasse 4 – hochfeuerhemmend
3. in Gebäuden der Gebäudeklasse 2 und 3 – feuerhemmend

sein. Tragende und aussteifende Wände sowie Stützen in Kellergeschossen müssen nach MBO (2012) §27 Abs. 2

1. in Gebäuden der Gebäudeklasse 3 bis 5 feuerbeständig
2. in Gebäuden der Gebäudeklassen 1 und 2 feuerhemmend

sein.

*Tabelle 2-2: Zusammenhang zwischen bauaufsichtlicher Benennung und Benennung nach DIN 4102-1 (Mai 1998)*

Bauaufsichtliche Benennung	Klassen nach DIN 4102-1	Kurzbezeichnung nach DIN 4102-1
feuerhemmend	Feuerwiderstandsklasse F 30	F 30 - B
feuerhemmend und aus nichtbrennbaren Baustoffen	Feuerwiderstandsklasse F 30 und aus nichtbrennbaren Baustoffen	F 30 - A
hochfeuerhemmend	Feuerwiderstandsklasse F 60 und in den wesentlichen Teilen aus nichtbrennbaren Baustoffen	F 60 - AB
	Feuerwiderstandsklasse F 60 und aus nichtbrennbaren Baustoffen	F 60 - A
feuerbeständig	Feuerwiderstandsklasse F 90 und in den wesentlichen Teilen aus nichtbrennbaren Baustoffen	F 90 - AB
feuerbeständig und aus nichtbrennbaren Baustoffen	Feuerwiderstandsklasse F 90 und aus nichtbrennbaren Baustoffen	F 90 - A

Die Anforderungen an Stützen und tragende oder aussteifende Wände können in den Landesbauordnungen von den Angaben aus der MBO (2012) abweichen. Beispielfhaft sind in Tabelle 2-3 die Anforderungen aus Anlage 1, HBO (2011) dargestellt, die gemäß §13 Abs. 2 HBO (2011) als Mindestanforderung an die Bauteile und Baustoffe definiert sind. In anderen Bundesländern variieren die Bauteil- und Baustoffanforderungen sowie die Bezeichnung und Anzahl der Gebäudeklassen. In der Landesbauordnung von Nordrhein-Westfalen (BauO NRW (2000)) gibt es keine Unterscheidung zwischen der Gebäudeklassen 4 und 5. Die BauO NRW (2000) sieht für Stützen in Kellergeschossen von Gebäuden mit einer zulässigen Höhe von bis zu 22 m eine Anforderung von F90-AB vor. Die Anforderungen sind somit geringfügig kleiner als diejenigen in der HBO (2011), da es in nach der BauO NRW (2000) ausreicht eine Stütze in den wesentlichen Teilen aus nichtbrennbaren Baustoffen herzustellen und nicht ausschließlich. Jedoch ist für Stützen im Kellergeschoss nach BauO NRW (2000), wie auch in der MBO (2012) dargestellt, bereits in der Gebäudeklasse 3 (bei Gebäuden bis 7 m Höhe) eine Anforderung von F-90AB (feuerbeständig) festgelegt im Gegensatz zu der Anforderung F-30B (feuerhemmend) in der HBO (2011).

Tabelle 2-3: Bauteil- und Baustoffanforderungen Auszug aus [vgl. HBO (2011), Anlage 1]

	Gebäudeklasse	GK 1	GK 2	GK 3	GK 4	GK 5
	Bauteile- und Baustoffe					
1	tragende und aussteifende Wände, Pfeiler und Stützen (§ 25 Abs. 1) <sup>2</sup>					
1.1	in Geschossen, ausgenommen Keller- und Dachgeschosse	B 2	F30-B	F30-B	F60-A oder F90-BA	F90-A
1.2	in Kellergeschossen	F30-B	F30-B	F30-B	F90-A	F90-A
1.3	in Dachgeschossen,					
1.3.1	wenn darüber Aufenthaltsräume möglich sind	B 2	F30-B	F30-B	F60-A oder F90-B	F90-BA
1.3.2	wenn darüber keine Aufenthaltsräume möglich sind	B 2	B 2	B 2	B 2	B 2

Die im Rahmen dieses Forschungsprojektes zu beachtenden Gebäude mit einer Tiefgarage im Kellergeschoss oder einem der Außenluft frei zugänglichem Erdgeschoss beinhalten mehr als zwei Nutzungseinheiten. Daher sind diese Gebäude nicht in die Gebäudeklassen 1 bzw. 2 ein-

<sup>2</sup> Dies gilt nicht für Balkone, ausgenommen offene Gänge als notwendige Flure.

---

zuordnen. Aufgrund der Definition der Höhe, als Oberkante des Rohfußbodens, können in Gebäudeklasse 3 Mehrfamilienhäuser mit bis zu drei Vollgeschossen und einem Kellergeschoss für die Tiefgarage erstellt werden. Diese Größenordnung wird grundsätzlich als realistische Annahme für Gebäude, die eine Tiefgarage im Kellergeschoss haben, angesehen. Es ist davon auszugehen, dass die Mehrheit der Neubauobjekte, für die der zu entwerfende Stützenanschluss entwickelt wird, mindestens drei Vollgeschosse haben werden. Daher ist die Gebäudeklasse 4 für dieses Forschungsprojekt von besonderem Interesse. Bei Betrachtung der Anforderungen nach Tabelle 2-3 ist für Gebäudeklasse 5 festzustellen, dass die Anforderungen für Stützen in Geschossen (außer Keller- und Dachgeschossen) mit F-90A statt F-60A oder F-90BA nur geringfügig höher liegen. Für Stützen im Kellergeschoss, dem Hauptanwendungsbereichs des zu entwerfenden Stützenanschlusses, sind die Anforderungen mit F-90A für beide Gebäudeklassen identisch.

Darüber hinaus ist zu beachten, dass gemäß der MBO (2012) Brandwände unter Einhaltung definierter Randbedingungen geschossweise versetzt angeordnet werden dürfen. Hierdurch ergibt sich jedoch die Forderung, dass „die Bauteile, die diese Wände und Decken unterstützen, feuerbeständig sind und aus nichtbrennbaren Baustoffen bestehen“ [vgl. MBO (2012), §30 Abs. 4]. Den Erläuterungen aus Tabelle 2-2 ist zu entnehmen, dass „feuerbeständig und aus nichtbrennbaren Baustoffen“ eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten voraussetzt. Die entsprechende Kurzbezeichnung ist F-90A entsprechend der Anforderungen an die Gebäudeklassen 4 und 5.

Um mögliche Einschränkungen für das Errichten und Bemessen von Gebäuden bei Verwendung des zu entwerfenden Stützenanschlusses so gering wie möglich zu halten, empfiehlt es sich daher die für den Stützenanschluss vorherrschende Bauteil- und Baustoffanforderung der Landesbauordnungen anzuwenden. Hierdurch ergibt sich, dass die Stützen „feuerbeständig“ und aus „nichtbrennbaren Baustoffen“ (kurz F-90A) sein müssen. Die Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten ergibt sich aus den vorherrschenden Anforderungen der Gebäudeklassen 4 und 5. Des Weiteren enthält die MBO (2012) und z. B. die BauO NRW (2000) bereits für die Gebäudeklasse 3 eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten, daher sind geringere Feuerwiderstandsdauern mit erheblichen Einschränkungen der Anwendbarkeit des Stützenanschlusses verbunden. Auch wenn es nach Landesbauordnungen mitunter möglich ist, die Stützen nur in den wesentlichen Teilen aus nichtbrennbaren Stoffen auszuführen (Baustoffklasse AB), ist es trotzdem sinnvoll die erhöhte Anforderung des Bestehens der Stützen aus nichtbrennbaren Stoffen (Baustoffklasse A) zu erfüllen, da es z. B. in Hessen nicht gestattet ist die Baustoffklasse AB für den beschriebenen Fall zu verwenden.

Für die Bemessung von Stahlbetontragwerken im Lastfall Brand wurde die europäische Norm DIN EN 1992-1-2 (Dezember 2010) und der entsprechende Nationale Anhang DIN EN 1992-1-2/NA (Dezember 2010) baurechtlich eingeführt. Für die zur Bemessung notwendige Ermittlung der Einwirkungen auf Tragwerke ist die europäische Norm DIN EN 1991-1-2 (Dezember 2010) und der entsprechende Nationale Anhang DIN EN 1991-1-2/NA (Dezember 2010) gültig. Im Zuge dieser Normenumstellung wurde die Nomenklatur geändert. In den

---

Landesbauordnungen finden sich jedoch weiterhin die alten Bezeichnungen, die daher auch in diesem Bericht dargestellt wurden. Nach DIN EN 1991-1-2 (Dezember 2010) und DIN EN 1991-1-2/NA (Dezember 2010) wird die Feuerwiderstandsdauer in drei unterschiedliche Funktionen unterteilt. Dabei handelt es sich um den Raumabschluss, die Wärmedämmung und die lastragende Funktion. Mit Raumabschluss (kurz „E“) wird die „Fähigkeit eines trennenden Bauteils, bei Brandbeanspruchung auf der einen Seite zu verhindern, dass Flammen oder heiße Gase durch es hindurch gelangen und Flammen auf der anderen (brandabgewandten) Seite auftreten“ (DIN EN 1991-1-2 (Dezember 2010), S.11) bezeichnet. Unter Wärmedämmung (kurz „I“) wird die „Fähigkeit eines trennenden Bauteils, bei Brandbeanspruchung auf der einen Seite die Temperaturentwicklung auf der anderen (brandabgewandten) Oberfläche auf bestimmte Größen zu begrenzen“ (DIN EN 1991-1-2 (Dezember 2010), S.11) verstanden. Die „Fähigkeit eines Tragwerks oder eines Bauteils, bestimmten Einwirkungen entsprechend vorgegebenen Kriterien während des Brandes standzuhalten“ (DIN EN 1991-1-2 (Dezember 2010), S.11) wird als tragende Funktion (kurz „R“) bezeichnet. Zusammenfassend wird ein Bauteil, das als F-90 bezeichnet wurde, nach den neuen Regelungen mit REI-90 bezeichnet. Für den Stützenanschluss ist insbesondere die tragende Funktion maßgebend.

### **2.3 Wärme**

Die Reduktion der jährlichen CO<sub>2</sub>-Emissionen spielt eine wichtige Rolle in der Klimapolitik der Bundesrepublik Deutschland. Bei der Errichtung von Neubauten wird durch die Richtlinie 2010/31/EU (Mai 2010) von 01.01.2019 an bei öffentlichen Gebäuden bzw. von 01.01.2021 an bei allen anderen Neubauten die Einhaltung eines Niedrigstenergiegebäudestandards gefordert. Ein Niedrigstenergiegebäude ist ein Gebäude, das eine sehr hohe [...] bestimmte Gesamtenergieeffizienz aufweist. Der fast bei null liegende oder sehr geringe Energiebedarf sollte zu einem ganz wesentlichen Teil durch Energie aus erneuerbaren Quellen [...] gedeckt werden [vgl. Richtlinie 2010/31/EU (Mai 2010), Artikel 2, 2.]. Die Umsetzung der EU-Richtlinie 2010/31/EU (Mai 2010) zur Energieeinsparung in nationales Recht erfolgte durch das Energieeinsparungsgesetz EnEG (2013). Auf Basis dieses Gesetzes wurde die neuste Novellierung der Energie-Einspar-Verordnung, die EnEV (2014) erarbeitet. Die EnEV (2014) wurde am 21.11.2013 beschlossen und löste am 1. Mai 2014 die EnEV (2009) ab.

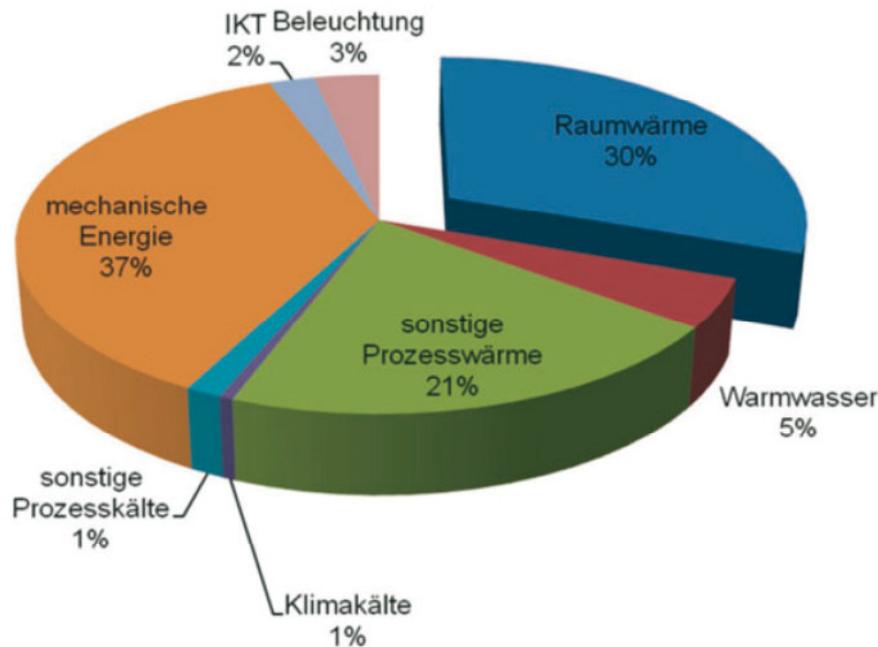


Abb. 2-1: Endenergieverbrauch in Deutschland nach Anwendungsbereichen 2008 [vgl. Häupl et al. (2013), S.4]

Mittels einer ganzheitlichen Betrachtung bei der energetischen Gebäudeplanung soll Energie in Gebäuden eingespart werden. Dies stellt nach EnEV (2014) §1 Abs. 1 das Ziel der Energieeinsparverordnung dar. Durch einen verbesserten baulichen Wärmeschutz kann der Endenergieverbrauch maßgeblich gesenkt werden. Dies ist vor dem Hintergrund zu sehen, dass der Bereich Raumwärme einen Anteil von 30 % am gesamten Endenergieverbrauch in Deutschland hat (siehe Abb. 2-1). Die EnEV (2014) ist gültig für Gebäude, die unter Einsatz von Energie beheizt oder gekühlt werden müssen, und für Anlagen und Einrichtungen der Heizungs-, Kühl-, Raumluft- und Beleuchtungstechnik sowie der Warmwasserversorgung dieser Gebäude [vgl. EnEV (2014), §1 Abs. 2]. Die in diesem Forschungsprojekt vornehmlich behandelten Gebäude des üblichen Hochbaus fallen nicht unter die Ausnahmeregelungen nach EnEV (2014) §1 Abs. 3. Somit sind die Regelungen der EnEV (2014) für das Forschungsprojekt zu beachten.

In der EnEV (2014) wird ab dem 01.01.2016 eine gegenüber der EnEV (2009) um 20 % verbesserte Gebäudehülle und einen 25 % geringeren Primärenergiebedarf gefordert. Um dies zu erreichen, müssen die wärmedämmenden Eigenschaften der Gebäudehülle verbessert werden. Zur Überprüfung und Orientierung, wie diese Verbesserung erreicht werden kann, ist in der EnEV (2014) ein Referenzgebäude definiert, dessen wärmedämmenden Eigenschaften festgelegt sind. Die Verbesserung der wärmedämmenden Eigenschaften der Gebäudehülle führt zu einem zunehmend größeren Einfluss der Wärmebrücken auf den Gesamtwärmeverlust des Gebäudes. Daher ist in der EnEV (2014) explizit gefordert, dass „zu errichtende Gebäude [...] so auszuführen [sind], dass der Einfluss konstruktiver Wärmebrücken auf den Jahres-Heizwärmebedarf nach den anerkannten Regeln der Technik und den im jeweiligen Einzelfall wirtschaftlich vertretbaren Maßnahmen so gering wie möglich gehalten wird“ [vgl. EnEV (2014), §7 Abs. 2].

Wärmebrücken „sind örtlich begrenzte Bereiche in der wärmeübertragenden Hüllfläche eines Gebäudes“ [vgl. Häupl et al. (2013), S. 35], die einen erhöhten Wärmefluss gegenüber einem ungestörten Wandaufbau besitzen. Hierdurch ergibt sich eine Schwachstelle in der Wärmedämmung und es kommt zu erhöhten Wärmeverlusten aus Wärmeleitung bzw. Transmission (Wärmetransport durch Stoßvorgänge schwingender Moleküle) [vgl. Bogusch & Duzia (2012), Kapitel 4]. Die beiden anderen physikalischen Mechanismen des Wärmetransports sind die Konvektion (Wärmeübertragung durch ein vorbeiströmendes Medium, z. B. Luft) und die Strahlung (Wärmetransport durch elektromagnetische Wellen). Die physikalischen Hintergründe der Wärmeübertragung können in Häupl et al. (2013), Kapitel 2.2 nachgelesen werden. Für die Anwendung in der Baupraxis sind einfach handhabbare Kenngrößen definiert, die zum Teil mehrere Mechanismen des Wärmetransports in sich vereinen. Hierdurch ist eine Vergleichbarkeit von Materialien und Konstruktionen gewährleistet. Da diese Kenngrößen für die weitere Bearbeitung erforderlich sind, werden sie nachfolgend aufgeführt und kurz erläutert.

#### Wärmeleitfähigkeit $\lambda$ [W/(m·K)]

Die Wärmeleitfähigkeit gibt diejenige Wärmemenge [ $W = J/s$ ] an, die durch einen Baustoff mit einer  $1 \text{ m}^2$  großen Fläche und einer Schichtdicke von  $1 \text{ m}$  bei einem Temperaturunterschied der beiden Oberflächen von  $1 \text{ K}$  durchfließt. Die Wärmeleitfähigkeit vergrößert sich bei größerer Rohdichte und höherem Feuchtigkeitsgehalt des Stoffs. Je höher die Porenhäufigkeit und kleiner die Porengröße desto geringer ist die Wärmeleitfähigkeit. In der Wärmeleitfähigkeit sind alle Mechanismen des Wärmetransports innerhalb des festen Stoffes berücksichtigt [vgl. Bounin et al. (2010), Kapitel 2.6].

#### Wärmedurchlasswiderstand $R$ [(m<sup>2</sup>·K)/W]

Der Wärmedurchlasswiderstand  $R$  gibt den Widerstand eines Bauteils gegen den Durchfluss von Wärme an. Er berechnet sich aus der Dicke  $d$  dividiert durch die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$ . Hierdurch ergibt sich für eine homogene Bauteilschicht:

$$R = \frac{d}{\lambda} \quad \text{Gl. 2-1}$$

Bei mehrschichtigem Aufbau, wie in der Baupraxis bei Wänden oder Decken üblich wird der Wärmedurchlasswiderstand wie folgt ermittelt:

$$R = \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{\lambda_i} \quad \text{Gl. 2-2}$$

#### Wärmeübergangswiderstand $R_{si}$ und $R_{se}$ [(m<sup>2</sup>·K)/W]

Der Wärmeübergangswiderstand gibt an, welche Wärmemenge [ $W = J/s$ ] durch einen Baustoff mit einer  $1 \text{ m}^2$  großen Fläche und der angrenzenden Luftschicht ausgetauscht wird. Der Widerstand ist unter anderem abhängig von dem Bewegungszustand der Luft und den Temperaturverhältnissen, daher wird der Wärmeübergangswiderstand in einen Widerstand  $R_{si}$  für

den Übergang an der Bauteilinnenseite und einen Widerstand  $R_{se}$  für den Übergang in Richtung der Außenluft unterteilt. In DIN EN ISO 6946 (April 2008) und dem geplanten Nachfolgedokument E DIN EN ISO 6946 (Juni 2015) sind normative Vorgaben für die Wärmeübergangswiderstände  $R_{si}$  und  $R_{se}$  für Oberflächen, die mit Luft in Berührung sind, enthalten. Der Wärmeübergangswiderstand ist für den Kontakt zu anderen Materialien als Luft nicht anwendbar.

Tabelle 2-4: Wärmeübergangswiderstände [vgl. DIN EN ISO 6946 (April 2008), Tabelle 1]

Wärmeübergangswiderstände [ $m^2 \cdot K/W$ ]	Richtung des Wärmestromes		
	Aufwärts	Horizontal	Abwärts
$R_{si}$	0,10	0,13	0,17
$R_{se}$	0,04	0,04	0,04

#### Wärmedurchgangswiderstand $R_T$ [ $m^2 \cdot K/W$ ]

Der Wärmedurchgangswiderstand  $R_T$  ist die Summe aus dem Wärmedurchlasswiderstand  $R$  und den Wärmeübergangswiderständen  $R_{si}$  und  $R_{se}$ . Der Wärmedurchgangswiderstand ist somit der gesamte Widerstand, „der dem Wärmestrom durch das Bauteil zwischen warmer Raumluft und kalter Außenluft entgegengesetzt wird“ [vgl. Bounin et al. (2010), S. 235].

#### Wärmedurchgangskoeffizient $U$ [ $W/(m^2 \cdot K)$ ]

Häufig wird anstelle des Wärmedurchgangswiderstands  $R_T$  der Wärmedurchgangskoeffizient  $U$  verwendet. Dieser stellt den Kehrwert des Wärmedurchgangswiderstands dar und kann wie folgt berechnet werden:

$$U = \frac{1}{R_T} = \frac{1}{R_{si} + \sum_i R_i + R_{se}} = \frac{1}{R_{si} + \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{\lambda_i} + R_{se}} \quad \text{Gl. 2-3}$$

Für Bauteile mit inhomogenen Schichten kann der  $U$ -Wert ebenfalls berechnet werden. Die Berechnung mitsamt einem Beispiel ist in Häupl et al. (2013), Kapitel 2.3.4.2 enthalten.

#### Stationärer Temperaturverlauf

Mithilfe des  $U$ -Wertes lässt sich die Wärmestromdichte  $q$  [ $W/m^2$ ] ermitteln.

$$q = U \cdot (\theta_i - \theta_e) \quad \text{Gl. 2-4}$$

Mit der Wärmestromdichte kann die Temperatur einzelner Schichten einer mehrschichtigen Konstruktion ermittelt werden. Eine schematische Darstellung ist in Abb. 2-2 zu finden.

$$\theta_{si} = \theta_i - R_{si} \cdot q \quad \text{Gl. 2-5}$$

$$\theta_{1/2} = \theta_{si} - R_1 \cdot q = \theta_{si} - (d_1/\lambda_1) \cdot q \quad \text{Gl. 2-6}$$

$$\theta_{2/3} = \theta_{1/2} - R_2 \cdot q = \theta_{1/2} - (d_2/\lambda_2) \cdot q$$

Gl. 2-7

usw.

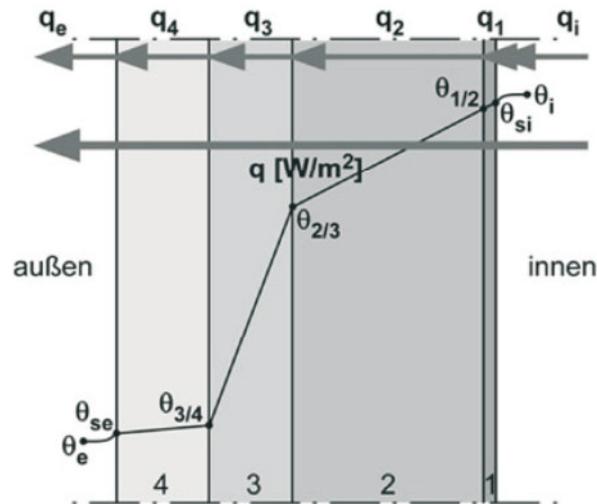


Abb. 2-2: Schematische Darstellung des Temperaturverlaufs [vgl. Häupl et al. (2013), Bild 2-17]

Der Wärmeverlust im Bereich einer Wärmebrücke führt zum einen zu dem Verlust der Wärmeenergie selbst und zum anderen zu einer verringerten Oberflächentemperatur an der Bauteilinnenseite. Die niedrige Oberflächentemperatur hat gemäß Bounin et al. (2010) eine Einschränkung der thermischen Behaglichkeit für die Nutzer zur Folge. Zusätzlich kann sich an der kalten Oberfläche Wasser ansammeln und den Schimmelpilzbefall fördern [vgl. Bogusch & Duzia (2012)]. Was erforderlich ist um den Schimmelpilzbefall bestmöglich zu verhindern wird in Kapitel 2.4 dieses Berichts näher erläutert.

Bei Wärmebrücken wird zwischen geometriebedingten und materialbedingten Wärmebrücken unterschieden. Geometriebedingte Wärmebrücken (Abb. 2-3) ergeben sich in den Bereichen, in denen die Außenfläche und die Innenfläche eines Bauteils nicht identisch sind. Dies ist vor allem ein Problem wenn die wärmeabgebende Außenfläche größer ist als die wärmeaufnehmende Innenfläche. Geometriebedingte Wärmebrücken ergeben sich bei Außenkanten und vor allem in Außenecken von Gebäuden [vgl. Feldmann & Becker (2008)].

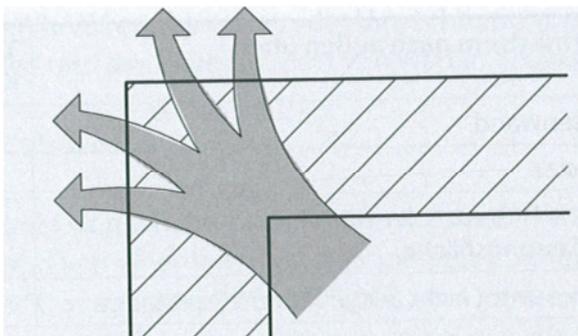


Abb. 2-3: Geometriebedingte Wärmebrücke [vgl. Bounin et al. (2010)]

Materialbedingte Wärmebrücken (Abb. 2-4) sind durch einen Materialwechsel in der Konstruktion gekennzeichnet. Dies führt vor allem dann zu verstärkten Wärmeabflüssen, wenn die Materialien deutlich unterschiedliche Wärmeleitfähigkeiten haben. Ein Beispiel aus der Baupraxis sind Außenwände aus Mauerwerk mit Stahlbetonstützen, bei denen der Stahlbeton aufgrund seiner höheren Wärmeleitfähigkeit eine deutlich kältere Oberfläche besitzt [vgl. Bogusch & Duzia (2012)].

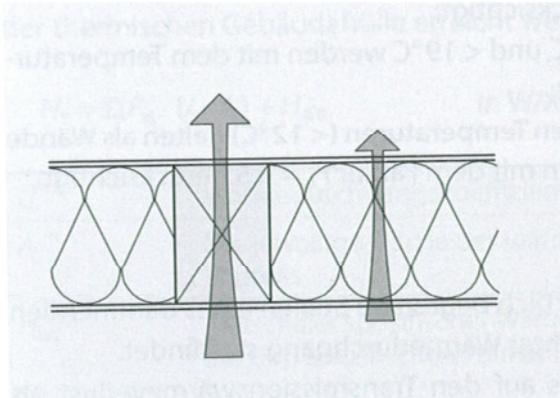


Abb. 2-4: Materialbedingte Wärmebrücke [vgl. Bounin et al. (2010)]

Sehr häufig liegt auch eine Kombination aus einer geometrischen und einer materialbedingten Wärmebrücke (Abb. 2-5) vor, die häufig als konstruktive Wärmebrücke bezeichnet wird. Eine solche konstruktive Wärmebrücke ist z. B. bei Fensteranschlüssen, dämmschichtdurchstoßende Balkonplatten [vgl. Häupl et al. (2013)] oder bei dem für dieses Forschungsprojekt zu betrachtenden dämmschichtdurchstoßenden Stützenanschluss zu finden.

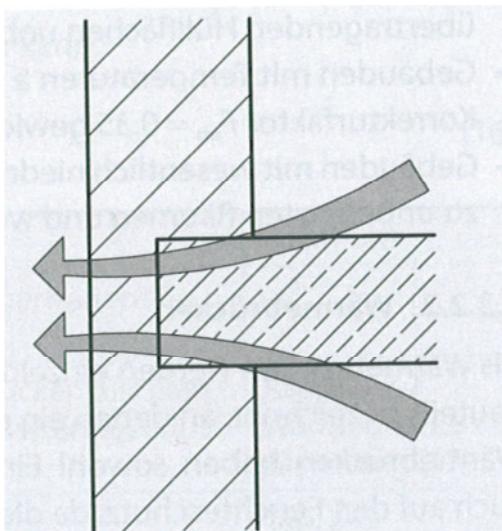


Abb. 2-5: Konstruktive Wärmebrücke [vgl. Bounin et al. (2010)]

Nach EnEV (2014) gibt es drei Möglichkeiten der Berücksichtigung von Wärmebrücken bei der Ermittlung des Gesamtenergieverbrauchs. Die ersten beiden Möglichkeiten basieren auf dem gleichen Grundprinzip, der Erhöhung der Wärmeverluste durch eine Erhöhung der Wärmedurchgangskoeffizienten  $U$  [ $W/(m^2 \cdot K)$ ] der gesamten Gebäudehülle durch Wärmebrückenkorrekturbeiwerte  $\Delta U_{WB}$  [ $W/(m^2 \cdot K)$ ] [vgl. EnEV (2014), Anlage 3 Abs. 8].

- a) Wenn die Ausbildung der Wärmebrücken nicht berücksichtigt wird, ist ein Zuschlag von  $\Delta U_{WB} = +0,1 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$  zu verwenden.
- b) Sobald die Wärmebrücken nach DIN 4108, Beiblatt 2 (März 2006) ausgebildet werden ist ein reduzierter Aufschlag von  $\Delta U_{WB} = +0,05 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$  anzusetzen. Anstelle der Ausbildung der Wärmebrücken nach DIN 4108, Beiblatt 2 (März 2006) kann auch über einen sogenannten „Gleichwertigkeitsnachweis“ eine davon abweichende Konstruktion verwendet werden, solange gezeigt wird, dass der Wärmeverlust geringer ist als der nach Ausbildung der Wärmebrücke nach DIN 4108, Beiblatt 2 (März 2006) zulässige.
- c) Bei genauer Berechnung der durch die Wärmebrücken entstehenden Verluste kann auf Zuschläge verzichtet werden und die Summe der Wärmeverluste durch Wärmebrücken wird in der Berechnung des Gesamtenergieverbrauchs explizit berücksichtigt. Meist ergibt die Summe der Wärmeverluste durch Wärmebrücken einen Wert, der einem Wärmebrückenkorrekturbeiwert im Bereich von  $\Delta U_{WB} = +0,01$  bis  $+0,03 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$  entspricht.

Die Auswirkungen der Varianten a), b) und c) auf den Gesamtenergieverbrauch müssten aufgrund der Vielzahl an Randbedingungen für jedes Einzelbauwerk bestimmt werden. Auf allgemeiner Ebene kann über eine Grenzwertbetrachtung, des nach EnEV (2014) höchsten spezifischen Transmissionswärmeverlust  $H_T$  durch die Gebäudehülle, eine Schlussfolgerung gezogen werden. Der allgemeine Berechnungsansatz für den spezifischen Transmissionswärmeverlust nach DIN V 4108-6 (Juni 2003) ist:

$$H_T = \sum_i (F_{xi} \cdot U_i \cdot A_i) + \Delta U_{WB} \cdot A_{ges} \quad \text{Gl. 2-8}$$

Dabei ist:

$F_{xi}$  Temperaturkorrekturfaktor nach DIN V 4108-6 (Juni 2003), Anhang D.2 [-];

$U_i$  der Wärmedurchgangskoeffizient des Bauteils  $i$  der Gebäudehülle [ $\text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ ];

$A_i$  die Fläche des Bauteils  $i$  der Gebäudehülle [ $\text{m}^2$ ];

$\Delta U_{WB}$  Wärmebrückenkorrekturbeiwert [ $\text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ ];

$A_{ges}$  die gesamte Fläche der Gebäudehülle [ $\text{m}^2$ ];

Der spezifische Transmissionswärmeverlust wird nach DIN EN ISO 13789 (April 2008) auch mit spezifischem Transmissionswärmedurchgangskoeffizienten bezeichnet. Unter der Annahme der genauen Berechnung der Wärmebrücken lässt sich Gl. 2-8 nach DIN EN ISO 13789 (April 2008) wie folgt darstellen.

$$H_T = \sum_i (F_{xi} \cdot U_i \cdot A_i) + \sum_k (F_k \cdot l_k \cdot \psi_k) + \sum_j (F_j \cdot \chi_j) \quad \text{Gl. 2-9}$$

Mit

$F_k, F_j$  Temperaturkorrekturfaktor nach DIN V 4108-6 (Juni 2003), Anhang D.2 [-];

- $l_k$  die Länge der linienförmigen Wärmebrücke  $k$  [m];
- $\psi_k$  der längenbezogene Wärmedurchgangskoeffizient der Wärmebrücke  $k$  nach Tabellen oder Katalogen nach E DIN EN ISO 14683 (Juni 2015) oder berechnet nach DIN EN ISO 10211 (April 2008) [W/(m·K)];
- $\chi_j$  der punktbezogene Wärmedurchgangskoeffizient der punktförmigen Wärmebrücke  $j$ , berechnet nach DIN EN ISO 10211 (April 2008) [W/K];

Der spezifische, auf die wärmeübertragende Umfassungsfläche bezogene Transmissionswärmeverlust  $H'_T$  errechnet sich wie folgt:

$$H'_T = \frac{H_T}{A} \quad \text{Gl. 2-10}$$

Dabei ist:

$H_T$  der nach Gl. 2-8 oder Gl. 2-9 berechnete spezifische Transmissionswärmeverlust [W/K]

$A$  wärmeübertragende Umfassungsfläche nach EnEV (2014), Anlage 1, 1.3.1 [m<sup>2</sup>];

Der nach DIN V 4108-6 (Juni 2003) spezifische, auf die wärmeübertragende Umfassungsfläche bezogene Transmissionswärmeverlust  $H'_T$  enthält bereits die durch Wärmebrücken entstandenen Wärmeverluste. Somit stellt der spezifische Transmissionswärmeverlust den Höchstwert des nach EnEV (2014) gestatteten Wärmeverlustes dar. Der Grenzwert des spezifischen Transmissionswärmeverlusts  $H'_T$  durch die Gebäudehülle ist abhängig von der Art des Gebäudes (freistehend, einseitig angebautes Wohnhaus usw.) und kann aus Tabelle 2-5 entnommen werden.

Tabelle 2-5: Höchstwerte des spezifischen, auf die wärmeübertragende Umfassungsfläche bezogenen Transmissionswärmeverlusts [vgl. EnEV (2014), Anlage 1]

Freistehendes Wohngebäude	mit $AN \leq 350\text{m}^2$	$H'_T = 0,40 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$
	mit $AN > 350\text{m}^2$	$H'_T = 0,50 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$
Einseitig angebautes Wohngebäude		$H'_T = 0,45 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$
Alle anderen Wohngebäude		$H'_T = 0,65 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$
Erweiterungen und Ausbauten von Wohngebäuden gemäß EnEV (2014) § 9 Absatz 5		$H'_T = 0,65 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$

In Tabelle 2-6 ist der Wärmebrückenkorrekturbeiwerte  $\Delta U_{WB}$  mit dem Höchstwert der spezifischen Transmissionswärmeverluste  $H'_T$  für ein freistehendes Wohngebäude und für sonstige Wohngebäude ins Verhältnis gesetzt. Es zeigt sich, dass die pauschalierten Zuschläge  $\Delta U_{WB} = +0,1 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$  und  $\Delta U_{WB} = +0,05 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$  auf den Wärmedurchgangskoeffizienten zu starken Erhöhungen des Wärmestroms und damit des Wärmeverlusts führen. Die Erhöhungsfaktoren durch die Wärmebrückenzuschläge stellen Mindestwerte dar, da der Wärmebrückenzuschlag per Definition bereits in  $H'_T$  enthalten sein müsste. Es ist ferner davon auszugehen,

dass die Erhöhungen durch die pauschalierten Zuschläge bei realen Gebäuden deutlich höher ausfallen, da der maximale U-Wert einer Außenwand mit Kontakt zur Außenluft nach EnEV (2014) auf  $U = 0,28 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$  begrenzt ist und ein Zuschlag von  $\Delta U_{\text{WB}} = +0,1 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$  einer Verschlechterung der Gebäudehülle von über 30 % entspricht. Je besser die Dämmung der Gebäudehülle (je kleiner der U-Wert bzw. spezifische Transmissionsverlust) desto unwirtschaftlicher ist die Verwendung pauschaler Zuschläge.

Tabelle 2-6: Erhöhungsfaktoren [%]

	$H'_T = 0,65 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$	$H'_T = 0,40 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$
a) $\Delta U_{\text{WB}} = +0,1 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$	15,4	25,0
b) $\Delta U_{\text{WB}} = +0,05 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$	7,7	12,5
c) $\Delta U_{\text{WB}} = \sim +0,01 - +0,03 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$	1,5 – 4,6	2,5 – 7,5

Es lässt sich somit zeigen, dass eine genaue Berechnung der vorhandenen Wärmebrücken bei den heutigen Anforderungen an die Gebäudehülle nach EnEV (2014) zweckmäßig ist. In Anbetracht der Tatsache, dass die Grenzwerte der Wärmeverluste mit jeder Novellierung der EnEV weiter verschärft werden, wird der Vorteil der genauen Berechnung stetig größer. Gemäß einer Untersuchung des BMVBS (Nr. 16/2012) zur Novellierung der EU-Gebäudeenergieeffizienzrichtlinie (EPBD), wurden im Jahr 2010 49,4 % der errichteten Gebäude gemäß einem höheren Energieeffizienzstandard erstellt als nach der damals gültigen EnEV 2009 erforderlich war. Durch die Förderung erhöhter Energieeffizienzstandards durch die KfW-Bank ergeben sich voraussichtlich auch in Zukunft starke Anreize für private Bauherren die Anforderungen der EnEV 2014 zu übertreffen und somit den Vorteil der genauen Berechnung der Wärmeverluste durch Wärmebrücken gegenüber den pauschalen Aufschlägen zu vergrößern.

## 2.4 Feuchte

Nach den grundsätzlichen Anforderungen an Bauliche Anlagen gemäß §3 der MBO (2012) sind bauliche „Anlagen so anzuordnen, zu errichten, zu ändern und instand zu halten, dass die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben, Gesundheit und die natürlichen Lebensgrundlagen, nicht gefährdet werden“ [vgl. MBO (2012), §3 (1)]. Vor dem Hintergrund des Schutzes der Gesundheit ist ferner geregelt, dass „Bauliche Anlagen [...] so angeordnet, beschaffen und gebrauchstauglich sein [müssen], dass durch Wasser, Feuchtigkeit, [...] oder biologische Einflüsse Gefahren oder unzumutbare Belästigungen nicht entstehen [vgl. MBO (2012), §13]. Insbesondere aufgrund der Gefahren für die Gesundheit der Nutzer eines Bauwerkes, bei dem sich z. B. aufgrund feuchter Bauteile Schimmelpilze bilden, ist die Anwendung der DIN 4108-3 (November 2014) für Gebäude mit nichtklimatisierten Wohnräumen verbindlich festgelegt. In dieser sind „Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für die Planung und Ausführung zum klimabedingten Feuchteschutz in Gebäuden“ [vgl. DIN 4108-3 (November 2014), Abs. 1] festgelegt. Die Kombination der DIN 4108-3 (November 2014) mit den Anforderungen an die Bauwerksabdichtung nach der E DIN 18195 (Juni 2015)

und der Normenreihen DIN 18531 bis DIN 18535 sowie den Anforderungen an die Dränage von Bauwerken DIN 4095 gewährleisten gemäß Bogusch & Duzia (2012) einen funktionierenden Feuchteschutz.

Die Einhaltung eines ausreichenden Feuchteschutzes ist gemäß Häupl et al. (2013) sinnvoll bzw. notwendig um die Nutzbarkeit der Räume zu gewährleisten, den Wärmeschutz des Bauwerks nicht zu beeinträchtigen und die Bausubstanz zu erhalten. Die Nutzbarkeit der Räume kann aufgrund von Durchfeuchtungen stark beeinträchtigt werden. Zum einen kann es wegen der Durchfeuchtung zu ästhetischen Mängeln an den Bauwerken kommen. Zum anderen sind feuchte Bauteile eine Quelle von Keimen und Schimmelpilzen. Diese können zusätzlich zu ihrer gesundheitlichen Bedenklichkeit auch erhebliche Gerüche verursachen. Der Wärmeschutz eines Bauwerkes wird wegen durchfeuchteter Bauteile beeinträchtigt. Das Wasser in den Bauteilen erhöht aufgrund seiner guten Wärmeleitfähigkeit die Wärmeleitfähigkeit der gesamten Konstruktion und somit die Gesamtwärmeverluste. Darüber hinaus erlaubt Wasser diverse biologische, chemische und physikalische Prozesse, die bei Trockenheit nicht ablaufen. Nach Zimmermann (1974-2003) gehen die meisten Bauschäden auf den Einfluss von Wasser zurück.

Der zu entwerfende Stützenanschluss hat grundsätzlich auf den gesamten Feuchteschutz des Bauwerks einen zu vernachlässigenden Einfluss. Einziger Punkt aus dem sich Anforderungen an den Stützenanschluss ergeben ist die Verhinderung der Entstehung von Tauwasserbildung auf Bauteiloberflächen. Wegen der vorhandenen Wärmeverluste ist die Bauteiloberfläche im Innenraum im Bereich des Stützenanschlusses aufgrund der punktförmigen Wärmebrücke deutlich kühler als die umgebenden Bauteile. Der erforderliche Mindestwert der raumseitigen Oberflächentemperatur kann wie folgt berechnet werden [vgl. DIN 4108-3 (November 2014), Anhang A]:

$$\theta_{si,min} = \frac{237,3 \cdot \ln\left(\frac{p_{sat,si}}{610,5}\right)}{17,269 - \ln\left(\frac{p_{sat,si}}{610,5}\right)} \quad Gl. 2-11$$

Mit

$$p_{sat,si} = \frac{\phi_i}{\phi_{si,cr}} \cdot p_{sat,i} = \frac{p_i}{\phi_{si,cr}} \quad Gl. 2-12$$

Dabei ist:

$\theta_{si,min}$  Mindestwert der raumseitigen Oberflächentemperatur [°C];

$p_{sat,si}$  Sättigungsdampfdruck für den kritischen Mindestwert der raumseitigen Oberflächentemperatur [Pa];

$p_{sat,i}$  Sättigungsdampfdruck für die Raumlufttemperatur [Pa];

$\phi_i$  relative Raumluftfeuchte [%];

$p_i$  Wasserdampfdruck der Raumluft [Pa];

$\phi_{si,cr}$  kritischer Wert der relativen Luftfeuchte an der raumseitigen Oberfläche [%].

Mit dem Mindestwert der raumseitigen Oberflächentemperatur  $\theta_{si,min}$  lässt sich ein Bemessungstemperaturfaktor für die raumseitige Oberflächentemperatur nach Gl. 2-13 ermitteln.

$$f_{Rsi,min} = \frac{\theta_{si,min} - \theta_e}{\theta_i - \theta_e} \quad \text{Gl. 2-13}$$

Mit  $f_{Rsi,min}$  Bemessungstemperaturfaktor [-];

$\theta_e$  Temperatur der Außenluft [°C];

$\theta_i$  Temperatur der Raumluft [°C];

Für die Nachweisführung bei Wohnräumen sind folgende Randbedingungen für den Innenraum vorgegeben [vgl. DIN 4108-2 (Februar 2013)].

Innenlufttemperatur  $\theta_i = 20$  °C;

relative Luftfeuchte (innen)  $\phi_i = 50$  %;

Auf der sicheren Seite liegend wird beim Nachweis eines ausreichenden Schutzes gegen Schimmelpilzbildung eine kritische Luftfeuchte von  $\phi_{si,cr} = 80$  angesetzt [vgl. DIN 4108-2 (Februar 2013)]. Für die Temperatur der Außenluft ist ein Wert  $\theta_e = -5$  °C vorgeschrieben [vgl. DIN 4108-2 (Februar 2013), Tabelle 5].

Bei stationärer Berechnung an punktförmigen Wärmebrücken ist an der ungünstigsten Stelle dieser Wärmebrücke ein Bemessungstemperaturfaktor  $f_{Rsi,min} \geq 0,7$  [vgl. DIN 4108-2 (Februar 2013), 6.2.2] stets einzuhalten. Unter Beachtung der oben angegebenen Randbedingungen errechnet sich nach Gl. 2-13 ein Mindestwert der raumseitigen Oberflächentemperatur im Bereich von punktförmigen Wärmebrücken von 12,6 °C. Für die Berechnung der raumseitigen Oberflächentemperatur sind die Anforderungen an Berechnungssoftware gemäß DIN EN ISO 10211 (April 2008) zu erfüllen. Die DIN EN ISO 10211 (April 2008) wird von der sich aktuell im Entwurf befindenden E DIN EN ISO 10211 (Juni 2015) abgelöst werden.

## 2.5 Weitere bauphysikalische Anforderungen

### 2.5.1 Licht

Unter dem bauphysikalischen Aspekt „Licht“ ist nach Häupl et al. (2013) vor allem eine ausreichende Ausleuchtung der Räume für den Nutzer zu verstehen. Es ist offensichtlich, dass die Verwendung des zu entwerfende Stützenanschlusses anstatt einer üblichen Betonkonstruktion keine nennenswerten positiven oder negativen Auswirkungen auf die Ausleuchtung der Räume mit Tages- oder Kunstlicht hat.

## 2.5.2 Schall

Gemäß Baradiy (2013) wurde die DIN 4109 (November 1989) – „Schallschutz im Hochbau“ in allen 16 deutschen Bundesländern rechtsverbindlich eingeführt. Die DIN 4109 (November 1989) liefert Schallschutzwerte in Bezug auf gesundheitsschädliche Schallimmissionen. Es sind „Anforderungen an den Schallschutz mit dem Ziel festgelegt, Menschen in Aufenthaltsräumen vor unzumutbaren Belästigungen durch Schallübertragung zu schützen“ [vgl. DIN 4109 (November 1989), S. 2] daher „kann nicht erwartet werden, dass Geräusche von außen [...] nicht mehr wahrgenommen werden“ [vgl. DIN 4109 (November 1989), S. 2]. Der Bundesgerichtshof hat 1998 in einem Urteil zum Schallschutz von Eigentumswohnungen entschieden, dass „die bloße Beachtung der DIN-Normen nicht besagt, dass damit den anerkannten Regeln der Technik genügt ist“<sup>3</sup>. Zusätzlich wurde in einem weiteren Urteil 2009 ergänzt, dass „die Schalldämm-Maße der DIN 4109 von vornherein nicht geeignet [sind], als anerkannte Regeln der Technik zu gelten“<sup>4</sup>. Daher ist es für Neubauten unerlässlich erhöhte Schallschutzwerte, wie z. B. diejenigen aus der Richtlinie VDI 4100 (Oktober 2012), zu verwenden. Das Anwendungsgebiet des zu entwerfenden Stützenanschlusses ist vor allem bei Neubauten zu sehen und hat von daher den erhöhten Schallschutzwerten zu genügen.

Bei der Berechnung eines ausreichend Schallschutzes der Decke über dem unbeheizten Untergeschoss und dem darüber liegenden beheizten Aufenthaltsraum ist die Stütze als flankierendes Bauteil anzusehen. Eine, über die Grundfläche gemittelte, mögliche Verringerung der Dichte des zu entwerfenden Stützenanschlusses gegenüber einer reinen Stahlbetonkonstruktion ist zu vernachlässigen und daher ist der Einfluss des zu entwerfenden Stützenanschlusses auf die Schallübertragung der Stahlbetonstütze als gering anzusehen.

## 2.6 Anforderungskatalog

Aus dem Brandschutz resultiert die Anforderung an eine Brandschutzdauer F-90AB bzw. teilweise sogar F-90A. Somit muss der Stützenanschluss im Brandfall 90 Minuten standsicher sein und in den kraftübertragenden Bereichen aus nichtbrennbaren Materialien bestehen. Aus der EnEV (2014) ergibt sich keine direkte Vorgabe für den Wärmedurchgangskoeffizienten einer einzelnen Wärmebrücke. Die genaue Berechnung des Wärmeverlustes durch Wärmebrücken wird aufgrund der in Kapitel 2.3 beschriebenen Vorteile gegenüber den pauschalieren Zuschlägen auf den spezifischen Transmissionswärmeverlust weiter zunehmen. Daher führt jede Verringerung des Wärmeverlustes an einer Wärmebrücke zu einer direkten Verringerung des spezifischen Transmissionswärmeverlusts. Die Eingangsparameter in eine solche Berechnung sind zu vielfältig um einen exakten Wert anzugeben. Daher wird die in der Praxis

---

<sup>3</sup> AZ VII ZR 184/97

<sup>4</sup> AZ VII ZR 54/07

---

angewendete konstruktive Lösung als Referenzkonstruktion gewählt und eine Verringerung des Wärmeverlustes relativ zu dieser Referenzkonstruktion ermittelt.

## 3 Rechnergestützte Analyse des Wärmedurchgangs (AP 8)

### 3.1 Grundlagen

Auf Grundlage der in 2.3 und 2.4 dargestellten physikalischen Zusammenhänge wird mittels einer Softwareberechnung die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  derart bestimmt, dass der Bemessungstemperaturfaktor  $f_{Rsi,min} \geq 0,7$  für die im Anschluss vorgestellte Konstruktion eingehalten ist. Zugleich wird diejenige Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  bestimmt, die sich aus der, dem Stand der Technik entsprechenden, Ausbildung des Stützenanschlusses ergibt. Der gegenwärtige Stand der Technik sieht bei Stützenanschlüssen eine außen angebrachte Dämmung im Bereich des Stützenkopfes vor. Diese ist jedoch nicht in DIN 4108, Beiblatt 2 beschrieben. Die äußeren Dämmschichten führen zu unerwünschten, gegliederten Außenansichten der Stützen. Der gesuchte Stützenanschluss benötigt zwingend eine geringere Wärmeleitfähigkeit als sich für die Einhaltung des Bemessungstemperaturfaktors  $f_{Rsi,min} \geq 0,7$  ergibt und sollte zugleich eine geringere Wärmeleitfähigkeit besitzen, als nach dem gegenwärtigen Stand der Technik üblich.

Zur Berechnung der Temperaturverteilung innerhalb eines Bauteils wird die Wärmeleitungsgleichung (Gl. 3-1) unter der Annahme nicht existierender Wärmequellen gelöst.

$$\Delta T = \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} = 0 \quad \text{Gl. 3-1}$$

Mit  $T$  Temperatur [ $^{\circ}\text{C}$ ];

Als Randbedingungen gelten hier sog. Robin-Randbedingungen, die sich aus der Temperatur des Raumes  $T_0$  und des Übergangs-Wärmewiderstandes  $R$  zwischen Raum und Wand zusammensetzen:

$$q = \frac{(T - T_0)}{R} \quad \text{Gl. 3-2}$$

Dabei ist  $q$  die in Normalen Richtung zur Wand zeigende Wärmestromdichte zwischen dem Raum mit der Temperatur  $T_0$  und der Wand [ $\text{W}$ ];

$T_0$  Raumtemperatur [ $^{\circ}\text{C}$ ];

$T$  die Oberflächentemperatur der Wand [ $^{\circ}\text{C}$ ];

Grundsätzlich wird zur Berechnung die Finite-Elemente-Methode angewendet. Hierdurch wird es möglich den Wärmestrom und die Oberflächentemperaturen zu ermitteln. In der Regel werden Gebäude nicht vollständig mit einem einzigen Modell abgebildet. In den meisten Fällen wird das Gebäude für eine Berechnung nach DIN EN ISO 10211 (April 2008) mittels sogenannter Schnittebenen in verschiedene Teile separiert. Bei der Unterteilung ist zu beachten, dass „alle Unterschiede im Berechnungsergebnis zwischen unterteiltem Gebäude und dem als Ganzes behandelten Gebäude vermieden werden“ [vgl. DIN EN ISO 10211 (April 2008), Abs. 5.2.1, S.13]. Das geometrische Modell ist aus einem zentralen Element sowie dazu flan-

kierenden Elementen aufgebaut und wird durch Schnittebenen begrenzt. Hierbei sind die Schnittebenen um den größeren Wert von 1 m oder der dreifachen Dicke des flankierenden Bauteils entfernt von dem zentralen Element anzuordnen. Zur Berechnung der Temperaturverteilung innerhalb der Decke und der Stütze wurde das Finite-Elemente Programm ELMER verwendet. Das Finite-Elemente Verfahren wurde gemäß DIN EN ISO 10211 (April 2008) Anhang A validiert. Hierzu wurde das Modell A.1.4 Fall 3 mit den Ergebnissen der Finite-Elemente-Berechnung verglichen. Die grundlegende Geometrie des Modells ist nachfolgend dargestellt. Die Abmessungen und Vorgaben für die Randbedingungen bzw. Wärmeleitfähigkeiten sind DIN EN ISO 10211 (April 2008), Tabelle A.3 zu entnehmen.

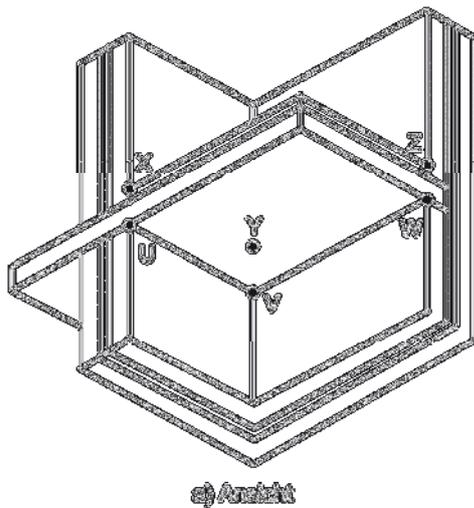


Abb. 3-1: Ansicht von DIN EN ISO 10211 (April 2008), Bild A.3

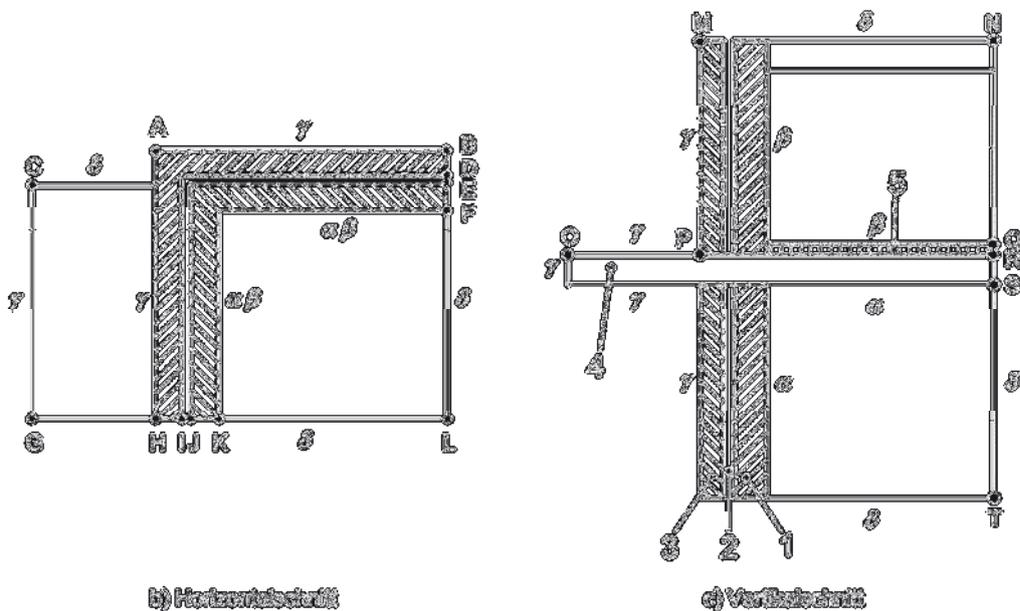


Abb. 3-2: Horizontal- und Vertikalschnitt von DIN EN ISO 10211 (April 2008), Bild A.3

Dabei ergaben sich für die berechneten niedrigsten Oberflächentemperaturen in den Räumen  $\alpha$  (Stelle V) und  $\beta$  (Stelle Y) Oberflächentemperaturen, die eine Abweichung von  $0,1\text{ }^{\circ}\text{C}$  zu den aufgelisteten Temperaturen nach DIN EN ISO 10211 (April 2008), Gl. (A.2) und Gl.

(A.3) nicht überschreiten.

Bevor ein Vergleich der Wärmeströme zwischen dem Modell und dem Validierungsmodell der DIN EN ISO 10211 (April 2008) erfolgt, müssen die Referenzwerte (A.5), (A.7), (A.8) und (A.9) in der DIN EN ISO 10211 aufgrund eines Vorzeichenfehlers korrigiert werden. Dieser Fehler ist bekannt und wurde in E DIN EN ISO 10211 (Juni 2015) bereits behoben. Es müssen somit folgende Wärmeströme errechnet werden:

$$\Phi_{\beta,\alpha} = -10,47 \text{ W (Raum } \beta \text{ ist kälter als Raum } \alpha, \text{ daher Wärmestrom negativ statt positiv)}$$

$$\Phi_{\beta,\gamma} + \Phi_{\alpha,\gamma} = 59,98 \text{ W (Wärmestrom von innen nach außen, statt 58,98 W)}$$

$$\Phi_{\beta,\gamma} + \Phi_{\beta,\alpha} = 24,36 \text{ W} - 10,47 \text{ W} = 13,89 \text{ W (statt 34,83 W)}$$

$$\Phi_{\alpha,\gamma} + \Phi_{\alpha,\beta} = 35,62 \text{ W} + 10,47 \text{ W} = 46,09 \text{ W (statt 25,15 W)}$$

Die mit der Finiten-Elemente Methode berechneten Wärmeströme weichen um nicht mehr als 1 % von den nun korrekt angegebenen Werten der Wärmeströme nach DIN EN ISO 10211 (April 2008) ab. Somit wurde die verwendete Finite-Elemente Methode mit dem Modell A.1.4 Fall 3 aus der DIN EN ISO 10211 validiert und kann verwendet werden.

### 3.2 Ungestörte Decke

Mithilfe dieses Modells wurde der Wärmefluss für eine ungestörte Decke berechnet. Durch Hinzufügen einer Wärmebrücke, wie z. B. einer die Dämmschicht durchstoßenden Stahlbetonstütze erhöht sich der Wärmefluss. Die Differenz aus diesem Wärmefluss und dem Wärmefluss der ungestörten Decke ist der Einfluss der dreidimensionalen Wärmebrücke. Die Ergebnisse für unterschiedliche Deckengeometrien sind in Tabelle 3-1 und Tabelle 3-2 dargestellt. Die quadratische Decke, die als Ausgangsbasis dient, hat eine Dicke von 0,2 m und eine Kantenlänge von 2,25 m. Die Dämmung unterhalb der Decke ist 0,1 m dick.

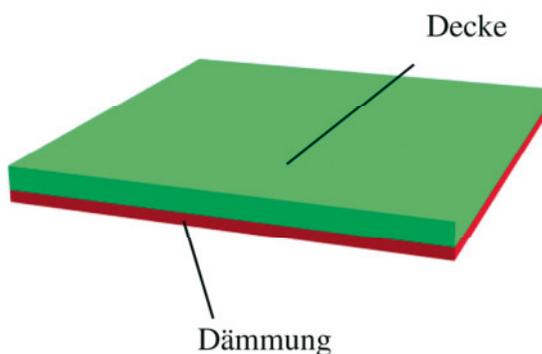


Abb. 3-3: Modell Decke Ansicht

Die Randbedingungen lauten:

Oberseite: Temperatur  $T_0 = +20 \text{ }^\circ\text{C}$ , Wärmeübergangswiderstand  $R_{si} = 0,17 \text{ (m}^2\cdot\text{K)/W}$

Unterseite: Temperatur  $T_0 = -5 \text{ }^\circ\text{C}$ , Wärmeübergangswiderstand  $R_{se} = 0,04 \text{ (m}^2\cdot\text{K)/W}$

Für die Wärmeleitwerte der Materialien wurde gewählt:

Stahlbeton:  $\lambda = 2,3 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$  (1 % Bewehrung) für die Decke

Dämmung:  $\lambda = 0,04 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$  für die Dämmung

### 3.3 Dämmung am Stützenkopf – konstruktive Lösung

Die zugrunde gelegte quadratische Stütze hat eine Kantenlänge von 0,25 m und schließt an eine Decke mit der Dicke von 0,2 m an. Im Zuge der weiteren Untersuchungen wurden auch die Deckendicke und die Kantenlänge der Stütze variiert. Die Dämmung unter der Decke ist 0,1 m dick und liegt auf einer Länge von 0,4 m an der Stütze an. Im Übergangsvolumen von Stütze und Decke hat der Stahlbeton die doppelte Bewehrung (resultierend aus der Überkreuzung von 1 % Bewehrung der horizontalen Bewehrung der Decke und 1 % aus der vertikalen Bewehrung der Stütze) und daher eine andere Wärmeleitfähigkeit als der Stahlbeton der Decke und der Stütze. Die Systemgrenzen der Decke bzw. der Stützen werden gemäß der Vorgaben aus DIN EN ISO 10211 (April 2008) 1 m von dem betrachteten Detail entfernt platziert. Untersuchungen, die in Abschnitt 3.5 vorgestellt werden, haben gezeigt, dass die Verwendung dieser Systemgrenze zweckmäßig ist.

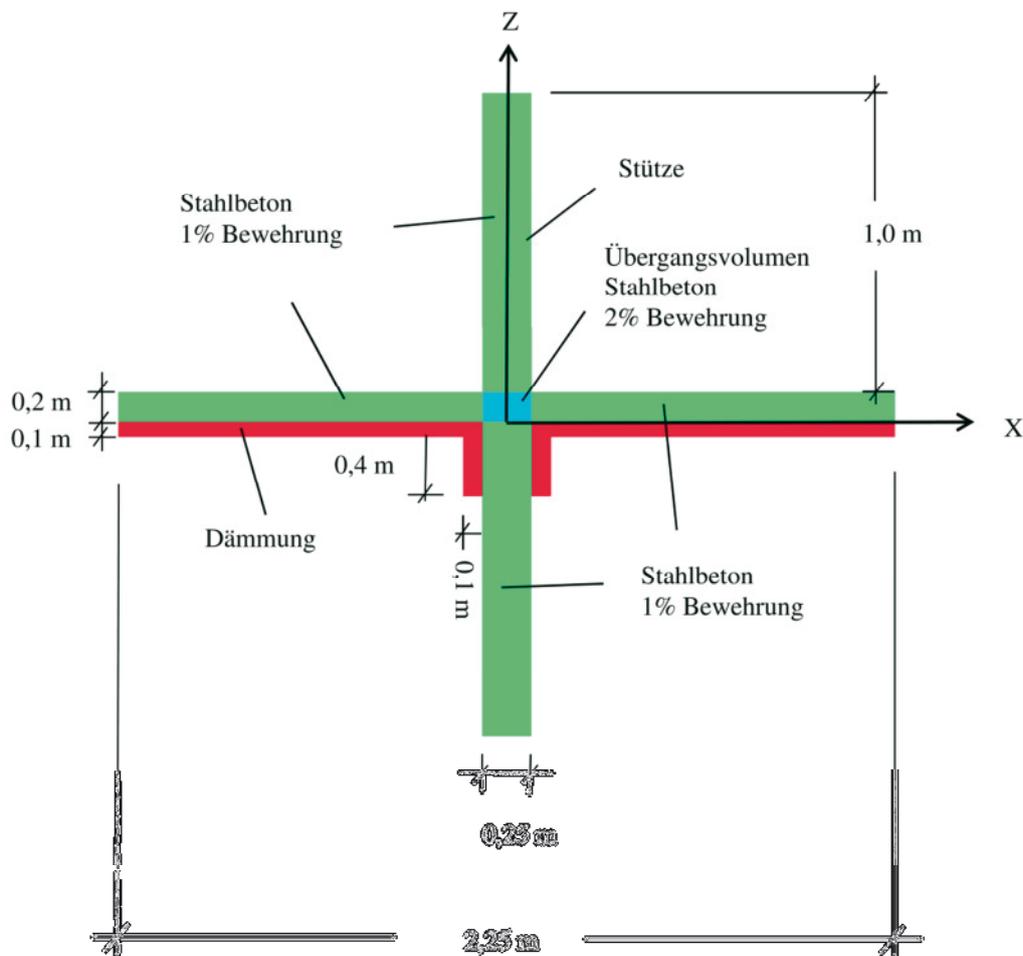


Abb. 3-4: Ansicht Stütze mit Dämmung

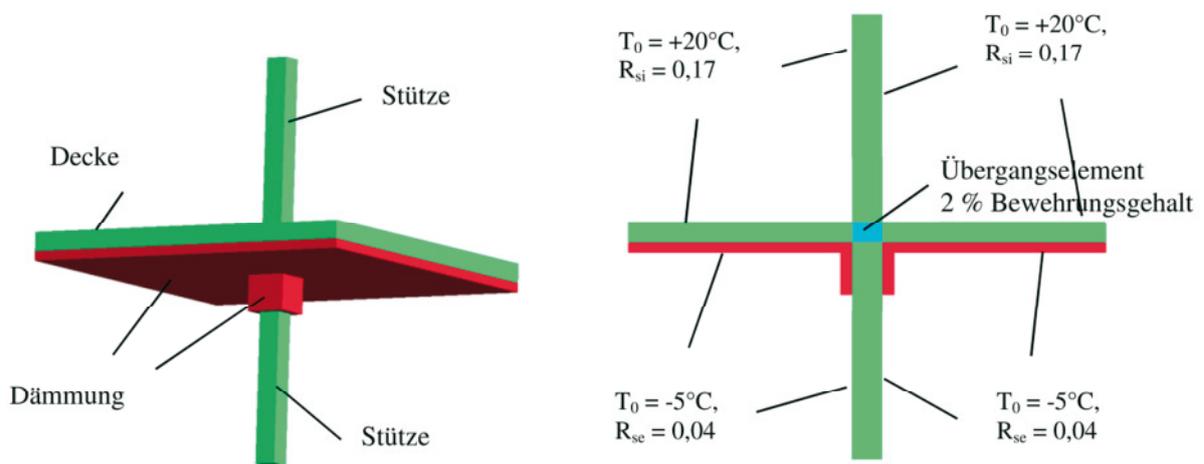


Abb. 3-5: 3D-Ansicht und Randbedingungen der Stütze mit Dämmung

Für die Wärmeleitwerte der Materialien wurde gewählt:

- |   |                 |                               |
|---|-----------------|-------------------------------|
| Stahlbeton: $\lambda = 2,3 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ | (1 % Bewehrung) | für die Decke und die Stützen |
| Stahlbeton: $\lambda = 2,9 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ | (2 % Bewehrung) | für das Übergangselement      |
| Dämmung: $\lambda = 0,04 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$   |                 | für die Dämmung               |

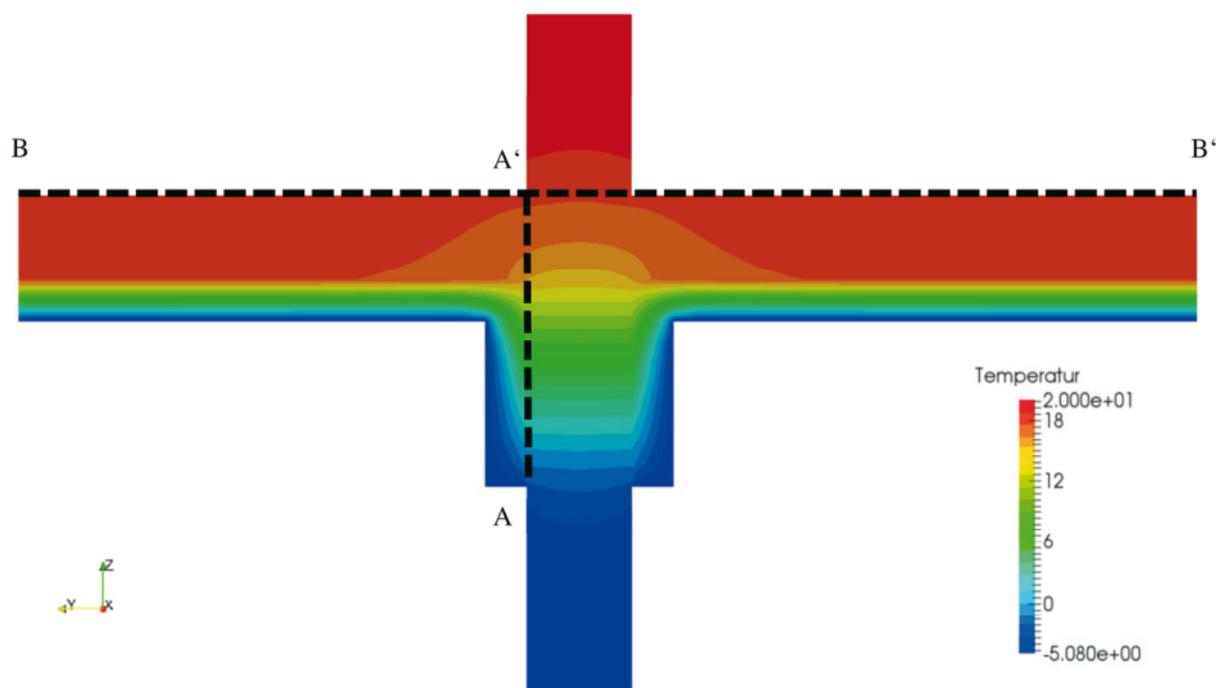


Abb. 3-6: Temperaturverteilung im Stützen-Deckenknoten mit Stützendämmung

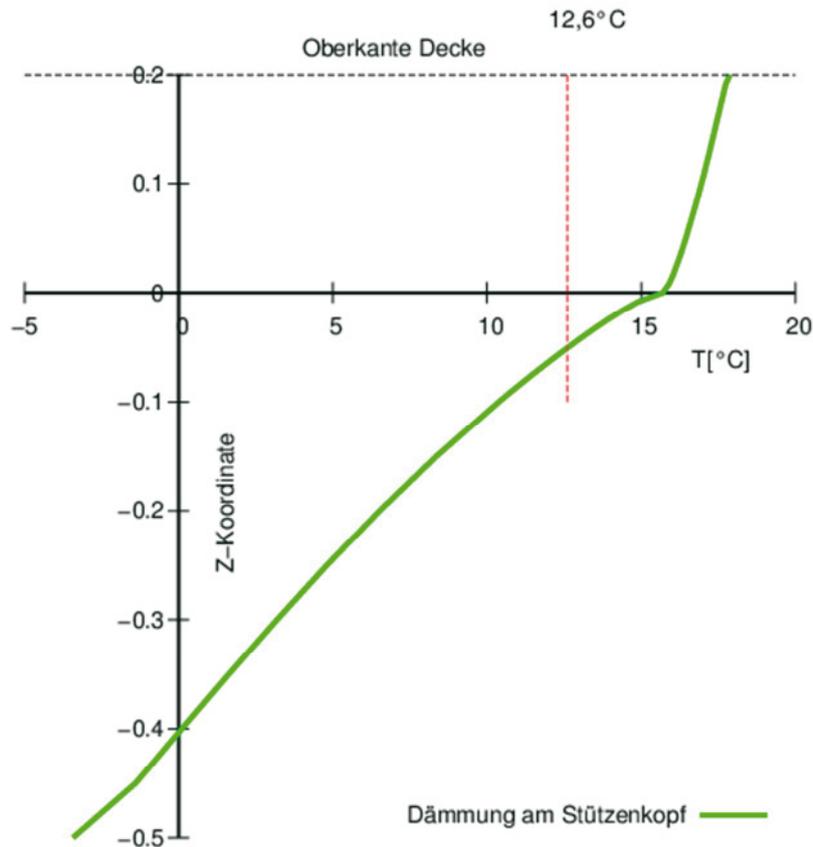


Abb. 3-7: Darstellung des Temperaturverlaufs entlang A-A' aus Abb. 3-6

Die Wärmedämmung mit einer Dämmschicht um die Stütze ergibt an der Oberfläche der Decke ( $z = 0,2$  m) im Punkt A' (siehe Abb. 3-6) eine minimale Temperatur von ca.  $17,5$  °C. Aus Gründen der Taupunkt-Sicherheit darf die Temperatur an der Oberfläche der Decke nicht unter  $12,6$  °C fallen. Dies ist bei der bisherigen konstruktiven Ausführung der Wärmedämmung (Dämmschicht um die Stütze) gegeben. Die Finite-Elemente Rechnung ergibt einen gesamten Wärmestrom durch das Bauteil von  $45$  Watt. Von diesem Wärmestrom muss derjenige Wärmestrom der ungestörten Decke subtrahiert werden, um den Wärmeverlust der punktförmigen Wärmebrücke zu erhalten. Eine Auflistung der Wärmeflüsse und der niedrigsten Oberflächentemperaturen im Punkt A' für verschiedene Stützen- und Deckenabmessungen ist in Tabelle 3-1 und Tabelle 3-2 am Ende dieses Kapitels zu finden.

### 3.4 Stützenanschluss am Stützen-Decken-Knoten

Das Ziel des Projektes ist es, die aus architektonischen Gründen störende Dämmung um die Stütze herum durch ein wärmedämmendes Bauteil zwischen Stütze und Decke zu ersetzen. Daher entfällt die Dämmung um die Stütze und es wird ein Stützenanschluss zwischen Stütze und Decke eingesetzt (siehe Abb. 3-8). Die restlichen Angaben zur Geometrie entsprechen Abb. 3-4.

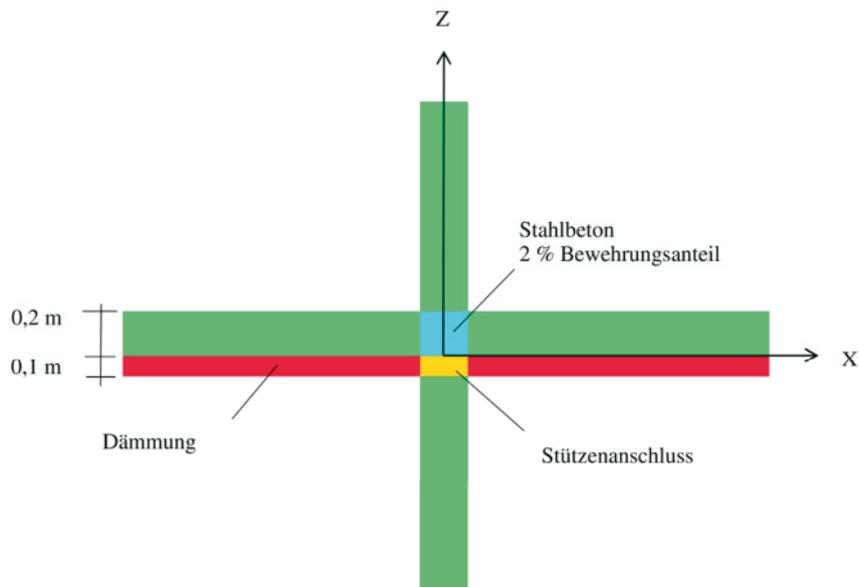


Abb. 3-8: Ansicht Stützen-Deckenknoten mit Stützenanschluss

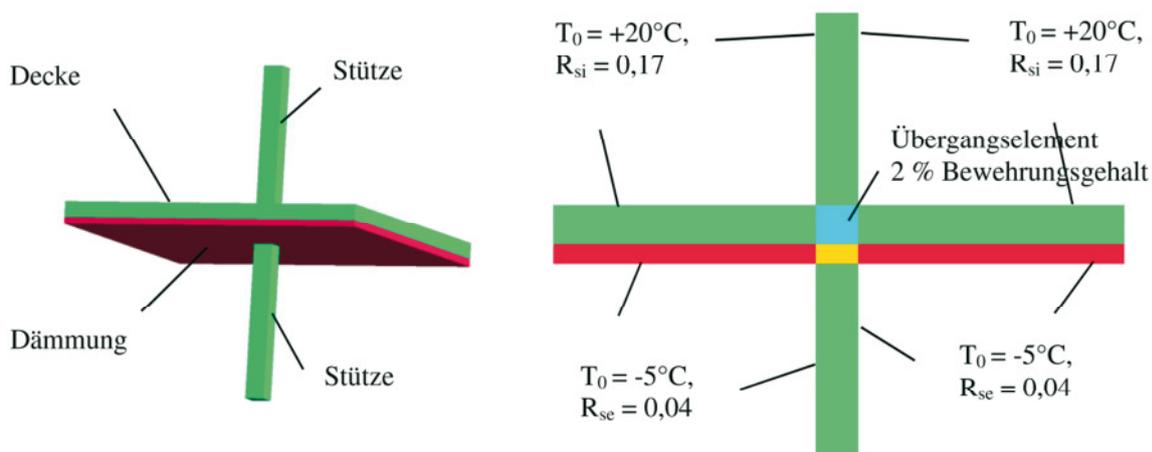


Abb. 3-9: 3D-Ansicht und Randbedingungen des Stützen-Deckenknotens mit dem Stützenanschluss

Für die Wärmeleitwerte der Materialien wurde gewählt:

- |  |                 |                               |
|--|-----------------|-------------------------------|
| Stahlbeton: $\lambda = 2,3 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ | (1 % Bewehrung) | für die Decke und die Stützen |
| Stahlbeton: $\lambda = 2,9 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ | (2 % Bewehrung) | für das Übergangselement      |
| Dämmung: $\lambda = 0,04 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$   |                 | für die Dämmung               |

Ziel der Untersuchung ist es, die Wärmeleitfähigkeit des Stützenanschlusses zu identifizieren bei der der Wärmestrom  $\Phi$  geringer und die Oberflächentemperatur im Punkt A' größer ist als bei der konstruktiven Lösung mit Dämmung am Stützenkopf (siehe Abb. 3-4). Begonnen wird der Vergleich bei Verwendung eines Stützenanschlusses aus Stahlbeton mit 1 % Bewehrung ( $\lambda = 2,3 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ ). Daraus ergibt sich eine Temperaturverteilung im Anschlussbereich Stütze-Decke:

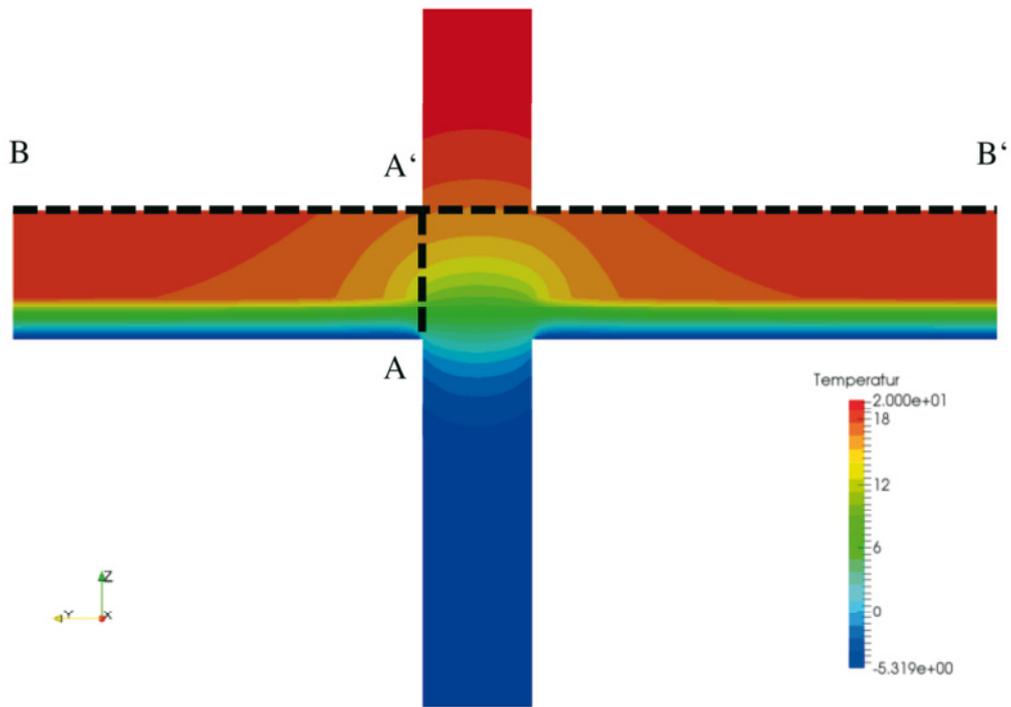


Abb. 3-10: Temperaturverteilung im Stützen-Deckenknoten mit Stützenanschluss

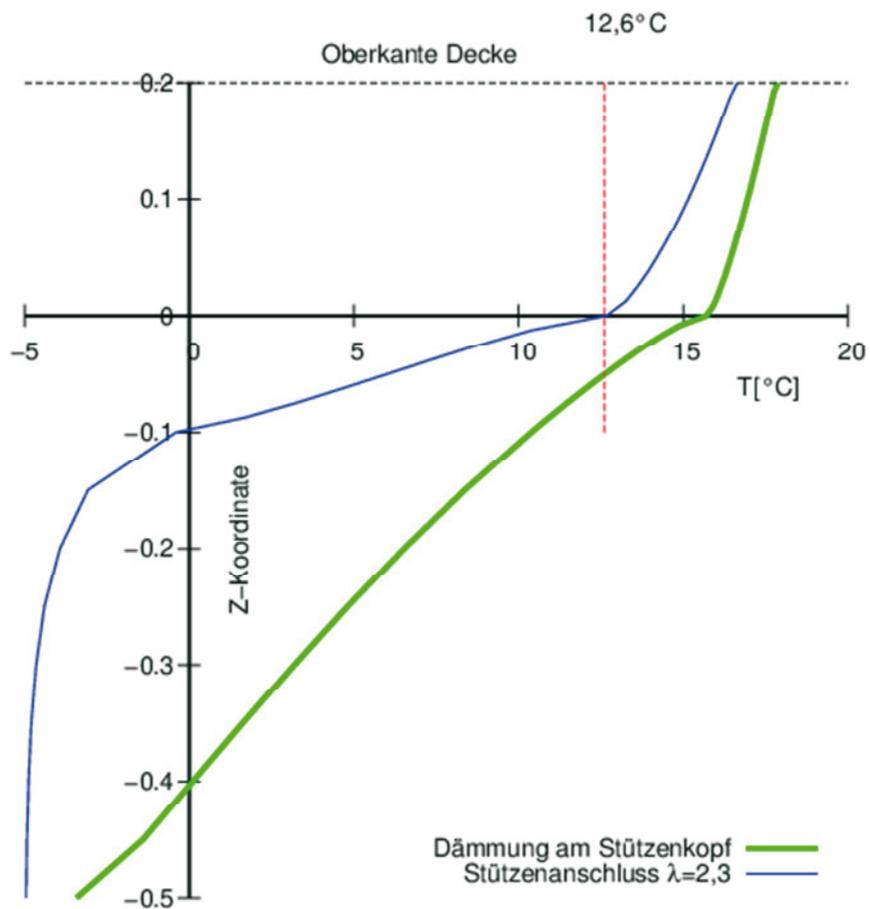


Abb. 3-11: Vergleich des Temperaturverlaufs entlang A-A' für den Stützen-Deckenknoten

Es ist erkennbar, dass selbst bei einem Stützenanschluss aus Stahlbeton die Temperatur im Punkt A' (siehe Abb. 3-10) nicht unter 12,6 °C fällt. Die Finite-Elemente Berechnung ergab allerdings einen erhöhten Wärmestrom von 10,6 W durch die dreidimensionale Wärmebrücke. Dieser Wert ist erheblich größer als der Wärmestrom von 4,4 W der konstruktiven, dem Stand der Technik, entsprechenden Lösung (vgl. Tabelle 3-2). Daher müssen für den Stützenanschluss niedrigere Werte der Wärmeleitfähigkeit ausgetestet werden. In Abb. 3-12 sind die Temperaturverläufe entlang A-A' für verschiedene Werte der Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  zu finden. Die Wärmeströme und die Oberflächentemperatur im Punkt A' sind in Tabelle 3-1 und Tabelle 3-2 dargestellt.

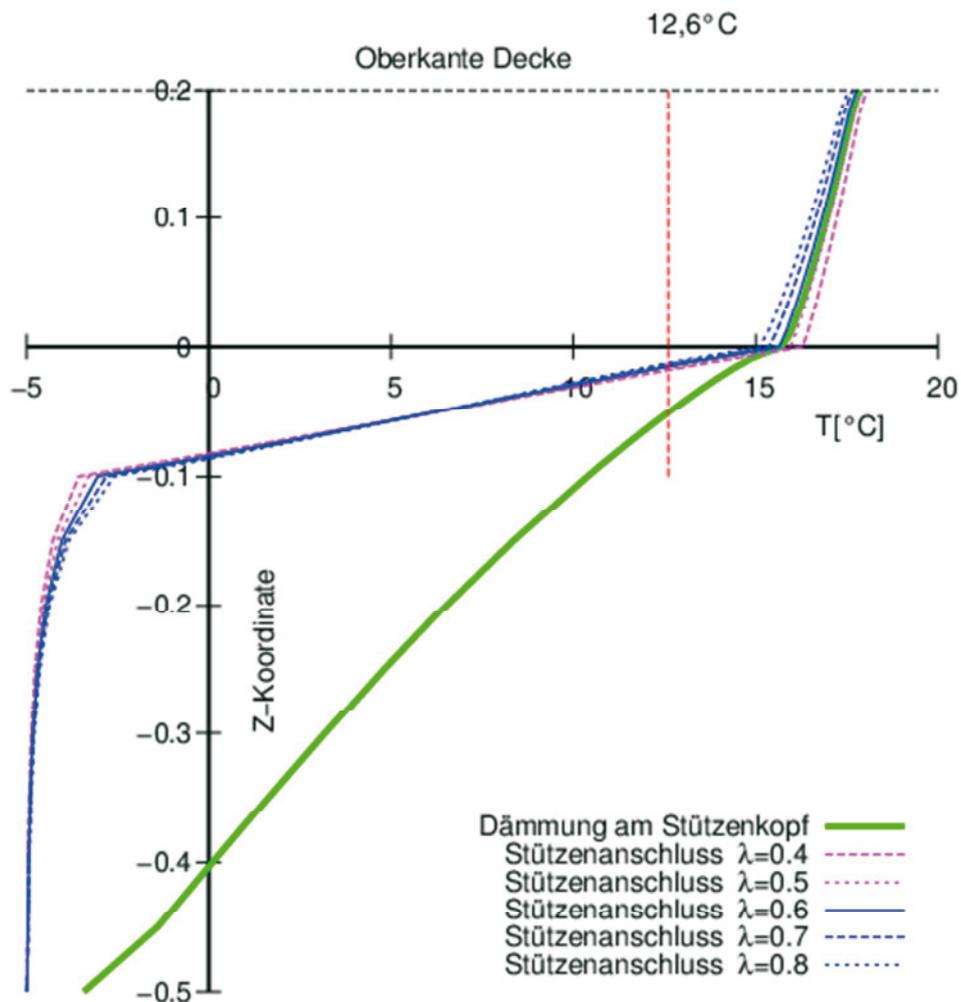


Abb. 3-12: Vergleich des Temperaturverlaufs entlang A-A' für den Stützen-Deckenknotten

### 3.5 Untersuchung der thermischen Modellierung zur Festlegung der maximal zulässigen Wärmeleitfähigkeit

Der Temperaturverlauf entlang der Deckenoberfläche von B nach B' (siehe Abb. 3-6 und Abb. 3-10) ist in Abb. 3-13 dargestellt. Es zeigt sich, dass sich die Temperaturen am Rand im Punkt B bzw. B' um weniger als 0,1 °C unterscheiden. Die Verwendung der Systemgrenze von 1 m nach DIN EN ISO 10211 (April 2008) ist somit in Ordnung, da der Bereich außerhalb dieser Grenze keinen Einfluss auf den Wärmedurchgang im Bereich der punktförmigen Wärmebrücke mehr hat.

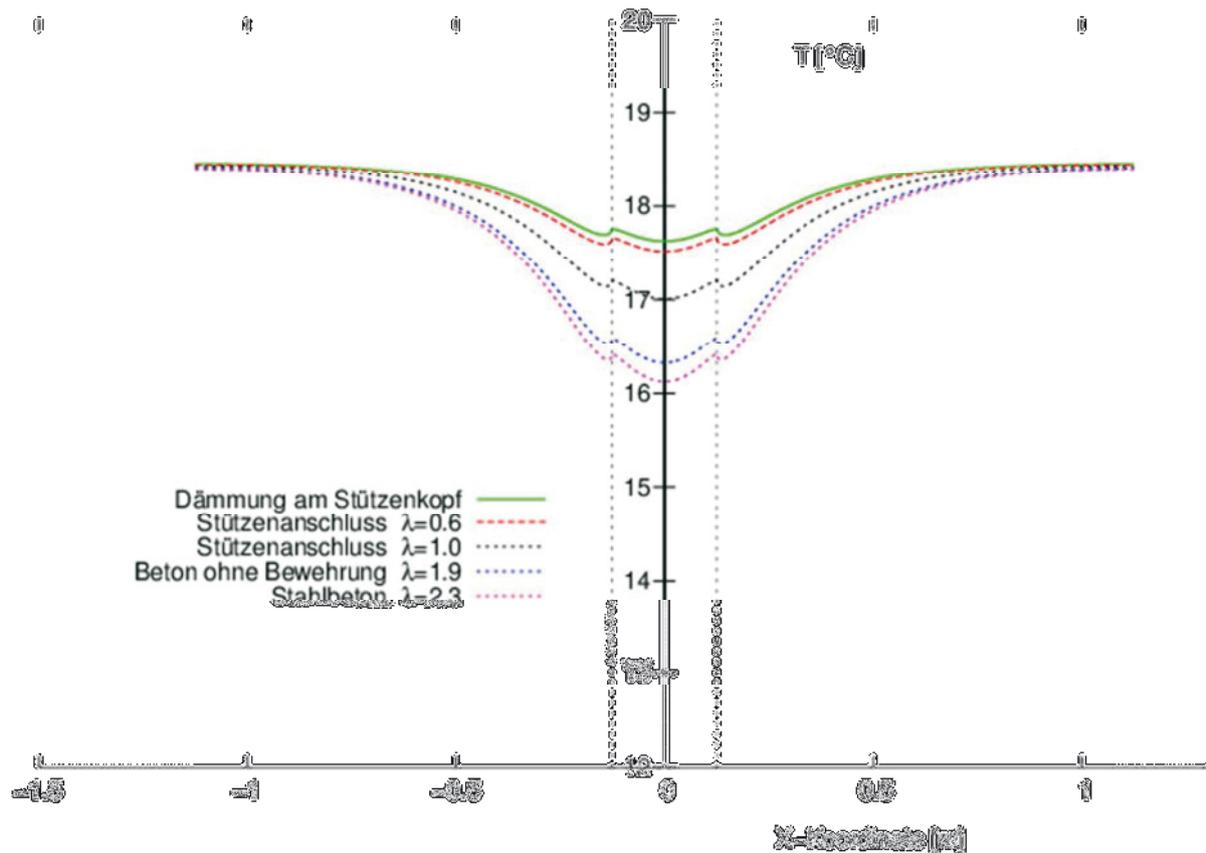


Abb. 3-13: Oberflächentemperatur der Decke

In Tabelle 3-1 und Tabelle 3-2 sind die Ergebnisse des Einflusses der Abmessungen von Stützen und Decke sowie die Wärmeleitfähigkeit des Stützenanschlusses dargestellt. Ziel dieses Projektes ist es, einen Stützenanschluss zwischen Stütze und Decke zu konstruieren, der hinsichtlich der thermischen Eigenschaften der Oberflächentemperatur an der Oberkante der Decke und dem Wärmefluss nicht schlechter ist, als die bis jetzt übliche konstruktive Dämmung der Stütze. Es gilt hierbei zu beachten, dass der Stahlbetonstütze mit einem Bewehrungsgehalt von 1 % modelliert wurde. Bei größeren Bewehrungsgehalten steigen die Wärmeleitfähigkeit der Stahlbetonstütze und in der Folge auch die Wärmeverluste an.

Die Ergebnisse der Modellierung sind im Rahmen der Genauigkeit nach DIN EN ISO 10211 (April 2008) für die Temperatur auf 0,1 °C und für den Wärmestrom auf 1 % Genauigkeit

berechnet. Genauere Angaben ergeben auch keinen Sinn, da die Finite-Elemente Methode ein Näherungsverfahren ist und niemals exakte Ergebnisse liefern kann.

Tabelle 3-1: Oberflächentemperatur an der Oberseite der Decke im Punkt A' für verschiedene Geometrien

Oberflächentemperatur [°C]	Monolithische Konstruktion	Dämmung am Stützenkopf	Stützenanschluss mit $\lambda=0,8$	Stützenanschluss mit $\lambda=0,7$	Stützenanschluss mit $\lambda=0,6$	Stützenanschluss mit $\lambda=0,5$	Stützenanschluss mit $\lambda=0,4$
Deckendicke h/ Stützenbreite a							
h = 0,2 m / a = 0,25 m	16,6	17,9	17,5	17,6	17,8	17,9	18,0
h = 0,2 m / a = 0,40 m	15,9	17,4	17,0	17,1	17,3	17,4	17,6
h = 0,25 m / a = 0,25 m	17,0	18,0	17,7	17,8	17,9	18,1	18,2
h = 0,25 m / a = 0,40 m	16,3	17,6	17,2	17,3	17,5	17,6	17,8
h = 0,3 m / a = 0,25 m	17,3	18,1	18,0	17,9	18,0	18,2	18,3
h = 0,3 m / a = 0,40 m	16,6	17,7	17,4	17,5	17,6	17,8	17,9

Tabelle 3-2: Wärmefluss  $\Phi$  [W] für verschiedene Geometrien

Wärmefluss [W]	Monolithische Konstruktion	Dämmung am Stützenkopf	Stützenanschluss mit $\lambda=0,8$	Stützenanschluss mit $\lambda=0,7$	Stützenanschluss mit $\lambda=0,6$	Stützenanschluss mit $\lambda=0,5$	Stützenanschluss mit $\lambda=0,4$
Deckendicke h/ Stützenbreite a							
h = 0,2 m / a = 0,25 m	10,6	4,4	6,0	5,5	4,9	4,2	3,5
h = 0,2 m / a = 0,40 m	27,5	16,0	19,4	18,3	17,2	15,8	14,3
h = 0,25 m / a = 0,25 m	10,4	4,3	5,9	5,3	4,8	4,1	3,4
h = 0,25 m / a = 0,40 m	27,1	15,8	19,1	18,0	16,9	15,6	14,0
h = 0,3 m / a = 0,25 m	10,3	4,3	5,8	5,3	4,9	4,1	3,4
h = 0,3 m / a = 0,40 m	26,7	15,7	18,9	17,9	16,7	15,4	14,0

Die rechnergestützte Analyse des Wärmedurchgangs zeigt, dass eine mittlere Wärmeleitfähigkeit von  $\lambda \leq 0,6 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$  für homogene Werkstoffe einzuhalten ist, um einen geringeren Wärmeverlust zu erhalten, als bei der konstruktiven Lösung aktuell vorhanden ist. Im Falle kombinierter Werkstoffe mit stark unterschiedlichen Wärmeleitfähigkeiten ist der genaue Wert in abhängig von der exakten Geometrie des Stützenanschlusses und des Stützen-Deckenknotens im Speziellen zu ermitteln. Das Erreichen der Mindesttemperatur an der raumseitigen Oberfläche stellt keine besondere Anforderung dar, da nur bei sehr hohen Bewehrungsgraden und großen Außenabmessungen der Stahlbetonstützen, bei einer der EnEV

(2014) entsprechenden Dämmung der Geschossdecke, diese Anforderung nicht erfüllt ist (vgl. Abschnitt 3.5). Auch wenn die Gefahr der Schimmelpilzbildung aufgrund der Bildung von Tauwasser daher nicht relevant ist, begrenzt jede Verringerung der raumseitigen Oberflächentemperatur die thermische Behaglichkeit für die Nutzer und sollte aus diesem Grund bestmöglich vermieden werden.

In Tabelle 3-2 lässt sich feststellen, dass für eine Wärmeleitfähigkeit des Stützenanschlusses von  $\lambda = 0,8 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$  die Temperaturen und der Wärmeverlust nicht wesentlich höher ausfallen als bei der konstruktiven Lösung. Im weiteren Verlauf der Arbeit wird eine konkrete Ausgestaltung der Geometrie des Stützenanschlusses mit entsprechenden Materialien erfolgen, sodass im Anschluss sichergestellt werden kann, dass die Anforderungen an die mittlere Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  erfüllt werden.

### 3.6 Analyse der Wärmeleitfähigkeit des fertigen Stützenanschlusses

Im Vorgriff auf die sich aus den Traglastversuchen (Kapitel 6) und der numerischen Modellierung (Kapitel 7) ergebende Form des Anschlusselements wird in diesem Kapitel mittels einer rechnergestützten Analyse überprüft, ob die Anforderungen aus Abschnitt 3.5 für den Stützenanschluss eingehalten sind. Hierzu wurde in das dort verwendete Modell die aktuelle Form des LC-Elements (vollflächiges LC-Element mit einer Rüttelöffnung) eingepflegt. Der Wärmedurchgang bei Verwendung des LC-Elements wird demjenigen bei Verwendung der konstruktiven Lösung bei verschiedenen Längsbewehrungsgraden der Stütze gegenübergestellt. Auch wenn das LC-Element für die Ausführung etwas kleiner sein muss als die Stützenschalung wird in dieser Berechnung auf der sicheren Seite liegend davon ausgegangen, dass die Abmessungen der Stütze und des LC-Elements identisch sind. In Abb. 3-14 und Abb. 3-15 sind die beiden Arten des Stützenanschlusses nochmals dargestellt sowie die wärmetechnischen Randbedingungen aufgezeigt. In dem Übergangsbereich zwischen Decke und Stütze sind die Längsbewehrung der Stütze und die Längsbewehrung der Decke vorhanden, dies wurde für den Bewehrungsgrad berücksichtigt und die beiden Bewehrungsgrade addiert. Für die Decke über der Stütze wurde ein Bewehrungsgrad von 1 % angesetzt.

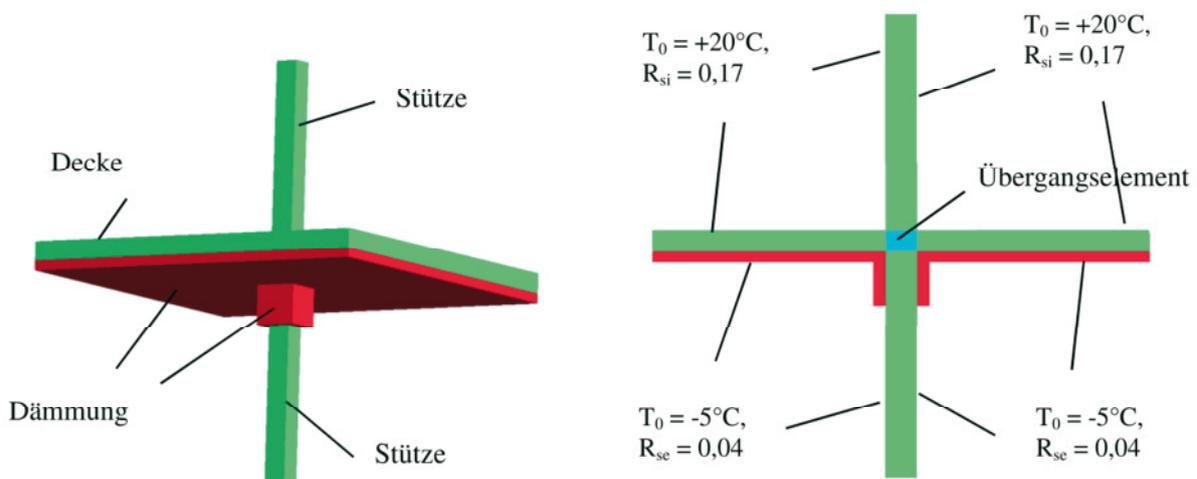


Abb. 3-14: 3D-Ansicht und Randbedingungen der konstruktiv gedämmten Stütze

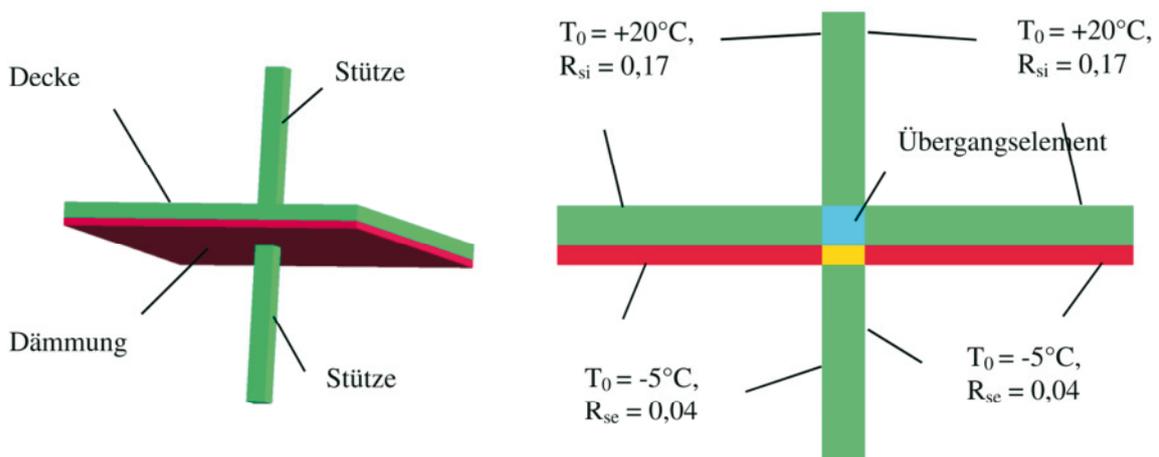


Abb. 3-15: 3D-Ansicht und Randbedingungen der Stütze mit LC-Element

Für die Wärmeleitwerte der Materialien gilt folgendes:

Decke:	Stahlbeton:	$\lambda = 2,28 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$	(1 % Bewehrung)
Stütze:	Beton:	$\lambda = 1,80 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$	(ohne Bewehrung)
	Stahlbeton:	$\lambda = 2,28 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$	(1 % Bewehrung)
	Stahlbeton:	$\lambda = 3,25 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$	(3 % Bewehrung)
	Stahlbeton:	$\lambda = 6,14 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$	(9 % Bewehrung)

Übergangsbereich Decke und Stütze

	Stahlbeton:	$\lambda = 2,76 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$	(1 % + 1 % Bewehrung)
	Stahlbeton:	$\lambda = 3,73 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$	(3 % + 1 % Bewehrung)
	Stahlbeton:	$\lambda = 6,62 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$	(9 % + 1 % Bewehrung)
Dämmung:		$\lambda = 0,04 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$	
LC-Element	Leichtbeton:	$\lambda = 0,54 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$	(inkl. Edelstahlbügel)
UHPC-Kern	UHPC:	$\lambda = 2,00 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$	

Für das Leichtbetonelement wird der Edelstahlbügel in einer 1 cm dicken Schicht berücksichtigt. Der Bügel mit 4 x 21 cm (Seitenlänge) entspricht einem ungefähren Volumenanteil in dieser Schicht von 14 % bei einer Grundfläche von 25 cm x 25 cm. Entsprechend der Wärmeleitwert ergibt sich für diese Schicht ein  $\lambda = 2,8 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ . Unter Berücksichtigung von Gl. 2-1 und Gl. 2-2 ergibt sich eine Gesamtwärmeleitfähigkeit des mehrschichtigen Aufbaus von  $\lambda = 0,54 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ . Bei einem vorhandenen UHPC-Kern wird die Öffnung im LC-Element mit einem UHPC gefüllt, dies dient dem Abtragen höherer Kräfte, hat jedoch einen höheren Wärmedurchgang zur Folge. Die in Abschnitt 3.5 vorgestellten Untersuchungen zeigen bereits, dass die Mindesttemperaturen aus Gründen des Feuchteschutzes für die untersuchten Geometrien stets eingehalten sind. Daher werden hierin ausschließlich die Wärmeverluste dargestellt.

Tabelle 3-3: Wärmefluss  $\Phi$  [W] für verschiedene Längsbewehrungsgrade und Geometrien

Wärmefluss [W]		Monolithische Konstruktion	Dämmung am Stützenkopf	LC-Element	LC-Element mit Kern
Längsbewehrungsgrad	Deckendicke h/ Stützenbreite a				
1 %	h = 0,2 m / a = 0,25 m	10,57	4,38	4,36	4,98
	h = 0,2 m / a = 0,40 m	27,61	16,01	16,36	16,82
3 %	h = 0,2 m / a = 0,25 m	13,57	6,04	4,62	5,36
	h = 0,2 m / a = 0,40 m	33,60	19,73	17,21	17,79
9 %	h = 0,2 m / a = 0,25 m	20,67	10,44	5,06	6,00
	h = 0,2 m / a = 0,40 m	47,70	29,41	18,65	19,45

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass das LC-Element den Innenraum besser vor Wärmeverlusten schützt als die in Abschnitt 3.3 beschriebene konstruktive Lösung, bei der der Stützenkopf gedämmt wird. Je größer die Außenabmessungen der Stütze werden, desto größer ist der absolute Wärmefluss  $\Phi$  [W]. Bei einem Vergleich zwischen dem LC-Element und der konstruktiven Lösung fällt auf, dass bei größeren Außenabmessung der Stütze zwar der absolute Wärmefluss  $\Phi$  [W] des LC-Element gegenüber der konstruktiven Lösung kleiner ausfällt, aber relativ gesehen verringert sich der vorteilhafte Wärmefluss des LC-Elements gegenüber der konstruktiven Lösung. Dies lässt sich dadurch erklären, dass die Oberfläche der Stütze im Verhältnis zu deren Volumen bei größeren Stützenabmessungen geringer wird und sich somit die Kerntemperatur der Stütze weniger verringert. Bereits bei einem Bewehrungsgrad von 3 % ist das LC-Element mit einem Kern aus UHPC vorteilhaft gegenüber der konstruktiven Lösung (Außendämmung am Stützenkopf). Durch den UHPC-Kern kann die Traglast gesteigert werden, um eine höhere Tragfähigkeit des gesamten Anschlusses zu bewirken. Da das LC-Element stets mindestens den Wärmedurchgangswiderstand der konstruktiven Lösung erreicht und ihn zumeist deutlich überbietet, sind die wärmetechnischen Anforderungen an den Stützenanschluss erfüllt. Da der Leichtbeton als tragendes Material des Stützenanschlusses zudem ein nichtbrennbares Material ist, sind zusammenfassend alle bauphysikalischen Anforderungen erfüllt.

## 4 Theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von Bauwerk und Stützenanschluss (AP 2)

### 4.1 Allgemeines

Die in diesem Kapitel durchgeführte theoretische Untersuchung zum Tragverhalten von Bauwerk und Stützenanschluss dient dazu alle statischen Anforderungen an den zu entwerfenden Stützenanschluss zu erfassen. Auf Grundlage dieser Anforderungen kann dann in den anschließenden Arbeitspaketen geprüft werden, ob diese Anforderungen eingehalten sind, bzw. was erforderlich ist, um diese einzuhalten. Um die unüberschaubare Anzahl von Stützen-Deckenknoten auf ein handhabbares Maß zu begrenzen werden zuerst normative Randbedingungen erfasst, die Aufsteller bei der überwiegenden Anzahl von Stützen-Deckenknoten aus Gründen einer einfacheren Bemessung der Stahlbetonbauteile üblicherweise einhalten. Ferner wird das normative Sicherheitskonzept erläutert. Für den üblichen Hochbau, für den der zu entwerfende Stützenanschluss vorgesehen ist, sind die Lasten auf Maximalwerte begrenzt, die nachfolgend erläutert werden. Hierbei wird auf die Nutz-, Schnee- und Windlasten eingegangen. Eine Horizontalkraft durch einen Anprall an die Stütze und die daraus folgende Belastung auf die Stütze wird ebenfalls näher erläutert. Der zu entwerfende Stützenanschluss soll für möglichst viele Anwendungsfälle benutzt werden können. Im Folgenden werden daher hinsichtlich der statischen Tragwirkung drei Systeme des üblichen Hochbaus mit jeweils mehreren Untervarianten analysiert. Zugleich wird die maßgebende Belastung durch eine ausmittige Normalkraft beschrieben und die maximale Ausmitte der Normalkraft der einzelnen statischen Systeme bestimmt. Um die Kraftübertragung zwischen dem Stützenanschluss und der Stütze unterhalb bzw. Decke oberhalb sicherzustellen werden die im Kontaktbereich entstehenden Besonderheiten untersucht. Unter den zu untersuchenden Besonderheiten befinden sich das Durchstanzen, die Teilflächenpressung und die Auswirkung der Bewehrungsführung.

#### 4.1.1 Randbedingungen für die Verwendung des Stützenanschlusses

In diesem Abschnitt werden die für die Ermittlung der maßgebenden Schnittgrößen erforderlichen Randbedingungen definiert. Die Randbedingungen sollen eine möglichst große Anzahl der in der Praxis vorkommenden Hochbausysteme abdecken und doch die Anzahl auf ein handhabbares Maß einschränken. Hierzu wurde folgendes festgelegt:

- Untersuchungsgegenstand ist der übliche Hochbau gemäß DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), NA.1.5.2.5. Bei dem in Deutschland feststehenden Begriff „üblicher Hochbau“ handelt es sich um „Hochbau, der für vorwiegend ruhende, gleichmäßig verteilte Nutzlasten bis  $5,0 \text{ kN/m}^2$ , [...], zu bemessen ist [vgl. DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), NA.1.5.2.5].
- Einzellasten  $Q_k$  gemäß DIN EN 1991-1-1/NA (Dezember 2010), Tabelle 6.1DE werden lediglich für Nachweise der örtlichen Mindesttragfähigkeit erforderlich und bleiben aus diesem Grund in diesem Forschungsvorhaben unberücksichtigt.

- Für die Tragwerkszuverlässigkeit ist vor allem der Grenzzustand der Tragfähigkeit von entscheidender Bedeutung, da gravierende Mängel zu einer Gefahr für Leib und Leben führen können. Hierbei sind vor allem die ständige und die vorübergehende Bemessungssituation zu betrachten. Der Nachweis gegen Ermüdung ist gemäß DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011), 6.8.1(2) für den üblichen Hochbau nicht zu führen. Die Auswirkungen der außergewöhnlichen Bemessungssituation z. B. infolge Anprall oder Erdbebenlasten sind ggf. zu berücksichtigen.
- Gemäß DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011), 2.3.3 sind „Auswirkungen aus Verformungen, die durch Temperatur, Kriechen und Schwinden hervorgerufen werden“ [vgl. DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011), 2.3.3(1)P] in der Bemessung zu berücksichtigen. Dies gilt im Allgemeinen als ausreichend erfüllt, wenn die Anwendungsregeln der Norm eingehalten sind [vgl. DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011), 2.3.3(2)]. „Für Hochbauten dürfen die Auswirkungen aus Temperatur und Schwinden auf das Gesamttragwerk vernachlässigt werden, wenn Fugen im Abstand  $d_{\text{joint}}$  vorgesehen werden, die die entstehenden Verformungen aufnehmen können“ [vgl. DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011), 2.3.3(3)].
- Die Ermittlung der Schnittgrößen für die Untersuchungen der Anforderungen erfolgt ideal linear-elastisch ohne Berücksichtigung von Schnittgrößenumlagerungen.
- Mit Ausnahme des zu entwerfenden Stützenanschlusses werden lediglich Bauteile aus Normalbeton mit der Festigkeitsklasse  $\leq C50/60$  betrachtet. Die Festigkeitsgrenze ergibt sich aus DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), NA.1.5.2.11.
- Das Stützweitenverhältnis des Randfeldes zum 1. Innenfeld wird bei Randstützen und Außenwänden auf  $0,5 \leq l_1/l_2 \leq 2$  begrenzt. Bei Einhaltung dieses Stützweitenverhältnisses darf gemäß DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011), 5.5(4) eine Umlagerung der Schnittgrößen bei durchlaufenden Platten und Balken ohne zusätzlichen Nachweis der Rotationsfähigkeit erfolgen.
- Bei horizontal ausgesteiften Tragwerken dürfen Innenstützen gemäß der nicht mehr gültigen Norm DIN 1045-1 (August 2008), Abs. 7.3.2(6) als Pendelstützen betrachtet werden, wenn das Stützweitenverhältnis in benachbarten, ähnlich steifen Feldern,  $0,5 < l_{\text{eff},1} / l_{\text{eff},2} < 2$  beträgt. Nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), 5.3.2.2(2) darf die Schnittgrößenermittlung für durchlaufende Platten und Balken unter der Annahme einer frei drehbaren Lagerung erfolgen. Über die Berechnung der Stützen wird in DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013) jedoch keine Aussage getroffen. In DAfStb Heft 600 (2012) ist die Empfehlung nach DIN 1045-1 (August 2008), Abs. 7.3.2(6) jedoch weiterhin vorhanden, daher ist es in der Baupraxis weiterhin üblich die Innenstützen als Pendelstützen zu bemessen.
- Die betrachteten Stützen befinden sich in Tiefgaragen oder Erdgeschossen, zu denen die Außenluft Zugang hat. Daher ist nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013) eine Expositionsklasse XC3 (ggf. XC4) gegen Bewehrungskorrosion ausgelöst durch Betonkarbonatisierung, sowie ggf. XD1 gegen Bewehrungskorrosion ausgelöst durch Chloride, ggf. XS1 bei salzhaltiger Luft bei Bauteilen in Küstennähe und der Betonan-

griff durch Frost mit und ohne Taumittel von XF1 (ggf. XF2) zu berücksichtigen. Daraus ergibt sich eine Mindestfestigkeitsklasse für den Beton von C25/30 (ggf. C35/45) und eine Betondeckung  $c_{\text{nom}}$  von mind. 35 mm (40 mm bis 55 mm).

#### 4.1.2 Sicherheitskonzept und Teilsicherheitsbeiwerte

Unter dem Begriff Sicherheit wird der Zustand von Personen oder Gegenständen im Bereich eines als zuverlässig einzustufenden Tragwerkes bezeichnet. Dies bedeutet, dass ein Tragwerksversagen durch geeignete Maßnahmen verhindert werden muss. Sicherheit ist daher ein qualitativer Begriff. Eine 100 %-ige Sicherheit gegen Tragwerksversagen ist jedoch nicht möglich. Aus diesem Grund ist ein Sicherheitsniveau mit einem gesellschaftlich akzeptierten Restrisiko festgelegt worden. Das Restrisiko ist definiert als das Produkt aus Eintretenswahrscheinlichkeit und den zu erwartenden Schadensfolgen [vgl. Schneider (1994)]. In dem semi-probabilistischen Teilsicherheitskonzept nach DIN EN 1990 (Dezember 2010) werden sowohl die Einwirkungen als auch die Widerstände mit unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma$  beaufschlagt (siehe Gl. 4-1).

$$\gamma_f \cdot \psi_0 \cdot F_k \leq \frac{R_k}{\gamma_m} \quad \text{Gl. 4-1}$$

Mit  $\gamma_f$  Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen;

$\gamma_m$  Teilsicherheitsbeiwert für Baustoffeigenschaften;

$\psi_0$  Kombinationswert im Grenzzustand der Tragfähigkeit;

$F_k$  charakteristischer Wert einer Einwirkung;

$R_k$  charakteristischer Wert eines Widerstandes.

Die Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma$  erfolgt über den sogenannten Zuverlässigkeitsindex  $\beta$ . Dieser ist nach DIN EN 1990 (Dezember 2010), Tabelle B.2 für Wohn- und Bürogebäude sowie Öffentliche Gebäude mit mittleren Versagensfolgen in Deutschland zu  $\beta = 4,7$  für den Bezugszeitraum 1 Jahr festgelegt. Der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  wiederum ist abhängig von der Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  des Tragwerkes. Gemäß DIN EN 1990 (Dezember 2010) wird unter "ständige und vorübergehende Bemessungssituation" zwischen drei Nachweisarten unterschieden:

- Nachweise der Lagesicherheit EQU
- Tragsicherheitsnachweise STR für Bauteile ohne geotechnische Einwirkungen
- Tragsicherheitsnachweise STR/GEO für Bauteile mit geotechnischen Einwirkungen

In diesem Forschungsvorhaben wird nur auf die Tragsicherheitsnachweise STR für Bauteile ohne geotechnische Einwirkungen und Bodenwiderstände eingegangen. Die nach DIN EN 1990 (Dezember 2010) hierfür geltende Einwirkungskombination ist in Gl. 4-2 beschrieben.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad \text{Gl. 4-2}$$

Dabei ist  $\gamma_{G,j}$  Teilsicherheitsbeiwert für die ständige Einwirkung j;

$G_{k,j}$  ständige Einwirkung j;

$\gamma_P$  Teilsicherheitsbeiwert für Vorspannung;

$P_k$  Einwirkung aus Vorspannung;

$\gamma_{Q,1}$  Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Leiteinwirkung;

$Q_{k,1}$  veränderliche Leiteinwirkung;

$\gamma_{Q,i}$  Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Begleiteinwirkung i;

$\psi_{0,i}$  Kombinationsbeiwert für die veränderliche Begleiteinwirkung i;

$Q_{k,i}$  veränderliche Begleiteinwirkung i.

Die hierbei zu verwendenden Teilsicherheitsbeiwerte sind in DIN EN 1990/NA (Dezember 2010) für die Einwirkungen und in DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013) für die Baustoffwiderstände festgelegt. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_f$  für Einwirkungen in Tabelle 4-1, für Baustoff-Widerstände in Tabelle 4-2 dargestellt.

*Tabelle 4-1: Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_f$  für Einwirkungen unter ständiger/vorübergehender Bemessungssituation gemäß DIN EN 1990/NA (Dezember 2010), Tab. NA.A.1.2(B)*

Unabhängige ständige Einwirkungen		
Auswirkung ungünstig	$\gamma_{G,sup}$	1,35
Auswirkung günstig	$\gamma_{G,inf}$	1,00
Unabhängige veränderliche Einwirkung		
Auswirkung ungünstig	$\gamma_Q$	1,50

*Tabelle 4-2: Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  für Baustoffe unter ständiger/vorübergehender Bemessungssituation gemäß DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Tab. 2.1DE*

Bemessungssituation	$\gamma_c$ für Beton	$\gamma_s$ für Betonstahl
Ständig und vorübergehend	1,5	1,15

## 4.2 Lasten

### 4.2.1 Vertikale Lasten

Außer den Eigengewichtslasten sind üblicherweise lotrechte Nutzlasten anzusetzen. Diese wirken auf der Decke bzw. den Decken oberhalb des zu untersuchenden Stützenanschlusses. Eine Übersicht über die in DIN EN 1991-1-1/NA (Dezember 2010) enthaltenen Nutzlasten für Hochbauten enthält Tabelle 4-3. Die Flächenlasten für den üblichen Hochbau sind unter Kapitel 4.1 definiert und auf 5 kN/m<sup>2</sup> begrenzt. Die meisten Nutzungsarten überschreiten diese Flächenlast nicht. Für dieses Forschungsprojekt werden Flächen mit erheblichen Menschenansammlungen wie Tribünen, deren Zugänge (Kat. C6 und T3) und allgemeine Lagerflächen sowie Bibliotheken (Kat. E1.2 und E2.1) aufgrund ihrer zu hohen Nutzlast nicht weiter berücksichtigt. Diese Nutzungsarten sind in Tabelle 4-3 grau hinterlegt.

Tabelle 4-3: Lotrechte Nutzlasten für Decken, Treppen und Balkone gemäß DIN EN 1991-1-1/NA (Dezember 2010), Tab. 6.1DE

Spalte	1	2	3	4
Zeile	Kat.	Nutzung	Beispiele	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1	A1	Spitzböden	Für Wohnzwecke nicht geeigneter, aber zugänglicher Dachraum bis 1,80 m lichter Höhe	1,0
2	A2	Wohn- und Aufenthaltsräume	Decken mit ausreichender Querverteilung der Lasten, Räume und Flure in Wohngebäuden, Bettenräume in Krankenhäusern, Hotelzimmer einschl. zugehöriger Küchen und Bäder	1,5
3	A3		wie A2, aber ohne ausreichende Querverteilung der Lasten	2,0 <sup>c</sup>
4	B1	Büroflächen, Arbeitsflächen, Flure	Flure in Bürogebäuden, Büroflächen, Arztpraxen ohne schweres Gerät, Stationsräume, Aufenthaltsräume einschl. der Flure, Kleinviehställe	2,0
5	B2		Flure und Küchen in Krankenhäusern, Hotels, Altenheimen, Flure in Internaten usw.; Behandlungsräume in Krankenhäusern, einschl. Operationsräume ohne schweres Gerät; Kellerräume in Wohngebäuden	3,0
6	B3		Alle Beispiele von B1 u. B2, jedoch mit schwerem Gerät	5,0
7	C1	Räume, Versammlungsräume und Flächen, die der Ansammlung von Personen dienen können (mit Ausnahme von unter A, B und D festgelegten Kategorien).	Flächen mit Tischen; z. B. Kindertagesstätten, Kinderkrippen, Schulräume, Cafés, Restaurants, Speisesäle, Lesesäle, Empfangsräume, Lehrerzimmer	3,0
8	C2		Flächen mit fester Bestuhlung; z. B. Flächen in Kirchen, Theatern oder Kinos, Kongresssäle, Hörsäle, Wartesäle	4,0
9	C3		Frei begehbbare Flächen; z. B. Museumsflächen, Ausstellungsflächen, Eingangsbereiche in öffentlichen Gebäuden, Hotels, nicht befahrbare Hofkellerdecken, sowie die zur Nutzungskategorie C1 bis C3 gehörigen Flure	5,0
10	C4		Sport- und Spielflächen; z. B. Tanzsäle, Sporthallen, Gymnastik- und Kraftsporträume, Bühnen	5,0
11	C5		Flächen für große Menschenansammlungen; z. B. in Gebäuden wie Konzertsäle, Terrassen und Eingangsbereiche sowie Tribünen mit fester Bestuhlung	5,0
12	C6		Flächen mit regelmäßiger Nutzung durch erhebliche Menschenansammlungen, Tribünen ohne feste Bestuhlung	7,5
13	D1	Verkaufsräume	Flächen von Verkaufsräumen bis 50 m <sup>2</sup> Grundfläche in Wohn-, Büro- und vergleichbaren Gebäuden	2,0
14	D2		Flächen in Einzelhandelsgeschäften und Warenhäusern	5,0
15	D3		Flächen wie D2, jedoch mit erhöhten Einzellasten infolge hoher Lagerregale	5,0

16	E1.1	Lager, Fabriken und	Flächen in Fabriken <sup>a</sup> und Werkstätten <sup>a</sup> mit leichtem Betrieb und Flächen in Großviehställen	5,0
17	E1.2	Werkstätten, Ställe,	Allgemeine Lagerflächen, einschließlich Bibliotheken	6,0 <sup>b</sup>
18	E2.1	Lagerräume und Zugänge	Flächen in Fabriken <sup>a</sup> und Werkstätten <sup>a</sup> mit mittlerem oder schwerem Betrieb	7,5 <sup>b</sup>
19	T1	Treppen und Treppenhodeste	Treppen und Treppenhodeste in Wohngebäuden, Bürogebäuden und von Arztpraxen ohne schweres Gerät	3,0
20	T2		Alle Treppen und Treppenhodeste, die nicht in T1 oder T3 eingeordnet werden können	5,0
21	T3		Zugänge und Treppen von Tribünen ohne feste Sitzplätze, die als Fluchtwege dienen	7,5
22	Z <sup>d</sup>	Zugänge, Balkone und ähnliches	Dachterrassen, Laubengänge, Loggien usw., Balkone, Ausstiegshodeste	4,0

<sup>a</sup> Nutzlasten in Fabriken und Werkstätten gelten als vorwiegend ruhend. Im Einzelfall sind sich häufig wiederholende Lasten je nach Gegebenheit als nicht vorwiegend ruhende Lasten einzuordnen.

<sup>b</sup> Bei diesen Werten handelt es sich um Mindestwerte. In Fällen, in denen höhere Lasten vorherrschen, sind die höheren Lasten anzusetzen.

<sup>c</sup> Für die Weiterleitung der Lasten in Räumen mit Decken ohne ausreichende Querverteilung auf stützende Bauteile darf der angegebene Wert um 0,5 kN/m<sup>2</sup> abgemindert werden.

<sup>d</sup> Hinsichtlich der Einwirkungskombinationen sind die Einwirkungen der Nutzungskategorie des jeweiligen Gebäudes oder Gebäudeteils zuzuordnen.

Nach DIN EN 1990/NA (Dezember 2010), Anhang A, NDP zu A.1.2.2 dürfen bei mehrkomponentigen Einwirkungen (z. B. Nutzlasten in mehrgeschossigen Gebäuden) bei der Kombination mit anderen veränderlichen Einwirkungen die charakteristischen oder die Bemessungsschnittgrößen vereinfachend in voller Höhe addiert werden.

Grundsätzlich sollte nach DIN EN 1991-1-1 (Dezember 2010), Abs. 3.2 (1) das gesamte Eigengewicht der Bauteile (tragend und nichttragend) in einer Lastfallkombination berücksichtigt werden. „Bei nicht vorgespannten durchlaufenden Bauteilen des üblichen Hochbaus brauchen [...] Bemessungssituationen mit günstig wirkenden ständigen Einwirkungen bei linear-elastischer Berechnung nicht berücksichtigt zu werden, wenn die Konstruktionsregeln für die Mindestbewehrung eingehalten werden“ [vgl. DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Kapitel 5.1.3 Abs. (NA.4)].

Für die Bemessung einer Stockwerksdecke und auch für die Bemessung von Stützen und Wänden gemäß DIN EN 1991-1-1 (Dezember 2010) Abs. 6.2.1 (1)P und 6.2.2 (1) ist die Nutzlast in ungünstigster Stellung auf der Einflussfläche anzuordnen. Für die Berechnung der maximalen Axialkraft für Stützen und Wände nach DIN EN 1991-1-1 (Dezember 2010) wird

empfohlen „die gesamten Nutzlasten gleichmäßig über die Deckenflächen der einzelnen Geschosse verteilt“ [vgl. DIN EN 1991-1-1 (Dezember 2010), Abs. 6.2.2 (1)] anzunehmen. Zusätzlich dürfen bei Stützen und Wänden, die durch Nutzlasten aus mehreren Geschossen beansprucht werden, die gesamten Nutzlasten nach DIN EN 1991-1-1 (Dezember 2010), Abs. 6.2.2(2) mit dem Abminderungsbeiwert  $\alpha_n$  nach Gl. 4-3 verringert werden.

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \cdot \psi_0}{n} \quad \text{Gl. 4-3}$$

Dabei ist:

$n$  Anzahl der Stockwerke ( $n > 2$ ) oberhalb der belasteten Stützen oder Wände mit der gleichen Nutzungskategorie

$\psi_0$  Kombinationsbeiwert nach DIN EN 1990/NA (Dezember 2010), Tabelle NA:A.1.1

Für den zu entwerfenden Stützenanschluss ist die maximale Auflast maßgebend für die Bemessung. Daher sind auch weitere Lasten, außer der Nutzlast, auf das Dach zu berücksichtigen. Diese sind zum einen die Schneelast und zum anderen die Windlast.

Zusammenfassend ergeben sich folgende vertikale Lasten, die auf die Decken und somit den Stützenanschluss wirken. Die Nutzlast auf die Decken der einzelnen Etagen ist mit  $5,0 \text{ kN/m}^2$  anzusetzen. Aus dem Forschungsbericht TU Darmstadt (2012), dessen wesentliche Inhalte in Kohoutek et al. (2014) veröffentlicht wurden, kann entnommen werden, dass als vertikale Auflast auf die Dachdecke üblicherweise eine Nutzlast von  $4,0 \text{ kN/m}^2$  anzusetzen ist. Gemäß DIN EN 1991-1-1 (Dezember 2010), 3.3.2(2)P gilt: „auf Dächern (insbesondere auf Dächern der Kategorie H) müssen Nutzlasten nicht in Kombination mit Schneelasten und/oder Windwirkung angesetzt werden“. Daher ist es ausreichend für die maximale Auflast den maximalen Einzelwert der drei Einwirkungen (Nutz-, Schnee-, und Windlast) zu bestimmen.

Tabelle 4-4: Schneelast

Schneelastzone	Erforderliche Geländehöhe über Meeresniveau für eine Schneelast $s_k$ von $4,0 \text{ kN/m}^2$
Zone 1	800 müNN <sup>5</sup>
Zone 1a	800 müNN <sup>5</sup>
Zone 2	925 müNN
Zone 2a	804 müNN
Zone 3	716 müNN

<sup>5</sup> Die berechnete Geländehöhe ist größer als 800 müNN, jedoch sind die Schneelastzonen 1 und 1a nur bis 800 müNN definiert

Die Windlast  $w$  ist mit  $1,18 \text{ kN/m}^2$  bei einem  $300 \text{ m}$  hohen Gebäude viel kleiner als die Nutzlast der Kategorie Z für eine Dachterrasse von  $4,0 \text{ kN/m}^2$ . Der Lastfall Schnee wird erst bei großen Geländehöhen über NN maßgebend (vgl. Tabelle 4-4). Es ist ersichtlich, dass es in Deutschland nur wenige Bauwerke gibt, die in solchen Geländehöhen errichtet werden. Für diese Gebäude ist anstelle der Nutzlast von  $4,0 \text{ kN/m}^2$  die entsprechende Schneelast anzusetzen.

#### 4.2.2 Horizontale Lasten

Nach DIN EN 1991-1-7 (Dezember 2010), Abs. 4.1 (2)P sind im Hochbau bei Parkhäusern und Bauwerken mit zugelassenem Verkehr Anpralllasten anzusetzen. Die Anpralllast darf als äquivalente statische Kraft für „den Nachweis des statischen Gleichgewichts, die Festigkeitsnachweise und die Bestimmung der Verformungen des Tragwerks“ [vgl. DIN EN 1991-1-7 (Dezember 2010), Abs. 4.2(4)] verwendet werden. Unter der Annahme, dass die Energieabsorption hauptsächlich beim Anprallobjekt liegt dürfen die in DIN EN 1991-1-7/NA (Dezember 2010), Tabelle NA.2-4.1 hinterlegten Tabellenwerte verwendet werden. Bei ausgesteiften Bauwerken aus Stahlbeton ist die Annahme, dass das Tragwerk starr und unbeweglich ist gerechtfertigt, vor allem vor dem Hintergrund der geringen Anpralllasten (Pkw mit geringer Geschwindigkeit). Daher kann davon ausgegangen werden, dass es nur plastische Verformungen beim Anprallobjekt gibt. Bei Parkgaragen für PKW mit weniger als  $30 \text{ kN}$  Gesamtgewicht ist nach DIN EN 1991-1-7/NA (Dezember 2010), Tabelle NA.2-4.1 in Fahrtrichtung eine Kraft  $F_{dx} = 40 \text{ kN}$  anzusetzen und  $F_{dy} = 25 \text{ kN}$  rechtwinklig zur Fahrtrichtung. Für von PKW befahrene Verkehrsflächen, wie z. B. Hofräume ist in Fahrtrichtung eine Kraft  $F_{dx} = 50 \text{ kN}$  anzusetzen. Da die in diesem Forschungsgebiet betrachteten Stützen beiden Kategorien zugeordnet werden können wird die höhere Anforderung angesetzt. In beiden Fällen ist die Anpralllast für PKW in einer Höhe von  $0,5 \text{ m}$  über der Fahrbahnoberfläche auf einer Fläche von  $b/h$  von maximal  $0,5 \text{ m} / 0,2 \text{ m}$  anzusetzen (vgl. DIN EN 1991-1-7/NA (Dezember 2010), NDP zu 4.3.1(3)). Untersuchungen an einer Stütze haben gezeigt, dass aufgrund der niedrigen Höhe des Lastangriffspunktes die Hauptlast unabhängig vom statischen System über den horizontal gehaltenen Stützenfuß abgetragen wird. Es ergeben sich die in Tabelle 4-5 dargestellten Auswirkungen bei einer Stütze ( $b/h/l = 0,25/0,25/2,75$ ) unter den gegebenen Lagerungsbedingungen. Auf der sicheren Seite liegend kann eine erforderliche übertragbare Horizontalkraft von  $12,4 \text{ kN}$  angenommen werden. Die in der Realität zu erwartende Last für eine beidseitig eingespannte Lagerung ist mit  $3,7 \text{ kN}$  deutlich geringer.

Tabelle 4-5: Ergebnisse Horizontallast

Lagerung Stützenfuß	Lagerung Stützenkopf	Horizontalkraft am Stützenkopf [kN]
Eingespannt	Eingespannt	3,7
Eingespannt	Gelenkig	2,7
Gelenkig	Eingespannt	12,4
Gelenkig	Gelenkig	10,4

## 4.3 Statische Systeme

### 4.3.1 Grundlagen

Das Ziel des Forschungsvorhabens ist die Entwicklung eines thermisch entkoppelten Druckanschlusses. Hierzu ist es zunächst erforderlich die Grenzen für einen solchen Druckanschluss zu definieren. Für den hierin behandelten Druckanschluss wird die Grenze an der Stelle gezogen, bei der eine vorhandene Bewehrung gerade noch keine Zugspannungen erhält. Durch eine Ausmitte der Normalkraft, die größer ist als die Kernweite des Querschnittes, entstehen Zugspannungen im Querschnitt. Die Ausmitte der Normalkraft, die dieser Dehnungslinie zugrunde liegt, errechnet sich bei einem Querschnitt von 25 cm x 25 cm für eine Betondeckung von 40 mm und einem Durchmesser der Längsbewehrung von 25 mm zu 5,0 cm. Bei einer 40 cm x 40 cm Stütze beträgt die maximale Ausmitte 8 cm. Somit wird die Ausmitte in Bezug zur Außenabmessung der Stütze auf das Maß  $e/h < 0,20$  für Stützen bis zu 40 cm Seitenlänge begrenzt. Größere Außenabmessungen werden hierin nicht behandelt.

Die Untersuchungen werden ausschließlich an unverschieblichen Systemen nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Abs. 5.8.3.3 durchgeführt, sodass auf Nachweise nach TH. II. O. am Gesamttragwerk verzichtet werden kann. Diese Systeme müssen einen regelmäßigen Grund- und Aufriss besitzen. In der ersten Arbeitsgruppensitzung wurde festgelegt eine lichte Geschosshöhe von  $h = 2,5$  m zu verwenden. Bei den betrachteten Deckenstärken von 0,2 m bis 0,3 m ergibt sich eine mittlere Geschosshöhe je Regelgeschoss zu 2,75 m. Zugleich sind die Spannweiten der Felder und zugehörigen Deckendicken in folgenden Bereich zu variieren.

- Stützenabmessungen  $b/h$  von 0,25 m / 0,25 m mit kleineren Deckenspannweiten  $l = 5$  m – 7,5 m und kleineren Deckendicken  $h_{\text{Decke}} = 0,2$  m – 0,25 m
- Stützenabmessungen  $b/h$  von 0,40 m / 0,40 m mit größeren Deckenspannweiten  $l = 7,5$  m – 10,0 m und größeren Deckendicken  $h_{\text{Decke}} = 0,25$  m – 0,30 m

Die minimale Geschossanzahl beträgt zwei Geschosse, da sonst kein Wärmeübergang aus einem beheizten in einen unbeheizten Raum stattfinden kann. Daher wird davon ausgegangen, dass stets wenigstens ein Stockwerk oberhalb der Stütze in der Tiefgarage vorhanden ist. Es ist ferner davon auszugehen, dass bei einer Flachdecke in der Tiefgarage eine möglichst geringe Stützenanzahl erwünscht ist, sodass Stützen in der Tiefgarage auch in den darüber liegenden Geschossen weiter geführt werden.

### 4.3.2 Stützensysteme im Hochbau

Die Anforderungen an den Stützenanschluss hängen ganz entscheidend von dem statischen System der Stützen ab. Auch wenn sich die einzelnen Tragwerke maßgeblich voneinander unterscheiden, lassen sie sich jedoch in eines der drei folgenden Systeme einordnen. Für alle Tragwerke, die in diesem Forschungsprojekt betrachtet werden gilt, dass die Tragwerke horizontal durch ein Aussteifungselement gehalten werden. Die betrachteten Bauwerke besitzen mindestens zwei Geschosse und eine unbestimmte Anzahl weiterer Geschosse.

### System 1: Pendelstützen

Durchgehende Deckenplatten liegen gelenkig auf Stützen auf. Die Stützen werden daher ausschließlich mit Normalkräften belastet. Die für dieses Forschungsprojekt relevanten Stützen im untersten Geschoss sind in Abb. 4-1 gekennzeichnet.

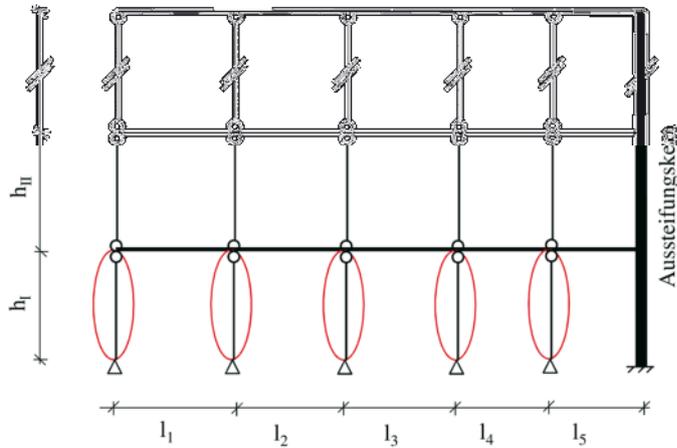


Abb. 4-1: System 1 - Pendelstützen

### System 2: Fertigteilträgerdecken

Die Decken bestehen aus Fertigteilenelementen, die gelenkig auf Unterzügen aufliegen. Die Unterzüge werden bei ungleichen Spannweiten der Deckenfelder auf Torsion belastet und übertragen das Torsionsmoment an die Stützen, wo es als Biegemoment wirkt. Senkrecht zu der Deckenspannrichtung können bei unterschiedlichen Spannweiten aufgrund der Verformungen der Unterzüge Biegemomente auf die Stützen übertragen werden. Hierdurch wird die Stütze außer durch Normalkraft auch durch Biegung in zwei Richtungen belastet.

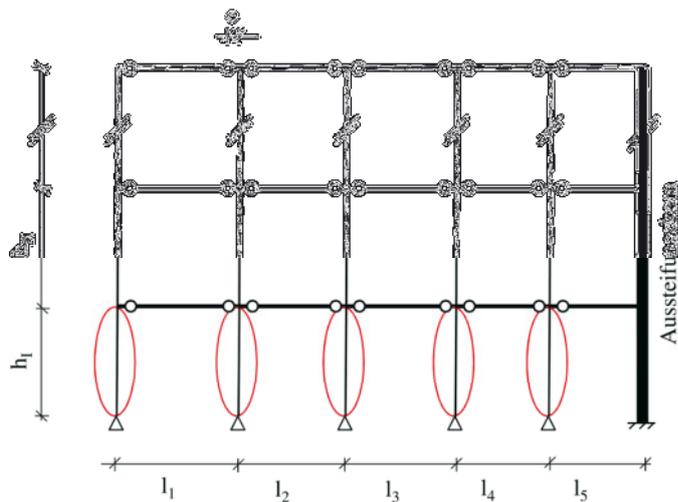


Abb. 4-2: System 2 – Fertigteilträgerdecken

### System 3: Biegesteif angeschlossene Stützen

Die Decke ist biegesteif an die weiterführenden Bauteile angeschlossen. Es gibt zwei Varianten zu betrachten. Bei Variante 1 sind die Stützen und die Flachdecken monolithisch mitei-

inander verbunden und z. B. aus Ortbeton erstellt. Auf diese Weise können Biegemomente übertragen werden. Insbesondere bei unterschiedlichen Spannweiten der Deckenfelder sind die Stützen daher außer durch Normalkraft auch auf Biegung in zwei Richtungen belastet. Bei Variante 2 bestehen die Decken aus Halbfertigteilen mit Ortbetonerfüllung. Die Halbfertigteile lagern üblicherweise auf Unterzügen, mit denen sie durch den Ortbeton monolithisch verbunden werden. Die Unterzüge selbst sind ebenfalls monolithisch an die Stützen angeschlossen. Der Unterschied zur Variante 1 ist, dass der Hauptanteil der Last über die Unterzüge in die Stützen geleitet wird. Die relevanten Stützen befinden sich wiederum im untersten Geschoss.

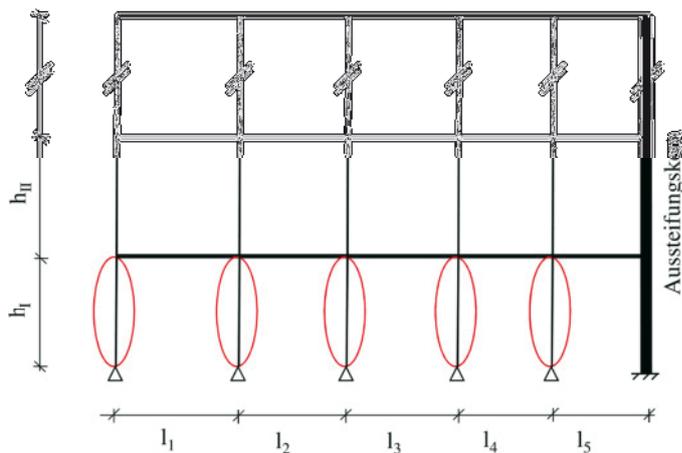


Abb. 4-3: System 3 – Monolithische Bauweise

Das für die statische Berechnung häufigste gewählte System im üblichen Hochbau ist System 1. Dieses stellt jedoch nur eine idealisierte Annahme der Wirklichkeit dar. Denn in der Praxis wird üblicherweise System 2 oder System 3 auf der Baustelle ausgeführt. Dies stellt im ersten Moment einen Widerspruch dar, der jedoch dadurch aufgelöst wird, dass unter Einhaltung bestimmter Grenzen, z. B. in Bezug auf die Geometrie, die Abweichung der Berechnung von der Ausführung als ausreichend klein erachtet werden kann. Üblicherweise bedeutet dies, dass die Statik eines Gebäudes bereits berechnet wurde und im Nachgang entschieden wird den Stützenanschluss einzubauen. Daraus ergibt sich die Erfordernis nachzuweisen, dass der Stützenanschluss zum einen die Belastung aus System 1 abtragen kann und zum anderen, dass die statischen Auswirkungen aus System 2 oder System 3 trotz allem vollumfänglich berücksichtigt werden müssen, da die normativ zugrunde liegende Annahme einer monolithischen Bauweise mit entsprechender Bewehrungsführung bei Verwendung des Stützenanschlusses nicht mehr gegeben ist. Daher sind die maßgebenden Einflussparameter auf die Normalkraft und das Biegemoment am Stützenkopf zu untersuchen. Die Steifigkeit  $EI$  der Bauteile hat einen großen Einfluss auf die Ermittlung und Verteilung der Schnittgrößen. Die Höhe der einwirkenden Belastungen hängt ganz maßgeblich von der Geometrie des Tragwerks ab. Nachfolgend eine Zusammenstellung der maßgebenden Einflussparameter:

- Lastanordnung auf dem Deckenfeld oberhalb des Stützenanschlusses
- Auflast aus darüber liegenden Geschossen
- E-Modul der Deckenplatte, der Stütze und des zu entwerfenden Stützenanschlusses

- Dicke der Deckenplatte
- Außenabmessungen der Stütze
- Länge der Stützweiten  $l_i$  der einzelnen Felder
- Länge der Stützweiten  $l_{\text{quer},i}$  der einzelnen Felder in Querrichtung

### 4.3.3 Nomenklatur zum analysierten Modell des Gesamtsystems

Für die Kapitel 4.3.4 bis 4.3.6 ist es sinnvoll ein grundlegendes Gesamtsystem zu definieren, um nachfolgend eindeutige Bezeichnungen zu verwenden. In Richtung der x-Achse werden die Spannweiten der Felder mit arabischen Zahlen im Index beginnend bei  $l_1$  durchnummeriert. In y-Richtung werden die Felder mit kleinen Buchstaben beginnend bei  $l_a$  bezeichnet. In z-Richtung werden die Geschosse mit großen römischen Buchstaben beginnend bei I versehen.

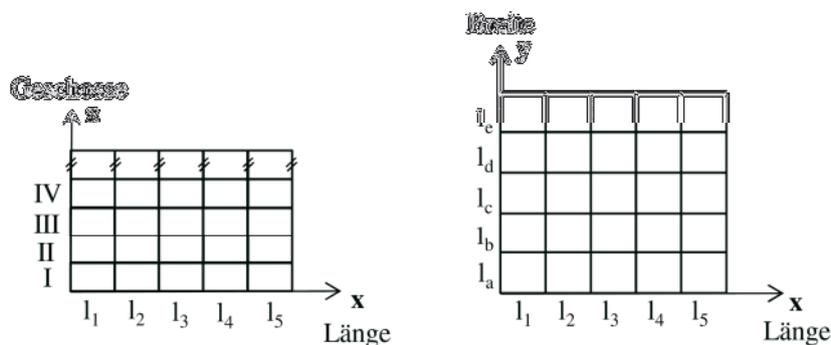


Abb. 4-4: Übersicht Gesamtsystem

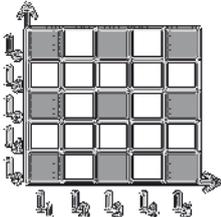
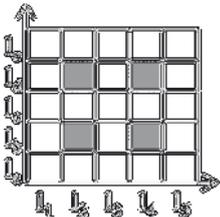
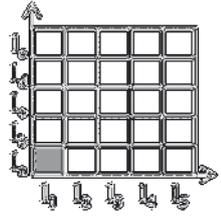
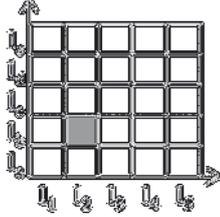
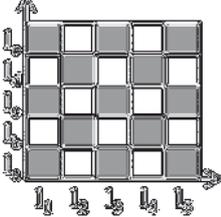
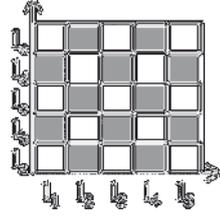
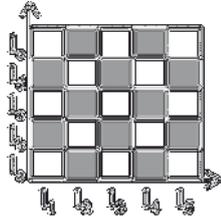
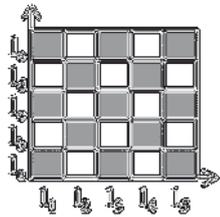
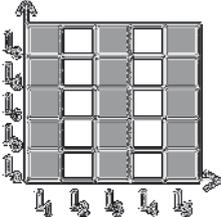
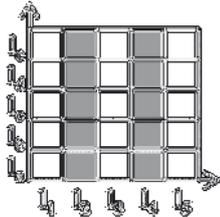
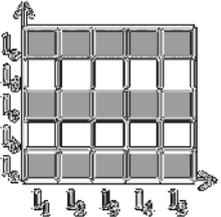
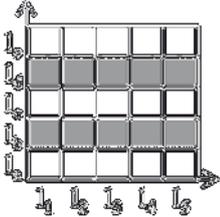
Alle Eigengewichtslasten sind nach DIN EN 1991-1-1 (Dezember 2010), Abs. 3.2 (1) entweder mit dem günstigen oder dem ungünstigen Teilsicherheitsbeiwert zu berücksichtigen. Das Eigengewicht wirkt günstig, da die Erhöhung der Normalkraft durch den Teilsicherheitsbeiwert die Erhöhung des Biegemomentes übersteigt und somit die Lastexzentrizität geringer wird. Insbesondere aufgrund des Eigengewichts aus dem darüber liegenden Geschoss. Somit ist der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_G = 1,0$  für das Eigengewicht anzusetzen. Einzige Ausnahme bildet der Volllastfall, der sich aus LF 1 und LF 8 zusammensetzt, bei dem die maximale Normalkraft auftritt, dort ist ein Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_G = 1,35$  zu verwenden.

Da das Eigengewicht günstig wirkt, wird eine Deckendicke von 20 cm verwendet. Das Eigengewicht der Stützen und der Balken ist im Verhältnis der Decken gering und wird daher in der nachfolgenden Betrachtung auf der sicheren Seite zumeist vernachlässigt. Die Anordnung der Verkehrslasten auf den Deckenfeldern hat stets in ungünstigster Weise zu erfolgen. Ziel der Untersuchung ist die maximale Exzentrizität der Normalkraft in der Stütze. Der maßgebende Lastfall ist stets einer der Lastfälle aus Tabelle 4-6.

Die entsprechend in zwei Richtungen auftretende Ausmitte der Belastung wird zu einer Gesamtausmitte nach folgender Beziehung zusammengefasst:

$$e_{\text{ges}} = \sqrt{(e_x^2 + e_y^2)} \quad \text{Gl. 4-4}$$

Tabelle 4-6: Lastfälle

Lastfallnummer	Art der Last	Untere Decke	Obere Decke
Lastfall 1	Eigengewicht	Volllast	Volllast
Lastfall 2	Verkehrslast		
Lastfall 3	Verkehrslast		
Lastfall 4	Verkehrslast		
Lastfall 5	Verkehrslast		
Lastfall 6	Verkehrslast		
Lastfall 7	Verkehrslast		
Lastfall 8	Verkehrslast	Volllast	Volllast

#### 4.3.4 Studie System 1 – Pendelstützen

Die Stützen werden entsprechend des statischen Systems ausschließlich mit Normalkräften belastet. Die Last kann aus den Einzugsflächen bestimmt werden. Eine Überprüfung der Schlankheit für Einzeldruckglieder nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Abs. 5.8.3.1 und 5.8.3.2 führt zu folgender Anforderung an die Schlankheit:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A}} = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{h} \leq 25 = \lambda_{\text{lim}} \quad \text{Gl. 4-5}$$

Mit  $l_0$  Knicklänge der Stütze [m];

$i$  Trägheitsradius des ungerissenen Betonquerschnitts [m];

$I$  Flächenträgheitsmoment [m<sup>4</sup>];

$A$  Fläche [m<sup>2</sup>];

$h$  Querschnittshöhe der Stütze [m].

Für eine Pendelstütze mit einer Länge  $l = 3$  m ergibt sich eine Knicklänge  $l_0 = 3$  m. Die Außenabmessungen der hierin betrachteten quadratischen Stützen betragen je Seite 25 cm (bzw. 40 cm). Aus Gl. 4-5 ergibt sich, dass die Schlankheit der Stützen über dem Grenzwert liegt und somit eine Bemessung nach Theorie II. Ordnung durchzuführen ist. In der Praxis gängig ist die Verwendung des Verfahrens mit Nennkrümmung nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Abs. 5.8.8. Mithilfe des Verfahrens mit Nennkrümmung lässt sich das Bauteilversagen wieder auf ein Querschnittsversagen zurückführen und dementsprechend eine Bemessung am Querschnitt durchführen. Hierzu wird ein Bemessungsmoment ermittelt, das sich aus dem Biegemoment nach Th. I. O. und dem Biegemoment nach Th. II. O. zusammensetzt. Druckglieder mit zweiachsiger Biegung dürfen gemäß DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Abs. 5.8.9(2) im ersten Schritt getrennt in beide Hauptachsenrichtungen bemessen werden. Grundlage hierzu bildet die Ausmitte der Normalkraft:

$$e_{\text{ges}} = e_0 + e_i + e_2 \quad \text{Gl. 4-6}$$

Mit  $e_0$  Ausmitte nach Th. I. O. [m];

$e_i$  Ausmitte aufgrund von Imperfektion [m];

$e_2$  Zusatzausmitte nach Th. II. O. [m].

Die Ausmitte  $e_0$  nach Th. I. O. ist gleich null, da bei diesem System von Pendelstützen ausgegangen wird. Das Verfahren mit Nennkrümmung liefert nach DAfStb Heft 600 (2012) für Lastausmitten  $e_0 < 0,1 \cdot h = 25$  mm (bzw. 40 mm) zunehmend unwirtschaftliche Ergebnisse. Ein ähnliches einfach anzuwendendes Verfahren, das diesen Nachteil behebt, ist nicht bekannt, daher ist die Verwendung des Verfahrens mit Nennkrümmung auch in diesen Fällen in der Praxis üblich.

„Bei Wänden und Einzelstützen in ausgesteiften Systemen darf vereinfacht immer [die Lastausmitte]  $e_i = l_0/400$  verwendet werden“ [vgl. DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011), Abs. 5.2(7)]. In dem vorliegenden Fall handelt es sich um eine Pendelstütze mit der Knicklänge  $l_0 = 3,0$  m, daraus ergibt sich eine Exzentrizität  $e_i = 7,5$  mm.

Die Zusatzausmitte nach Th. II. O. ergibt sich mithilfe nachfolgender Gleichung:

$$e_2 = \frac{K_1 \cdot K_r \cdot K_\varphi \cdot l_0^2}{r_0 \cdot c} \quad \text{Gl. 4-7}$$

Dabei ist

- $K_1$  interpolierender Faktor für Druckglieder mit einer Schlankheit  $25 \leq \lambda \leq 35$  [-];
- $K_r$  ein Beiwert in Abhängigkeit von der Normalkraft nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Abs. 5.8.8.3 (3) [-];
- $K_\varphi$  ein Beiwert zur Berücksichtigung des Kriechens nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Abs. 5.8.8.3 (4) [-];
- $l_0$  Knicklänge der Stütze [m];
- $1/r_0$  Grundwert der Krümmung [1/m];
- $c$  ein Beiwert in Abhängigkeit vom Verlauf der Krümmung nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Abs. 5.8.8.2 (4) [-].

Der Beiwert mit dem maßgebenden Einfluss auf die Verformung  $e_2$  ist der Beiwert  $K_r$ , der nach folgender Formel berechnet wird:

$$K_r = \frac{(1 + \omega) - \frac{N_{Ed}}{(A_c \cdot f_{cd})}}{(1 + \omega) - 0,4} \leq 1 \quad \text{Gl. 4-8}$$

Mit  $\omega = (A_s \cdot f_{yd}) / (A_c \cdot f_{cd})$  [-];

- $A_c$  Betonquerschnittsfläche [m<sup>2</sup>];
- $A_s$  Querschnittsfläche der Bewehrung [m<sup>2</sup>];
- $f_{yd}$  Bemessungswert der Streckgrenze des Bewehrungsstahls [MN/m<sup>2</sup>];
- $f_{cd}$  Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betons [MN/m<sup>2</sup>];
- $N_{Ed}$  Bemessungswert der Normalkraft [MN].

Eine grafische Darstellung des Beiwerts  $K_r$  aufgetragen über die Krümmung und die Druckkraft ist in Abb. 4-5 zu finden. Bei Pendelstützen handelt es sich um zentrisch gedrückte Stäbe, daher ist ein hoher Ausnutzungsgrad der Druckfestigkeit des Betons und des Bewehrungsstahls zu erwarten. Für einen Bemessungswert der Normalkraft  $N_{Ed}$ , bei dem der Beton ( $A_c \cdot f_{cd}$ ) und die Bewehrung ( $A_s \cdot f_{yd}$ ) jeweils die maximale Druckkraft aufnehmen, ergibt

sich für  $N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$  der Ausdruck  $(1 + \omega)$ . Unter dieser Annahme ergibt sich für die Berechnung von  $K_r$  nach Gl. 4-8 im Zähler ein Wert von Null und somit erhält man den Beiwert  $K_r = 0$ . Erst bei einem Ausnutzungsgrad der maximalen Druckfestigkeit der Stütze von weniger als 40 % ist der Beiwert  $K_r = 1$ . Da in der Praxis mit einem hohen Ausnutzungsgrad der Druckfestigkeit zu rechnen ist, wird der Faktor  $K_r$  zumeist sehr klein und hat zur Folge, dass die Exzentrizität  $e_2$  ebenfalls gering ist und im Grenzfall sogar null beträgt. Somit ergibt sich die gesamte Ausmitte  $e_{ges}$  zu einem Wert, der nur geringfügig größer ist als die Ausmitte aus Imperfektion  $e_i$ . Größere Ausmitten bei niedrigeren Ausnutzungsgraden der Querschnittstragfähigkeit stellen in der Regel kein Problem dar.

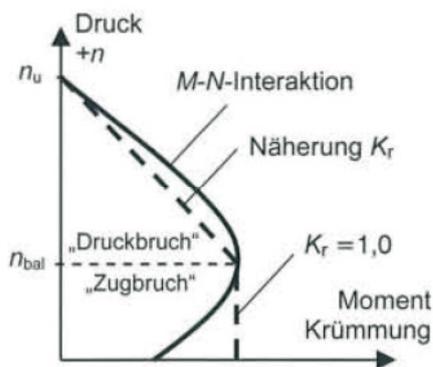


Abb. 4-5: Grafische Darstellung von  $K_r$  [vgl. Fingerloos et al. (2012), S. 62]

Nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Abs. 6.1(4) ist für Querschnitte, die mit einer Drucknormalkraft belastet sind, eine Mindestausmitte von  $e_0 = h/30 \geq 20$  mm anzusetzen. Da die zuvor beschriebene Berechnung der Ausmitte nach Th. II. Ordnung unter einer hohen Ausnutzung der Querschnittstragfähigkeit zu einer geringeren Exzentrizität führt, ist die Mindestausmitte  $e_0 = h/30 \geq 20$  mm für die Stützen maßgebend. Dies gilt auch für die Stützen mit einer Seitenlänge von 40 cm.

Ein Beiwert von  $K_r$  mit Werten kleiner als 1 erfordert ein iteratives Vorgehen, da die Bewehrung in die Berechnung bereits mit einfließt. Falls daher aus Gründen einer einfacheren Berechnung der Statik der Wert  $K_r$  auf der sicheren Seite zu 1,0 gesetzt wird, ergibt sich ein Mindestwert für  $e_2 = 2,7$  cm, der zusammen mit der Ausmitte aus Imperfektion zu einer Gesamtausmitte  $e_{ges} = 3,5$  cm führt und somit deutlich größer ist als die Mindestausmitte nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Abs. 6.1(4). Die Auswirkungen des Kriechens sind hierin noch nicht enthalten und führen voraussichtlich zu einer erheblichen Vergrößerung von  $e_2$ . Dies hätte zur Folge, dass auf den Querschnitt in Feldmitte eine höhere Ausmitte anzusetzen ist und somit die zulässige Normalkraft geringer ausfällt. Entsprechend der Verformungsfigur ist die Ausmitte nach Th. II. O. am Stützenkopf geringer und daher ist dort die Mindestausmitte für die Bemessung maßgebend. Zusammen mit der in Stützenmitte geringeren zulässigen Normalkraft ergibt sich, dass der Querschnitt am Stützenkopf nicht voll ausgenutzt ist. Somit wäre der Stützenanschluss nur auf die dann niedrigere zulässige Normalkraft zu bemessen und die Anforderungen an den Stützenanschluss dementsprechend geringer.

### 4.3.5 Studie System 2 – Fertigteilträgerdecken

Für das System 2, dem gelenkigen Anschluss der Decke an die Stützen (siehe Abb. 4-6), führt die in Längsrichtung (in x-Richtung Abb. 4-4) exzentrische Auflagerung zu Biegemomenten. Hierbei werden die vier Möglichkeiten gleicher und unterschiedlicher Feldlängen unterschieden. In Querrichtung (in y-Richtung Abb. 4-4) können die Balken entweder monolithisch oder mittels Konsolen mit den Stützen verbunden werden. Daher ergeben sich in Summe acht mögliche Varianten.

- Unterschiedliche Feldlängen in x- und y-Richtung mit Balken in Querrichtung, die mittels Konsolen an die Stützen angeschlossen sind.
- Unterschiedliche Feldlängen in x- Richtung und gleiche Feldlängen in y-Richtung mit Balken in Querrichtung, die mittels Konsolen an die Stützen angeschlossen sind.
- Unterschiedliche Feldlängen in y- Richtung und gleiche Feldlängen in x-Richtung mit Balken in Querrichtung, die mittels Konsolen an die Stützen angeschlossen sind.
- Gleiche Feldlängen in x- und y-Richtung mit Balken in Querrichtung, die mittels Konsolen an die Stützen angeschlossen sind.
- Unterschiedliche Feldlängen in x- und y-Richtung mit Balken in Querrichtung, die monolithisch an die Stützen angeschlossen sind.
- Unterschiedliche Feldlängen in x- Richtung und gleiche Feldlängen in y-Richtung mit Balken in Querrichtung, die monolithisch an die Stützen angeschlossen sind.
- Unterschiedliche Feldlängen in y- Richtung und gleiche Feldlängen in x-Richtung mit Balken in Querrichtung, die monolithisch an die Stützen angeschlossen sind.
- Gleiche Feldlängen in x- und y-Richtung mit Balken in Querrichtung, die monolithisch an die Stützen angeschlossen sind.

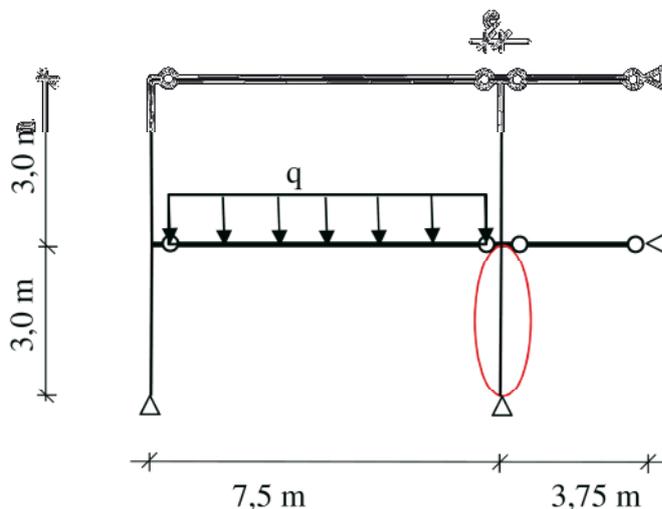


Abb. 4-6: Darstellung des Systems

Für die zuvor genannten Varianten a) bis h) lässt sich aufgrund der Vielzahl der Parameter, die Einfluss auf die Schnittgrößen in den lastabtragenden Stützen haben keine allgemeine Aussage bzw. Eingrenzung bezüglich der Kombination aus Normalkraft und Biegemoment treffen. Es ist ersichtlich, dass die exzentrische Lagerung der Balken auf Konsolen, die an den

Stützen angeschlossen sind, zu hohen Ausmitten der Normalkraft führen, die erheblich über der Mindestausmitte nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Abs. 6.1(4) liegen. Gleichwohl ist davon auszugehen, dass diese Ausmitten in einer aufgestellten Statik erfasst sind, sodass diese direkt für die Bemessung des Stützenanschlusses verwendet werden können. Bezüglich der Varianten, bei denen Balken bzw. Unterzüge monolithisch an die Stahlbetonstützen angeschlossen sind, ist stets die Steifigkeit des Balkens bzw. Unterzugs neben der Spannweite eine entscheidende Größe für die Schnittgrößen am Stützenkopf.

#### 4.3.6 Studie System 3 – Biegesteif angeschlossene Stützen

Das dritte mögliche System für die Geschossdecke ist eine Stahlbetonplatte, die biegesteif mit den Stützen verbunden ist. Die Platte kann entweder vollständig aus Ortbeton hergestellt werden oder aus Halbfertigteilen mit einer Ortbetonerfüllung. Die Stützen werden aufgrund der monolithischen Verbindung mit der Deckenplatte außer durch Normalkraft auch auf Biegung in zwei Richtungen belastet. Bei der Flachdecke ist hierbei der räumliche Querkraftnachweis in Form eines Durchstanznachweises zu erfüllen. Aufgrund unterschiedlicher Feldlängen in x- und y-Richtung ergeben sich vier mögliche Varianten. Die Innen- und die Randstützen werden jeweils getrennt behandelt.

- 3-A Unterschiedliche Feldlängen in x- und y-Richtung
- 3-B Unterschiedliche Feldlängen in x- Richtung und gleiche Feldlängen in y-Richtung
- 3-C Gleiche Feldlängen in x- Richtung und unterschiedliche Feldlängen in y-Richtung
- 3-D Gleiche Feldlängen in x- und y-Richtung

Die Systeme wurden mithilfe der Software SOFiSTiK modelliert, dabei handelt es sich um ein Computerprogramm zur Anwendung der Finite-Elemente-Methode. Es ist aufgebaut aus vielen Einzelmodulen, die jeweils einem bestimmten Zweck dienen. Der modulare Aufbau ermöglicht eine überschaubare Struktur und eine gute Anwendbarkeit des Programms. Die Eingabe des Projektes erfolgte über den SOFiSTiK Structural Desktop. Dort werden die Querschnittswerte und die zugehörigen Materialien definiert. Das statische System wurde grafisch mittels SOFiPLUS-X 2014 von SOFiSTiK erstellt. Es wurden folgende Module aufgerufen und verwendet:

- AQUA Modul zur Definition der Materialien
- ASE Modul zur eigentlichen Berechnung
- SOFiMesh Modul zur Generierung des Netzes
- SOFiLoad Modul zur Lastdefinition
- Wing Modul zur grafischen Ausgabe der Berechnungsergebnisse

Die bei der Netzgenerierung verwendeten Elemente sind Stab- (für die Stützen) und QUAD-Elemente (für die Decken). QUAD-Elemente sind Flächenelemente, die durch vier linear verbundene Eckpunkte erzeugt werden. Einem QUAD-Element ist eine konstante Dicke  $t$  und eine Materialnummer, aus den im Modul AQUA definierten Materialien, zugewiesen. Für genauere Informationen zu den Modellen und Elementen wird auf das Online-Handbuch verwiesen (vgl. Online Handbuch SOFiSTiK (2015)).

Die höchsten Exzentrizitäten ergeben sich bei niedriger Auflast, daher wird die minimale Stockwerksanzahl von zwei Geschossen verwendet. Die Stützen im untersten und im oberen Geschoss sind jeweils 2,75 m hoch. Bei den untersten Stützen sind die oberen 10 cm, der Bereich des Stützenschlusses, als eigener Stab modelliert. Der Querschnitt der Stützen ist quadratisch mit einer Seitenlänge von 0,25 m. Allen Stützen wurden die Materialkennwerte gemäß eines Betons der Festigkeitsklasse C25/30 nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011) zugeordnet. Die beiden Geschossdecken wurden mit einer Dicke  $t = 20$  cm und einem Beton der Festigkeitsklasse C25/30 modelliert. Das Eigengewicht der Deckenplatte  $g_k = 5$  kN/m<sup>2</sup> wird über die Software selbst ermittelt. Die Verkehrslasten  $q_k = 5$  kN/m<sup>2</sup> wurden mittels Flächenlasten auf die Decken aufgebracht. Maßgebend für die Belastung der ersten Innenstütze in x- und y-Richtung ist einer der in Tabelle 4-6 dargestellten Lastfälle. Das Eigengewicht der Stützen ist bei der Ermittlung der maximalen Exzentrizität der Belastung auf der sicheren Seite vernachlässigt. Da das Eigengewicht für diesen Fall günstig wirkt, wird ein Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_G = 1,0$  zu verwendet. Bei den Verkehrslasten ist bei günstiger Wirkung der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_Q = 0,0$  und bei ungünstiger Wirkung ein Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_Q = 1,5$  zu verwenden.

Das System A) kann in fünf für Knoten 2 (vgl. Abb. 4-7) maßgebende Untersysteme zerlegt werden. Der Unterscheidungsgrund ist die Verbindung der Stützen an die Decken in den Knoten 1 bis 4 (vgl. Abb. 4-7). Diese Verbindung kann gelenkig oder biegesteif angenommen werden. Es ergeben sich folgende Kombinationsmöglichkeiten:

- A.1 Die Stäbe sind in Knoten 1 bis 4 gelenkig angeschlossen
- A.2 Die Stäbe sind in Knoten 1 bis 4 fest angeschlossen
- A.3 Die Stäbe sind in Knoten 1 und 4 gelenkig sowie in Knoten 2 und 3 fest angeschlossen
- A.4 Die Stäbe sind in Knoten 1 und 2 fest sowie in Knoten 3 und 4 gelenkig angeschlossen
- A.5 Die Stäbe sind in Knoten 2 fest sowie in Knoten 1, 3 und 4 gelenkig angeschlossen

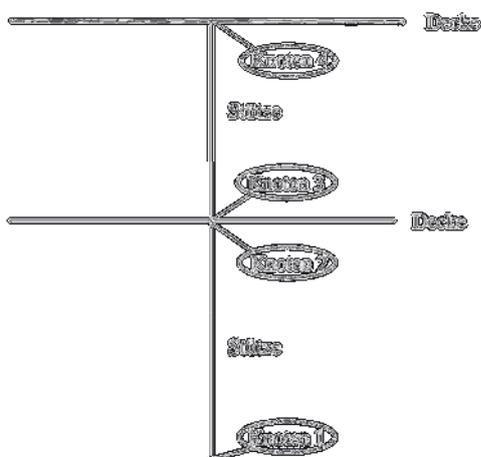


Abb. 4-7: Systemskizze Stützen-Deckenverbindung

Die erste Kombinationsmöglichkeit, der gelenkig angeschlossenen Stäbe, entspricht dem System 1 – Pendelstützen und ist bereits in Kapitel 4.3.4 erläutert worden. Der statisch ungünstigste Fall ist Variante A.4 bei der der obere Stab, aufgrund der Gelenke, der Verdrehung der unteren Decke (vgl. Abb. 4-7) keinen Widerstand entgegensetzt und die volle Verdrehung der unteren Decke auf die untere Stütze wirkt. Der in der Praxis vorherrschende Fall, der monolithischen Verbindung der Stützen mit den Decken und der durchlaufenden Bewehrung führt dazu, dass alle Knoten fest eingespannt angenommen werden können. Somit sind die in der Praxis zu erwartenden Schnittgrößen denjenigen aus Kombinationsmöglichkeit A.2 gleichzusetzen.

### Ergebnisse System 3-A

Die Ergebnisse der Berechnung sind in Abb. 4-11 dargestellt. Der Lastfall Eigengewicht ist unvermeidbar und wird daher jeweils zu den Verkehrslastfällen addiert.

*Tabelle 4-7: Ergebnisse System A*

System	Lastfall	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	e <sub>y</sub> [cm]	M <sub>y</sub> [kNm]	e <sub>x</sub> [cm]	e <sub>ges</sub> <sup>6</sup> [cm]
A.2	LF 1	473,3	7,0	1,5	7,0	1,5	2,1
	LF 1+2	612,8	14,1	2,3	14,0	2,3	3,2
	LF 1+3	605,3	13,2	2,2	13,1	2,2	3,1
	LF 1+4	752,5	12,0	1,6	12,0	1,6	2,2
	LF 1+5	658,0	9,1	1,4	9,1	1,4	2,0
	LF 1+6	705,1	12,5	1,8	17,7	2,5	3,1
	LF 1+7	705,1	17,7	2,5	12,5	1,8	3,1
	LF 1+8	937,2	14,1	1,5	14,0	1,5	2,1
A.3	LF 1	497,2	7,9	1,6	7,9	1,6	2,2
	LF 1+2	639,5	14,0	2,2	13,9	2,2	3,1
	LF 1+3	631,7	13,2	2,1	13,1	2,1	2,9
	LF 1+4	793,1	13,5	1,7	13,4	1,7	2,4
	LF 1+5	689,2	10,3	1,5	10,9	1,6	2,2
	LF 1+6	735,5	13,3	1,8	17,0	2,3	2,9
	LF 1+7	735,5	17,1	2,3	13,2	1,8	2,9
	LF 1+8	985,0	15,8	1,6	15,7	1,6	2,3

<sup>6</sup> Gemäß Gl. 4-4

A.4	LF 1	500,5	12,2	2,4	12,1	2,4	3,4
	LF 1+2	645,0	21,5	3,3	21,5	3,3	4,7
	LF 1+3	636,9	20,2	3,2	20,2	3,2	4,5
	LF 1+4	798,6	20,7	2,6	20,6	2,6	3,7
	LF 1+5	693,5	15,8	2,3	15,8	2,3	3,2
	LF 1+6	741,5	20,4	2,7	26,3	3,5	4,5
	LF 1+7	741,5	26,3	3,5	20,4	2,7	4,5
	LF 1+8	991,6	24,3	2,5	24,3	2,4	3,5
A.5	LF 1	502,7	10,6	2,1	10,6	2,1	3,0
	LF 1+2	648,8	18,8	2,9	18,7	2,9	4,1
	LF 1+3	640,5	17,5	2,7	17,5	2,7	3,9
	LF 1+4	802,4	18,0	2,2	18,0	2,2	3,2
	LF 1+5	696,4	13,8	2,0	14,7	2,1	2,9
	LF 1+6	745,6	17,8	2,4	22,8	3,1	3,9
	LF 1+7	745,6	22,9	3,1	17,8	2,4	3,9
	LF 1+8	996,1	21,2	2,1	21,1	2,1	3,0

Aus Tabelle 4-7 geht hervor, dass die Exzentrizität der Variante A.2 (Stäbe biegesteif mit der Decke verbunden) mit 3,2 cm bei Lastfall 1+2 über der Mindestexzentrizität von 2,0 cm liegt. Insbesondere die Variante auf der sicheren Seite A.4 führt zu einer Exzentrizität von 4,7 cm. Die Anordnung der Stabgelenke wie für Variante A.3 und A.5 vorgesehen führt zu geringeren Belastungen und wird fortan nicht mehr aufgeführt. Auffallend ist, dass der Lastfall 2 stets den größten Wert für  $e_{ges}$  liefert. Insbesondere das Schachbrettmuster der Lastfälle 4 und 5 führt bei den Stützen zu geringen Exzentrizitäten, ist jedoch für die Bemessung der Deckenfelder selbst möglicherweise maßgebend. Der Lastfall 3 ist in Lastfall 2 enthalten und liefert stets kleinere Ergebnisse, daher kann auch auf diesen Lastfall verzichtet werden.

#### Ergebnisse System 3-B und System 3-C

Das System 3-B unterscheidet sich von System 3-A dadurch, dass die Spannweiten in y-Richtung mit je 5 m gleich groß sind. Die Ergebnisse der Berechnung sind in Tabelle 4-8 dargestellt. Aus Tabelle 4-8 geht hervor, dass die Exzentrizität der Variante B.2 (Stützen biegesteif mit der Decke verbunden) mit  $e_{ges} = 2,8$  cm weiterhin über der Mindestexzentrizität von 2,0 cm liegt. Auch bei einem Verhältnis der Feldlänge  $l_1/l_2 = 2,0$  in einer Deckenspannrichtung und einem Verhältnis von  $I_a/I_b = 1,0$  senkrecht dazu wird die Mindestexzentrizität an der ersten Innenstütze überschritten.

Tabelle 4-8: Ergebnisse System B.2

System	Lastfall	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	e <sub>y</sub> [cm]	M <sub>y</sub> [kNm]	e <sub>x</sub> [cm]	e <sub>ges</sub> [cm]
B.2	LF 1	386,1	0,8	0,2	6,3	1,6	1,6
	LF 1+2	484,7	4,1	0,8	11,9	2,4	2,6
	LF 1+6	574,2	1,6	0,3	16,2	2,8	2,8
	LF 1+7	574,0	6,2	1,1	10,2	1,8	2,1
	LF 1+8	762,8	1,7	0,2	12,6	1,7	1,7

Bei System 3-C sind die Deckenspannweiten in x- bzw. y-Richtung gegenüber System 3-B vertauscht, d.h. das Verhältnis der Feldlänge  $l_1/l_2 = 1,0$  und senkrecht dazu das Verhältnis der Feldlänge von  $l_a/l_b = 2,0$ . Daraus folgt, dass die Biegemomente  $M_y$  und  $M_x$  vertauscht sind. Die Summe der Exzentrizitäten  $e_{ges}$  ist in beiden Fällen gleich groß. Die Ergebnisse sind aus Gründen der Vollständigkeit in Tabelle 4-9 dargestellt.

Tabelle 4-9: Ergebnisse System C.2

System	Lastfall	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	e <sub>y</sub> [cm]	M <sub>y</sub> [kNm]	e <sub>x</sub> [cm]	e <sub>ges</sub> [cm]
C.2	LF 1	386,1	6,3	1,6	0,8	0,2	1,6
	LF 1+2	484,7	11,9	2,4	4,1	0,8	2,6
	LF 1+6	574,2	16,2	2,8	1,6	0,3	2,8
	LF 1+7	574,0	10,2	1,8	6,2	1,1	2,1
	LF 1+8	762,8	12,6	1,7	1,7	0,2	1,7

### Ergebnisse System 3-D

Die Ergebnisse der Berechnung des System 3-D sind in Tabelle 4-10 dargestellt. Bei einem Feldlängenverhältnis benachbarter Felder von 1,0 in x- und y-Richtung ergibt sich eine maximale Exzentrizität von 1,3 cm (D.2-LF 1+6). Aus Tabelle 4-10 ist ersichtlich, dass bei einem System mit gleichen Stützweitenverhältnissen in x- und y-Richtung eine ungewollte Einspannwirkung der Stützen in die Decke zu Ausmitten der Normalkraft  $e_{ges} < 20$  mm führt. Die Mindestexzentrizität nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011), Abs. 6.1(4) von  $e = 2,0$  cm ist somit maßgebend.

Tabelle 4-10: Ergebnisse System D.2

System	Lastfall	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	e <sub>y</sub> [cm]	M <sub>y</sub> [kNm]	e <sub>x</sub> [cm]	e <sub>ges</sub> [cm]
D.2	LF 1	306,9	0,8	0,3	0,7	0,2	0,3
	LF 1+2	380,8	3,3	0,9	3,4	0,9	1,2
	LF 1+6	455,3	1,2	0,3	5,8	1,3	1,3
	LF 1+7	455,3	5,8	1,3	1,2	0,3	1,3
	LF 1+8	604,3	1,5	0,3	1,5	0,2	0,4

### 4.3.7 Untersuchungen zur Begrenzung der Exzentrizität

Die nachfolgende Untersuchung für den Lastfall LF 1+2 zeigt bis zu welchem Verhältnis der Stützweiten (bei sonst gleichen Randbedingungen) die Exzentrizität  $e_{ges} \leq 2,0$  cm bleibt. Für die Variante A.2 wurde untersucht, wie sich eine Erhöhung der Deckendicke auswirkt. Zum einen wird die zentrierende Auflast größer und zum anderen nimmt die Steifigkeit der Decke zu. Die zentrierende Auflast verringert die Exzentrizität geringfügig. Die höhere Steifigkeit der Decke sorgt dafür, dass mehr Last über die benachbarten Felder abgetragen wird und ein geringeres Biegemoment an die Stütze übertragen wird. Für den Vergleich, der in Tabelle 4-11 dargestellt ist, ist der maßgebende Lastfall 2 (inkl. Eigengewicht) verwendet worden. Es zeigt sich, dass eine Erhöhung der Deckenstärke auf 25 cm anstelle von 20 cm bei sonst gleichen Randbedingungen die Ausmitte unter die Mindestausmitte für Druckglieder reduziert.

Tabelle 4-11: Variation der Deckenstärke von System A.2 (LF 1+2)

System	N [kN]	$M_x$ [kNm]	$e_y$ [cm]	$M_y$ [kNm]	$e_x$ [cm]	$e_{ges}$ [cm]
A.2	612,8	14,1	2,3	14,0	2,3	3,2
A.2 mit d = 25 cm	917,0	11,3	1,2	11,3	1,2	1,7

Als Ausgangsversion für die Untersuchung des Einflusses des Stützweitenverhältnisses wurde die Variante A.2 mit dem Lastfall 2 (inkl. Eigengewicht) verwendet, da in diesem Fall die Stützweitenverhältnisse benachbarter Felder in x- und in y-Richtung maximal sind. Die Stützweite des größeren Feldes wird in 50 cm Schritten und somit auch das Verhältnis der Stützweiten  $l_1/l_2$  sowie  $l_a/l_b$  verringert. Erst bei einem Stützweitenverhältnis  $l_1/l_2$  bzw.  $l_a/l_b$  von ungefähr 1,4 unterschreitet die Ausmitte den Wert der Mindestausmitte (vgl. Tabelle 4-12).

Tabelle 4-12: Einfluss des Stützweitenverhältnisses (LF 1+2)

Länge $l_1/l_2$ bzw. $l_a/l_b$ [cm]	Verhältnis $l_1/l_2$ bzw. $l_a/l_b$ [-]	N [kN]	$M_x$ [kNm]	$e_y$ [cm]	$M_y$ [kNm]	$e_x$ [cm]	$e_{ges}$ [cm]
750/375	2,00	612,8	14,1	2,3	14,0	2,3	3,2
700/375	1,87	541,3	11,6	2,1	11,6	2,1	3,0
650/375	1,73	476,0	9,2	1,9	9,1	1,9	2,7
600/375	1,60	416,3	7,3	1,7	7,2	1,7	2,5
550/375	1,47	362,2	5,5	1,5	5,5	1,5	2,2
500/375	1,33	313,6	3,5	1,1	4,0	1,3	1,7
450/375	1,20	270,0	2,6	0,9	2,9	1,1	1,4

Zugleich wurde untersucht, ob sich die Exzentrizität  $e_{ges}$  verändert, wenn die maximale Spannweite der Decke von 7,5 m auf 5 m reduziert und das Stützweitenverhältnis  $l_1/l_2$  bzw.  $l_a/l_b$  jedoch mit 2,0 konstant gehalten wird. Für den maßgebenden Lastfall ergeben sich fol-

gende Werte. Aus Tabelle 4-13 ist ersichtlich, dass eine Begrenzung der Spannweite der Deckfelder zu einer Ausmitte kleiner als die Mindestausmitte führt.

Tabelle 4-13: Einfluss der maximalen Deckenspannweite (LF 1+2)

Länge $l_1/l_2$ bzw. $l_a/l_b$ [cm]	Verhältnis $l_1/l_2$ bzw. $l_a/l_b$ [-]	N [kN]	$M_x$ [kNm]	$e_y$ [cm]	$M_y$ [kNm]	$e_x$ [cm]	$e_{ges}$ [cm]
750/375	2,00	612,8	14,1	2,3	14,0	2,3	3,2
500/250	2,00	262,2	3,39	1,3	3,41	1,3	1,8

Zusätzlich wurde untersucht, wie sich eine Erhöhung der Auflast durch weitere Geschosse auswirkt. Als Ausgangsversion wurde auch hier das System A.2 mit Lastfall LF 1+2 verwendet. Es zeigte sich, dass durch zusätzliche Geschosse nur eine geringe Erhöhung der Biegemomente stattfindet und die Normalkraft in der Stütze stets überproportional anwächst. Da diese Normalkraft günstig wirkt, wurden die zusätzlichen Geschosse ohne Verkehrslast und mit dem günstigen Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_G = 1,0$  für das Eigengewicht modelliert. Die Ergebnisse finden sich in Tabelle 4-14. Eine Auflast von 2 weiteren Geschossen reduziert die Ausmitte auf einen Wert von knapp über 2,0 cm. Die Geschossanzahl beinhaltet alle Vollgeschosse inklusive Kellergeschoss bzw. Tiefgarage.

Tabelle 4-14: Einfluss der Geschossanzahl (LF 1+2)

Geschossanzahl [-]	N [kN]	$M_z$ [kNm]	$e_z$ [cm]	$M_y$ [kNm]	$e_y$ [cm]	$e_{ges}$ [cm]
2	612,8	14,1	2,3	14,0	2,3	3,2
3	820,3	14,8	1,8	14,8	1,8	2,5
4	1010,0	14,8	1,5	14,7	1,5	2,1

Bei Verwendung eines anderen Werkstoffes als Stahlbeton für den Stützenanschluss ändert sich das Elastizitätsmoduls und die kraftübertragende Fläche. Bei der Verwendung von Leichtbeton ist die Steifigkeit des Stützenanschlusses aufgrund des geringeren Elastizitätsmoduls entsprechend geringer. Bei Verwendung eines Hohlringes aus UHPC, dessen Elastizitätsmodul höher ist als derjenige von Beton, ist die Verringerung der kraftübertragenden Fläche maßgebend für die Reduktion der Steifigkeit. In beiden Fällen zeigt sich, dass die geringere Steifigkeit der Stützen dazu führt, dass die Decke eine größere Last auf die benachbarten Felder überträgt und die Belastung auf die Stütze selbst abnimmt. In Tabelle 4-15 sind die Schnittgrößen bei Verwendung eines E-Moduls von 15.000 N/mm<sup>2</sup> anstelle des E-Moduls eines Betons der Festigkeitsklasse C30/37 (31.475 N/mm<sup>2</sup>) bei gleicher Übertragungsfläche der Kraft angesetzt. Es ist zu beobachten, dass die Gesamtausmitte bei reduzierter Steifigkeit des Stützenanschlusses gegenüber den Werten in Tabelle 4-7 im Schnitt um etwas mehr als 0,2 cm geringer ist.

Tabelle 4-15: Reduzierte Steifigkeit der Stütze (E-Modul auf ~50 % reduziert)

System	Lastfall	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	e <sub>y</sub> [cm]	M <sub>y</sub> [kNm]	e <sub>x</sub> [cm]	e <sub>ges</sub> [cm]
A.2 - Stützenanschluss mit kleinerem E-Modul	LF 1	472,7	6,4	1,4	6,4	1,4	1,9
	LF 1+2	612,1	12,7	2,1	12,8	2,1	3,0
	LF 1+6	704,4	16,1	2,3	11,4	1,6	2,8
	LF 1+7	704,4	11,3	1,6	16,2	2,3	2,8
	LF 1+8	936,2	12,7	1,4	12,8	1,4	1,9

Es konnte gezeigt werden, dass durch Veränderung der Deckendicke, der Spannweite der Felder, des Spannweitenverhältnis benachbarter Felder, der Geschossanzahl und der Steifigkeit des Stützenkopfes eine Reduktion der mithilfe numerischer Untersuchungen ermittelten Ausmitte  $e_{Ges}$  erreicht werden kann. Die Einschränkungen können beliebig kombiniert werden. Mit den gefundenen Zusammenhängen erscheint es möglich eine Clusterung über die Ausnutzungsgrade des Stützenanschlusses und der Ausmitte der Belastung zu erreichen, ohne die Anwendbarkeit zu stark einschränken zu müssen.

#### 4.3.8 Außen- und Randstützen

Für Rand- bzw. Außenstützen gibt es keine normativen Vereinfachungen um diese als Pendelstützen nachzuweisen, wie es bei Innenstützen der Fall ist. Aus diesem Grund liegen für die Normalkraft und das Biegemoment der Rand- bzw. Außenstützen in der Statik Bemessungswerte vor. Häufig wird zur Schnittgrößenermittlung von Randstützen das  $c_0$ - $c_u$ -Verfahren nach DAfStb - Heft 240 (1991) verwendet. In diesem Fall können die in der Statik errechneten Schnittgrößen direkt als Belastung auf den Stützenanschluss angesetzt werden. Die größte Ausmitte der Normalkraft ergibt sich bei der Eckstütze. Unter Beachtung der Systemgrenzen, die in dem Kapitel zuvor verwendet wurden, ergibt sich eine maximale Ausmitte der Normalkraft für die Eckstütze (System 3-A) von  $e_{ges} = 12,9$  cm bzw. 9,6 cm für das System 3-D (vgl. Tabelle 4-16). Für Randstützen sind die Exzentrizitäten der Tabelle 4-17 zu entnehmen. Die Ausmitten wurden an Bauwerken mit einer gesamten Geschossanzahl von 2 Geschossen ermittelt. Bei Randstützen ist kein Nachbarfeld vorhanden, dessen Lasten der Verdrehung der Stütze entgegen wirken können. Aus diesem Grund entfällt die rückdrehende Wirkung. Darüber hinaus ist die Auflast auf der Stütze entsprechend der kleineren Lasteinzugsfläche geringer. Beide Aspekte zusammen erklären, dass die Randstützen durch deutlich größere Ausmitten der Normalkraft belastet sind. Wohingegen die Normalkraft selbst deutlich kleiner ist, als bei den Innenstützen. Das Eigengewicht wirkt bei Randstützen ebenfalls ungünstig, daher ist der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_G = 1,35$  für die Berechnung zu verwenden.

Tabelle 4-16: Ausmitte bei Eckstützen

System	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	e <sub>y</sub> [cm]	M <sub>y</sub> [kNm]	e <sub>x</sub> [cm]	e <sub>ges</sub> [cm]
System 3 – Variante A.2	185,1	16,8	9,1	16,9	9,1	12,9
System 3 – Variante D.2	78,9	5,3	6,8	5,3	6,8	9,6

Tabelle 4-17: Ausmitte bei Randstützen

System	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	e <sub>y</sub> [cm]	M <sub>y</sub> [kNm]	e <sub>x</sub> [cm]	e <sub>ges</sub> [cm]
System 3 – Variante A.2	303,6	23,5	7,7	11,3	3,7	8,6
System 3 – Variante D.2	146,9	7,5	5,1	3,3	2,3	5,6

Bei großen Ausmitten ( $e/h > 0,2$ ) wird die Bewehrung trotz der Normalkraft auf Zug belastet. Sobald Zugkräfte in der Bewehrung entstehen wird hierin nicht mehr von Druckanschlüssen gesprochen. Der Grenzwert wurde in 4.3.1 näher erläutert. Es zeigt sich, dass die Eckstützen außerhalb dieses Grenzwerts liegen genauso wie bei den Randstützen für Systeme mit unterschiedlichen Spannweiten. Nur die Randstützen der Variante D.2 liegen innerhalb der Grenze. Für Stützen in denen auch Zugspannungen auftreten ist es erforderlich gesonderte Untersuchungen durchzuführen.

### 4.3.9 Zusammenfassung

In den numerischen Untersuchungen, die in Abschnitt 4.3.6 bis 4.3.8 dargestellt sind, zeigt sich, dass eine Einschränkung der Systeme, in denen die Stützenanschlüsse verwendet werden können, erforderlich ist, um die maximale Ausmitte  $e_{ges}$  der Belastung auf 2 cm zu begrenzen. Aus den in Abschnitt 4.3.7 vorgestellten Möglichkeiten zur Reduktion der Ausmitte der Belastung werden die folgenden Einschränkungen für die Anwendung des Stützenanschlusses getroffen. Es wird eine geringere Biege- und Dehnsteifigkeit mittels eines abgeminderten Elastizitätsmoduls für den Stützenanschluss berücksichtigt und eine maximale lichte Spannweite von 7,5 m bei einer Deckendicke von 25 cm zugelassen, wobei die Spannweite benachbarter Felder zwischen  $0,5 \leq l_1/l_2 \leq 2,0$  liegen muss. Die erforderliche Deckendicke kann bei einer Verringerung der maximalen Stützweite um je 0,5 m um je 1 cm verringert werden. In Tabelle 4-18 sind die sich ergebenden Ausmitten der Belastung unter den genannten Einschränkungen für die maßgebenden Lastfälle zusammengestellt.

Tabelle 4-18: Ausmitte unter den vorgegebenen Randbedingungen (Außenabmessung  $a = 25$  cm)

System	Lastfall	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	e <sub>y</sub> [cm]	M <sub>y</sub> [kNm]	e <sub>x</sub> [cm]	e <sub>ges</sub> [cm]
A.2	LF 1	577,0	6,4	1,1	6,3	1,1	1,6
	LF 1+2	714,4	10,9	1,5	10,9	1,5	2,2
	LF 1+6	805,2	10,1	1,3	13,2	1,6	2,1
	LF 1+8	1233,1	13,7	1,1	13,6	1,1	1,6

Das größte absolute Biegemoment tritt im Lastfall 1+8 und somit bei Volllast auf. Unter der Berücksichtigung, dass in diesem Forschungsvorhaben ausschließlich druckbelastete Querschnitte betrachtet werden, gilt stets, dass die Biegemomente relativ klein sind. Hierdurch folgt, dass bei gleichem Biegemoment die größte zugehörige Normalkraft die höchsten Anforderungen an den Querschnitt stellt. Somit ist der Volllastfall, bei dem auch das größte Biegemoment auftritt, maßgebend, die Ausmitte von 2 cm ist eingehalten und kann auf der sicheren Seite liegend für die Bemessung des Querschnittes verwendet werden. Aufgrund der niedrigen Gesamtdruckkraft bei den beiden Lastfällen LF 1+2 und LF 1+6 kann davon ausgegan-

gen werden, dass der Querschnitt eine Ausmitte von 2,2 (bei LF 1+2) und 2,1 (bei LF 1+6) abtragen kann.

Bei der 40 cm - Stütze sind zur Einhaltung der 2 cm Grenze keine größeren Stützweiten gegenüber der 25 cm - Stütze möglich, da die Steifigkeit der Stütze zunimmt und bei der numerischen Untersuchung keine Rissbildung berücksichtigt wird, da zu viele Einflussfaktoren (Steifigkeit des Stützenanschlusses, Bewehrungsgrad der Decke, Geometrie, Laststellung, uvm.) die Rissbildung in der Decke und somit die Steifigkeit im Zustand II beeinflussen. Um das Steifigkeitsverhältnis zwischen der Decke und der Stütze im Vergleich zu der 25 cm - Stütze annähernd gleich zu halten, ist bei der 40 cm - Stütze eine Spannweite von 7,5 m nur mit einer Deckendicke von 30 cm und zwei Geschossen (anstatt einem Geschoss bei der 25 cm - Stütze) oberhalb des Geschosses mit dem Stützenanschluss zulässig. Auch hier kann die erforderliche Deckendicke bei einer Verringerung der maximalen Stützweite um je 0,5 m um je 1 cm verringert werden. In Tabelle 4-19 sind die Ausmitten der Belastung angegeben.

Tabelle 4-19: Ausmitte unter den vorgegebenen Randbedingungen (Außenabmessung  $a = 40$  cm)

System	Lastfall	N [kN]	$M_x$ [kNm]	$e_y$ [cm]	$M_y$ [kNm]	$e_x$ [cm]	$e_{ges}$ [cm]
A.2	LF 1	1004,1	13,8	1,4	13,8	1,4	1,9
	LF 1+2	1137,6	22,2	1,9	22,2	1,9	2,8
	LF 1+6	1225,1	20,3	1,7	26,6	2,2	2,7
	LF 1+8	1906,6	27,6	1,4	27,6	1,4	2,0

Das maximale Biegemoment in Lastfall LF 1+8 tritt unter Volllast auf. Zugleich wird in LF 1+8 auch die größte Normalkraft erreicht und somit ist dieser Lastfall für die Bemessung maßgebend. Die geringeren Normalkräfte bei den beiden Lastfällen LF 1+2 und LF 1+6 führen trotz größerer Ausmitte nicht zu einer höheren Beanspruchung des Querschnittes.

Durch eine numerische linear-elastische Berechnung konnte nachgewiesen werden, dass eine Ausmitte der Belastung von weniger als 2 cm erreicht werden kann. Somit ist für die Bemessung der Querschnittstragfähigkeit stets die Mindestausmitte maßgebend, wenn eine Stützweite von weniger als 7,5 m und die entsprechende Deckenstärke und Anzahl der Vollgeschosse oberhalb des Stützenanschlusses eingehalten wird. Für den Stützenanschluss ist zusätzlich nachzuweisen, dass eine Ausmitte in x- und y-Richtung mindestens so gut abgetragen werden kann, wie eine Belastung mit einer Ausmitte in nur einer Richtung (x- oder y-Richtung), solange die gesamte resultierende Ausmitte  $e_{ges}$  nach Gl. 4-4 bei beiden Belastungen höchstens 2 cm beträgt.

Wenn der Stützenanschluss jedoch biegefest an die Decke angeschlossen werden kann, so dürfen nach DAfStb Heft 600 (2012), S. 45 für Innenstützen von rahmenartigen Tragwerken des üblichen Hochbaus die Biegemomente aus der Rahmenwirkung vernachlässigt werden, solange das Gebäude ausgesteift ist und die Stütze nicht zum Abtragen horizontaler Kräfte herangezogen wird. Ferner ist das bereits genannte Stützweitenverhältnis  $0,5 < l_1/l_2 < 2,0$  einzuhalten. Als biegefest werden alle Anschlüsse bezeichnet, die die Übertragung von Biegemomenten ermöglichen. Dabei ist ein monolithischer Anschluss mit und ohne konstruktive

Bewehrung ausreichend. Die Biegemomente der Innenstützen dürfen in diesem Fall vernachlässigt werden, da davon ausgegangen wird, dass die Rahmenmomente gering sind und durch Kriechen und Rissbildung abgebaut werden können. Hierdurch wären grundsätzlich auch größere Spannweiten oder dünnere Deckendicken möglich. Wohingegen die Biegemomente von Randstützen zu groß sind um durch Kriechen und Rissbildung ausreichend abgebaut werden zu können. Daher sind diese nach DAFStb - Heft 240 (1991), Abschnitt 1.6 zu bestimmen (vgl. DAFStb Heft 600 (2012), 5.3.2.2 zu (2)).

#### 4.4 Durchstanzen

Bei einer Belastung durch konzentrierte Lasten auf einer relativ kleinen Fläche  $A_{load}$  plattenartiger Bauteile kann gemäß DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Abs. 6.4.1 (2)P Durchstanzen eintreten. Beim Durchstanzen handelt es sich um ein lokales räumliches Querkraftversagen. Der Versagensmechanismus lässt sich wie folgt am Beispiel einer Flachdecke beschreiben. An der Oberseite treten Biegerisse auf, die sich abhängig von der Stützengeometrie annähernd kreisförmig ausbilden. Aus den Biegerissen entstehen in radialer Richtung zur Stütze hin geneigte Schubrisse. Dadurch teilt sich der Kreisring in einzelne Sektoren auf. Die vorhandene Biegezugbewehrung an der Plattenoberseite beeinflusst die Breite der Schubrisse und somit die Einschnürung der Betondruckzone. Ein schlagartiges Versagen tritt ein, wenn die geneigten Druckstreben der einzelnen Sektoren versagen. Die Stütze und ein kegelstumpffartiger Ausbruchkörper durchbrechen die Deckenplatte. Die Einflussfaktoren auf die Durchstanztragfähigkeit sind:

- Plattendicke
- Biegebewehrung
- Betondruckfestigkeit
- Stützenquerschnitt

Generell ist nachzuweisen, dass die einwirkende Querkraft  $v_{Ed}$  des maßgebenden Durchstanzbereichs den Widerstand  $v_{Rd,c}$  nicht übersteigt. Der Nachweis, ob Durchstanzbewehrung erforderlich ist, wird gemäß DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013) im kritischen Rundschnitt  $u_{crit}$  im Abstand von  $2d$  vom Stützenrand geführt. Die Einwirkung  $v_{Ed}$  wird wie folgt bestimmt:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad \text{Gl. 4-9}$$

Dabei ist:

$\beta$  ein Beiwert zur Berücksichtigung der nichtrotationssymmetrischen Querkraftverteilung im Rundschnitt bei Rand- und Eckstützen sowie bei Innenstützen in unregelmäßigen Systemen [-];

$V_{Ed}$  Bemessungswert der gesamten aufzunehmenden Querkraft [kN];

$u_i$  Umfang des betrachteten Rundschnitts [m];

$d$  mittlere Nutzhöhe der Platte, berechnet aus  $(d_x + d_y) / 2$  [mm];

$d_x, d_y$  statische Nutzhöhe der Platte in x- bzw. y-Richtung in der Querschnittsfläche des betrachteten Rundschnittes [mm];

Der Widerstand errechnet sich wie folgt:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + 0,1 \cdot \sigma_{cp}) \quad \text{Gl. 4-10}$$

Dabei ist:

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c \cdot (0,1 \cdot u_0/d + 0,6) \leq 0,18/\gamma_c \quad \text{Gl. 4-11}$$

Mit  $u_0$  Umfang der Stütze [m];

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{Gl. 4-12}$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02 \text{ und } \leq 0,5 \cdot f_{cd}/f_{yd} \quad \text{Gl. 4-13}$$

$\rho_{lx}, \rho_{ly}$  Bewehrungsgrad bezogen auf die Bewehrung in x- bzw. y- Richtung;

$\sigma_{cp}$  Betonnormalspannung im kritischen Querschnitt.

$$v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} \text{ für } d \leq 600 \text{ mm} \quad \text{Gl. 4-14}$$

Bei Überschreiten des Widerstands  $v_{Rd,c}$  ist Durchstanzbewehrung anzuordnen. Falls Durchstanzbewehrung erforderlich ist, ist zu überprüfen, ob die maximale Druckfestigkeit überschritten wird. Die Festigkeit der Druckstrebe  $v_{Rd,max}$  ist für Flachdecken nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Abs. 6.4.5 (3) definiert als der 1,4-fache Widerstand  $v_{Rd,c}$ .

Unter Verwendung des bereits definierten symmetrischen Standardsystems mit einer gleichmäßigen Deckenspannweite von 5,0 m, einer Plattendicke von 20 cm, den Abmessungen einer quadratischen Stütze mit der Seitenlänge von 25 cm und der sich aus der Bemessung der Decke (Beton C20/25, Deckenoberseite Innenraum mit XC1) ergebende Bewehrungsgrad, ergibt sich eine Einwirkung, die über der Druckstrebentragfähigkeit  $v_{Rd,max}$  liegt. Für die Ermittlung von  $v_{Rd,max}$  darf nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Abs. 6.4.5 (3) eine Vorspannung nicht berücksichtigt werden, daher ist die Betonnormalspannung zu null gesetzt. Durch eine dickere Platte, einen höheren Bewehrungsgehalt oder eine höhere Festigkeit des Betons kann der Widerstand gegen Durchstanzen  $v_{Rd,c}$  erhöht werden. Es ist jedoch ersichtlich, dass der Nachweis der Flachdecke in Bezug auf das Durchstanzen häufig sehr hoch ausgenutzt ist. Der Nachweise der Druckstrebe  $v_{Rd,max} = 1,4 \cdot v_{Rd,c}$  bestimmt explizit die Obergrenze des Durchstanzwiderstands und ist in einigen Fällen, wie zuvor beschrieben, bereits erreicht. Bei Beachtung unterschiedlicher Spannweiten vergrößert sich der Beiwert zur Berücksichtigung der nichtrotationssymmetrischen Querkraftverteilung im Rundschnitt  $\beta$  zum Teil erheblich. Eine

Verringerung der geometrischen Außenabmessungen der Stütze führt zu einer Verkleinerung des Umfangs des kritischen Rundschnittes. Dies wirkt sich gemäß Gl. 4-9 in einer Erhöhung der Einwirkung  $v_{Ed}$  aus. Die Auswirkungen der Reduktion der Außenabmessungen einer Stütze unter Beibehaltung aller weiteren Randbedingungen ist in Abb. 4-8 dargestellt. Es ist ersichtlich, dass eine geringe Reduktionen der Außenabmessung der Stütze z. B. um 50 mm auf eine quadratische Seitenlänge von 200 mm zu einer Lasterhöhung von ca. 7 % führt. Wohingegen eine starke Verringerung z. B. einer Halbierung der Außenabmessungen auf 125 mm bereits zu einer Erhöhung der Einwirkung um knapp 20 % führt. Der Nachweis der Durchstantragfähigkeit reagiert nicht sehr sensitiv auf Änderungen des Umfangs  $u_0$ , daher sind kleine Reduzierungen des Umfangs des Stützenanschlusses in der Regel kein Problem.

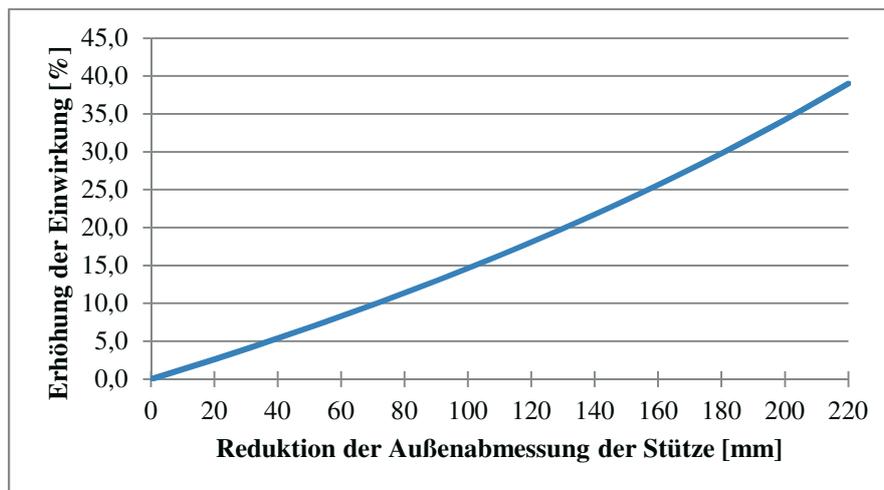


Abb. 4-8: Auswirkung einer Reduzierung der Außenabmessung der Stütze auf die Einwirkende Belastung

## 4.5 Konzentrierte Lasteinleitung - Grundlagen

Auf die Einleitung konzentrierter Lasten in den Beton wird nachfolgend eingegangen. Dabei werden zuerst die normativen Erhöhungsfaktoren beschrieben und im Anschluss wird auf experimentelle Untersuchungen eingegangen.

### 4.5.1 Nachweis eines Druckknotens

Gemäß DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013) ist eine Erhöhung der maximalen Betontragfähigkeit um 10 % gestattet, wenn an einem Knoten ausschließlich Druckkräfte angreifen und eine Querdehnung unterhalb der Lasteinleitung behindert wird. In diesem Fall bildet sich ein zwei-axialer Spannungszustand aus. Dies gilt auch für Betonbauteile, die durch eine konzentrierte Lasteinleitung in einzelnen Bereichen belastet sind. Nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013) gilt dann folgender Zusammenhang für die Betontragfähigkeit.

$$\sigma_{Rd,max} = k \cdot v' \cdot f_{ck} \quad \text{Gl. 4-15}$$

Mit  $k = 1,1$  für Druckknoten nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Abs. 6.5.4(4);

$\geq 1,1$  bei genaueren Nachweisen (mehraxiale Druckbeanspruchung 3.1.9 (2));

$v'$  = 1,0 bei Betonfestigkeitsklasse  $\leq C55/67$ ;  
 = 1,1  $\cdot f_{ck}/500$  bei Betonfestigkeiten  $\geq C55/67$  nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013).

#### 4.5.2 Nachweis der Teilflächenpressung

Von Teilflächenpressung wird gesprochen, wenn auf eine kleine Betonfläche konzentrierte Druckkräfte wirken, die sich über die Bauteilhöhe auf eine größere Fläche ausbreiten können. Infolge der Druckspannung entstehen Querdehnungen unterhalb des Lasteinleitungsbereichs, die durch den umliegenden Beton behindert werden. Die Umlenkung der sich ausdehnenden Druckspannungen führt zu Querspannungen, die durch vorhandene Bewehrung aufgenommen werden müssen. Hierdurch ist der Beton in der Lage Druckfestigkeiten zu erreichen, die über der einachsigen Druckfestigkeit liegen. Das Prinzip der Teilflächenpressung ist in DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013) folgendermaßen erfasst worden. Die Erhöhung der Betondruckfestigkeit ist auf den Faktor 3,0 begrenzt. Es gilt folgender Zusammenhang:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot 3,0 \quad \text{Gl. 4-16}$$

Dabei ist

$A_{c0}$  Belastungsfläche [m<sup>2</sup>];

$A_{c1}$  maximal rechnerische Verteilungsfläche mit geometrischer Ähnlichkeit zu  $A_{c0}$  [m<sup>2</sup>].

Bei ungleichmäßiger Lastverteilung über die Belastungsfläche  $A_{c0}$  ist die Kraft  $F_{Rdu}$  abzumindern. Die Schwerpunkte der Flächen  $A_{c0}$  und  $A_{c1}$  müssen in Belastungsrichtung übereinander liegen. Die Lastverteilungsflächen über die Höhe  $h$  dürfen sich nicht mit den Lastausbreitungsflächen anderer Druckkräfte überschneiden. Für die Höhe  $h$ , sowie die Abmessung von  $A_{c1}$  gelten die Anforderungen aus Abb. 4-9. Für den Fall, dass die Flächen  $A_{c0}$  und  $A_{c1}$  geometrisch nicht ähnlich sind und die Kraft sich nur in eine Richtung ausbreiten kann, darf nur die Erhöhung für einen Druckknoten angesetzt werden. Für eine Belastung mit der Ausmitte  $e$  ist die Belastungsfläche  $A_{c1}$  ( $b_{1,red} = b_1 - 2 \cdot e$ ) zu reduzieren. Grundsätzlich sind die Querspannungen infolge Teilflächenpressung durch Bewehrung aufzunehmen.

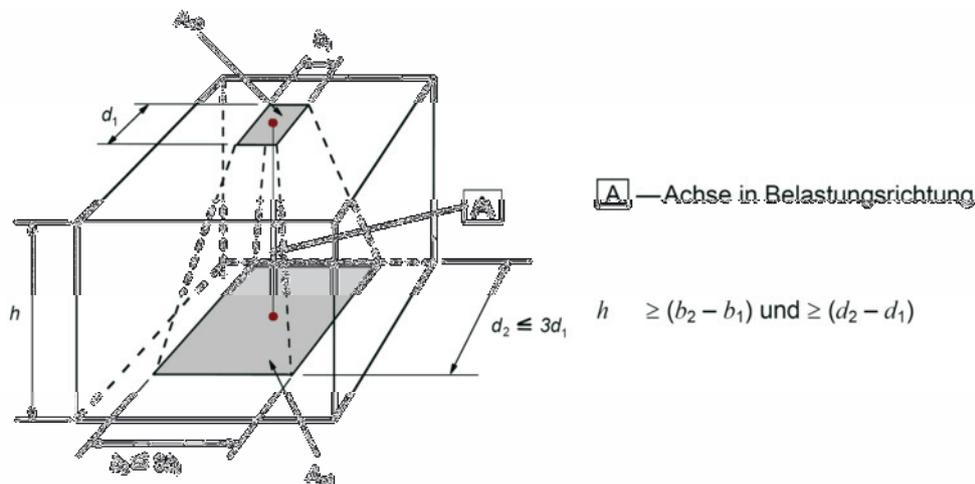


Abb. 4-9: Teilflächenpressung nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Bild 6.29

### 4.5.3 Bisherige experimentelle Untersuchungen zu Kontaktflächenpressungen

Im Zuge seiner Diplomarbeit hat Zeier (2010) die Versuchsergebnisse von Pohle (1951), Pohle (1952), DAfStb - Heft 175 (1965), Rieckmann (1971), DAfStb - Heft 447 (1995) und Scheerer et al. (2009) analysiert. Es zeigte sich, dass der Beton in den Lasteinleitungsbereichen unterhalb von Stahlprofilen sehr große Druckspannungen abtragen kann. Diese Spannungen betragen ein Vielfaches der einachsigen Druckfestigkeit, wobei die Laststeigerungsfaktoren zwischen 3,7 und 28,0 liegen. Diese sind abhängig vom Abstand des Stahlprofils zur Betonkante, der internen Bewehrung (Spaltzugbewehrung und Umschnürung) sowie der Betondruckfestigkeit. Im Zuge eines Forschungsvorhabens an der TU Darmstadt zur Thematik der Rohrschneidenlagerung zeigten sich Laststeigerungsfaktoren im Bereich des 10-fachen der Betondruckfestigkeit. Die Laststeigerungsfaktoren waren stark von dem Bewehrungsgrad des Stahlbetonbauteils abhängig und durch eine höhere Betonfestigkeit sowie eine größere Gesteinskörnung positiv beeinflussbar. Die im Lasteinleitungsbereich erreichten Druckspannungen lagen stets deutlich über der 3-fachen Betondruckfestigkeit, die normativ für Teilflächenpressung zugelassen ist [vgl. Forschungsbericht TU Darmstadt (2013)].

### 4.6 Auswirkung der Bewehrungsführung im Stützenanschluss

Unter der Annahme, dass Bewehrungsstäbe durch den Stützenanschluss durchgeführt werden können, ergeben sich keine Auswirkungen auf die Bewehrungsführung in dem darüber liegenden Geschoss. Für den Fall, dass keine Bewehrung durch das Bauteil geführt werden kann, ist die Anschlussbewehrung der oberen Stütze dementsprechend in der Decke zu verankern. Da die Deckendicke für eine Verankerung der Stützenlängsbewehrung zu kurz ist, muss die Bewehrung über die Krümmung verankert werden. Hierfür ist es erforderlich den Mindestbiegerollendurchmesser nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Tabelle 8.1DE einzuhalten. Die Bewehrung, die in der Stütze endet, muss ihre Kraft an den Beton übertragen. Generell gibt es hierzu zwei Möglichkeiten, die auch gemeinsam wirken können. Zum einen kann die Kraft mittels Spitzendruck in den darüber liegenden Beton übertragen werden. Zum anderen kann die Kraft aus der Bewehrung über Verbundspannungen an den umgebenden Beton abgegeben werden. Für stumpf gestoßene Fertigteile aus Stahlbeton gibt es bereits entsprechende Untersuchungen für die Lastübertragung über eine Mörtelfuge [siehe hierzu König et al. (2003) und Bachmann et al. (2009)]. Nach DAfStb Heft 600 (2012) darf folgender Bemessungswiderstand für die zentrische Lastübertragung von stumpf gestoßenen Fertigteilen angesetzt werden:

$$N_{Rd} = (A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}) \cdot \kappa \quad \text{Gl. 4-17}$$

Dabei ist  $\kappa$  ein Abminderungsfaktor [-] = 0,9 für einen Stoß mit Stirnflächenbewehrung;

= 1,0 für einen Stoß mit Stahlplatten.

Bei Verwendung einer Stahlplatte ist keine verstärkte Querbewehrung erforderlich und die gesamte Last aus dem Beton und der Bewehrung kann über die Mörtelfuge übertragen werden. Die Längsbewehrung sollte nach DAfStb Heft 600 (2012) möglichst dicht an die Stahl-

platte herangeführt werden, muss jedoch nicht mit ihr verbunden sein. Die Querdehnung der Mörtelfuge wird durch die Stahlplatte effektiv behindert.

Bei Verwendung einer Stirnflächenbewehrung (siehe Abb. 4-10) kann nur ein Teil der Kraft aus dem Spitzendruck der Längsbewehrungsstäbe abgetragen werden. Der größte Teil der Kraft der Längsbewehrung muss durch den Verbund an den umgebenden Beton abgegeben werden. Die über Verbund aus der Längsbewehrung in den Beton übertragenen Druckspannungen müssen von dem inneren Betonkern aufgenommen werden. Hierzu ist eine entsprechende Umschnürungsbewehrung erforderlich [vgl. König et al. (2003)], die über die Verankerungslänge der Längsbewehrung angeordnet wird. Die Stirnflächenbewehrung ist ohne Betondeckung direkt in die Stützenstirn einzubauen.

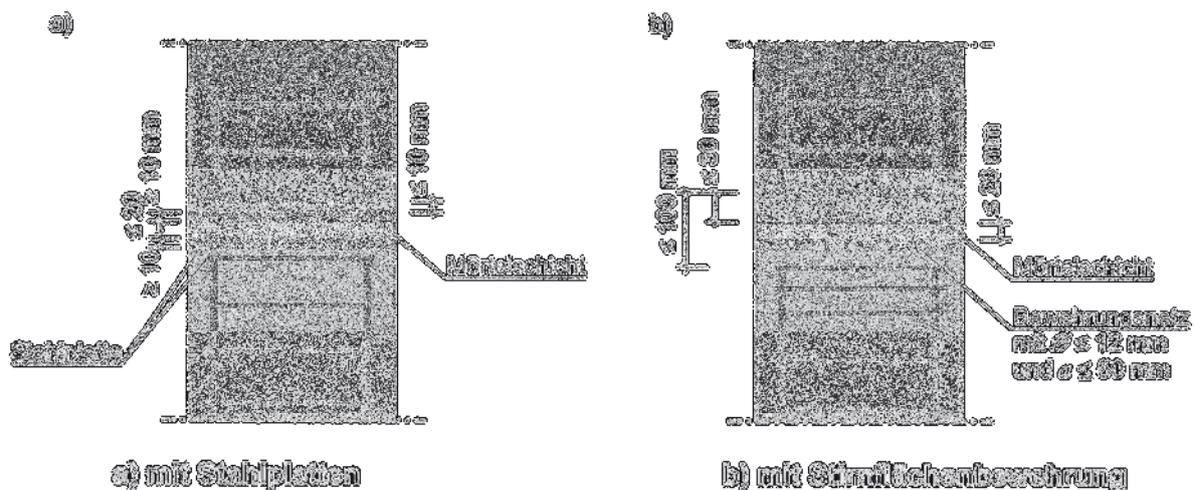


Abb. 4-10: Stützenstoß im Mörtelbett [vgl. DAfStb Heft 600 (2012), Bild H10-1]

Abhängig von der Steifigkeit des Fugenmaterials handelt es sich entweder um weichgebettete oder hartgebettete Fugen. Als weichgebettete Fugen werden nach Bachmann et al. (2009) diejenigen Fugen bezeichnet, bei denen der Elastizitätsmodul des Fugenmaterials kleiner als 70 % des Elastizitätsmodul des angrenzenden Bauteils ist. Diese Abgrenzung ist ebenfalls in DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Abs. 10.9.4.3(4) enthalten. Bei weichgebetteten Fugen entstehen wegen der Querdehnung des Fugenmaterials Stirnzugspannungen in der Lagerfuge, die durch Bewehrung oder eine Stirnplatte aufgenommen werden müssen. Es kann ebenfalls erforderlich sein, die Fuge selbst zu bewehren. Der erforderliche Bewehrungsquerschnitt  $A_s$  kann nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013) wie folgt bestimmt werden:

$$A_s = 0,25 \cdot (t/h) \cdot F_{Ed} / f_{yd} \quad \text{Gl. 4-18}$$

Mit  $A_s$  die Bewehrungsfläche an jeder Oberfläche [ $\text{m}^2$ ];

t Dicke des Fugenmaterials [mm];

h Abmessung des Fugenmaterials (senkrecht zur Dicke t), in Richtung der anzuordnenden Bewehrung zur Aufnahme der Querkzugspannungen [mm];

$F_{Ed}$  Druckkraft in der Lagerfuge [MN].

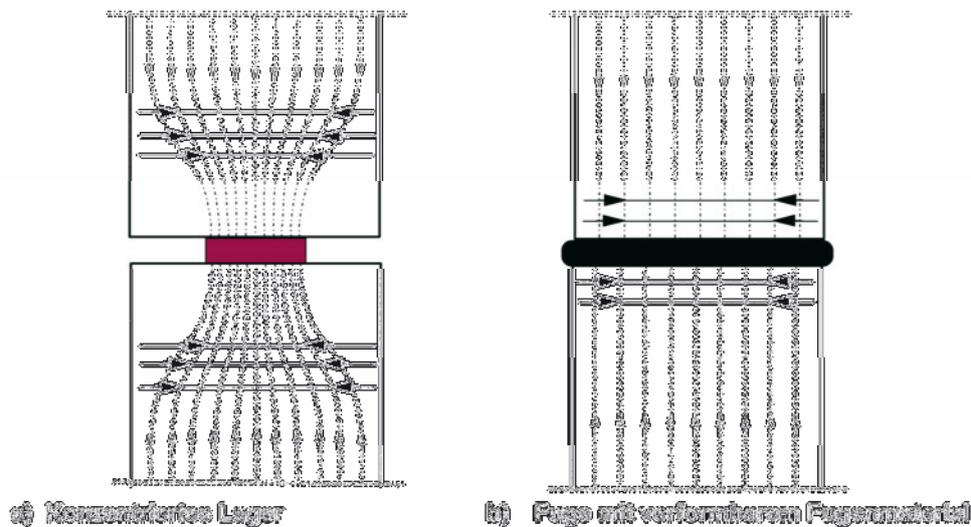


Abb. 4-11: Querkzugspannung in Druckfugen [vgl. DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011), Bild 10.3]

Bei hartgebetteten vollflächigen Fugen ergibt sich infolge der Umlenkung des Traganteils der Längsstäbe ebenfalls die Anforderung eine entsprechende Umschnürungsbewehrung anzusetzen. Bei hartgebetteten konzentrierten Fugen (Abb. 4-11 a)) entstehen die Querkzugspannungen infolge der Lastausbreitung unterhalb und oberhalb der konzentrierten Fläche [vgl. Bachmann et al. (2009)]. Die Umschnürungsbewehrung bzw. die Querkzugkräfte dürfen nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011) mit Stabwerksmodellen nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011), Abs. 6.5 ermittelt werden. Alternativ können für die Berechnung der Tragfähigkeit der Druckfugen inklusive der Querkzugkräfte die Vorgaben nach DAfStb Heft 600 (2012) verwendet werden. Die Anwendbarkeit dieser Regeln auf den Stützenanschluss ist zu untersuchen.

#### 4.7 Anforderungskatalog/Zusammenstellung

Die statische Berechnung von Stützen-Decken-Systemen erfolgt oft mit der Vereinfachung, dass die Decken auf den Stützen gelenkig gelagert angenommen werden (vgl. Kapitel 4.3.4). Hierzu sind die normativen Randbedingungen einzuhalten (siehe Kapitel 4.1.1). Die Annahme des statischen Systems entspricht nicht dem auf der Baustelle gebauten System bei dem entweder Fertigteildecken auf Unterzügen oder monolithische Stützen-Deckenverbindungen hergestellt werden. Der Untersuchungsbereich der Spannweitenverhältnisse benachbarter Felder liegt zwischen  $0,5 \leq l_1/l_2 \leq 2,0$ . Durch numerische Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass für Spannweitenverhältnisse des ersten Innenfeldes gegenüber dem zweiten Innenfeld innerhalb dieser Grenzen, die Ausmitte der Normalkraft größer ist, als die normativ anzusetzende Mindestausmitte für zentrisch belastete Querschnitte zählen. Daher wurden Einschränkungen vorgenommen, die in der Praxis nicht zu wesentlichen Einschränkungen in der Anwendbarkeit des Stützenanschlusses führen, um die Ausmitte entsprechend zu begrenzen. Für die 25 cm - Stütze wird eine maximale Stützweite von 7,5 m bei einer Deckendicke von 25 cm zugelassen, unter der Voraussetzung, dass ein Geschoss oberhalb des Stützenanschlusses vorliegt. Für die 40 cm - Stütze ist die Spannweite ebenfalls auf 7,5 m begrenzt, jedoch sind eine Deckendicke von 30 cm und zwei Geschosse oberhalb des Stützenanschlusses not-

wendig. Die erforderliche Deckendicke kann bei einer Verringerung der maximalen Stützweite um je 0,5 m um je 1 cm verringert werden. Für Randstützen und Stützen mit Konsolen sind die Ausmitten der Normalkraft in der Statik explizit berechnet und können dementsprechend ohne Einschränkung bei der Dimensionierung des Stützenanschlusses verwendet werden.

Grundsätzlich ist die zu untersuchende Stütze knickgefährdet, es zeigt sich jedoch, dass sich bei genauer Ermittlung des Beiwerts  $K_r$  für die Zusatzausmitte  $e_2$  nach Th. II. O. ein sehr kleiner Wert, der nahezu null ist, ergibt. Die Mindestausmitte  $e_0$  ist daher maßgebend und ein Nachweis auf Querschnittsebene zu führen. Die Verformung der Stütze ist an der Stützenmitte am größten und die Nachweisstelle für den Stabilitätsnachweis ist in Stützenmitte. Im monolithischen System (Kapitel 4.3.6) tritt die maximale Ausmitte jedoch am Stützenkopf auf. Die Stütze ist mit einer Einspannung am Stützenkopf und Stützenfuß nicht mehr knickgefährdet und die errechnete Ausmitte aus dem statischen System ist maßgebend, daher ist die Nachweisstelle am Stützenkopf. Die Stütze muss sowohl als Pendelstütze als auch als monolithisch angeschlossene Stütze auf Querschnittsebene bemessen werden. Der Nachweisschnitt und die maximale Belastung sind an verschiedenen Stellen (Stützenkopf bzw. -mitte) können aber gleichbedeutend verwendet werden. Daraus folgt, dass der Stützenanschluss die Tragfähigkeit erreichen muss, die der Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze entspricht. Diese ist maßgeblich über die Druckfestigkeit des Betons und den Bewehrungsgrad definiert. In der Praxis kommen gemäß unseres Industriepartners Schöck Bauteile GmbH Stützen aus hochfestem Beton und Stützen mit sehr hohen Bewehrungsgehalten  $> 4 \%$  selten vor. Aus diesem Grund wird für dieses Projekt eine Unterscheidung des zu entwerfenden Stützenanschlusses entsprechend der Lastniveaus vorgenommen:

Mittel: bis zu C30/37 mit 1 % - Bewehrungsgehalt (oder C25/30 mit 2 %)

Hoch: bis zu C50/60 mit 3 % - Bewehrungsgehalt

Ziel der Entwicklung ist es einen Stützenanschluss zu entwickeln, der einer Querschnittstragfähigkeit einer Stahlbetonstütze mit einer Druckfestigkeit von C30/37 mit 1 % - Bewehrungsgehalt für die mittlere Anforderung bzw. einer Querschnittstragfähigkeit von C50/60 mit 3 % - Bewehrungsgehalt entspricht.

Bei dünnen Decken ist der Widerstand gegen Durchstanzen besonders stark ausgenutzt, daher ist eine Reduktion der Außenabmessungen des lastübertragenden Elements möglichst zu vermeiden. Da der Nachweis auf Durchstanzen nicht sehr sensitiv auf Änderungen des Umfangs  $u_0$  reagiert, stellen kleinere Verringerungen der Außenabmessungen in der Regel kein Problem dar. Über eine Erhöhung des Bewehrungsgrads der Decke im Bereich des Durchstanzkegels kann die Durchstanztragfähigkeit ggf. erhöht werden.

Ferner ist der Stützenanschluss dafür auszulegen, dass eine Querkraft von mindestens 3,7 kN für den Lastfall Anprall übertragen werden kann.

Im Falle der Verwendung hochfester Materialien ist die lokale Lasteinleitung in den Stahlbeton gemäß der Teilflächenpressung nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013) zu begrenzen und für die entstehenden Querzugkräfte eine Bewehrung vorzusehen. Im Falle genauerer Un-

---

tersuchungen können auch höhere Laststeigerungsfaktoren als normativ vorgesehen erreicht werden. Um diese erhöhten Faktoren nutzen zu können ist eine wissenschaftlich abgesicherte Untersuchung notwendig.

Unter der Annahme, dass die Bewehrung unterhalb des neu zu entwerfenden Stützenanschluss endet, ist der Lastübertrag in den Stützenanschluss durch eine entsprechende Bewehrung oder eine Stahlplatte zu beachten (vgl. Kapitel 4.6). Für einen Stützenstoß im Fertigteilbau bzw. Querkzugspannungen in Druckfugen gibt es bereits entwickelte Vorgaben für deren Ausbildung.

## 5 Identifizierung geeigneter Materialien und Variantenuntersuchung (AP 3 + AP 4)

### 5.1 Allgemeine Zusammenstellung der Materialien

In diesem Kapitel wird zuerst eine Übersicht über eine Vielzahl verschiedener Materialien gegeben und deren Eigenschaften (Druckfestigkeit, Brandverhalten und Wärmeleitfähigkeit) ausgewiesen (vgl. Tabelle 5-1). Im Anschluss wird die Liste um diejenigen Materialien bereinigt, die für den Stützenanschluss aufgrund der Anforderungen aus Kapitel 2 und 4 nicht infrage kommen. Die verbliebenen Materialien werden entsprechend der Eignung zur Übertragung von Druck- bzw. Zugkräften getrennt geordnet und die jeweils geeignetsten Materialien identifiziert.

In Tabelle 5-1 ist die Wärmeleitfähigkeit der Materialien, falls nicht anders gekennzeichnet, aus der DIN 4108-4 (Februar 2013) und der DIN EN ISO 10456 (Mai 2010) entnommen. Für die Festigkeiten wurden üblicherweise die Mittelwerte verwendet. Die Spannweiten der Festigkeiten einzelner Materialien sind teilweise sehr groß. Dies ist darauf zurück zu führen, dass es mitunter sehr viele unterschiedliche Spezifikationen des Materials gibt. Die hier aufgezeigten Werte dienen der grundsätzlichen Übersicht.

Tabelle 5-1: Gesamtübersicht der untersuchten Materialien

Material	Festigkeit [MN/m <sup>2</sup> ]		Brandverhalten	Wärmeleitfähigkeit [W/(m·K)]
	Druck	Zug		
Aluminium-Legierungen	35-465 <sup>7</sup>	35-465 <sup>7</sup>	A	160
Beton	20-108	1,6-5,2	A	1,15-2,00
Bronze	200-360	200-360	A	240-380
Calenberg Kerncompactlager <sup>8</sup>	30	-	B1-B2	0,2
Edelstahl <sup>9</sup>	400-950	400-950	A	15-25
Glasfaserverstärkte Kunststoffe GFK	480-600	580-3000	B1	0,7
Granit	160-240	10-20 <sup>10</sup>	A	2,8
Kalkstein <sup>11</sup>	20-180	-	A	0,85-2,30

<sup>7</sup> Informationsbroschüre - NE-Metalle (2008)

<sup>8</sup> Produktinfo KERNCOMPACTLAGER (2012)

<sup>9</sup> Informationsbroschüre Edelstahl Rostfrei (2015)

<sup>10</sup> Biegezugfestigkeit

<sup>11</sup> <http://www.geodienst.de/kalkstein.htm>

Keramik	500-10000	-	A	1,30
Kerto	8-12	8-12	B1-B2	0,15
Kohlenstofffaserverstärkte Kunststoffe CFK	120-800	900-4000	B1	17,0
Konstruktionsholz (charakteristisch)	17-32	10-36	B1-B2	0,13-0,18
Kupfer	200-360	200-360	A	240-380
(Stahl-)Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge	17-88	~1,3-3,5 <sup>12</sup>	A	0,39-1,6 <sup>14</sup>
Massive Kunststoffe	5-125	5-125	B2	0,16-0,5
Mauerwerk aus Kalksandsteinen und Porenbeton-Plansteinen	12-28	-	A	0,11-1,3
Mauerwerk aus Klinkern und Ziegeln	2-60	-	A	0,19-1,4
Mineralwolle	0,04	0,04	A	0,03-0,06
Natronglas <sup>13</sup>	390-2500	7-100	A	1,0
Polystyrolschaum	0,01-0,25	0,01-0,25	B2	0,03-0,06
Polyurethanschaum	0,15	0,15	B2	0,02-0,05
Quarzglas	390-2500	7-100	A	1,4
Stahl	400-1100	400-1100	A	50
Stahlbeton	20-108	1,6-5,2	A	>2,3 <sup>14</sup>
Trockene Luft	-	-	-	0,03
UHPC	100-300	7-10 (ohne Fasern)	A	2,0-3,0

## 5.2 Druckfestigkeit

Grundsätzlich können alle Werkstoffe ausgeschlossen werden, deren Druckfestigkeit geringer ist als diejenige von Beton. Ein über die Außenkanten der Stütze hinausragender Stützenanschluss wurde von vornherein ausgeschlossen. Hierdurch entfallen die Dämmstoffe (Mineralwolle, Polystyrolschaum und Polyurethanschaum), Konstruktionsholz und Kerto. Eine Verwendung von Holz bzw. Kerto ist auch aufgrund der brandschutztechnischen Vorgaben nicht gestattet. Die Verwendung von Mauerwerksteinen scheidet aufgrund der zu geringen Festigkeit aus. Um hohe Festigkeiten zu erreichen sind größere Übertragungsflächen der

<sup>12</sup>  $(0,4+0,6 \cdot \rho/2200) \cdot f_{ctm}$

<sup>13</sup> Kott (2007)

<sup>14</sup> Stark abhängig von dem Bewehrungsgehalt

Mauerwerkssteine erforderlich somit erhöht sich die Rohdichte, die wiederum den Wärmedurchgang erhöht und somit keine Verbesserung gegenüber Beton erreicht wird. Aufgrund des Brandverhaltens und wegen zu geringer Druckfestigkeiten vor allem bei größeren Dicken können auch die massiven Kunststoffe, zu denen z. B. das Calenberg Kerncompactlager gehört, nicht verwendet werden. Auch eine Kombination mit in Belastungsrichtung abwechselnden Schichten aus Elastomeren und Glas oder UHPC scheidet aufgrund des Brandschutzes aus. Die Schichten aus Elastomeren bestimmen in diesem Fall auch die zulässige Druckfestigkeit, die wie zuvor beschrieben gegenüber Beton in den meisten Fällen zu niedrig ist.

Zur besseren Vergleichbarkeit der verbliebenen Materialien wird der Quotient aus der Wärmeleitfähigkeit und der Druckfestigkeit gebildet (siehe Tabelle 5-2). Der Quotient spiegelt den Wärmeverlust wieder, der über die Fläche entsteht, die zur Übertragung einer Kraft von 1 MN erforderlich ist. Dieser Quotient wird als Bandbreite angegeben, da zum einen die Druckfestigkeit und zum anderen die Wärmeleitfähigkeit zumeist innerhalb einer Bandbreite vorliegen. In Tabelle 5-2 wird immer die größtmögliche Spannweite angegeben. Hierzu wird die obere Grenze aus dem Quotient der höchsten Wärmeleitfähigkeit und der kleinsten Druckfestigkeit gebildet. Für die untere Grenze wird die kleinste Wärmeleitfähigkeit durch die größte Druckfestigkeit dividiert. Die Metalle Aluminium, Bronze und Kupfer besitzen eine höhere Wärmeleitfähigkeit bei geringerer Festigkeit als Stahl bzw. Edelstahl und werden daher nicht mehr weiter betrachtet.

Tabelle 5-2: Eignung der untersuchten Materialien in Bezug auf das Verhältnis von Wärmeleitfähigkeit zu Druckfestigkeit

Material	Festigkeit [MN/m <sup>2</sup> ]	Wärmeleitfähigkeit [W/(m·K)]	Wärmeleitfähigkeit/Festigkeit [(W·m)/(kN·K)]
	Druck		
Beton	20-108	1,15-2,00	10,6-100,0
Edelstahl <sup>15</sup>	400-950	15-25	15,8-62,5
Glasfaserverstärkte Kunststoffe GFK	480-600	0,7	1,17-1,46
Granit	160-240 <sup>16</sup>	2,8-3,5	11,7-21,9
Kalkstein	20-180	0,85-2,30	4,72-115,0
Keramik <sup>17</sup>	500-10000	1,20-3,0	0,13-6,0
Kohlefaserverstärkte Kunststoffe CFK	120-800	17,0	21,25-142,0
Leichtbeton und Stahlleichtbeton	17-88	0,39-1,6	4,43-94,1

<sup>15</sup> Informationsbroschüre Edelstahl Rostfrei (2015)

<sup>16</sup> Schubert (1999)

<sup>17</sup> [http://www.keramverband.de/keramik/deutsch/fachinfo/eigenschaften/eigenschaften\\_thermisch.htm](http://www.keramverband.de/keramik/deutsch/fachinfo/eigenschaften/eigenschaften_thermisch.htm)

Natronglas <sup>18</sup>	390-2500	1,0	0,40-2,56
Quarzglas	390-2500	1,4	0,56-3,59
Stahl	400-1100	50	45,4-125,0
Stahlbeton	20-108	>2,3 <sup>19</sup>	21,3-115,0
UHPC	100-300	2,0-3,0	6,67-30,0

Den niedrigsten und damit besten Quotienten aus Wärmeleitfähigkeit zu Druckfestigkeit besitzen Glas, Glasfaserverstärkte Kunststoffe und Keramik. Glas und Keramik haben beide aufgrund ihrer sehr hohen Druckfestigkeiten einen sehr niedrigen Quotienten aus Wärmeleitfähigkeit zu Druckfestigkeit. Jedoch sind die hohen Druckfestigkeiten selten praktisch erreichbar und es gibt für reine Druckbelastungen von Glas noch keine ausreichend wissenschaftlich abgesicherten Daten (vgl. Wörner et al. (2001)). Zusätzlich ist nach Wörner et al. (2001) der direkte Kontakt zu harten Oberflächen zu vermeiden. Für Keramik-Werkstoffe fehlen ebenfalls ausreichend abgesicherte Erkenntnisse vor allem bei Schichtdicken im Bereich von 100 mm. Unabhängig von den bereits genannten Aspekten stellt vor allem die Lastüberleitung aus dem Stahlbeton in das sehr hochfeste Material ein nicht zu lösendes Problem dar. Bei Glas sind Druckspannungen bis zu 2500 MN/m<sup>2</sup> und bei Keramik sogar noch größere Druckspannungen möglich. Die mittleren Druckfestigkeiten liegen mindestens um einen Faktor von ~15 über der Druckfestigkeit von hochfestem Stahlbeton der Festigkeitsklasse C100/115 und um einen Faktor ~50 über derjenigen von einem in der Praxis üblichen Stützenbeton der Festigkeitsklasse C30/37. Die DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011) gestattet für Teilflächenpressung unter optimalen Randbedingungen, wie in Kapitel 4.5 erläutert, eine maximale Erhöhung um den Faktor 3. Somit kann bei Keramik, Glas z.T. auch bei Stahl, Edelstahl, Kohle- und Glasfaserverstärkten Kunststoffen die Druckfestigkeit nicht voll ausgenutzt werden. Allerdings lohnen sich die zum Teil erheblichen Mehrkosten gegenüber Beton nur bei Ausnutzung der hohen Druckfestigkeiten dieser hochfesten Materialien um die Menge an erforderlichem Material so klein wie möglich zu halten. Die verbliebenen Metalle Edelstahl und Stahl eignen sich auch nicht als lastübertragendes Element, da sie einen deutlich höheren Quotienten aus Wärmeleitfähigkeit zu Druckfestigkeit besitzen als Beton (siehe Tabelle 5-2). Kalkstein und Granit erreichen einen ähnlich gute Quotienten aus Wärmeleitfähigkeit zu Druckfestigkeit wie Leichtbeton und UHPC. Die Bearbeitung von Granit und Kalkstein ist gemeinhin bekannt jedoch als teuer einzustufen. Im Falle von Öffnungen für Bewehrungsseile oder ggf. erforderliche Öffnungen für Rüttelflaschen ist bei Granit mit einem hohen Aufwand zu rechnen. Darüber hinaus ist die Geometrievielfalt bei Granit und Kalkstein, dass nur durch sägen oder fräsen bearbeitet werden kann stark eingegrenzt. Für Kalkstein gilt zusätzlich, dass der Quotient aus Wärmeleitfähigkeit zu Druckfestigkeit sich nur unwesentlich von demjenigen von Beton unterscheidet und sich daher die Verwendung von Kalkstein nicht

---

<sup>18</sup> Kott (2007)

<sup>19</sup> Stark abhängig von dem Bewehrungsgehalt

empfeht. Nachfolgend sind die Materialien in einem Schaubild zusammengestellt. Auf der x-Achse ist der Quotient aus der Wärmeleitfähigkeit bezogen auf die Druckfestigkeit dargestellt und auf der y-Achse die Druckfestigkeit der Materialien.

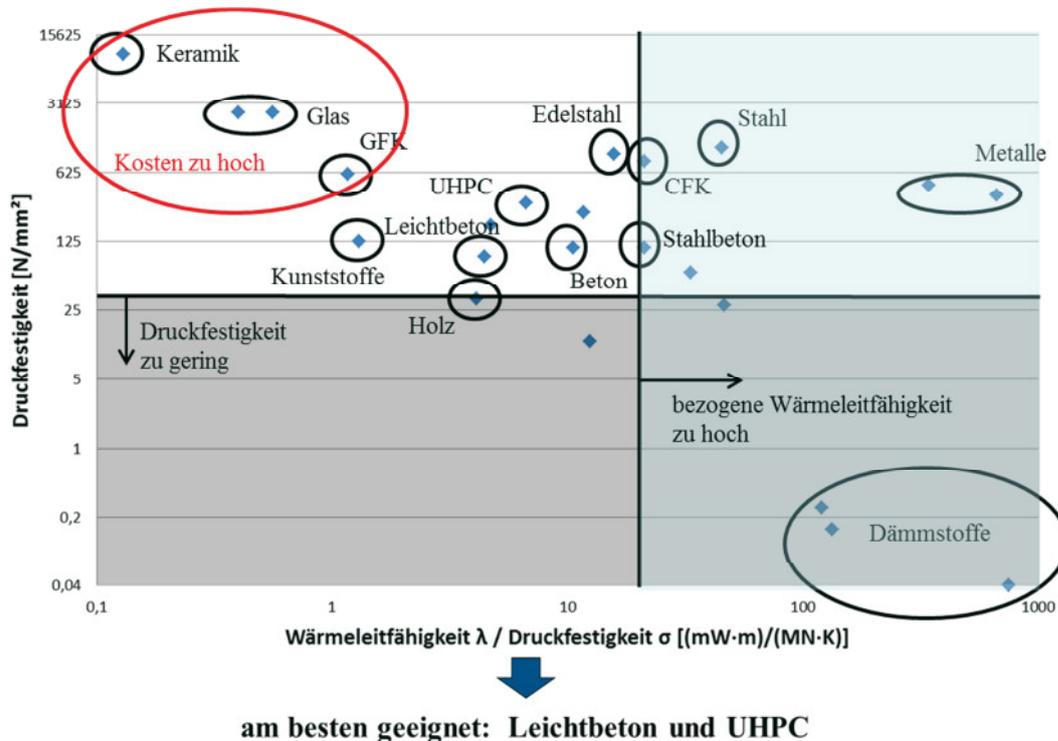


Abb. 5-1: Materialvergleich Schaubild

Zusammenfassend bietet sich der Lastübertrag der Druckkräfte mit Leichtbeton oder mit UHPC an. Beide Materialien besitzen einen niedrigen Quotienten aus Wärmeleitfähigkeit zu Druckfestigkeit, die Druckfestigkeit kann ausgenutzt werden, geometrische Formen sind einfach herzustellen bei vergleichsweise geringen Kosten. Um das Ziel des Forschungsprojektes eine schnelle Umsetzung der Lösung in der Praxis zu ermöglichen, ist eine Verwendung von noch nicht normativ behandelten Werkstoffen daher nicht empfehlenswert. Nichts desto trotz zeigen sich insbesondere bei Glas oder Keramik interessante Möglichkeiten zur Anwendung als thermische Trennung, wenn wissenschaftlich abgesicherte, hohe Druckfestigkeiten erreicht und diese auch in den Beton eingeleitet werden können.

### 5.3 Variantenuntersuchung möglicher Lösungen

Zur Ausbildung des thermisch entkoppelten Druckanschlusses gibt es grundsätzlich eine Vielzahl an Lösungsmöglichkeiten. Zur besseren Vergleichbarkeit und Analyse lassen sich diese Lösungsmöglichkeiten zu je einer der drei nachfolgend vorgestellten Varianten zuordnen. Innerhalb der Varianten kann die jeweils beste Lösungsmöglichkeit gefunden werden. Im Anschluss werden die jeweiligen besten Lösungen mit den anderen Varianten verglichen. Nach der Vorstellung der Varianten werden die in Kapitel 5.2 dargestellten Materialien auf ihre Anwendbarkeit hin untersucht. Aufgrund eines Zielwertes des Wärmedurchgangskoeffi-

zienten  $\lambda < 1,0$  ist es für alle Varianten erforderlich, dass die Bewehrung endet und nicht durch den Stützenanschluss durchgeführt werden kann.

### 5.3.1 Variante A

Der Stützenanschluss in Variante A wird derart ausgebildet, dass die Druckkräfte mittels hochfester Werkstoffe über konzentrierte Querschnittsflächen übertragen werden. Der gegenüber einer vergleichbaren Stütze aus Stahlbeton verbleibende Restquerschnitt wird durch wärmedämmendes Material aufgefüllt. Für dieses inhomogene Bauteil, kann die kombinierte Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  bestimmt werden. Unter der Annahme, dass ein ausreichend großer Anteil des Querschnitts durch Wärmedämmung ersetzt wird, werden niedrigere Wärmeleitfähigkeiten im Vergleich zu einer monolithischer Ausbildung des Stützenanschlusses auch dann erreicht, wenn das kraftübertragende Material eine höhere Wärmeleitfähigkeit aufweist als Beton.

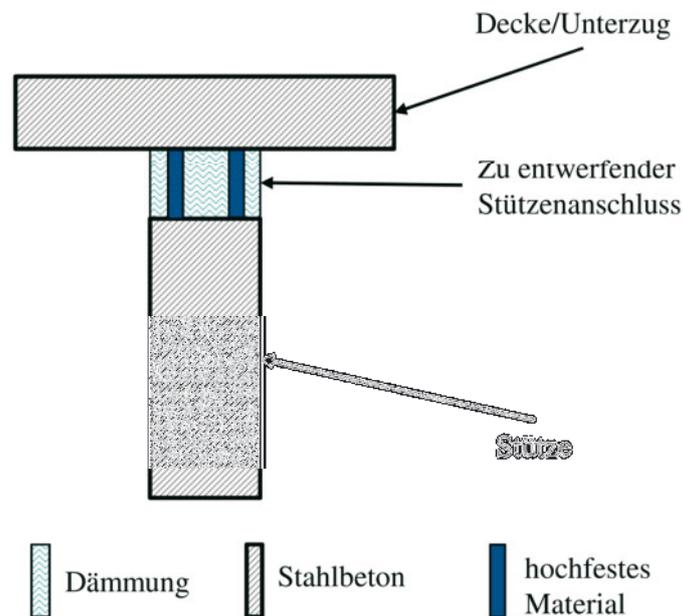


Abb. 5-2: Variante A

### 5.3.2 Variante B

Variante B (vgl. Abb. 5-3) beinhaltet die Stützenanschlüsse, bei denen der Werkstoff Beton durch ein anderes Material ersetzt wird, welches eine niedrigere Wärmeleitfähigkeit besitzt als Beton und die Druckfestigkeit von Beton erreicht. Hierbei werden die Druckkräfte vollflächig übertragen. Für den Fall eines hochbelasteten Stützenanschlusses wurde eine Zusatzvariante (Abb. 5-4), aufbauend auf Variante B und Variante A, entwickelt. Bei dieser wird der vollflächige Lastübertrag mit einem Material mit niedrigerer Wärmeleitfähigkeit als Stahlbeton durch einen zentralen Kern aus einem hochfesten Material unterstützt. Die Zusatzvariante wird in der nachfolgenden Gegenüberstellung nicht explizit aufgeführt.

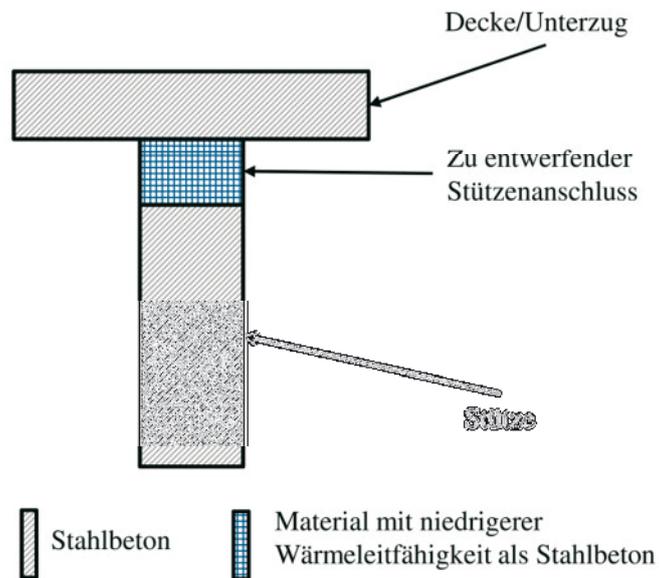


Abb. 5-3: Variante B

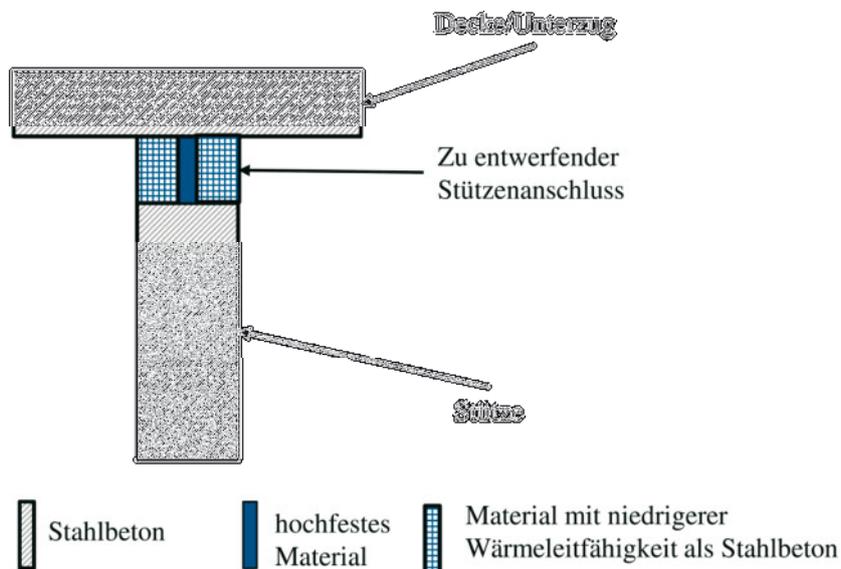


Abb. 5-4: Zusatzvariante A+B

### 5.3.3 Variante C

Für Variante C wird davon ausgegangen, dass der Stahlbeton am Stützenkopf des untersten Geschosses im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf Querschnittsebene nicht vollständig ausgenutzt ist. Dies ist insbesondere bei schlanken und somit stabilitätsgefährdeten Stützen der Fall. Die nicht benötigte Fläche des Querschnitts wird durch Luft oder Wärmedämmung gefüllt – ähnlich den „BubbleDeck“-Decken.<sup>20</sup> Die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  dieses inhomogenen Bauteils ist geringer als diejenige für Stahlbeton.

<sup>20</sup> <http://www.bubbledeck.com>

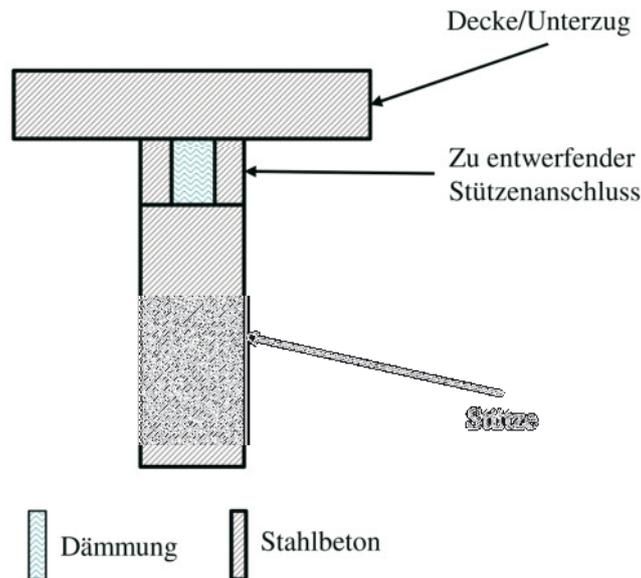


Abb. 5-5: Variante C

#### 5.4 Übersicht über mögliche Stützenanschlüsse

In dem vorherigen Kapitel sind drei grundlegende Varianten des Stützenanschlusses erläutert worden. Die Ausgestaltung dieser Varianten mittels der Materialien, die in Kapitel 5.2 zur Übertragung von Druckkräften identifiziert wurden, ist hierin dargestellt. Bevor eine Zusammenstellung gegeben werden kann, sind für jede Untervariante die folgenden vier Anforderungen zu ermitteln. Diese werden im Anschluss in tabellarischer Form einander gegenübergestellt um die beste Variante und dem dazugehörigen besten Materialien zu finden. Hierfür ist folgende Konstruktion festgelegt worden, um die Auswirkungen quantitativ zu erfassen. Die Stützenabmessungen wurden auf 25 cm Seitenlänge festgelegt. Die Stütze soll aus Stahlbeton der Druckfestigkeitsklasse C30/37 mit einem Bewehrungsgehalt von 1 % bestehen und voll ausgenutzt sein. Dementsprechend wird eine mittlere Druckkraft von 2664 kN übertragen. Die für die Varianten relevanten Eigenschaften werden wie folgt bestimmt:

Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  [W/(m·K)]: über die Flächen gemittelte Wärmeleitfähigkeit in Abhängigkeit der Materialien, wobei jeweils die niedrigsten Wärmeleitfähigkeiten angesetzt werden (Bestwerte).

$$\lambda_m = \frac{A_{\text{Material 1}}}{A_{\text{Material 1}} + A_{\text{Material 2}}} \cdot \lambda_{\text{Material 1}} + \frac{A_{\text{Material 2}}}{A_{\text{Material 1}} + A_{\text{Material 2}}} \cdot \lambda_{\text{Material 2}} \quad \text{Gl. 5-1}$$

Verhältnis der Druckfestigkeiten: Verhältnis der mittleren Druckfestigkeit  $f_m$  des gewählten Materials und der mittleren Druckfestigkeit des gewählten Beton C30/37 mit  $f_{cm} = 38 \text{ MN/m}^2$ .

$$\frac{f_m}{f_{cm}} \quad \text{Gl. 5-2}$$

Dehnsteifigkeit EA [MN]:

Mittlere Dehnsteifigkeit der verwendeten Materialien.

$$EA = \sum_i E_{\text{Material } i} \cdot A_{\text{Material } i}$$

Gl. 5-3

Rundschnitt  $u_0$  [m]:

Es wird stets eine quadratische Form des kraftübertragenden Bauteils unterstellt. Die Seitenlänge  $a$  wird aus der für die Druckkraftübertragung erforderlichen Fläche ermittelt. Der Umfang des kraftübertragenden Bereichs des Stützenanschlusses ergibt sich dann als vierfache Seitenlänge  $a$ .

$$u_0 = 4 \cdot a = 4 \cdot \sqrt{A_m}$$

Gl. 5-4

Kosten:

Die Preise der eingesetzten Materialien in Relation zu einer Ausführung aus Stahlbeton werden qualitativ erfasst.

Für einen Stützenanschluss aus Beton mit Betonstahl ist die Berechnung nachfolgend aufgeführt. Im Anschluss sind die Untervarianten in Tabelle 5-3 zusammengefasst. Die Ermittlung der einzelnen Untervarianten ist in Anhang A dargestellt.

1) Beton mit Betonstahl (1 %-Bewehrungsgehalt)

Wärmeleitfähigkeit $\lambda_m$	2,3	$= 0,99 \cdot \lambda_{\text{Beton}}^{21} + 0,01 \cdot \lambda_{\text{Stahl}}$
Verhältnis der Druckfestigkeiten	1,0	
Dehnsteifigkeit EA [MN]	2167	$= E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s$
Rundschnitt $u_0$ [m]	1,0	$= 4 \cdot 0,25$
Kosten	-	

Tabelle 5-3: Zusammenstellung der Untervarianten mit der zugehörigen Materialwahl

Nr.	Übertragung der Druckkraft	$\lambda$ [W/(m·K)]	Verhältnis der Druckfestigkeiten [-]	Dehnsteifigkeit EA [MN]	Umfang des Elements $u_0$ [m]	Kosten ggü. Nr. 1 [-]
1	Beton mit Betonstahl	2,3	1,0	2167	1,0	
2	Beton mit Edelstahl	1,93	1,0	2167	1,0	teurer
3	Beton mit GFK-Stäben	1,8	1,0	2066	1,0	teurer
4	Zentraler Kern aus	0,60	3,9	890	0,52	ähnlich

<sup>21</sup>  $\lambda_{\text{Beton}} = 1,8$  nach DIN 4108-4 (Februar 2013)

	UHPC (Druckspannung voll ausgenutzt)					
5	Zentraler Kern aus Keramik (Druckspannung voll ausgenutzt)	0,06	79,0	270	0,12	viel teurer
6	Zentraler Kern aus Glas (Druckspannung voll ausgenutzt)	0,07	39,5	133,5	0,17	viel teurer
7	Zentraler Kern aus Edelstahl (Druckspannung voll ausgenutzt)	1,31	13,2	959	0,29	teurer
8	Dickwandiges UHPC-Hohlprofil	0,77	3,0	1169	0,8	ähnlich
9	Anordnung mehrerer Kerne aus UHPC	0,77	3,0	1169	-	ähnlich
10	Ersetzen von nicht erforderlichem Beton durch Wärmedämmung	1,27	0,7	1444	1,0	günstiger
11	Ersetzen von nicht erforderlichem Beton durch einen luftgefüllten Hohlraum	1,27	0,7	1444	1,0	günstiger
12	Leichtbetonelement	0,39	~1,0	1000	1,0	ähnlich
13	Granitelement	3,1	~1,0	3750	1,0	sehr viel teurer
14	Glaselement	1,2	~1,0	4688	1,0	sehr viel teurer
15	Hohlprofil aus Glas	0,47	3,0	1755	0,8	sehr viel teurer
16	Anordnung mehrerer Kerne aus Glas	0,47	3,0	1755	-	sehr viel teurer
17	Hohlprofil aus Keramik	0,51	3,0	7020	0,8	sehr viel teurer
18	Anordnung mehrerer Kerne aus Keramik	0,51	3,0	7020	-	sehr viel teurer

## 5.5 Gewählte Stützenanschlüsse

Nachfolgend ist eine Übersicht über die Eignung der Materialien bezüglich der Anforderungen an den Stützenanschluss. Als Bewertung der einzelnen Anforderungen ist eine der folgenden drei Wertungen möglich: -, o, +. Für die Anforderungen „Lokale Lasteinleitung“, „Durchstanzen“ und „Verformung“ kann bestenfalls eine neutrale Bewertung (o) erreicht werden. Die Anforderungen lauten:

- Wärmeleitfähigkeit  $\lambda_{\text{Referenz}}$ :** Als Referenz dient die Wärmeleitfähigkeit des Stützenanschlusses, die erforderlich ist um ähnliche wärmedämmende Eigenschaften zu erreichen, wie bei einem konstruktiv gedämmten Stützenanschluss (vgl. Kapitel 2). Die Berechnungen zeigen, dass eine ausreichende Ähnlichkeit ab einer Wärmeleitfähigkeit von  $\lambda = 0,8 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$  erreicht wird. Da die Temperatur und auch der Wärmefluss nicht sehr kritisch auf kleine Änderungen reagiert ist ein Bereich von 0,7 bis 1,0 für definiert  $\lambda$  worden in dem es eine neutrale Wertung gibt. Bei höheren Wärmeleitfähigkeiten wird eine negative Bewertung vergeben. Bei niedrigeren Wärmeleitfähigkeiten wird entsprechend eine positive Bewertung vergeben. Bei einer neutralen Bewertung wird die Wärmeleitfähigkeit der konstruktiv gedämmten Stütze annähernd erreicht.
- Lokale Lasteinleitung** Unter dieser Kategorie wird erfasst, ob es bei dem Stützenanschluss aufgrund einer konzentrierten Lasteinleitung zu lokalem Versagen kommen könnte. Je kleiner die druckkraftübertragende Fläche ist und je größer die Druckspannungen sind, desto höher die Anforderungen. Bis zu einem Verhältnis der Druckspannungen  $f_m/f_{cm}$  kleiner als 3,0 wird eine neutrale Bewertung vergeben, bei größeren Verhältnissen wird eine negative Bewertung vergeben.
- Verformung** Eine zu hohe und eine zu geringe Steifigkeit können eine nicht zu vernachlässigende Auswirkung auf die Decke und die umliegenden Bauteile haben, daher werden Abweichung von der Dehnsteifigkeit EA der Stütze mit negativen Bewertungen belegt. Dabei wird davon ausgegangen, dass eine Verformung von 1 mm keine Auswirkung auf die umliegenden Bauteile besitzt. Durch die niedrige Bauteilhöhe des Anchlusselements von 100 mm ist hierfür eine Dehnsteifigkeit erforderlich, die um mehr als den Faktor 7,5 von der Stahlbetonstütze abweicht. Bei geringeren Abweichungen der Dehnsteifigkeiten wird eine neutrale Bewertung vergeben.
- Durchstanzen** Eine Verkleinerung der kraftübertragenden Fläche führt zu einer Verringerung des Umfangs  $u_0$  und somit zu einer erhöhten Einwirkung bei der Überprüfung, ob Durchstanzbewehrung erforderlich ist und bei deren Ermittlung. Bei einer Reduktion von  $u_0$  auf bis zu 0,9 m wird

eine neutrale Bewertung vergeben. Bei einer stärkeren Reduktion folgt eine negative Bewertung.

**Kosten**

Mehrkosten gegenüber dem Stützenanschluss aus Stahlbeton werden negativ bewertet, Minderkosten entsprechend positiv. Die Kosten lassen sich nur qualitativ erfassen.

Tabelle 5-4: Auswertung der Untervarianten mit der zugehörigen Materialwahl

Nr.	Übertragung der Druckkraft	Variante	$\lambda_{\text{Referenz}}$	Lasteinleitung	Verformung	Durchstanzen	Kosten
1	Beton mit Betonstahl	-	-	o	o	o	o
2	Beton mit Edelstahl	B	-	o	o	o	-
3	Beton mit GFK-Stäben	B	-	o	o	o	-
4	Zentraler Kern aus UHPC	A	+	-	o	-	o
5	Zentraler Kern aus Keramik	A	+	-	-	-	-
6	Zentraler Kern aus Glas	A	+	-	-	-	-
7	Zentraler Kern aus Edelstahl	A	-	-	o	-	-
8	Dickwandiges UHPC-Hohlprofil	A	o	o	o	-	o
9	Anordnung mehrerer Kerne aus UHPC	A	o	o	o	-	o
10	Ersetzen von nicht erforderlichem Beton durch Wärmedämmung	C	-	o	o	o	o
11	Ersetzen von nicht erforderlichem Beton durch einen luftgefüllten Hohlraum	C	-	o	o	o	o
12	Leichtbetonelement	B	+	o	o	o	o
13	Granitelement	B	-	o	o	o	-
14	Glaselement	B	-	o	o	o	-
15	Hohlprofil aus Glas	A	+	o	o	-	-
16	Anordnung mehrerer Kerne aus Glas	A	+	o	o	-	-
17	Hohlprofil aus Keramik	A	+	o	o	-	-
18	Anordnung mehrerer Kerne aus Keramik	A	+	o	o	-	-

Auch wenn mit den Materialien aus Tabelle 5-4 die Mindestwerte des Bemessungstemperaturfaktors zur Vermeidung von Schimmelpilzbildung eingehalten werden, sind nur die Stützenanschlüsse von Interesse mit denen der Wärmeverlust geringer als derjenige der konstruktiven Lösung ist. Daher werden die folgenden Stützenanschlüsse nicht mehr weiter verfolgt:

---

Beton (Tabelle 5-4, Nr. 1 bis 3) Die Wärmeleitfähigkeit des vollflächigen Betons ist zu groß und daher ist ein unterschreiten der Wärmeleitfähigkeit der konstruktiven Lösung unabhängig von der Art der gewählten Bewehrung nicht möglich.

Kern aus Edelstahl (Tabelle 5-4, Nr. 7) Die höhere Wärmeleitfähigkeit des Edelstahls gegenüber Beton sorgt dafür, dass trotz der höheren Festigkeit und der somit kleineren erforderlichen Querschnittsfläche die Wärmeleitfähigkeit des Stützenanschlusses insgesamt zu groß ist.

Ersetzen von Beton (Tabelle 5-4, Nr. 10 bis 11) Um die Wärmeleitfähigkeit der konstruktiven Lösung zu unterschreiten müssten mindestens 70 % der Grundfläche des Betons durch Wärmedämmung oder Luft ersetzt werden. Dies würde einen Ausnutzungsgrad der Stahlbetonstütze von weniger als 30 % unterstellen. Eine solch geringe Auslastung ist in der Baupraxis üblicherweise nicht anzutreffen. Daher entfallen diese beiden Möglichkeiten. Zugleich entfällt somit Variante C vollständig von der Betrachtung, da die Stützenanschlüsse Nummer 10 und 11 alle Möglichkeiten derselben darstellen.

Granit und Glas (Tabelle 5-4, Nr. 13 und 14) Die Wärmeleitfähigkeit des vollflächigen Stützenanschluss aus Granit bzw. Glas ist zu groß und daher ist ein unterschreiten der Wärmeleitfähigkeit der konstruktiven Lösung bei vollflächiger Anordnung nicht möglich. Zugleich sind die Materialkosten viel zu hoch.

Keramik und Glas als Hohlprofil oder mehrere Kerne (Tabelle 5-4, Nr. 15 bis 18) Die hohen Druckfestigkeiten von Keramik und Glas können von der Stahlbetondecke bzw. der weiterführenden Stahlbetonstütze nicht annähernd aufgenommen werden. Vergrößert man den Anteil des Materials (Keramik oder Glas) an der Querschnittsfläche der Stütze reduzieren sich die Druckspannungen und eine Lastübernahme durch den Beton kann erfolgen. Die im Verhältnis zur maximalen Druckspannung von Glas und Keramik sehr niedrigen Druckfestigkeiten von Beton führen dazu, dass weder die Druckfestigkeiten von Glas noch die von Keramik ausgenutzt werden können. Hierdurch lohnen sich die sehr hohen Materialkosten nicht. Zugleich erhöht sich die Wärmeleitfähigkeit des Stützenanschlusses wenn mehr Material zur Kraftübertragung vorhanden ist und somit weniger Platz für die Wärmedämmung übrig bleibt.

In Tabelle 5-5 sind die verbliebenen Stützenanschlüsse zur näheren Betrachtung dargestellt. Aus dieser geht hervor, dass der Stützenanschluss aus Leichtbeton bei der Einhaltung der erforderlichen Wärmeleitfähigkeit die höchste Bewertung unter den verbliebenen Materialien besitzt (vgl. Tabelle 5-5, Nr. 12). Daher wird ein Stützenanschluss aus einem Leichtbetonelement genauer untersucht. Hierbei sind vor allem eine ausreichende Druckfestigkeit und die auftretenden Verformungen im Vergleich zu einem Element aus Stahlbeton von Interesse. Die Geometrie und genaue Ausbildung des Stützenanschlusses ist in Kapitel 6 beschrieben.

Tabelle 5-5: Engere Auswahl der Untervarianten mit der zugehörigen Materialwahl

Nr.	Übertragung der Druckkraft	Variante	$\lambda_{\text{Referenz}}$	Lasteinleitung	Verformung (E-Modul)	Durchstanzen	Kosten
4	Zentraler Kern aus UHPC	A	+	-	o	-	o
8	Dickwandiges UHPC-Hohlprofil	A	o	o	o	-	o
9	Anordnung mehrerer Kerne aus UHPC	A	o	o	o	-	o
12	Leichtbetonelement	B	+	o	o	o	o
12b	Leichtbetonelement mit einem Kern aus UHPC	B+A	+ <sup>22</sup>	o	o	o	o

Als Alternative zu dem Element aus Leichtbeton wird ein der Variante A zuzuordnender Stützenanschluss unter Verwendung von UHPC untersucht. Aus wärmetechnischer Sicht ist die Verwendung eines Kerns aus UHPC empfehlenswert. Bei der Verwendung voll ausgenutzter zentraler Kernquerschnitte ist stets die Lasteinleitung auf der Oberseite (Durchstanzen) und auf der Unterseite (lokale Lasteinleitung) kritisch. Ein weiteres Problem zentrisch angeordneter hochbelasteter Kerne (vgl. Tabelle 5-5, Nr. 4) ist die Tatsache, dass eine exzentrische Belastung aufgrund unterschiedlicher Deckenspannweiten die maximal aufnehmbare Normalkraft überproportional reduziert, da die Normalkraft bereits bei geringen Lastausmitte außerhalb des hochfesten Kerns liegt. Daher sind andere geometrische Formen wie z. B. ein dickwandiges Hohlprofil aus UHPC oder die Anordnung mehrere Einzelkerne eine bessere Alternative. Bei der Verwendung von mehreren Einzelkernen aus UHPC (Tabelle 5-5, Nr. 9) ist die korrekte Ausrichtung und Platzierung der Einzelkerne untereinander für die Tragfähigkeit entscheidend. Darüber hinaus überschneiden sich die Durchstanzkegel der Einzelkerne und es sind keine Untersuchungen diesbezüglich bekannt. Die erhöhte Fehleranfälligkeit der Einzelelemente und die Problematik des Nachweises gegen Durchstanzen führen dazu, dass sich die Verwendung mehrerer Einzelkerne aus UHPC nicht anbietet. Stattdessen ist die Verwendung eines Hohlprofils aus UHPC (Tabelle 5-5, Nr. 8) sinnvoll, da es sich nur um ein Element handelt, das ausgerichtet und in der richtigen Lage gehalten werden muss. Des Weiteren ist bei Verwendung eines Hohlprofils aus UHPC ein ununterbrochener Bauteilrand vorhanden und somit entsteht nur ein Durchstanzkegel. Unabhängig von der gewählten Variante bleibt festzuhalten, dass keine Bewehrung durch das Bauteil hindurchgeführt werden kann, da sonst die Wärmeleitfähigkeit stets zu hoch ist.

<sup>22</sup> Die Wärmeleitfähigkeit ist nur bei großen Lasten und somit hohen Bewehrungsgraden vorteilhafter als die konstruktive Lösung

## 6 Experimentelle Untersuchung (AP 5, AP 6, AP 9 + AP 11)

### 6.1 Vorgehen und Allgemeine Vorgaben

Die Variantenuntersuchungen in Kapitel 5 zeigen, dass der Stützenanschluss aus statischer und bauphysikalischer Sicht entweder aus einem vollflächigen Leichtbetonelement oder aus einem Hohlprofil aus UHPC bestehen sollte. In diesem Kapitel werden die experimentellen Untersuchungen hierzu vorgestellt. Es zeigte sich im Verlauf der experimentellen Untersuchungen, dass die Übertragung der Druckkräfte mithilfe eines Leichtbetonelements zu bevorzugen ist. Aus diesem Grund wird hierin vor allem auf die Ergebnisse der Versuchskörper mit Leichtbetonelement eingegangen (Kapitel 6.2 bis Kapitel 6.6). Die Versuche mit einem Hohlprofil aus UHPC sind in Kapitel 6.7 dargestellt.

In Kapitel 6.2 (Versuchsserie 1) werden die Versuche mit einer unterschiedlichen Ausmitte der belastenden Normalkraft beschrieben. Um einen Vergleich zu einer durchgängig bewehrten Stahlbetonstütze führen zu können und für die Kalibrierung des FE-Modells wurde eine Referenzstütze erstellt, die in Kapitel 6.3 beschrieben wird. Für den Anschlussbereich oberhalb der endenden Längsbewehrung ist die maximale Tragfähigkeit ermittelt worden, indem die Stütze ohne Leichtbetonelement direkt zwischen den beiden Rollenlagern eingebaut wurde. Die Ergebnisse und die Auswirkung von Umschnürungsbügeln im Anschlussbereich ohne vorhandenes LC-Element sind in Kapitel 6.4 (Versuchsserie 2) beschrieben. Darüber hinaus wurden der Anschlussbereich und die Wirkung von Umschnürungsbügeln im Anschlussbereich bei vorhandenem LC-Element untersucht. Die Ergebnisse sind in Kapitel 6.5 (Versuchsserie 3) zu finden. In Kapitel 6.6 (Versuchsserie 4) sind die Ergebnisse der Untersuchung hinsichtlich niedriger Betonfestigkeiten und einem geringeren Längsbewehrungsgrad enthalten. Ferner beinhaltet diese Versuchsserie auch zwei Versuche zu einer möglichen Traglaststeigerung mithilfe eines UHPC-Kerns.

Alle Versuchskörper haben eine Gesamthöhe von 1 m, bei denen die oberen 20 cm der Decke entsprechen. An diese schließt der 10 cm dicke Stützenanschluss an. Die unteren 70 cm stellen die Stütze dar (vgl. Abb. 6-1). Die Außenabmessungen von 25 cm wurden entsprechend gängiger Stahlbetonstützen in der Praxis gewählt.

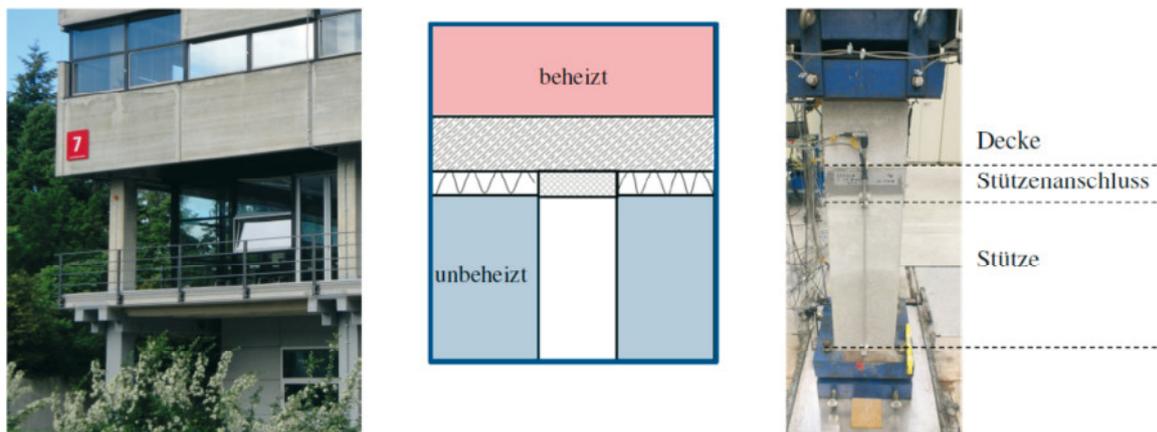


Abb. 6-1: Übersicht

Die Herstellung der Schalung, der Leichtbetonelemente und der Bewehrung der Versuchskörper erfolgte durch den Industriepartner die Schöck Bauteile GmbH. Die Betonage der Versuchskörper und der Hohlprofile aus UHPC erfolgte am Institut für Massivbau der TU Darmstadt. Die Stützen wurden liegend betoniert, wohlwissend, dass dies in der Praxis nicht der Fall ist. Diese Vereinfachung wurde für die Überprüfung der grundsätzlichen Tauglichkeit des Anchlusselements getroffen. Die Festigkeitsklasse der verwendeten Betone wurde variiert. Die tatsächlich vorhandene Druckfestigkeit wurde zum Versuchszeitpunkt jeweils anhand von Betonwürfeln bestimmt. Für die Versuchskörper wird, bis auf Versuchsserie 4 (Abschnitt 6.6), eine Längsbewehrung von 4 Ø 25 (vgl. Abb. 6-2) verwendet, da ein höherer Bewehrungsgrad der Stütze zu einer höheren über den Stützenanschluss zu übertragenden Kraft und somit zu höheren Anforderungen führt. Bei einer quadratischen Stütze mit 25 cm Seitenlänge entspricht das einen Bewehrungsgrad von 3,1 %.

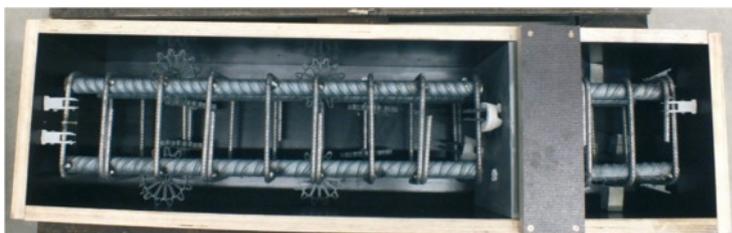


Abb. 6-2: Detailansicht Bewehrung

Die Längsbewehrung endet planmäßig 2 cm unterhalb des LC-Elementes anstatt direkt anzugrenzen, um Bauleranzen von +/- 2 cm zu berücksichtigen. Auf der sicheren Seite wird bei den Versuchskörpern der maximale Abstand der Längsbewehrung zum LC-Element und somit die größte Dicke des unbewehrten Bereichs verwendet. Die Längsbewehrung in den Versuchskörpern endet somit 4 cm unterhalb des LC-Elements. Die seitliche Betondeckung der Bügel- und Längsbewehrung der Versuchskörper beträgt 40 mm und ist somit 5 mm größer als das Mindestmaß (vgl. Kapitel 4.3.1).

Die Belastung der Stahlbetonstützen erfolgte durch einen hydraulischen Druckzylinder. Zur Sicherstellung der eingetragenen Exzentrizität dienen zwei Rollenlager. Die Kalotte am Widerlager der Presse sorgt für einen Lastausgleich in der starren Richtung der Rollenlager.

## **6.2 Versuchsserie 1 – Stahlbetonstützen mit einem LC-Element unter Variation der Exzentrizität der Belastung**

### **6.2.1 Beschreibung des Testprogrammes und der Versuchskörper**

Zusammen mit dem Projektpartner Schöck Bauteile GmbH wurde ein Testprogramm ausgearbeitet, um das Tragverhalten von vollflächigen Leichtbetonelementen unter Lastausmitten (LC-Elementen) zu überprüfen. In diesem Zuge wurden fünf Versuchskörper hergestellt, die mit einer ausmittigen Normalkraft von 0 cm, 2 cm und 4,2 cm (~Kernweite) belastet wurden. Zur Ermöglichung der Nachrechnung der Versuche wurden zugleich die Druckfestigkeit, die Spaltzugfestigkeit und das E-Modul an zusätzlichen Kleinkörpern (Würfel und Zylinder), die

gleichzeitig mit den Versuchskörpern aus der gleichen Betonlieferung hergestellt wurden, gemessen. Die jeweilige Stückzahl der Kleinkörper kann Tabelle 6-1 entnommen werden.

Tabelle 6-1: Versuchsprogramm Versuchsserie 1

Versuchskörpertyp	V1.1	V1.2	V1.3	V1.4	V1.5
Exzentrizität [cm]	0	2,0	4,2	4,2	4,2
Anzahl Versuche Druckfestigkeit [-]	3	3	3	3	3
Anzahl Versuche Spaltzugfestigkeit [-]	3	3	3	3	-
Anzahl Versuche Druckfestigkeit LC-Element [-]	2	2	2	2	2
Anzahl Versuche E-Modul [-]	-	-	-	-	3
Anmerkungen					Ohne GFK-Stäbe

Die untersuchten Leichtbetonelemente wurden von der Schöck Bauteile GmbH produziert und an das Institut für Massivbau der TU Darmstadt geliefert. Die Wärmeleitfähigkeit des LC-Elements liegt laut Hersteller im Bereich von  $\lambda = 0,5 - 0,6 \text{ W/m}\cdot\text{K}$ . Es handelt sich um 10 cm dicke Elemente aus Leichtbeton, die eine quadratische Grundfläche von je 25 cm Seitenlänge haben. In der Mitte ist eine kreisförmige Öffnung ( $\varnothing 75 \text{ mm}$ ) angeordnet, um eine Rüttelflasche zum Nachverdichten der darunterliegenden Stahlbetonstütze einsetzen zu können. Zusätzlich wurden vier Bewehrungsstäbe aus GFK vorgesehen. Hierbei wurde der Schöck ComBar<sup>23</sup> mit einem Durchmesser von 18 mm verwendet. Gemäß Zulassung ist eine Übertragung von Druckkräften über den Schöck ComBar nicht gestattet, daher wirkt dieser nur im Falle vorhandener Horizontalkräfte unterstützend als Dübelbewehrung und im Falle von unplanmäßigen Zugkräften.

Die Versuchskörper und die Bewehrungsführung sind in Abb. 6-4 dargestellt. Die oberen 20 cm der Stütze (vgl. Abb. 6-4) entsprechen der Decke. An diese schließt das 10 cm dicke Leichtbetonelement an. Die Unterseite des Leichtbetonelements ist die Schalungsseite und daher glatt. Die Oberseite hingegen ist aufgrund des Leichtzuschlags als rau anzusehen (vgl. Abb. 6-3). Die unteren 70 cm stellen die Stütze dar (vgl. Abb. 6-4, links). Der verwendete Beton hat eine Sollfestigkeit, die über der Sollfestigkeit des Leichtbetonelements liegt, sodass ein Versagen im Leichtbetonelement erwartet werden kann. Tatsächlich war die gemessene Druckfestigkeit des Betons und des Leichtbetonelements zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung annähernd gleich groß.

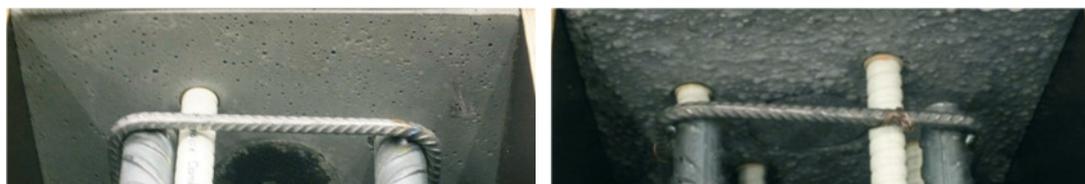


Abb. 6-3: Detailansicht Unterseite Leichtbeton-Element

<sup>23</sup> <https://www.schoeck.de/de/planungsunterlagen/combar--17> 18.09.2015

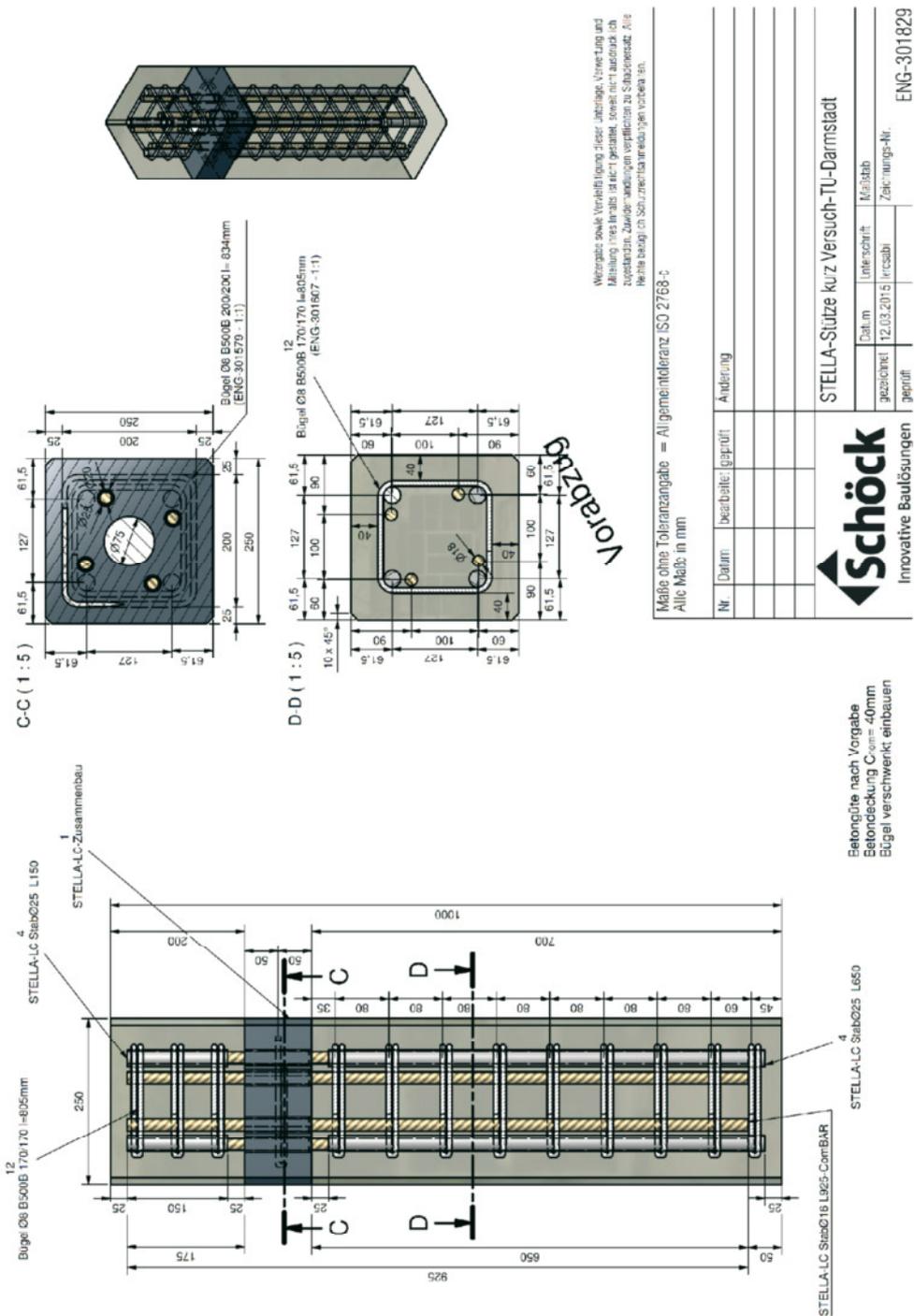


Abb. 6-4: Zeichnung Stütze und Leichtbetonelement

Der prinzipielle Versuchsaufbau mit den Messstellen (neun Wegaufnehmer und deren Messweg) ist in Abb. 6-5 dargestellt. Die Wegaufnehmer V1 bis V6 messen vertikale Verformungen der Stütze, die Wegaufnehmer H1 bis H3 messen die horizontale Verformung des Leichtbetonelements. Um ein Abfallen der Wegaufnehmer zu vermeiden, wurden diese nicht direkt auf die Fuge zwischen Beton und LC-Element platziert. Stattdessen wurden die Wegaufnehmer V1 bis V4 oberhalb (bzw. unterhalb) der Fuge angeordnet, sodass die Messstrecke 110 mm lang ist. Auch die Wegaufnehmer V5 und V6 mussten um 5 mm von der Unterkante der

Stütze entfernt platziert werden. Daher ist deren Messstrecke 690 mm. Für den Versuch V1.2 wurden die Wegaufnehmer V5 und V6 100 mm von der Unterkante der Stütze aus gesehen angeordnet, da es im Lasteinleitungsbereich an der Unterseite der Stütze zu einem Abfallen eines Wegaufnehmers kam. Die Messstrecke von V5 und V6 ist für den Versuch V1.2 somit 600 mm lang. Für die Versuche V1.3 bis V1.5 wurden die Bökkchen der Wegaufnehmer V1 - V6 50 mm ober- bzw. unterhalb der Fuge zwischen dem Beton und dem Leichtbetonelement angebracht, um ein Abfallen der Bökkchen an den Kanten, wie in V1.2 passiert, zu vermeiden. Die Messstrecke ist somit 200 mm statt 110 mm (für V1-V4) bzw. 550 mm statt 600 mm (für V5 und V6). Der ganze Prüfkörper im Prüffeld ist in Abb. 6-6 zu sehen.

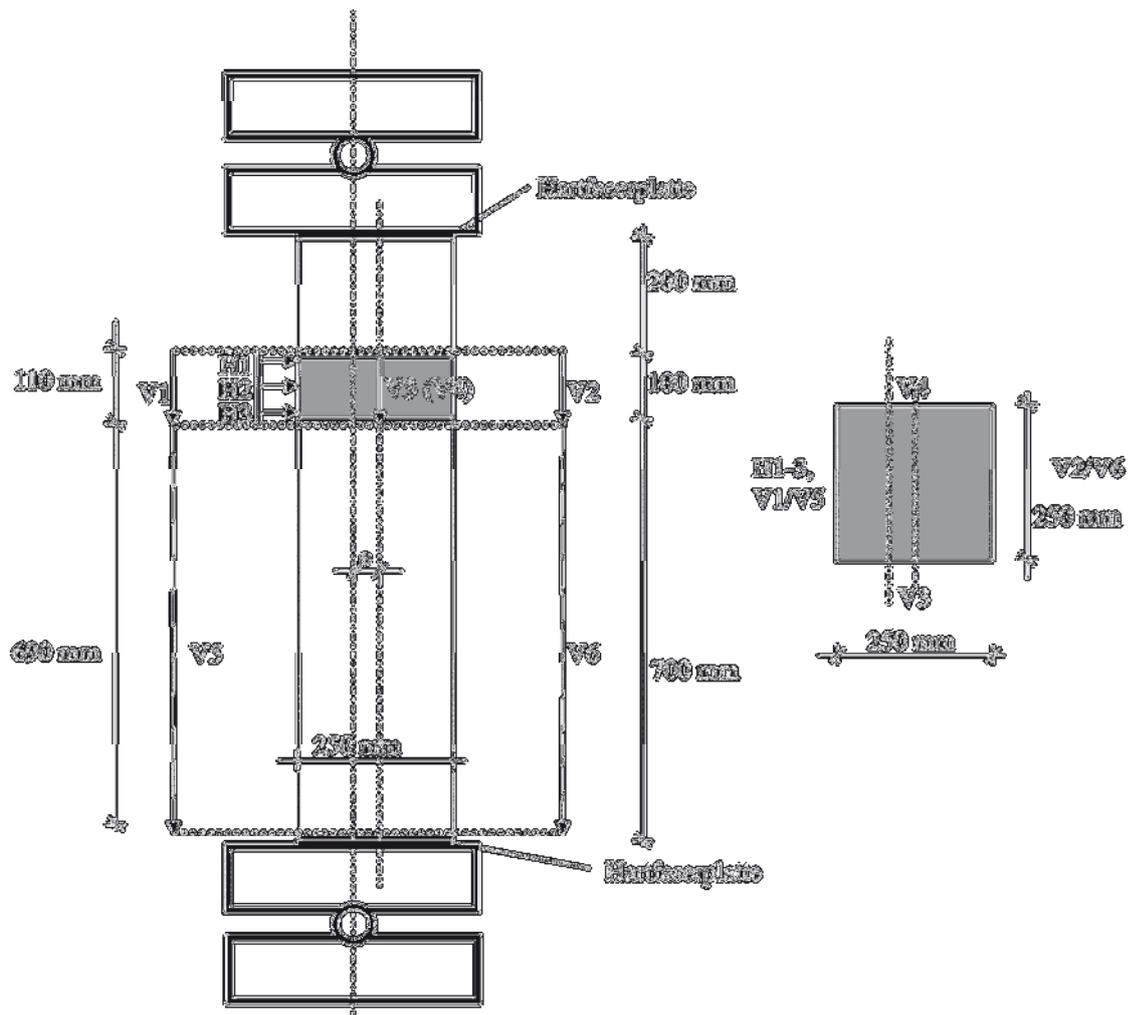


Abb. 6-5: Versuchsaufbau und Messstellen für die Versuchskörper in Grundriss und Ansicht, ohne Maßstab

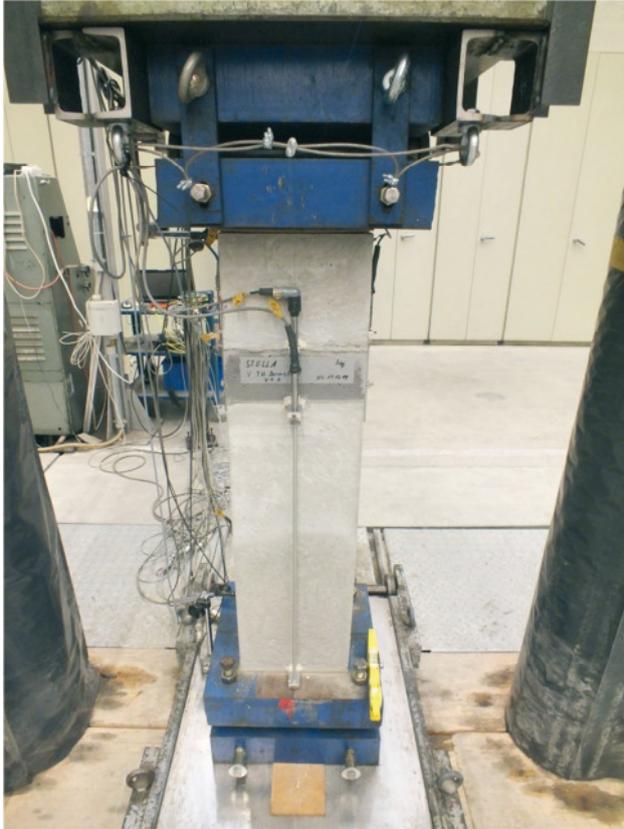


Abb. 6-6: Aufbau statischer Belastungsversuch im Prüffeld vor dem Start der Belastung

### 6.2.2 Ergebnisse der Versuchsserie 1

Als angestrebte Betondruckfestigkeit der Stahlbetonstütze zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung ist im Versuchsprogramm ein Zielwert der Würfeldruckfestigkeit größer derjenigen des Leichtbetonelements definiert. Zur Dokumentation der Ist-Festigkeit wurde die Betondruckfestigkeit an Probewürfeln mit 150 mm Kantenlänge bestimmt, die zum gleichen Zeitpunkt wie die Versuchskörper ausgeschalt und bis zur Prüfung unter den gleichen Lagerungsbedingungen wie die Versuchskörper gelagert wurden. Zusätzlich wurde die Ist-Festigkeit der Betonspaltzugfestigkeit an Zylindern mit  $\varnothing$  150 mm und  $h = 300$  mm bestimmt. Die Zylinder wurden ebenfalls zeitgleich mit den Versuchskörpern ausgeschalt und entsprechend gelagert. Für die Ist-Festigkeit der Leichtbetonelemente wurde die Betondruckfestigkeit an Probewürfeln mit 100 mm Kantenlänge bestimmt, die zum gleichen Zeitpunkt wie die Leichtbetonelemente ausgeschalt wurden und bis zur Prüfung unter den gleichen Lagerungsbedingungen wie die Versuchskörper gelagert wurden. Die Prüfung der Stützen V1.1 bis V1.3 erfolgte eine Woche vor der Prüfung der Stützen V1.4 und V1.5. Die Prüfung der Druckfestigkeit  $f_{cm,cube150}$  an einem Würfel mit 150 mm Kantenlänge hat eine mittlere Druckfestigkeit von  $61,8 \text{ MN/m}^2$  für die Versuche V1.1 bis V1.3 und eine mittlere Druckfestigkeit von  $66,6 \text{ MN/m}^2$  für die Versuche V1.4 und V1.5 ergeben. Die Druckfestigkeit nach 28 Tagen betrug  $f_{cm,28d,cube150} = 67,9 \text{ MN/m}^2$ . Der Beton lässt sich somit einem Beton der Festigkeitsklasse C50/60 zuordnen. Die Spaltzugfestigkeit an Zylindern mit 150 mm Durchmesser und einer Höhe von 300 mm zeigte keine Steigerung von der ersten zur zweiten Versuchswoche und ergab im Mittel einen

Wert  $f_{ctm,sp}$  von 3,76 MN/m<sup>2</sup>. Das E-Modul nach 28 Tagen betrug 33944 MN/m<sup>2</sup> und ist somit etwas niedriger als normativ für einen C50/60 angenommen wird (37.000 MN/m<sup>2</sup>). Die Leichtbetonelemente waren bereits bei Versuchsbeginn in der Festigkeitsentwicklung weit voran geschritten und es zeigte sich keine Steigerung der Festigkeit im Laufe der zweiwöchigen Versuchsdurchführung. Der Mittelwert der Druckfestigkeit an einem Würfel mit 100 mm Kantenlänge  $f_{1cm,cube100}$  betrug 57,4 MN/m<sup>2</sup>. Die genauen Ergebnisse sind in Anhang B bis Anhang F zu finden. In Tabelle 6-2 sind die in den Versuchen erreichten maximalen statischen Höchstlasten  $F$  für die durchgeführten Versuche aufgeführt. Die in Tabelle 6-2 angegebenen Exzentrizitäten wurden aus den Dehnungen der gegenüberliegenden Wegaufnehmer V1 und V2 sowie V5 und V6 zurückgerechnet. In den Versuchen selbst wurden nur Wegstrecken gemessen, die über die bekannten Längen der Messstrecken zu einer mittleren Dehnung über die Messstrecken überführt werden. Vorhandene Exzentrizitäten senkrecht zur gewollten Ausmitte konnten mithilfe der Wegaufnehmer V3 und V4 ermittelt werden. Die in der Tabelle angegebenen Exzentrizitäten ergeben sich zwischen einer Belastung von 400 kN und 750 kN (~1/3 der Maximallast) und liegen somit im linear-elastischen Bereich des Betons. Durch die Wahl einer Mindestlast können am Anfang auftretende Messausschläge, z. B. durch Setzungen, eliminiert werden. Die Messstrecken im Normalbeton sind aufgrund ihres größeren Messweges und des einheitlichen Materials zu bevorzugen.

Tabelle 6-2: Statische Höchstlasten im Versuch

Versuch Nr.	Planmäßige Exzentrizität [cm]	Gemessene Exzentrizität am Leichtbetonelement [cm]	Gemessene Exzentrizität am unteren Betonelement [cm]	Statische Höchstlast $F$ [kN]
V1.1	$e = 0,0$	$e = 0,6$	$e = 1,2^{24}$	2778
	$e_y = 0,0$	$e_y = 0,4$	nicht gemessen	
V1.2	$e = 2,0$	$e = 2,0$	$e = 1,9$	2386
	$e_y = 0,0$	$e_y = 0,5$	nicht gemessen	
V1.3	$e = 4,2$	$e = 4,1$	$e = 6,1$	2001
	$e_y = 0,0$	$e_y = 0,4$	nicht gemessen	
V1.4	$e = 4,2$	$e = 4,1$	$e = 5,9$	1875
	$e_y = 0,0$	$e_y = 0,1$	nicht gemessen	
V1.5	$e = 4,2$	$e = 3,3$	$e = 5,6$	1969
	$e_y = 0,0$	$e_y = 0,2$	nicht gemessen	

<sup>24</sup> Wegaufnehmer abgefallen

Der Versuchskörper V1.1 wurde ohne Pause bis zum Bruch gefahren. Im Unterschied zu Versuch V1.1 wurde bei allen weiteren Versuchskörpern die Belastung bei verschiedenen Laststufen für rund 60 Sekunden konstant gehalten und erst anschließend weiter gesteigert. Bei dem Halten der Laststufen wird der Weg des Kolbens der Presse konstant gehalten. Aufgrund der Relaxation der Maschine und dem Kriechen des Betons verringert sich hierdurch die messbare Kraft (vgl. Abb. 6-7). In späteren Versuchsserien wurde der Druck der Hydraulik von Hand nachgeregelt, um ein konstantes Kraftniveau zu halten. In Abb. 6-7 ist ersichtlich, dass je näher die Belastung an der maximalen Tragfähigkeit ist, desto stärker ist der Abfall der gemessenen Kraft bei stoppen der Maschine auf einem Kraftniveau. Bis zur Kraft von 1000 kN wurde ein Stopp alle 250 kN und ab 1000 kN wurde der Stopp bereits alle 200 kN durchgeführt.

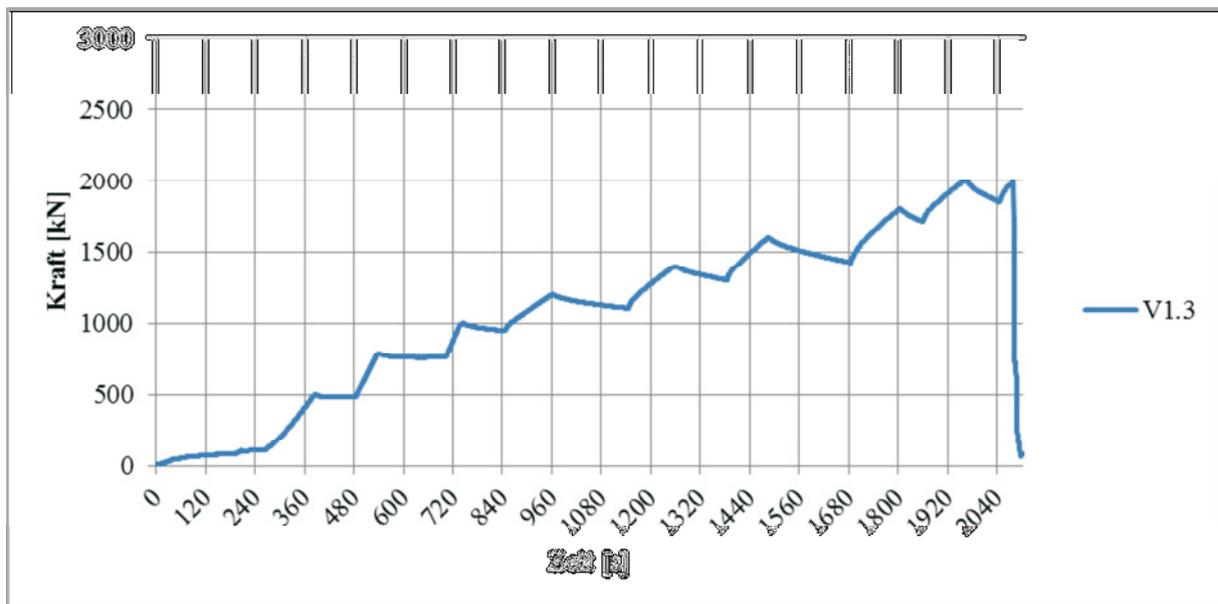


Abb. 6-7: Kraft-Zeit-Diagramm von Versuch V1.3

Alle Probekörper haben spröde und schlagartig im Bereich des Normalbetons oberhalb des Leichtbetonelements versagt – mit Knackgeräuschen unmittelbar vor dem Versagen. Das übliche Rissbild kann Abb. 6-8 entnommen werden. Der Verbund an den Bügeln im Ortbeton war bei allen Versuchsstützen nach dem Bruch noch vorhanden. Des Weiteren waren keine Risse am Kopfende der Längsbewehrung erkennbar. Der Beton an dem Kopfende der Längsbewehrung war durch die lokale Lasteinleitung intakt und nicht zermahlen (vgl. Abb. 6-8).



Abb. 6-8: Bruchbild und Detailansicht Bewehrung – V1.1

### 6.2.3 Analyse der Versuchsserie 1

Es zeigte sich, dass der Normalkraftwiderstand mit zunehmender Exzentrizität abnimmt (vgl. Tabelle 6-2). Ferner konnte festgestellt werden, dass in den Stützen eine etwas größere Exzentrizität auftrat, als im Versuchsaufbau geplant wurde.

Der im Versuch ermittelte Normalkraftwiderstand wird in einer ersten Annäherung auf die plastische Querschnittstragfähigkeit bezogen. Diese stellt eine natürliche obere Grenze des Normalkraftwiderstands der Stütze dar. Der exzentrische Angriffspunkt der Normalkraft, der in den Versuchen variiert wurde, wird in der Ermittlung der plastischen Querschnittstragfähigkeit berücksichtigt. Für die Berechnung des Tragwiderstands der Stütze ist es erforderlich mit den Mittelwerten zu rechnen, da sich bei Versuchen stets um den Mittelwert streuende Ergebnisse zeigen. In erster Näherung wird für die Berechnung eine vollplastische Spannungsverteilung angenommen.

$$N_{Rm} = \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{a}\right) \cdot a \cdot b \cdot f_{cm} + A_s \cdot f_{tk,cal} \quad \text{Gl. 6-1}$$

Dabei ist:

$N_{Rm}$  Normalkraftwiderstand unter Verwendung von Materialmittelwerten [kN];

$f_{cm}$  Mittelwert der Betondruckfestigkeit [kN/cm<sup>2</sup>];

a, b Seitenlängen der Stütze [cm];

e Exzentrizität in Richtung der Seite a [cm];

$A_s$  Querschnittsfläche der Bewehrung [cm<sup>2</sup>];

$f_{tk,cal}$  Mittelwert der Stahlzugfestigkeit [kN/cm<sup>2</sup>].

Bei Verwendung von Gl. 6-1 wird davon ausgegangen, dass der Bewehrungsstahl auf der stärker und der weniger gedrückten Seite fließt und somit seine volle plastische Tragfähigkeit beisteuert. Die Resultierende der Stahldruckkraft liegt somit in der Mitte der Stütze. Dies ist bei der Ausmitte der Normalkraft zu berücksichtigen. Allgemein ergibt sich somit die in Gl. 6-2 dargestellte Beziehung.

$$M = F_{ges} \cdot e = (F_{cm} + F_{sm}) \cdot e = F_{cm} \cdot e_c + F_{sm} \cdot e_s \quad \text{Gl. 6-2}$$

Mit M äußeres Biegemoment [kNm];

$F_{ges}$  gesamte äußere Normalkraft [kN];

e Ausmitte der äußeren Normalkraft [m];

$F_{cm}$  Mittelwert der Druckkraft des Betons [kN];

$F_{sm}$  Mittelwert der Druckkraft des Stahls [kN];

$e_c, e_s$  Exzentrizität der Normalkraft des Betons bzw. Stahls [cm].

Da die Ausmitte des Stahls  $e_s = 0$  ist, kann Gl. 6-2 nach der Ausmitte der Normalkraft des Betons  $e_c$  umgestellt werden. Mit dieser Ausmitte wird berücksichtigt, dass die Ausmitte der Normalkraft des Betonanteils größer sein muss, als die aufgebrachte äußere Normalkraft, so dass sich insgesamt als Summe der Kraft im Beton und der Bewehrung wieder die von außen aufgebrachte Ausmitte e ergibt. Es ergibt sich die in Gl. 6-3 dargestellte Beziehung.

$$e_c = \frac{(F_{cm} + F_{sm}) \cdot e}{F_{cm}} \quad \text{Gl. 6-3}$$

Das Verhältnis des im Versuch ermittelten Normalkraftwiderstands dividiert durch die plastische Querschnittstragfähigkeit wird als bezogener Ausnutzungsgrad  $\eta$  bezeichnet. Der entstehende Faktor  $\eta$  ist unabhängig von der Druckfestigkeit des Betons der einzelnen Versuchskörper. Dieser bezogene Ausnutzungsgrad  $\eta$  ist für die Versuchsserie 1 (V1.1 bis V1.5) in Abb. 6-9 dargestellt. Es ist zu beachten, dass alle Versuchswerte in Abb. 6-9 auf die plastische Querschnittstragfähigkeit bei einer Ausmitte von 2 cm bezogen sind. Beginnend mit Versuch V1.2 zeigt sich, dass ~ 70 % der plastischen Querschnittstragfähigkeit über das Leichtbetonelement übertragen werden können. Ferner zeigt sich, dass bei geringerer Exzentrizität mehr

Gesamtlast und bei höherer Exzentrizität weniger Last übertragen werden kann. Die Lastexzentrizität ist somit ein maßgebender Faktor.

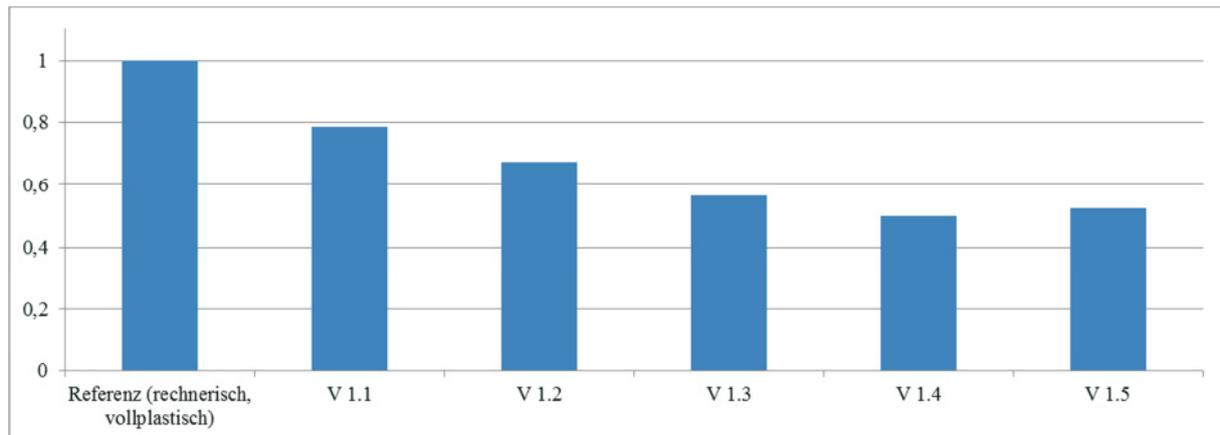


Abb. 6-9: Ausnutzungsgrad  $\eta$  der Querschnittstragfähigkeit von Versuchsserie 1 ( $e = 2 \text{ cm}$ )

Bei Berücksichtigung der in den Versuchen gemessenen Exzentrizitäten ergeben sich die in Abb. 6-10 dargestellten Ergebnisse. Bei den hohen Ausmitten ( $> 4,2 \text{ cm}$ ) ist es möglich, dass in der Bewehrung geringfügig Zug auftritt. Zug in der Bewehrung wird in diesem Ansatz jedoch nicht berücksichtigt. Das aus der exzentrischen Resultierenden der verbleibenden Bewehrung resultierende Moment wird von der aufgetragenen äußeren Belastung abgezogen. Das restliche Biegemoment muss der Beton aufnehmen. Es lässt sich festhalten, dass unabhängig von der Exzentrizität unter Verwendung des Leichtbetonelements eine Belastung von mind. 65 % der plastischen Querschnittstragfähigkeit abgetragen werden kann. Es ist festzustellen, dass der bezogene Ausnutzungsgrad  $\eta$  bei unterschiedlichen Ausmitten nahezu identisch ist und somit keine Abhängigkeit zwischen dem bezogenen Ausnutzungsgrad  $\eta$  und der Ausmitte  $e$  zu bestehen scheint. Hervorzuheben ist, dass Versuch V1.3 eine besonders hohe Traglast erreicht hat. Dies wird im Zuge der numerischen Untersuchung nochmals geprüft.

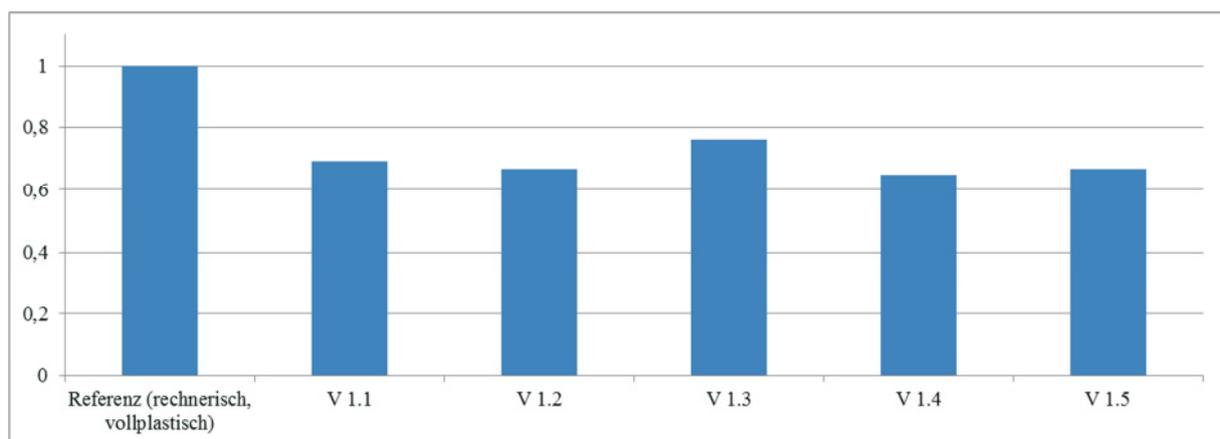


Abb. 6-10: Ausnutzungsgrad  $\eta$  der Querschnittstragfähigkeit von Versuchsserie 1 unter gemessener Ausmitte

Bei den Versuchen V1.3 bis V1.5 sind alle Eingangsgrößen gleich gewählt. Einzig bei V1.5 wird auf die ComBar verzichtet. Es zeigte sich, dass die Verwendung von GFK-Stäben keinen relevanten Einfluss auf die Tragfähigkeit hat, da die Versuche V1.3 bis V1.5 bei einer Last

zwischen 1875 kN und 2001 kN versagt haben. Die Versagensart an sich ist in allen Versuchen spröde, unabhängig davon, ob GFK-Stäbe vorhanden sind oder nicht. Im Nachbruchverhalten war festzustellen, dass die Fuge bei Versuch V1.5 (ohne GFK-Stäbe) an der weniger gedrückten Seite um ein vielfaches stärker aufgegangen ist als bei den Versuchsstützen (V1.3 und V1.4), die unter der gleichen Exzentrizität getestet wurden. Auf der nicht überdrückten Seite ist eine klaffende Fuge (~1 cm) an der Oberkante des Elements an der Kontaktzone zu dem Ortbeton erkennbar. Bei den Versuchen V1.3 und V1.4 ist die Fuge nur 1-2 mm weit aufgegangen (vgl. Abb. 6-11). Die erhöhte Traglast von V1.3 könnte ggf. durch die Aktivierung der GFK-Stäbe auf Zug begründet sein. Es zeigte sich jedoch, dass bei gleicher Ausmitte der Normalkraft bei Versuch V1.4 nur eine deutlich geringe Traglast erreicht wurde, welche zugleich niedriger ist, als diejenige von Versuchskörper V1.5, in dem keine GFK-Stäbe vorhanden waren.



Abb. 6-11: Weniger gedrückte Seite nach dem Versagen (links V1.5 (ohne ComBar), rechts V1.3 (mit))

#### 6.2.4 Schlussfolgerungen aus der Versuchsserie 1

Durch eine Videobegleitung der Versuche war ersichtlich, dass stets Risse im oberen Bereich des Normalbetons entstanden sind, die sich schlagartig nach unten ausgebreitet haben und die Betondeckung abgeplatzt ist (siehe Abb. 6-12).

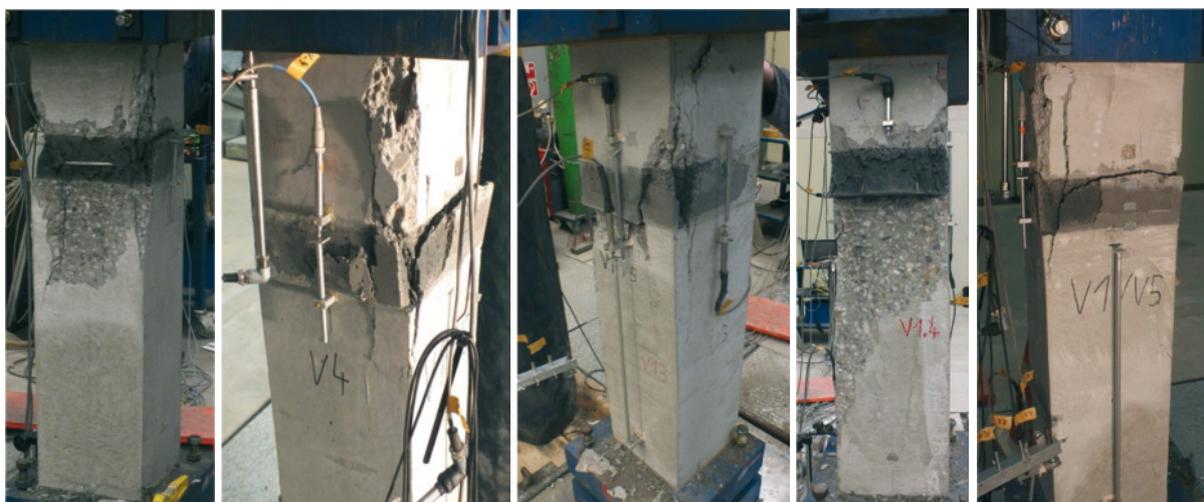


Abb. 6-12: Bruchbilder Versuchsserie 1 beginnend mit V1.1

Der Grund für dieses Versagen wird mithilfe von Abb. 6-13 erläutert. In Abb. 6-13 ist der mittlere Normalkraftwiderstand bei zentrischer Belastung dargestellt. Beginnend von unten gibt es folgende Bereiche:

- a  $N_{Rm} = A_c \cdot f_{cm} + A_s \cdot f_{sm}$
- b Der Stahl gibt seine Last über Verbundspannungen an den umgebenden Beton ab. Im Übergangsbereich zwischen „b“ & „c“ folgt ein Sprung, der den Lastabtrag über den Spitzendruck der Längsbewehrung darstellt.
- c  $N_{Rm} = A_c \cdot f_{cm}$
- d  $N_{Rm} = A_c \cdot f_{lcm}$
- e  $N_{Rm} = A_c \cdot f_{cm}$  – zwischen „e“ & „f“ erfolgt wieder ein Sprung aufgrund des Lastabtrags über den Spitzendruck der Bewehrung.
- f Zunahme der Kraft im Bewehrungsstahl über den Verbund.
- g Abnahme der Kraft im Bewehrungsstahl über den Verbund. Zwischen „g“ & „h“ erfolgt wieder ein Sprung aufgrund des Lastabtrags über den Spitzendruck der Bewehrung.
- h  $N_{Rm} = A_c \cdot f_{cm}$

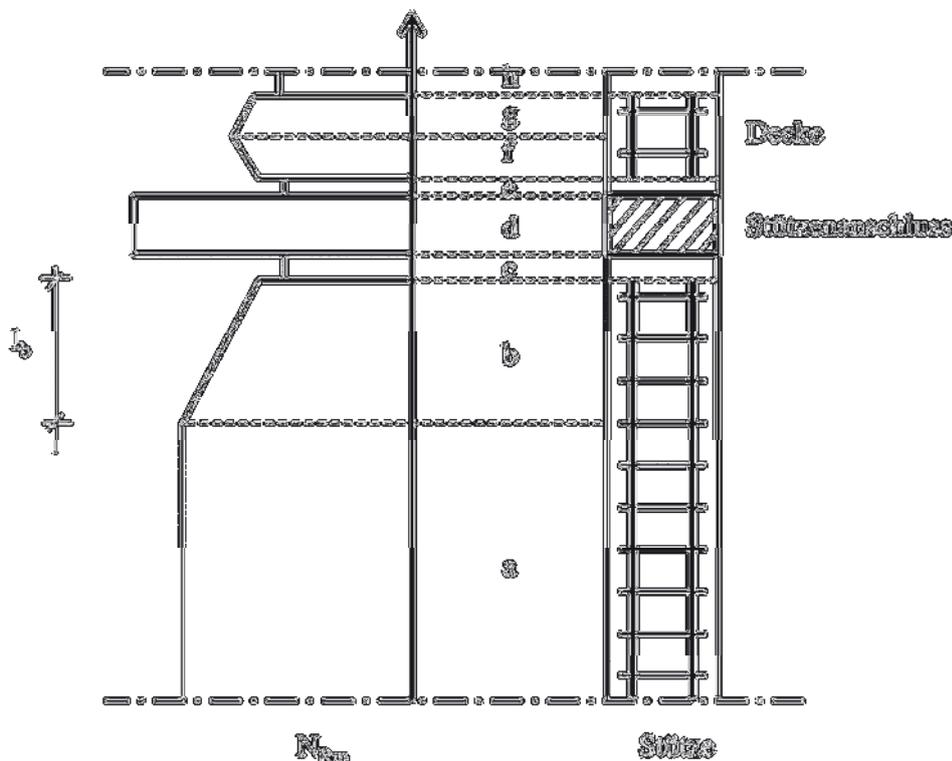


Abb. 6-13: Mittelwert des Normalkraftwiderstands ( $N_{Rm}$ ) über die Stützhöhe

Der Versagenspunkt, der in den Versuchen aufgetreten ist, liegt eigentlich in dem Bereich in dem sich beim fertigen Stützenanschluss die Decke befindet. Aufgrund der verhinderten Querdehnung können dort höhere Lasten abgetragen werden, daher wird dieser Bereich für

weitere Untersuchungen verstärkt ausgeführt. Die Verstärkung wird erreicht durch Verwendung von UHPC für den Bereich „e“ bis „h“ in Abb. 6-13.

Ziel der Untersuchung war es die Festigkeit des LC-Elements zu untersuchen und zu überprüfen welcher Querschnittstragfähigkeit dies entspricht. Hierzu wurden zwei Lastniveaus definiert (vgl. S. 72 f.). Für die mittleren Anforderungen ist erkennbar, dass das Drucklager diese Belastung aller Voraussicht nach ohne weitere Änderung oder Zusatzmaßnahmen abtragen kann (vgl. Tabelle 6-3).

Tabelle 6-3: Vergleich der mittleren Anforderungen (C30/37 mit 1 % - Bewehrungsgehalt) zur Versuchslast

Exzentrizität [cm]	Erforderliche statische Höchstlast $N_{Rm}$ [kN]	Statische Höchstlast F im Versuch [kN]	Erreichter Ausnutzungsgrad [%]
e = 0,6	2551	2778	108,9
e = 2,0	2272	2386	105,0
e = 6,0	1535	1948 (Ø der 3 Versuche)	126,9 <sup>25</sup>

Aus Tabelle 6-4 geht hervor, dass das Leichtbetonelement in der getesteten Konfiguration in der Lage ist eine Traglast von ~ 70 % der maximalen Querschnittstragfähigkeit einer Stahlbetonstütze mit der Festigkeitsklasse C45/55 und einer Längsbewehrung von 4 Ø 25 abzutragen. Das Leichtbetonelement ist in der Lage die Druckkraft des Betons zu übernehmen. Die aufgrund des Aufhörens der Längsbewehrung unterhalb des Leichtbetonelements zusätzliche Druckkraft ist zu groß.

Tabelle 6-4: Vergleich der hohen Anforderungen (C45/55 mit 3 % - Bewehrungsgehalt) zur Versuchslast

Exzentrizität [cm]	Erforderliche statische Höchstlast $N_{Rm}$ [kN]	Statische Höchstlast F im Versuch [kN]	Erreichter Ausnutzungsgrad [%]
e = 0,6	4035	2778	68,8
e = 2,0	3595	2386	66,4
e = 6,0	2725	1948 (Ø der 3 Versuche)	71,5

Die Versuche sind mit einer hohen Betonfestigkeit durchgeführt worden, da das Ziel war die Tragfähigkeit des Leichtbetonelements zu testen. Es zeigte sich bereits, dass eine hohe Traglast erreicht werden konnte. Es ist davon auszugehen, dass eine höhere Betonfestigkeit auf den kritischen Bereich, der in Kapitel 6.2.3 identifiziert wurde, direkt unterhalb und oberhalb des Leichtbetonelements ist, positiv wirkt. Zur Sicherstellung, dass die Traglasten auch für niedrig festere Betone erreicht werden können, wurden Versuche mit einem Beton der Festigkeitsklasse C25/30 oder C30/37 durchgeführt. Deren Ergebnisse in Abschnitt 6.5 und Abschnitt 6.6 zu finden sind.

<sup>25</sup> Nach Abzug der Bewehrung verbleibt eine große exzentrische Belastung auf dem Beton. Die Annahme der vollen Plastizität führt daher zu einer Überschätzung des Tragwiderstands.

In Bezug auf das Abtragen einer Horizontallast kann festgehalten werden, dass zwischen der Oberseite des Leichtbetonelements und dem Beton aufgrund der rauen Oberfläche ein sehr guter Verbund entsteht, der in den Versuchen nicht aufreißt. Es ist davon auszugehen, dass die Normalkraft in der Fuge ausreicht, die Horizontalkraft gemäß 0 über Reibung abzutragen. Für die Schalseite (glatte Unterseite) des Leichtbetonelements ist dies gesondert zu untersuchen. Gegebenenfalls ist die Anordnung einer Art Schubknagge erforderlich.



Abb. 6-14: Verbund zwischen Leichtbetonelement (unten) und Beton (oben) nach dem Bruch

## 6.3 Referenzstütze

### 6.3.1 Beschreibung des Testprogrammes und der Versuchskörper

Die Referenzstütze ist entsprechend der allgemeinen Vorgaben aufgebaut. Um die Lasteinleitung im oberen Bereich (Stützenkopf) sicher zu stellen, wurden die oberen 31 cm in UHPC ausgeführt. Im unteren Bereich (Stützenfuß) wurde die Bewehrung direkt auf das Lager aufgestellt und mittels zweier Bügel umschnürt. Dies stellt sicher, dass im unteren Lasteinleitungsbereich kein Schaden auftritt. Die Stütze ist mit einer Längsbewehrung von 4  $\varnothing$  25 und einer Bügelbewehrung von  $\varnothing$  8 – 80 bewehrt (vgl. Abb. 6-15).



Abb. 6-15: Referenzstütze vor dem Betonieren

Die Referenzstütze wird mit einer ausmittigen Normalkraft von 2 cm belastet. Zur Ermöglichung der Nachrechnung der Versuche wurden zugleich die Druckfestigkeit, die Spaltzugfestigkeit und das E-Modul an zusätzlichen Kleinkörpern (Würfel und Zylinder), die gleichzeitig

mit den Versuchskörpern aus der gleichen Betonlieferung hergestellt wurden, gemessen. Die Stückzahl der Kleinkörper kann Tabelle 6-5 entnommen werden.

Tabelle 6-5: Versuchsprogramm Referenzstütze

Versuchskörpertyp	Referenz
Begleitversuche:	
Anzahl Versuche Druckfestigkeit [-]	3
Anzahl Versuche Spaltzugfestigkeit [-]	3
Anzahl Versuche E-Modul [-]	3
Anmerkungen	-

Der prinzipielle Versuchsaufbau mit den Messstellen ist in Abb. 6-16 dargestellt. In Abb. 6-16 sind acht Wegaufnehmer und deren Messweg dargestellt. Die Wegaufnehmer V1 bis V8 messen vertikale Verformungen der Stütze. Die Wegaufnehmer wurden bereits so platziert, wie in den nachfolgenden Versuchen auch. Die Wegaufnehmer V1 bis V4 messen die Relativverschiebung zwischen einem Punkt 50 mm oberhalb der Oberkante des Leichtbetonelements, das in der Referenzstütze nicht vorhanden ist, und 50 mm unterhalb der Unterkante des Leichtbetonelements. Die Messstrecke ist somit 200 mm lang. Die Wegaufnehmer V5 bis V8 messen ebenfalls eine Relativverformung zwischen einem Punkt 50 mm unterhalb des Leichtbetonelements und einem Punkt 90 mm oberhalb des Fußpunktes. Es ergibt sich somit eine Messstrecke von 550 mm.

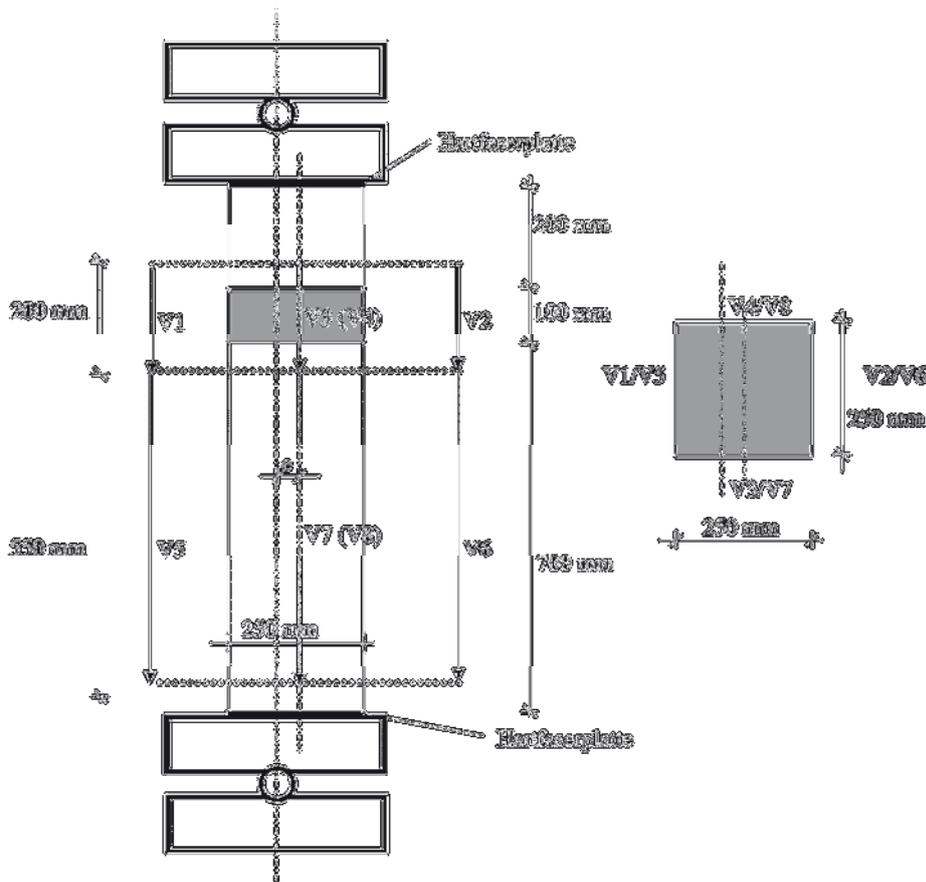


Abb. 6-16: Versuchsaufbau und Messstellen für die Versuchskörper in Grundriss und Ansicht, ohne Maßstab

### 6.3.2 Analyse der Referenzstütze

Eine Versuchsstütze im eingebauten Zustand vor Beginn der Belastung und nach Abschluss der Prüfung ist in Abb. 6-17 zu finden. Es zeigte sich, dass der Versuchskörper im Bereich des ungestörten Bereichs (rote Markierung, Abb. 6-17) versagt hat. Somit ist die volle Querschnittstragfähigkeit des Stahlbetonquerschnittes erreicht worden. Die aus den Wegaufnehmern zurückgerechneten Ausmitten der Normalkraft sind in Tabelle 6-6 zu finden.

Tabelle 6-6: Statische Höchstlasten im Versuch - Referenzstütze

Versuch Nr.	Planmäßige Exzentrizität [cm]	Gemessene Exzentrizität (V1/V2) [cm]	Gemessene Exzentrizität (V5/V6) [cm]	Statische Höchstlast F [kN]
Referenz	$e = 2,0$	$e = 2,1$	$e = 2,7$	2911
	$e_y = 0,0$	$e_y = 0,1$	$e_y = 0,1$	



Abb. 6-17: Referenzstütze vor (links) und nach (mittig) der Prüfung, sowie eine schematische Darstellung (rechts)

Die erreichte Traglast der Referenzstütze wird ebenfalls der plastischen Tragfähigkeit des Querschnittes gegenübergestellt. Hierbei zeigte sich, dass im Versuch 94,6 % dieser Tragfähigkeit erreicht wurden. Dies kann auf Imperfektionen und Modellunsicherheiten zurückgeführt werden. Zugleich stellt die Verwendung der plastischen Tragfähigkeit eine Obergrenze der erreichbaren Tragfähigkeit dar. Die gemessene, der Berechnung zugrunde liegende, Ausmitte  $e$  beträgt 27 mm. Um andere Versuchsstützen mit der Referenzstütze vergleichen zu können, ist es erforderlich den Einfluss unterschiedlicher Druckfestigkeiten ausreichend zu berücksichtigen.

## 6.4 Versuchsserie 2 – Anschlussbereich ohne LC-Element

### 6.4.1 Beschreibung des Testprogrammes und der Versuchskörper

Das Ziel der Untersuchung ist die Tragfähigkeit des Bereichs oberhalb der aufgehenden Längsbewehrung zu untersuchen. Dieser Bereich ist mit „c“ in Abb. 6-13 (S. 101) gekennzeichnet. Um einen Einfluss des LC-Elements auszuschließen, wird dieses in dieser Versuchsserie nicht verwendet. Der Stützenkopf und der Bereich des LC-Elements werden aus UHPC ausgeführt (Bereiche „d“ bis „h“ in Abb. 6-13 (S. 101)). Die beiden für die Untersuchung verwendeten Versuchskörper sind grundsätzlich so aufgebaut wie die Referenzstütze. Im Gegensatz zu der Referenzstütze endet die Stützenlängsbewehrung von 4 Ø 25 in den beiden Stützen 2,5 cm unterhalb der Fuge zwischen dem Normalbeton und dem UHPC. Bei der zweiten Versuchsstütze wird der Einfluss von Zusatzbügeln in diesem Bereich oberhalb der Längsbewehrung untersucht. Hierzu wurden 4 Bügel mit einem Durchmesser von 10 mm in einem vertikalen Abstand von jeweils 40 mm angeordnet. Der oberste Bügel ist 20 mm unterhalb des UHPC angebracht. Zur besseren Vorstellung sind die bewehrten Prüfkörper nach der Herstellung des UHPC-Kopfes und vor Einbringen des Normalbetons in Abb. 6-18 und Abb. 6-19 dargestellt.



Abb. 6-18: Stütze V2.1

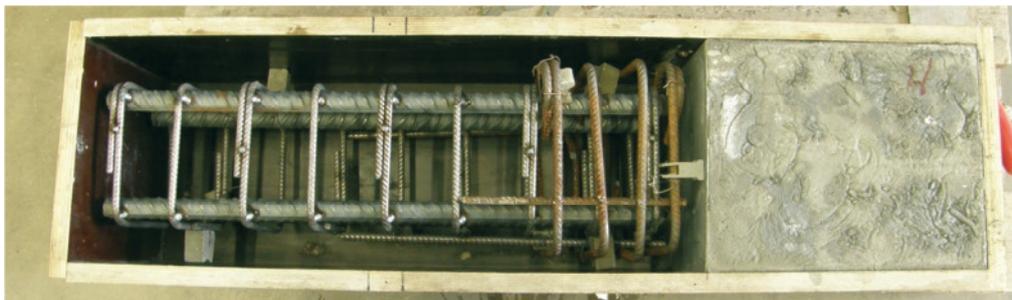


Abb. 6-19: Stütze V2.2 mit Zusatzbügeln

Die Außenabmessungen der Zusatzbügel sind mit 210 mm so gewählt, dass die Betondeckung für einen Edelstahlbügel ausreichend groß ist, um normativ für eine Stütze, die Zugang zur Außenluft hat, zulässig zu sein. Die Bügel sollen für eine Querdehnungsbehinderung des Betons in diesem Bereich sorgen. Die Vordimensionierung der Bügel erfolgte vereinfacht über die Querspannungen in Druckfugen mit verformbarem Fugenmaterial. Die verwendete Gleichung (Gl. 6-4) entspricht Gl. 10.5 aus DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011), Abschnitt

10.9.4.3 (5). Da es sich um einen Versuch handelt, wurden statt den Bemessungswerten jeweils die Mittelwerte verwendet.

$$A_s = 0,25 \cdot \frac{t}{h} \cdot \frac{F_{Ed}}{f_{yd}} = 0,25 \cdot \frac{10}{25} \cdot \frac{3000 \text{ kN}}{52,5 \text{ kN/cm}^2} = 5,71 \text{ cm}^2 \quad \text{Gl. 6-4}$$

Mit  $A_s$  Bewehrungsfläche [ $\text{cm}^2$ ];

$t$  Dicke des Fugenmaterials [ $\text{cm}$ ];

$h$  Abmessung des Fugenmaterials in senkrecht zur Belastungsrichtung [ $\text{cm}$ ];

$F_{Ed}$  Druckkraft in der Lagerfuge [ $\text{kN}$ ];

$f_{yd}$  Zugfestigkeit des Stahls [ $\text{kN/cm}^2$ ].

Die beiden Stützen wurden mit einer ausmittigen Normalkraft von 2 cm belastet. Zur Ermöglichung der Nachrechnung der Versuche wurden zugleich die Druckfestigkeit und das E-Modul an zusätzlichen Kleinkörpern (Würfel und Zylinder), die gleichzeitig mit den Versuchskörpern aus der gleichen Betonlieferung hergestellt wurden, gemessen. Die jeweilige Stückzahl der Kleinkörper kann Tabelle 6-7 entnommen werden.

Tabelle 6-7: Versuchsprogramm Versuchsserie 2

Versuchskörpertyp	V2.1	V2.2
Exzentrizität [ $\text{cm}$ ]	2,0	2,0
Begleitversuche:		
Anzahl Versuche Druckfestigkeit Normalbeton [-]	6	3
Anzahl Versuche Druckfestigkeit UHPC [-]	6	3
Anzahl Versuche Spaltzugfestigkeit [-]	-	-
Anzahl Versuche E-Modul Normalbeton [-]	3	-
Anzahl Versuche E-Modul UHPC [-]	3	-
Anmerkungen	-	Mit Zusatzbügeln

Die Messstellen entsprechen denjenigen der Referenzstütze und werden hierin nicht mehr explizit aufgeführt. Falls erforderlich können diese in Abb. 6-16 (S. 104) nachgeschlagen werden. Zu beachten ist lediglich, dass der Bereich des LC-Elements für diese Versuchsserie durch UHPC ersetzt wurde.

#### 6.4.2 Ergebnisse und Analyse der Versuchsserie 2 – Anschlussbereich ohne LC-Element

Der Versuchskörper V2.1 hat im Bereich der endenden Längsbewehrung (vgl. Bereich „b“ und „c“ dargestellt in Abb. 6-13 (S. 101)) Risse bekommen. Diese sind schlagartig nach oben hin gewachsen und sind ebenfalls durch den UHPC-Bereich der Stütze sichtbar. Die Rissbildung beim Versagen ist in Abb. 6-20 dargestellt. Der Versuchskörper V2.2 hat im ungestörten Bereich der Stütze versagt und weist somit ein gleiches Rissbild auf wie die Referenzstütze.

Die dabei erreichten Traglasten und die zugehörigen Exzentrizitäten sind in Tabelle 6-8 zu finden.

Tabelle 6-8: Statische Höchstlasten im Versuch – Versuchsserie 2

Versuch Nr.	Planmäßige Exzentrizität [cm]	Gemessene Exzentrizität (V1/V2) [cm]	Gemessene Exzentrizität (V5/V6) [cm]	Statische Höchstlast F [kN]
V2.1	$e = 2,0$	$e = 2,3$	$e = 2,1$	2332
	$e_y = 0,0$	$e_y = 0,1$	nicht gemessen	
V2.2	$e = 2,0$	$e = 2,7$	$e = 2,1$	2482
	$e_y = 0,0$	$e_y = 0,5$	nicht gemessen	



Abb. 6-20: V2.1 (links) und V2.2 (rechts) nach der Prüfung

Die erreichte Traglast der beiden Versuchskörper wird ebenfalls der plastischen Tragfähigkeit des Querschnittes gegenübergestellt. Hierbei wird in beiden Fällen die in den Versuchen gemessene Ausmitte in der maßgebenden Richtung zugrunde gelegt. Es ist hierbei festzustellen, dass der Prüfkörper V2.1 eine bezogene Ausnutzung von 87,5 % erreicht. Das bedeutet, dass der 2,5 cm dicke Bereich des Betons ohne Längsbewehrung in der Lage ist 87,5 % der plastischen Querschnittstragfähigkeit des Stahlbetonquerschnittes abzutragen. Der Bewehrungsanteil bei zentrischer Belastung beträgt hierbei rund 1/3 der gesamten Tragfähigkeit. Da die erreichte Traglast wesentlich größer als 66,7 % ist, wird ersichtlich, dass ein erheblicher Anteil der Kraft aus der Bewehrung aufgenommen werden kann. Bei Prüfkörper V2.2 wird ein Ausnutzungsgrad von 93,1 % erreicht. Allerdings ist zu erkennen, dass der Versuchskörper V2.2 im ungestörten Bereich der Stütze versagt hat. Somit ist offensichtlich, dass die zusätzlichen Bügel ausreichend waren den identifizierten kritischen Bereich zu verstärken und die Tragfä-

higkeit soweit zu steigern, dass diejenige des Stahlbetonquerschnittes erreicht wurde. Die Abweichung des Ausnutzungsgrades von der vollen Ausnutzung (100 %) kann durch eine Imperfektion senkrecht zur Richtung der Ausmitte verursacht sein, da eine unplanmäßige Ausmitte  $e_y$  im oberen Bereich von 5 mm gemessen wurde. Weiterhin stellt die plastische Tragfähigkeit eine Obergrenze dar. Zusammenfassend ist eine Erhöhung der Tragfähigkeit durch Verhinderung der Querdehnung mithilfe zusätzlicher Bügel möglich und die Tragfähigkeit dieses Bereichs kann so weit gesteigert werden, dass die Tragfähigkeit größer derjenigen der ungestörten Stütze ist.

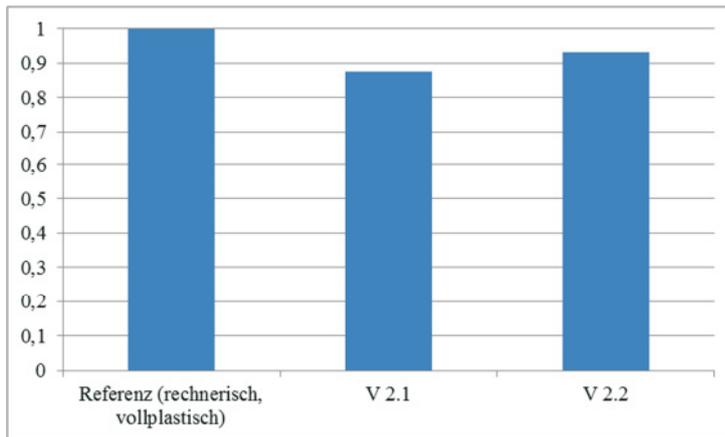


Abb. 6-21: Ausnutzungsgrad der Versuchsserie 2

## 6.5 Versuchsserie 3 – Anschlussbereich mit LC-Element

### 6.5.1 Beschreibung des Testprogrammes und der Versuchskörper

Das Ziel der Untersuchung ist die Tragfähigkeit des Bereichs oberhalb der aufgehenden Längsbewehrung bei Verwendung des LC-Elements näher zu analysieren (vgl. Bereich „c“ in Abb. 6-13 (S. 101)). Der Stützenkopf, der die Decke ersetzt, wird wie zuvor aus UHPC ausgeführt. Die drei für die Untersuchung verwendeten Versuchskörper entsprechen in vielen Belangen der Referenzstütze. Im Gegensatz zu der Referenzstütze endet die Stützenlängsbewehrung von 4 Ø 25 in den Stützen 4 cm unterhalb der Fuge zwischen dem Normalbeton und dem LC-Element. Bei den Versuchsstützen V3.2 und V3.3 wird der Einfluss von Zusatzbügeln in diesem Bereich oberhalb der Längsbewehrung untersucht. Hierbei geht es auch um die Wirksamkeit unter Berücksichtigung der Anzahl der Bügel. Bei V3.2 wird nur ein Zusatzbügel (Ø 10) 20 mm oberhalb der Längsbewehrung platziert. Bei V3.3 werden weitere 2 Bügel angebracht, deren Abstand 40 mm (bzw. 80 mm) von dem Zusatzbügel bei V3.2 beträgt. Insgesamt sind somit 3 Zusatzbügel in V3.3 vorhanden. Die Außenabmessungen der Bügel sind mit 210 mm identisch zu denen in Versuch V2.2.

Die drei Stützen werden jeweils mit einer ausmittigen Normalkraft von 2 cm belastet. Zur Ermöglichung der Nachrechnung der Versuche wurden zugleich die Druckfestigkeit, die Spaltzugfestigkeit und das E-Modul an zusätzlichen Kleinkörpern (Würfel und Zylinder) gemessen. Die jeweilige Stückzahl der Kleinkörper kann Tabelle 6-9 entnommen werden. Die

Messstellen entsprechen denjenigen der Referenzstütze und werden hierin nicht mehr explizit aufgeführt. Falls erforderlich können diese in Abb. 6-16 (S. 104) nachgeschlagen werden. Zusätzlich wurde bei allen Versuchskörpern um die Rüttel-Öffnung herum Klebeband aufgebracht. Dies dient der Reduzierung der Kontaktzone um Fehlstellen in der Kontaktzone, die z. B. bei der Betonage oder durch das Bluten des Betons entstehen können, zu simulieren.

Tabelle 6-9: Versuchsprogramm Versuchsserie 3

Versuchskörper	V3.1	V3.2	V3.3
Exzentrizität [cm]	2,0	2,0	2,0
Begleitversuche:			
Anzahl Versuche Druckfestigkeit Normalbeton [-]	11	3	6
Anzahl Versuche Druckfestigkeit UHPC [-]	-	-	-
Anzahl Versuche Spaltzugfestigkeit [-]	3	3	3
Anzahl Versuche E-Modul Normalbeton [-]	3	3	3
Anzahl Versuche E-Modul UHPC [-]	-	-	-
Anmerkungen	-	1 Zusatzbügel	3 Zusatzbügel

### 6.5.2 Ergebnisse und Analyse der Versuchsserie 3 – Anschlussbereich mit LC-Element

Alle drei Versuchskörper zeigten ein ähnliches Versagen. Stets sind in dem kritischen Bereich unterhalb des Leichtbetonelements Risse aufgetreten und von dort ausgehend schlagartig gewachsen. Die dabei erreichten Traglasten und die zugehörigen Exzentrizitäten der Normalkraft sind in Tabelle 6-10 zu finden. Die Reduzierung der Kontaktzone führte zu einer Abminderung von ~ 220 kN gegenüber einem ungestörten Übergang. Die Kraft ergibt sich aus der Grundfläche (100 mm x 100 mm) abzüglich der ohnehin vorhandenen Rüttelöffnung im Leichtbetonelement und dessen Druckspannung (~ 41 N/mm<sup>2</sup>).



Abb. 6-22: Bruchbilder der Versuchsserie 3 mit V3.1 (links), V3.2 (mittig) und V3.3 (rechts)

Tabelle 6-10: Statische Höchstlasten im Versuch – Versuchsserie 3

Versuch Nr.	Planmäßige Exzentrizität [cm]	Gemessene Exzentrizität am Leichtbetonelement [cm]	Gemessene Exzentrizität am unteren Betonelement [cm]	Statische Höchstlast F [kN]
V3.1	$e = 2,0$	$e = 1,1$	$e = 1,8$	1779
	$e_y = 0,0$	$e_y = 0,6$	$e_y = 0,1$	
V3.2	$e = 2,0$	$e = 1,4$	$e = 2,1$	2007
	$e_y = 0,0$	$e_y = 0,1$	$e_y = 0,0$	
V3.3	$e = 2,0$	$e = 0,9$	$e = 1,4$	2546
	$e_y = 0,0$	$e_y = 0,2$	$e_y = 0,1$	

Die erreichte Traglast der drei Versuchskörper wird der plastischen Tragfähigkeit des Querschnittes unter Berücksichtigung der gemessenen Ausmitte der Normalkraft gegenübergestellt. Die reduzierte Kontaktzone wurde für die Berechnung der plastischen Tragfähigkeit berücksichtigt. Die erreichte bezogene Ausnutzung lag bei Versuch V3.1 (ohne Zusatzbügel) bei 76,5 %. Durch die Zusatzbügel konnte die Traglast gesteigert werden, wobei festzuhalten ist, dass durch einen Zusatzbügel (Versuch V3.2) eine Steigerung auf 83,1 % erreicht werden konnte. Die weiteren zwei Bügel, die bei Versuch V3.3 verbaut waren, steigerten die Ausnutzung nur unwesentlich weiter auf 84,7 %. Es ist darüber hinaus nicht gelungen den kritischen Bereich so weit zu stärken, dass das Versagen in dem ungestörten Bereich aufgetreten ist.

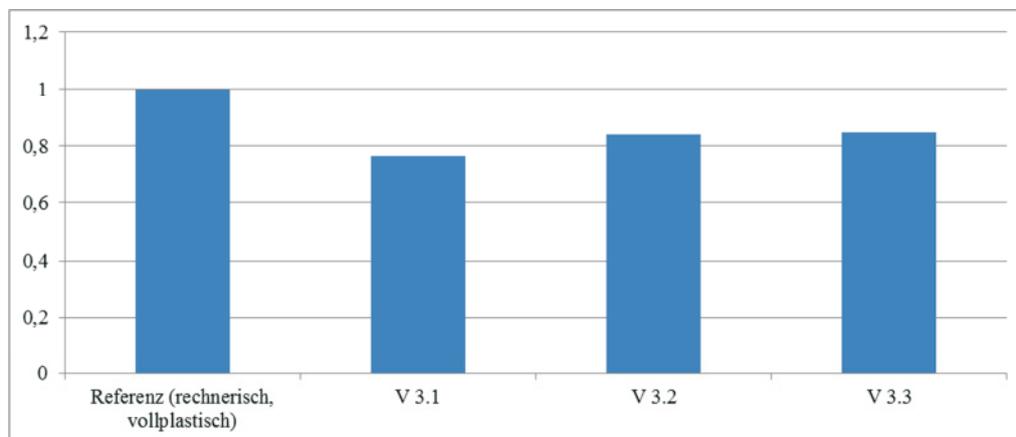


Abb. 6-23: Ausnutzungsgrad der Versuchsserie 3

## 6.6 Versuchsserie 4 – Geringere Längsbewehrung und Traglaststeigerung des LC-Elements mit einem UHPC-Kern

### 6.6.1 Beschreibung des Testprogrammes und der Versuchskörper

Das Ziel der Untersuchung bei vier der sechs Stützen ist es, die Tragfähigkeit der Stütze inklusive des Leichtbetonelements bei Verwendung eines niedrigfesten Betons und einer geringeren Längsbewehrung näher zu betrachten. Der Stützenkopf wurde jeweils aus UHPC ausgeführt. Für diese Versuchsserie wurde eine Referenzstütze (V4.6) mit durchgehender Längs-

bewehrung von 4 Ø 14 hergestellt. Im Gegensatz zu der Referenzstütze endet die Stützenslängsbewehrung von 4 Ø 14 in drei weiteren Stützen 4 cm unterhalb der Fuge zwischen dem Normalbeton und dem LC-Element. Bei den Versuchsstützen V4.2 und V4.3 wird der Einfluss von Zusatzbügeln in dem Bereich oberhalb der Längsbewehrung untersucht. Die Außenabmessungen der Bügel sind mit 210 mm identisch zu denen in Versuch V2.2, V3.2 und V3.3. Bei V4.2 wird nur ein Zusatzbügel (Ø 10) 20 mm oberhalb der Längsbewehrung platziert. Bei V4.3 werden weitere 2 Bügel angebracht, deren Abstand 40 mm (bzw. 80 mm) von dem Zusatzbügel bei V4.2 beträgt. Insgesamt sind somit 3 Zusatzbügel in V4.3 vorhanden.

Bei den beiden letzten der sechs Stützen wurden wieder 4 Ø 25 verwendet, die 4 cm unterhalb des LC-Elements enden. Zur Stärkung des kritischen Bereichs sind jeweils zwei Zusatzbügel Ø 10 angeordnet worden. Zur Erhöhung der Traglast der Gesamtkonstruktion wurde die Betonageöffnung bei V4.4 mit dem UHPC des Stützenkopfes gefüllt (vgl. Abb. 6-24, links). Bei der Versuchsstütze V4.5 wurde ein Zylinder aus UHPC mit einem Durchmesser von 100 mm in der Mitte des Elements anstelle der Betonieröffnung platziert. Dieser Zylinder bindet 70 mm in die darunterliegende Stütze ein und endet somit innerhalb der regulären Bügelbewehrung der Stütze, die 40 mm unterhalb des LC-Elements beginnt (vgl. Abb. 6-24, rechts).

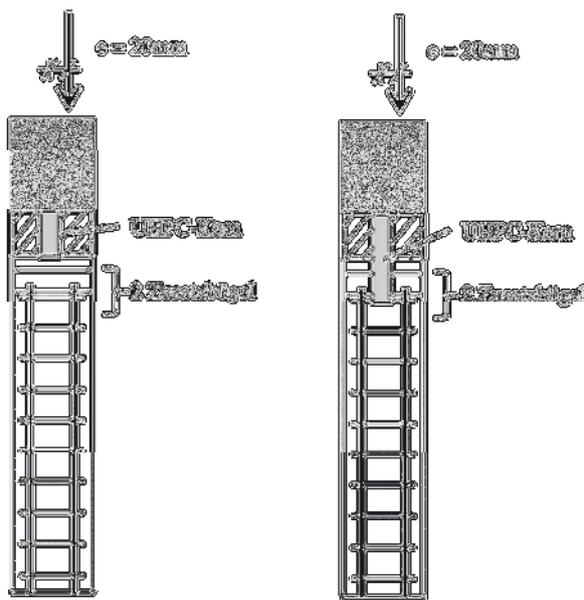


Abb. 6-24: Versuche zur Traglaststeigerung mithilfe eines UHPC-Kerns

Die sechs Stützen wurden jeweils mit einer planmäßig ausmittigen Normalkraft von 2 cm belastet. Die genaue Anzahl der Kleinkörper kann Tabelle 6-11 entnommen werden. Die Messstellen entsprechen denjenigen der Referenzstütze. Falls erforderlich können diese in Abb. 6-16 (S. 104) nachgeschlagen werden.

Tabelle 6-11: Versuchsprogramm der Versuchsserie 4

Versuchskörper	V4.1	V4.2	V4.3	V4.4	V4.5	Referenz II (V4.6)
Begleitversuche:						
Anzahl Proben Druckfestigkeit Normalbeton [-]	3	3	3	1	1	3
Anzahl Proben Druckfestigkeit UHPC [-]	3	-	-	-	-	3
Anzahl Proben Druckfestigkeit Leichtbeton [-]	3	3	3	2	3	-
Anzahl Proben Spaltzugfestigkeit Normalbeton [-]	3	3	-	3	-	3
Anzahl Proben Spaltzugfestigkeit UHPC [-]	-	-	-	-	-	2
Anzahl Proben E-Modul Normalbeton [-]	3	3	-	3	-	3
Anzahl Proben E-Modul UHPC [-]	-	-	-	-	-	2
Anzahl Proben E-Modul Leichtbeton [-]	-	-	2	-	-	-
Anmerkungen	-	Mit einem Zusatzbügel	Mit drei Zusatzbügel	Mit UHPC-Kern und zwei Zusatzbügel	Mit UHPC-Kern und zwei Zusatzbügel	

### 6.6.2 Ergebnisse und Analyse der Versuchsserie 4

Bei den Versuchskörpern V4.1, V4.2 und V4.4 sind in dem kritischen Bereich unterhalb des Leichtbetonelements (vgl. Bereich „c“ in Abb. 6-13) Risse aufgetreten und von dort ausgehend schlagartig gewachsen. Bei der Referenzstütze V4.6, der Stütze V4.3 (mit den drei Zusatzbügel) und der Stütze V4.5 (mit UHPC-Kern und zwei Zusatzbügel) trat das Versagen im ungestörten Bereich des Querschnittes auf (vgl. Bereich „a“ in Abb. 6-13). Hierbei hat sich die Betondeckung von dem durch Bügel umschlossenen Kern gelöst. Die entsprechenden Bruchbilder sind in Abb. 6-25 und Abb. 6-26 dargestellt. Die in den Versuchen erreichten Traglasten und die zugehörigen Exzentrizitäten sind in Tabelle 6-12 zu finden.



*Abb. 6-25: Bruchbilder der Versuchsserie 4 – Teil 1: V4.1 (links) bis V4.3 (rechts)*



*Abb. 6-26: Bruchbilder der Versuchsserie 4 – Teil 2: V4.4 (links) bis V4.6 (rechts)*

Tabelle 6-12: Statische Höchstlasten im Versuch – Versuchsserie 4

Versuch Nr.	Planmäßige Exzentrizität [cm]	Gemessene Exzentrizität am Leichtbetonelement [cm]	Gemessene Exzentrizität am unteren Betonelement [cm]	Statische Höchstlast F [kN]
V4.1	$e = 2,0$	$e = 2,0$	$e = 3,2$	1745
	$e_v = 0,0$	$e_v = 0,3$	$e_v = 0,3$	
V4.2	$e = 2,0$	$e = 2,2$	$e = 3,5$	1778
	$e_v = 0,0$	$e_v = 0,1$	$e_v = 1,5$	
V4.3	$e = 2,0$	$e = 2,2$	$e = 3,2$	1767
	$e_v = 0,0$	$e_v = 0,3$	$e_v = 1,0$	
V4.4	$e = 2,0$	$e = 2,2$	$e = 3,2$	2004
	$e_v = 0,0$	$e_v = 0,7$	$e_v = 1,8$	
V4.5	$e = 2,0$	$e = 1,6$	$e = 3,1$	2120
	$e_v = 0,0$	$e_v = 0,5$	$e_v = 0,5$	
V4.6	$e = 2,0$	$e = 2,3$	$e = 3,4$	1747
	$e_v = 0,0$	$e_v = 0,6$	$e_v = 1,2$	

Die erreichte Traglast der Versuchskörper wird der plastischen Tragfähigkeit des Querschnittes unter Berücksichtigung der gemessenen Ausmitte der Normalkraft gegenübergestellt. Hierbei ist zu beachten, dass bei den Stützen V4.2 bis V4.6 eine wesentliche zusätzliche Exzentrizität senkrecht zur planmäßig aufgetragenen Exzentrizität vorhanden ist. Beide gemessenen Ausmitten der Normalkraft sind bei der Ermittlung des Ausnutzungsgrades (Abb. 6-27) berücksichtigt worden. Es ist hervorzuheben, dass bei den Versuchen V4.3, V4.5 und V4.6 jeweils die Stahlbetonstütze im ungestörten Bereich versagt hat, obwohl die vollplastische Tragfähigkeit des Querschnittes nicht erreicht wurde. Aufgrund des hohen Ausnutzungsgrades bei Versuchsstütze V4.2 ist davon auszugehen, dass der eine Zusatzbügel nahezu ausgereicht hat den kritischen Bereich unterhalb des LC-Elements soweit zu stärken, dass der ungestörte Restquerschnitt versagt. Grundsätzlich wird deutlich, dass Zusatzbügel eine wesentliche Traglaststeigerung ermöglichen. Bei einem Vergleich der Versuche V4.4 und V4.5 mit den Versuchen V3.2 und V3.3 zeigt sich, dass ein höherer Ausnutzungsgrad von ca. 90 % gegenüber 84 % erreicht wird. Diese Steigerung wird durch das Auffüllen der Betonieröffnung durch einen UHPC-Kern erreicht. Bei dem Versuch V4.5 (mit dem einbindenden UHPC-Kern) ist es ferner gelungen das Versagen in den ungestörten Bereich zu verlagern, was bei Versuchsserie 3 nicht erreicht wurde.

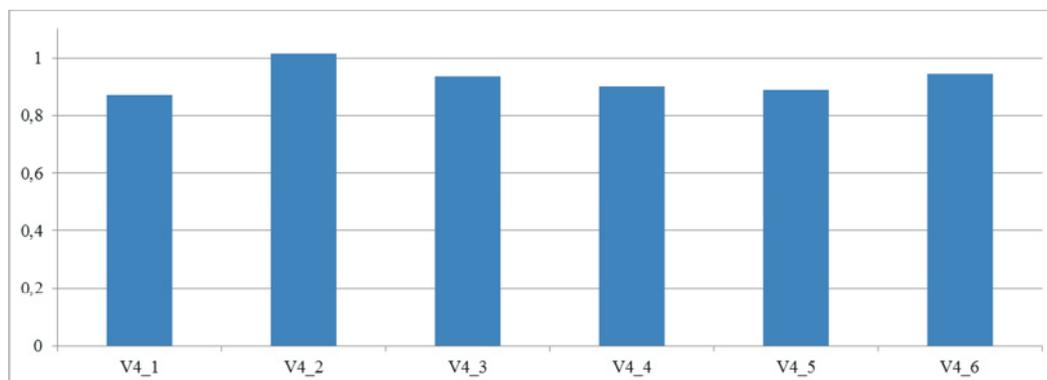


Abb. 6-27: Ausnutzungsgrad der Versuchsserie 4

## 6.7 Alternative Versuche mit einem UHPC-Element

### 6.7.1 Beschreibung des Testprogrammes und der Versuchskörper

Als Variante für die Lastübertragung mittels eines kleinflächigen hochfesten Materials wurde der UHPC als geeignetes Material identifiziert. Es wurden UHPC-Elemente mit einem quadratischen Hohlprofil mit einer Wandstärke von 35 mm (vgl. Abb. 6-28) hergestellt, die ausreichend groß dimensioniert waren, um die geforderten Kräfte abtragen zu können und zugleich klein genug, um den Wärmefluss ausreichend zu verhindern. Zuerst wurden hierfür Schalkkörper mit den Außenabmessungen des Elements hergestellt. In diese wurde mithilfe von Wärmedämmstoffen eine Innenschalung für die Form des UHPC-Körpers eingelegt.

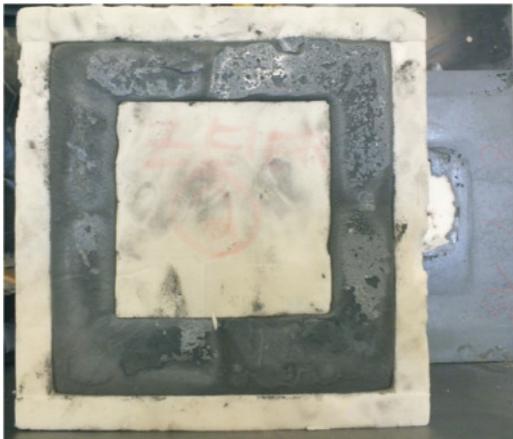


Abb. 6-28: Detailansicht UHPC-Element

Insgesamt wurden in dieser Versuchsserie drei verschiedene Probekörper hergestellt. Dabei sind die beiden Versuchsstützen UHPC\_1 und UHPC\_2 identisch und werden mit unterschiedlichen Ausmitten von 20 mm bzw. 0 mm belastet. Die Versuchskörper UHPC\_1 und UHPC\_2 entsprechen in Ihrer Auslegung denjenigen von Versuchsserie 1 (vgl. 6.2) mit dem Unterschied, dass das LC-Element durch das UHPC-Element ersetzt wurde. Der Versuchskörper UHPC\_3 entspricht in seiner Konzeption der Versuchsserie 3 (vgl. 6.5.1) mit dem verstärkten oberen Bereich der Stütze aus UHPC. Auch hier ist das LC-Element durch das UHPC-Element ersetzt worden. Der Versuchskörper UHPC\_3 wurde mit Versuchsserie 3 betoniert und besitzt somit eine von UHPC\_1 und UHPC\_2 verschiedene Druckfestigkeit. Das gesamte Versuchsprogramm ist in Tabelle 6-13 zu finden.

Tabelle 6-13: Versuchsprogramm

Versuchskörper	UHPC_1	UHPC_2	UHPC_3
Exzentrizität [cm]	2,0	0,0	2,0
Höhe des unbewehrten Bereichs [cm]	2,5	2,5	4,0
Begleitversuche:			
Anzahl Versuche Druckfestigkeit Normalbeton [-]	3	3	3
Anzahl Versuche Druckfestigkeit UHPC [-]	3	3	-

Anzahl Versuche Spaltzugfestigkeit [-]	-	-	3
Anzahl Versuche E-Modul Normalbeton [-]	3	-	3
Anzahl Versuche E-Modul UHPC [-]	3	-	-
Anmerkungen	-	-	Mit drei Zusatzbügel

## 6.7.2 Ergebnisse und Analyse der Versuche mit einem UHPC-Element

Vor der Versuchsdurchführung wurde die äußere Schicht des Dämmstoffes der UHPC-Elemente entfernt. Zum einen um eine Rissbildung im Element sehen zu können und zum anderen um jegliche Kraftübertragung in diesem Bereich zu unterbinden. Die Ergebnisse sollen unabhängig vom gewählten Dämmstoff sein. Der innere Würfel hingegen diente als verlorene Schalung und konnte herstellbedingt nicht wieder entfernt werden. Die in den Versuchen erreichten Höchstlasten unter den gemessenen Ausmitten der Normalkraft sind in Tabelle 6-14 zu finden. Auffallend sind die in allen Versuchen sehr geringen statischen Höchstlasten. Es war festzustellen, dass stets die Betondeckung der Stahlbetonstütze direkt unterhalb des UHPC-Elements von der restlichen Stütze abgeschert wurde (siehe Abb. 6-29).

Tabelle 6-14: Statische Höchstlasten im Versuch

Versuch Nr.	Planmäßige Exzentrizität [cm]	Gemessene Exzentrizität am Leichtbetonelement [cm]	Gemessene Exzentrizität am unteren Betonelement [cm]	Statische Höchstlast F [kN]
UHPC_1	$e = 2,0$	$e = 2,0$	Nicht gemessen	959,9
	$e_y = 0,0$	$e_y = 0,7$	Nicht gemessen	
UHPC_2	$e = 0,0$	$e = 0,3$	$e = 0,0$	1101,6
	$e_y = 0,0$	$e_y = 0,6$	$e_y = 0,8$	
UHPC_3	$e = 2,0$	$e = 2,3$	$e = 2,3$	1345,3
	$e_y = 0,0$	$e_y = 1,5$	Nicht gemessen	



Abb. 6-29: Versuchskörper UHPC\_1 nach dem Bruch

In Abb. 6-30 wird der bezogene Ausnutzungsgrad  $\eta$  der drei Versuchskörper dargestellt. Hierbei wird stets die gemessene Ausmitte nach Tabelle 6-14 zugrunde gelegt. Es ist zu erkennen, dass die plastische Tragfähigkeit des Stahlbetonquerschnittes nur zu etwas mehr als 40 % erreicht wird. Bei Versuchskörper UHPC\_3 lässt sich feststellen, dass die drei zusätzlichen Bügel in der Lage sind die von 25 mm auf 40 mm erhöhte Dicke des unbewehrten Bereichs zu kompensieren (vgl. Versuchsserien 1 und 3).

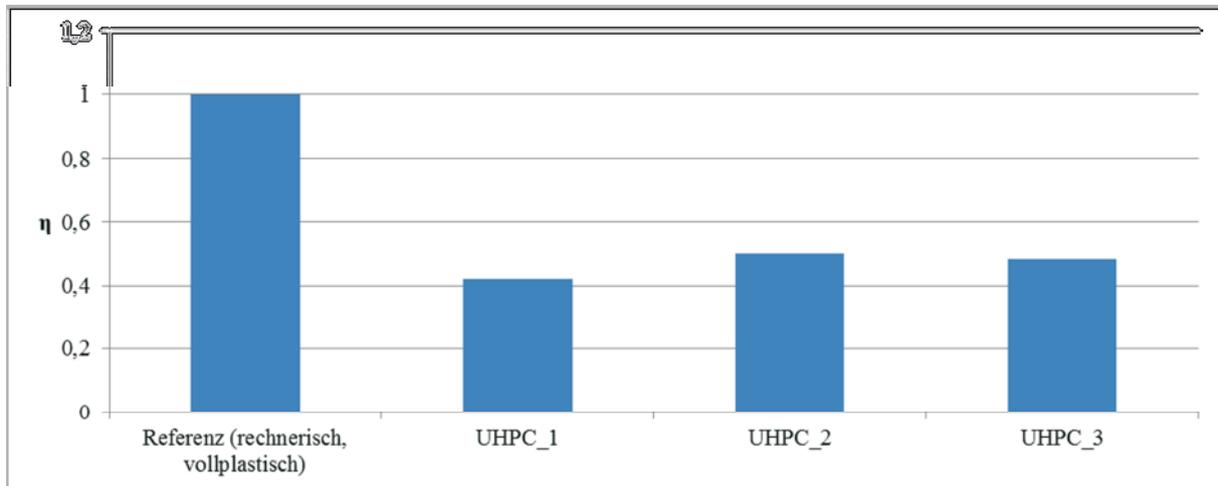


Abb. 6-30: Bezogener Ausnutzungsgrad der Versuche mit UHPC-Element

Zusammenfassend wäre es sinnvoll die Außenkante des UHPC-Hohlprofils weiter nach innen zu verschieben um weniger stark auf die Betondeckung zu drücken und mehr Kraft innerhalb des von Bügeln umschlossenen Bereichs zu übertragen. Hierdurch verringert sich der Abstand der Außenkante zum geometrischen Zentrum hin und somit wird der Momentenwiderstand verringert. Dies führt wegen der exzentrischen Normalkraft zu einer niedrigeren Tragfähigkeit. Zugleich wird der Umfang der Lasteintragung durch die Decke auf das UHPC-Element verringert, wenn die Außenkanten des Elements nach Innen gerückt werden. Hierdurch wird der Umfang des Durchstanzkegels für die Decke stark reduziert und die Tragfähigkeit der Decke im Hinblick auf das Durchstanzen ist stärker ausgenutzt. In der Baupraxis wird der Nachweis der Stahlbetondecke gegen Durchstanzen zumeist bereits stark ausgenutzt. Die Variante mit einem quadratischen UHPC-Hohlprofil ist somit bei den identifizierten gängigen Stützenquerschnitten mit hoher Betondeckung, die wegen dem Zugang zur Außenluft erforderlich ist, nicht zielführend. In Sonderfällen, wie z. B. sehr großen oder sehr stark belasteten Stützen kann eine solche Lösung in Betracht gezogen werden. Aus diesen Gründen wurden keine weiteren Versuche mit einem UHPC-Element mehr durchgeführt.

## 6.8 Untersuchungen im Hinblick auf die Umsetzung auf der Baustelle

### 6.8.1 Allgemeines

Bei Fertigteilstützen kann eine liegende Betonage erfolgen und es sind keine besonderen Maßnahmen zu ergreifen. Hinsichtlich einer möglichen Umsetzung auf der Baustelle wurden drei Varianten zur Herstellung des Stützenanschlusses identifiziert.

### Einbau-Variante 1:

Einbau-Variante 1 beinhaltet die Herstellung des LC-Elements im Fertigteilwerk. Hierdurch wird eine hohe Qualität des Fertigteils sichergestellt. Das LC-Element wird auf der Baustelle in der Solllage fixiert und die Fuge (planmäßig 2 cm dick) zwischen der erhärteten Ortbetonstütze und dem Element wird mittels eines Vergussmörtels geschlossen. Durch den Vergussmörtel, der grundsätzlich quellende Eigenschaften hat, entsteht bei korrekter Anwendung stets eine gute Kontaktzone. Jedoch bildet dieser Verguss einen zusätzlichen Arbeitsschritt der ggf. zu einer Bauzeitverlängerung führt. Zusätzlich muss in dem LC-Element eine Vergussöffnung vorgehalten werden.

### Einbau-Variante 2:

Einbau-Variante 2 beinhaltet auch die Herstellung des LC-Elements im Fertigteilwerk und somit dessen hohe Qualität. Dieses Fertigteil wird auf der Baustelle direkt oder nach kurzer Ansteifung auf den Frischbeton aufgesetzt und ausgerichtet. Hierdurch entsteht keine Verzögerung im Hinblick auf die Bauzeit, es ist jedoch eine zeitliche Abstimmung mit der Stützenbetonage (Nachverdichtung) erforderlich. Zugleich ist die Positionierung, insbesondere die Höhenlage, auf dem Ortbeton zu prüfen. Der kritische Aspekt hierbei ist die Kontaktzone. Hierzu wurden Untersuchungen durchgeführt, die in dem folgenden Abschnitt (vgl. 6.8.2) vorgestellt werden. Grundsätzlich ist in dem Element eine Rüttelöffnung vorzusehen.

### Einbau-Variante 3:

In Einbau-Variante 3 wird das Element als Ortbetonelement erstellt. Dieses wird direkt auf den erhärteten Ortbeton aufbetoniert. Dies ermöglicht eine gute Kontaktzone und ferner sind weder Rüttel- noch Vergussöffnungen notwendig. Die Betonage des Anschlusses ist jedoch ein zusätzlicher Arbeitsschritt, der schwerer zu kontrollieren ist, als die Fertigteilproduktion in einer Produktionshalle. Vor allem der Einbau des Bügels zur Querdehnungsbehinderung ist von besonderer Bedeutung.

Aus Gründen der besseren Vergleichbarkeit und der Übersichtlichkeit sind die drei Einbau-Varianten in Abb. 6-31 und die wesentlichen Eigenschaften in Tabelle 6-15 dargestellt.

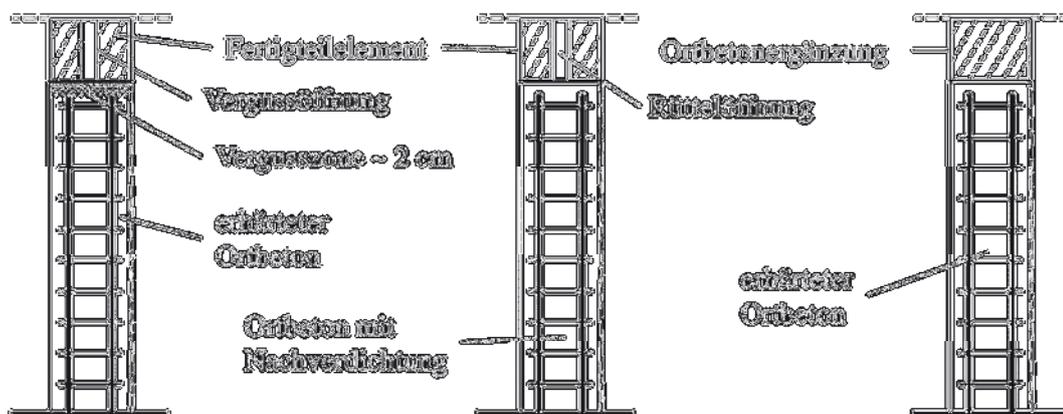


Abb. 6-31: Ausführungsmöglichkeiten bei einer Stütze als Ortbetonkonstruktion

Tabelle 6-15: Vergleich der Ausführungsmöglichkeiten bei einer Stütze als Ortbetonkonstruktion

	Einbau-Variante 1	Einbau-Variante 2	Einbau-Variante 3
Vorteile	+ hohe Qualität des Fertigteils	+ hohe Qualität des Fertigteils	+ gute Kontaktzone
	+ gute Kontaktzone	+ kurze Bauzeit	+ vollflächiges Element
	(+ Einbau eines UHPC Kerns möglich)		
Nachteile	- der Verguss ist ein zusätzlicher Arbeitsschritt	- zeitliche Abstimmung mit Stützenbetonage (Nachverdichtung)	- Einbau des Bügels zur Querdehnungsbehinderung
	→ ggf. Bauzeitverlängerung	- Positionierung auf Ortbeton (Kontaktzone ist noch zu prüfen)	- Qualitätssicherung
			- zusätzlicher Arbeitsschritt

### 6.8.2 Untersuchungen zur Kontaktzone

Mithilfe von Kleinkörperuntersuchungen wurde die Kontaktzone zwischen dem Leichtbetonelement und der Ortbetonstütze für Einbau-Variante 2 untersucht. Hierzu wurden Prüfzylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Gesamthöhe von 300 mm, aufgeteilt in 200 mm Ortbeton und einem 100 mm dicken Fertigteil (vgl. Abb. 6-32), hergestellt. Das Fertigteil wurde entweder aus Normalbeton oder aus Leichtbeton gleicher Druckfestigkeit hergestellt. Die Versuche gliedern sich in zwei große Hauptversuchsserien (K1 und K2). Im Zuge der ersten Versuchsserie (K1) wurden die Fertigteilelemente zum Teil mit definierter zeitlicher Verzögerung auf den Frischbeton aufgesetzt. In der zweiten Versuchsserie (K2) wurden gezielt die Auswirkungen der Lage und Größe von Fehlstellen in der Kontaktzone auf die Kraftübertragung untersucht. Zur Sicherstellung einer guten Kontaktzone wurde der Frischbeton auf das unten in der Schalung liegende Fertigteil eingebracht. Die definierten Fehlstellen in der Kontaktzone wurden dabei mithilfe von aufgeklebtem Styrodur erzeugt.



Abb. 6-32: Prüfkörper im fertigen Zustand (links) und während des Herstellungsprozesses (rechts)

## Ergebnisse und Versuchsprogramm der Kontaktzone – Versuchsserie K1:

Das durchgeführte Versuchsprogramm ist in Tabelle 6-16 dargestellt. Es wurden stets zwei Prüfzylinder benötigt, da die Druck- und Sichtprüfungen nicht an demselben Prüfzylinder durchgeführt werden können. Mithilfe der Sichtproben wurde die Verteilung und Anzahl der Fehlstellen bestimmt. Die Druckprüfungen zeigten den Einfluss der Fehlstellen auf die Tragfähigkeit der Prüfkörper.

Tabelle 6-16: Versuchsprogramm für die Kontaktzone – Versuchsserie K1

	LC-Fertigteile		NB-Fertigteile	
	Druckprüfung	Sichtprüfung	Druckprüfung	Sichtprüfung
t <sub>0</sub>	3	3	3	3
t <sub>0</sub> + Rütteln	1	1	1	1
t <sub>30</sub>	1	1	1	1
t <sub>30</sub> + Rütteln	1	1	1	1
t <sub>60</sub>	1	1	1	1
t <sub>60</sub> + Rütteln	1	1	1	1
Σ	8	8	8	8
A <sub>voll</sub>	3		3	
300 mm <sub>durchgehend</sub>			3	
Σ <sub>gesamt</sub>				41

Es zeigte sich, dass der Zeitpunkt des Aufsetzens des LC- und des NB-Fertigteils keinen Einfluss auf die erreichte Tragfähigkeit hat. Dies hat aller Voraussicht damit zu tun, dass der verwendete Beton sehr blutungsarm war und sich somit nur geringe Fehlstellen gebildet haben. Grundsätzlich lag die Fläche der Fehlstellen nach fotooptischer Auswertung im Bereich von ~0 % bis zu 7 % der Gesamtfläche, mit einem Ausreißer nach oben von 14,6 %. Zu beachten ist hierbei, dass die Fläche der Fehlstellen ausschließlich bei den nachträglich gerüttelten Prüfzylinder nennenswert groß (> 1 %) ist. Es zeigte sich, dass das nachträgliche Rütteln dazu geführt hat, dass die noch vorhandenen verteilten Luftblasen in dem Prüfzylinder bis zur Oberfläche aufgestiegen sind und sich dort konzentriert haben. Beispielhaft ist in Abb. 6-33 die Auswirkung des Rüttelns auf die Prüfzylinder, bei denen das Fertigteil 30 Minuten nach der Betonage aufgesetzt wurde, dargestellt. Die Luftporen im rechten Bild sind deutlich zu erkennen. Durch die Fehlstellen in der Kontaktzone erklärt sich die um ca. 3 N/mm<sup>2</sup> für das Normalbeton-Element und 6 N/mm<sup>2</sup> für das LC-Element niedrigere Prüffestigkeit gegenüber den nicht gerüttelten Proben (~ 45 N/mm<sup>2</sup>). Bei den Proben mit dem LC-Element war ein größerer Anteil an Fehlstellen in der Kontaktzone zu finden, daher ist die stärkere Abminderung nicht zwangsläufig auf das Material des Fertigteils zurück zu führen. Die genauen Ergebnisse dazu finden sich in tabellarischer Form in Anhang L.



Abb. 6-33: Sichtprobe Normalbeton  $NB_{130}$  (links) und  $NB_{130} + \text{Rütteln}$  (rechts)

#### Ergebnisse und Versuchsprogramm der Kontaktzone – Versuchsserie K2:

Das durchgeführte Versuchsprogramm ist in Tabelle 6-17 dargestellt. Mit dem Versuchsprogramm wurden die Lage und Größe der Fehlstellen in der Kontaktzone untersucht. Bei der Lage der Fehlstellen wird zwischen gleichmäßig verteilten, nur innen bzw. außen liegenden Fehlstellen und Fehlstellen, die konzentriert außen an einer Seite liegen, unterschieden (siehe Abb. 6-34). Der Flächenanteil der Fehlstellen an der gesamten Kontaktfläche wird in Schritten von 0 über 0,125; 0,25; 0,5 bis 0,75 variiert. Alle Zylinder wurden einer Druckprüfung unterzogen.

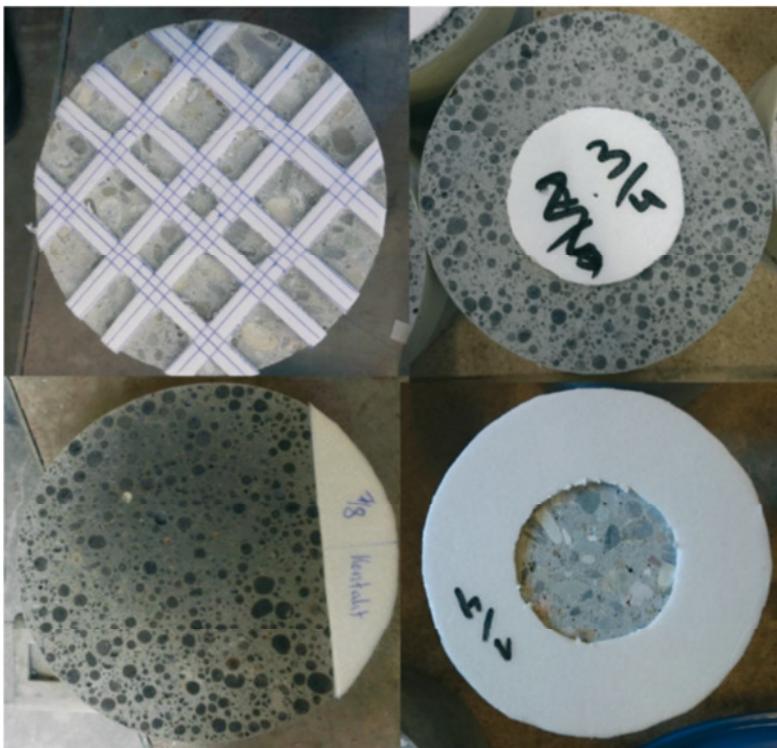


Abb. 6-34: Übersicht über die verwendeten Arten von Fehlstellen

Tabelle 6-17: Versuchsprogramm für die Kontaktzone – Versuchsserie K2

		LC-Fertigteile					NB-Fertigteile				
	Flächenanteil der Fehlstellen	3/4	1/2	1/4	1/8	0	3/4	1/2	1/4	1/8	0
Lage der Fehlstellen											
Gleichmäßig		1	1	1	1	3	1	1	1	1	3
Innen		1	1	1	1		1	1	1	1	
Außen		1	1	1	1		1	1	1	1	
Kreisabschnitt		-	-	1	1		-	-	1	1	
$\Sigma_{\text{gesamt}}$											34

Es lässt sich festhalten, dass die Auswirkung von Fehlstellen insbesondere von deren Lage abhängt und erst danach von deren Größe. Die Tragfähigkeit nimmt grundsätzlich mit zunehmender Größe der Fehlstellen an der Gesamtfläche ab. Wenn diese Fehlstellen sich jedoch verteilt am äußeren Rand befinden oder sehr gleichmäßig verteilt sind, dann zeigt sich erst ein Einfluss, wenn der Fehlstellenanteil in der Kontaktzone vom Leichtbetonfertigteil zum Ort beton zwischen 12,5 % und 25 % (beim Normalbetonfertigteil > 25 %) liegt (siehe Abb. 6-35 und Abb. 6-36). Es wird prozentual mehr Kraft übertragen, als sich aus dem Produkt der axialen Druckfestigkeit und der Kontaktfläche ergibt. Dies kann durch vorhandene Teilflächenpressungen erklärt werden. Grundsätzlich lässt sich festhalten, dass bei einem Fertigteil aus Normalbeton stets höhere Tragfähigkeiten (bei gleicher Würfeldruckfestigkeit von Leicht- und Normalbeton) erzielt werden als dies für ein Element aus Leichtbeton der Fall ist (vgl. Abb. 6-35 und Abb. 6-36). Dies lässt sich zum einen darauf zurückführen, dass die Steigerungsfaktoren unter Teilflächenpressung bei Leichtbeton geringer sind als bei Normalbeton (vgl. Faust (2003), Abschnitt 5.4.4, S. 195 f.). Zum anderen werden höhere Querspannungen aufgrund eines niedrigeren E-Moduls des Leichtbetons und somit stärkerer Querverformungen induziert.

Sobald sich die Fehlstellen jedoch an einer Stelle am Rand oder in der Mitte konzentrieren sind bereits bei einem Fehlstellenanteil von 12,5 % Abminderungen von ~ 15 % zu messen (vgl. Abb. 6-35 und Abb. 6-36). Es ist ferner in Abb. 6-35 ersichtlich, dass Prozentual weniger Kraft übertragen wird als sich aus dem Produkt der Druckfestigkeit und der Kontaktfläche ergibt. Dies lässt sich durch die Form des Kraftflusses erklären, da durch dessen Neigung zusätzliche Querspannungen erzeugt werden.

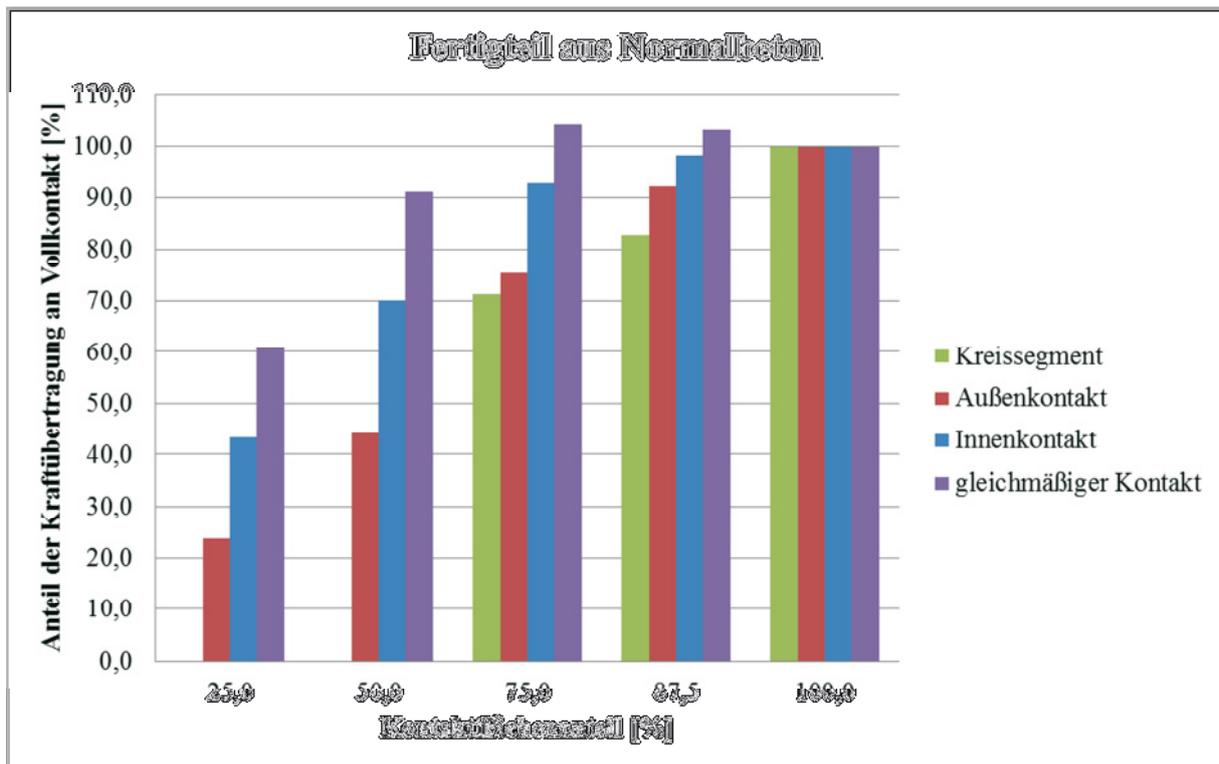


Abb. 6-35: Kraftübertragung bei einem Fertigteil aus Normalbeton

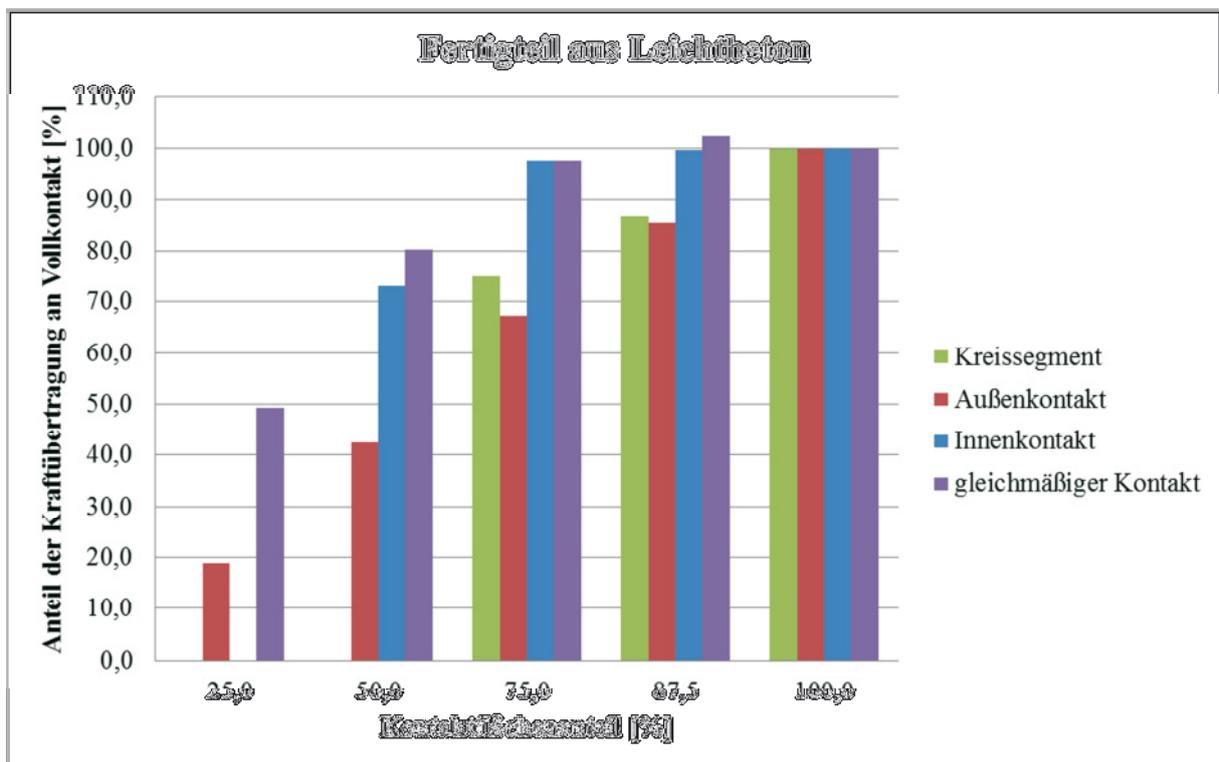


Abb. 6-36: Kraftübertragung bei einem Fertigteil aus Leichtbeton<sup>26</sup>

<sup>26</sup> Der Probekörper bei einem Kontaktflächenanteil von 25 % (Innenkontakt) wurde beim Schleifen beschädigt

---

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Kraftübertragung sehr stark von Störungen der Kontaktzone abhängig ist. Bei am äußeren Rand oder gleichmäßig verteilten Fehlstellen sind hohe Kraftübertragungen auch bei einem großen Anteil an Fehlstellen im Vergleich zur Gesamtfläche möglich. Befinden sich die Fehlstellen jedoch in der Mitte oder konzentriert an einer Stelle am Rand wirkt sich dies stark lastmindernd aus. Da es im Zuge des Herstellungsprozess nicht möglich ist, die Lage und Größe der Fehlstellen, die z. B. durch das Bluten des Betons entstehen, festzulegen, sind entsprechende große Abminderungen der Traglast für die Bemessung unter Berücksichtigung des ungünstigsten Falles vorzusehen.

### **6.8.3 Zusammenfassung**

Grundsätzlich wird Einbau-Variante 1 bevorzugt, da zum einen eine hohe Qualität des Fertigteils sichergestellt werden kann und zum anderen eine gesicherte Kontaktzone vorliegen. Für die Einbau-Varianten 2 und 3 müssten voraussichtlich Abminderungen in der Tragfähigkeit des Stützenanschlusses gemacht werden, um die Ausführungsqualität bzw. die verminderte Kontaktzone zu berücksichtigen. Hierzu bedarf es weiterer Untersuchungen.

## **6.9 Zusammenfassung**

Die in diesem Forschungsprojekt durchgeführten Material- und Bauteilversuche wurden in diesem Kapitel dargestellt. In der ersten Versuchsserie wurden die Auswirkungen unterschiedlich großer Ausmitten der Normalkraft auf die Traglast der Stützen mit LC-Element untersucht. Hierbei hat sich bestätigt, dass eine größere Ausmitte zu einer geringeren Traglast führt. Bei Gegenüberstellung der Traglasten aus den Versuchen mit den plastischen Querschnittstragfähigkeiten zeigte sich, dass die bezogene Traglast  $\eta$  nahezu unabhängig von der Größe der Ausmitte ist. Dies wird im Rahmen der Parameterstudie (vgl. Abschnitt 8.5.7) geprüft. Ferner zeigte sich, dass die unbewehrte Zone unterhalb des Leichtbetonelements in der Lage ist, über die Aktivierung eines mehrachsigen Spannungszustands, die Kräfte aus der endenden Längsbewehrung zum Teil in das darüber liegende Leichtbetonelement zu übertragen. Durch die Anordnung von Zusatzbügeln konnte die Lastübertragung in diesem Bereich weiter gesteigert werden. Durch diese Steigerung konnte ohne vorhandenes Leichtbetonelement (Versuchsserie 2, Abschnitt 6.4) das Versagen von diesem Bereich weg hin zum Querschnittsversagen der „normalen“ Stahlbetonstütze verlagert werden. In den Versuchen mit einem LC-Element (Versuchsserie 3, Abschnitt 6.5) wurde weiterhin ein bezogener Ausnutzungsgrad  $\eta$  zwischen 76,5 % und 84,7 % erreicht. Unter Berücksichtigung, dass der bezogene Ausnutzungsgrad  $\eta$  der Referenzstütze bei 94,6 % lag, ist ersichtlich, dass die volle Querschnittstragfähigkeit bei einem Bewehrungsgrad von 3,1 % nahezu erreicht wird. Die Querschnittstragfähigkeit zeigte sich bei der Referenzstütze, dort ist die Betondeckung von den Bügeln abgeschert.

In Versuchsserie 4 (Abschnitt 6.6) ist erkennbar, dass auch für einen geringeren Längsbewehrungsgrad (1 %), Zusatzbügel anzuordnen sind, um das Versagen in den „ungestörten“ Bereich der Stahlbetonstütze und somit zu deren Querschnittstragfähigkeit zu verlagern. Mithilfe

---

von UHPC-Kernen kann die Traglast des Stützenanschlusses weiter gesteigert werden, was insbesondere bei höheren Bewehrungsgraden erforderlich ist.

Ein Anschlusselement aus einem quadratischen UHPC-Hohlprofil ist entgegen der Variantenuntersuchung nicht geeignet (vgl. Abs. 6.7), da die erreichten Traglasten im Verhältnis zur Querschnittstragfähigkeit der darunter liegenden Stahlbetonstütze viel zu gering sind und Änderungen an der Geometrie zu anderen Minderungen der Tragfähigkeit, z. B. im Hinblick auf das Durchstanzen oder einer ausmittigen Normalkraft, führen würden.

Zur Umsetzung auf der Baustelle wurden drei mögliche Einbau-Varianten aufgezeigt, von denen Einbau-Variante 1 bevorzugt wird. Im Zuge von Kleinkörperversuchen zeigte sich, dass Fehlstellen in Abhängigkeit von Lage und Größe sehr stark die Tragfähigkeit des Anschlusses beeinflussen. Bei der Platzierung des Fertigteils auf einer frisch betonierten Stütze können, vor allem durch das Bluten, mitunter sehr große konzentrierte Fehlstellen entstehen, welche die Traglast stark verringern. Daher ist die empfohlene Einbau-Variante 1: Die Fixierung eines im Fertigteilwerk hergestellten LC-Elements über der erhärteten Stahlbetonstütze und anschließendem Verguss der offenen Fuge mit einem hochfesten Quellmörtel. Diese Variante ist die auf die Ausführung bezogene sicherste der möglichen Varianten. Die Herstellung des Fertigteils kann im Werk überwacht werden und mithilfe des Vergussmörtels ist eine vollständige Kontaktzone sichergestellt.

---

## 7 Numerische Untersuchungen der Traglast (AP 7 + AP 10)

### 7.1 Allgemeines

Im folgenden Kapitel werden die numerischen Untersuchungen zu den Versuchsstützen unter statischer Beanspruchung vorgestellt. Das Ziel der Untersuchung ist die vertiefte Analyse des Tragverhaltens des neu entwickelten Stützenanschlusses und hierdurch der Bestimmung von dessen Tragfähigkeit. Zugleich können Maßnahmen zur Steigerung der Tragfähigkeit und zur Abgrenzung der Versagensarten und -bereiche untersucht werden.

Die Versuchsnachrechnung dient der Validierung der FE-Berechnung. In der Modellierung wurden hierzu die anhand der in den Versuchen gemessenen Verformungen ermittelten Ausmitten der Normalkraft berücksichtigt. Zugleich wurden für die Nachrechnung der Versuche stets die jeweils gemessenen Materialparameter verwendet. Bei Versuchen beinhalten die Messergebnisse stets Streuungen der Materialeigenschaften. Das Ergebnis einer FE-Modellierung selbst ist bei der Wahl konstanter Materialeigenschaften frei von Materialstreuungen. Um den Einfluss verschiedener geometrischer Größen zu untersuchen, wurden daher ausschließlich Parameterstudien mit der FE-Modellierung durchgeführt, um den Einfluss der Materialstreuungen zu umgehen.

Im Weiteren wird in diesem Kapitel auf die gewählte Modellierung der Stütze in allgemeiner Form eingegangen. Anschließend werden die den Materialien zugrunde liegenden Modelle näher erläutert. Im Anschluss werden die Ergebnisse (Bruchlast, Rissbild und Verformungen) der Modellierung mit denjenigen der Versuche verglichen und die verwendeten Material- und Modellparameter überprüft und kalibriert.

Für die numerische Untersuchung des Stützenanschlusses wurde das Programm ATENA 3D verwendet. Mit dem am Institut für Massivbau der TU Darmstadt bei der Nachrechnung vorhandener Versuche [Lieberum & Proske (2007)] bereits gute Ergebnisse erzielen werden konnten. Insbesondere die Abbildung des nichtlinearen Materialgesetzes von Beton funktioniert sehr gut. Zugleich ist die gute Material- und Elemente-Bibliothek mit vielen Eingabemöglichkeiten von ATENA 3D im Hinblick auf die Werkstoffe Beton, Leichtbeton, Ultrahochfester Beton und Bewehrungsstahl von großem Vorteil.

### 7.2 Modellierung

An dieser Stelle wird der grundsätzliche Aufbau der Modellierung der Stützen beschrieben. Die Lagerung der Stützen am Kopf- und Fußende wird jeweils über eine 10 cm dicke Stahlplatte gewährleistet. Bei den Versuchen wurden Rollenkipplager zum Aufbringen einer definierten Exzentrizität der Normalkraft verwendet (siehe Kapitel 6). Es zeigte sich jedoch, dass aufgrund von Imperfektionen Belastungen auch senkrecht zu der aufgetragenen Exzentrizität auftraten. Daher werden die Lager durch eine zweiachsig ausmittige, punktförmig gehaltene Stahlplatte modelliert und nicht durch eine linienförmige Lagerung. Die Dicke der Stahlplatten ist so groß gewählt, dass bei der Lastaufbringung keine wesentlichen Verformungen derselben auftreten, sodass die Kontaktzone zwischen Beton und Stahlplatte eben bleibt. Um

---

Verdrehungen der Stütze aufgrund einer unbestimmten Lagerung zu vermeiden und dadurch die Stabilität des Rechengangs zu gewährleisten wird zusätzlich eine Ecke des Lagers in x-Richtung fixiert. Es wird stets kontrolliert, dass die auftretende Kraft vernachlässigbar klein ist.

Zwischen den beiden Stahlplatten befindet sich die 1 m lange Modellstütze aus Stahlbeton mit dem zu untersuchenden Bauteil. Die Stütze ist von oben nach unten in drei Teile gegliedert: Decke (Normalbeton oder UHPC), Stützenanschluss (LC-Element) und die Reststütze (Normalbeton). Für alle Bereiche wurden wenn möglich gleichmäßige achtknotige Brick-Elemente mit einer Elementkantenlänge von 1,25 cm verwendet. Bei einer Seitenlänge von 25 cm entspricht dies 20 Elementen je Seite. Die Bereiche, in denen kein Versagen (Stahlplatten und UHPC) auftritt, wurden mit der dreifachen Elementgröße modelliert, da dieses keinen Einfluss auf die Bruchlast hat und sich die Rechenzeit verkürzt. Zur weiteren Reduzierung der erforderlichen Rechenleistung wurden die Stahlplatten vereinfachend als linear-elastisches Material definiert. In Bereichen mit Störungen der Gleichmäßigkeit, z. B. die punktförmige Belastung auf die beiden Stahlplatten oder die Rüttelöffnung in dem LC-Element, ist es erforderlich den Körper mit Tetraedern zu vernetzen. Die vier Öffnungen des LC-Elements, in denen z. T. GFK-Bewehrungsstäbe platziert wurden, konnten wegen ihres geringen Einflusses vernachlässigt werden. Die Betonstahlbewehrung wird über einzelne Stabelemente definiert. Hierbei ist zu beachten, dass die Bügel nicht ausgerundet definiert wurden, sondern mit scharfen Ecken. Das Finite-Elemente-Modell ist in Abb. 7-1 dargestellt. Die Belastung wird wie in der Versuchsdurchführung weggesteuert aufgebracht. Hierzu wird in jedem der 50 Belastungsschritte der obere Lasteinleitungspunkt um eine definierte Wegstrecke in z-Richtung verschoben und die dafür notwendige Kraft über einen Monitoring-Punkt gemessen. Für jede in den Versuchen gemessene relative Wegstrecke müssen zwei weitere Monitoring-Punkte definiert werden. Über die Differenz der vertikalen Verschiebungen der beiden Monitoring-Punkte kann die Wegstreckenänderung ermittelt und den gemessenen Werten gegenübergestellt werden.

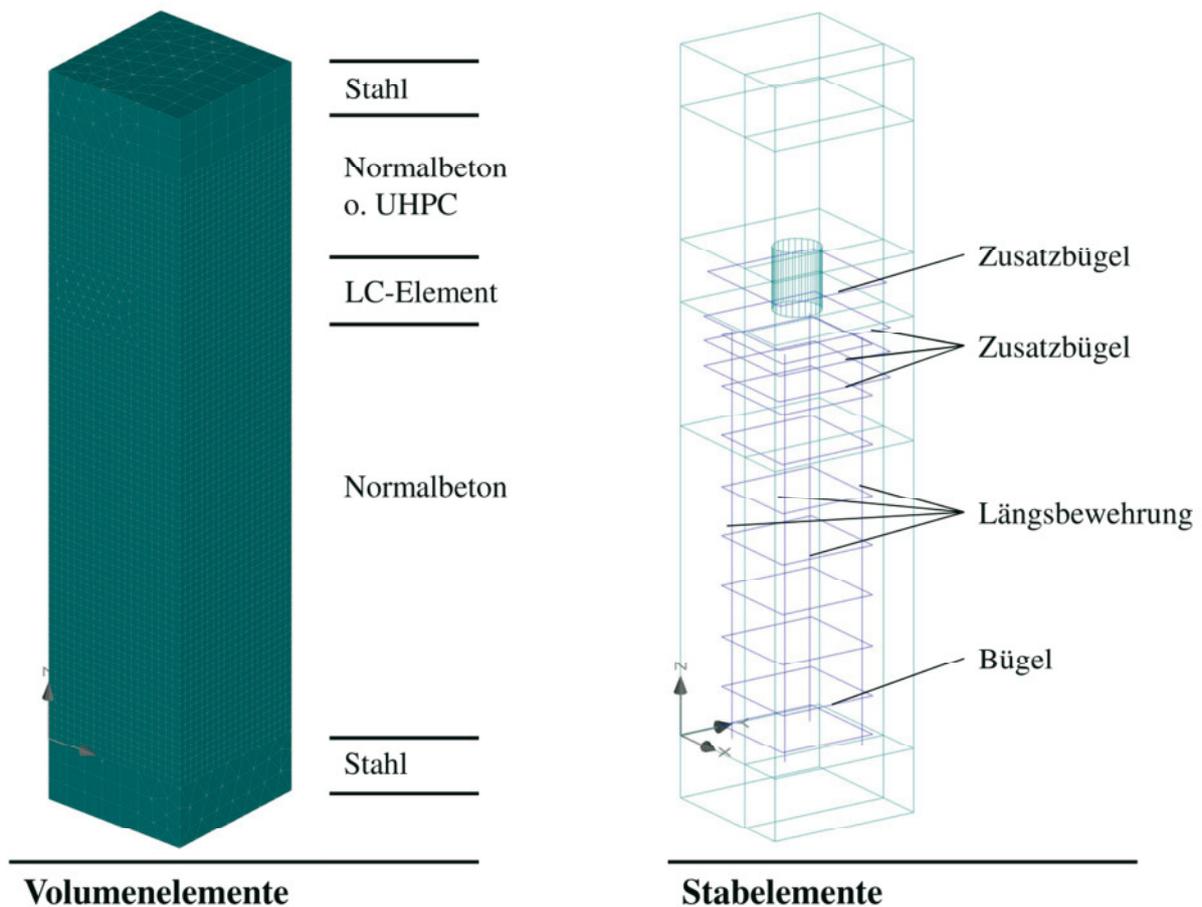


Abb. 7-1: Dreidimensionales Finite-Elemente Modell der Versuchsstützen

## 7.3 Materialmodelle

### 7.3.1 Allgemeines

Um eine realistische numerische Nachmodellierung der Versuche erreichen zu können, ist es erforderlich die Eingangsparameter aus den Materialkennwerten abzuleiten und zu implementieren. Hierfür ist ein grundlegendes Verständnis für die in der Software angewandten Materialmodelle erforderlich. Die verwendeten Materialmodelle nach ATENA Program Documentation - Part I: Theory (2016) werden in den nachfolgenden Kapiteln beschrieben. Hierbei wird zunächst auf den Normalbeton eingegangen. Im Anschluss werden die Besonderheiten der Implementierung der Materialparameter für Leichtbeton und UHPC erläutert. Abschließend wird das Materialmodell der Bewehrung betrachtet. Grundsätzlich getroffene Annahmen und Vereinfachungen werden bei den Materialmodellen direkt erläutert.

### 7.3.2 Materialmodell Beton und Betonkennwerte

Für die Modellierung des Betons wurde das Materialmodell „3D Nonlinear Cementitious 2“ von ATENA 3D auf Grund der Qualität in der Abbildung des Tragverhaltens und der Einfachheit bei der Eingabekontrolle ausgewählt. Als Eingabewerte benötigt ATENA 3D die

Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$ , die effektive Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$ , den Elastizitätsmodul, die Bruchenergie sowie weitere Parameter (siehe Tabelle 7-1).

Tabelle 7-1: Materialkennwerte des Betons für die FE-Modellierung

Versuch		$f_{cm,cube}$	$f_{cm,cyl}$	$f_{ctm}$	$E_{cm}$	$G_{F,Atena}$	$\varepsilon_{cp}$	$w_d$
	[-]	[N/mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[MN/m]	[-]	[m]
Referenz	Normalbeton	59,7	50,8	3,96	34182	$9,90 \cdot 10^{-5}$	$-9,40 \cdot 10^{-4}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
	UHPC	148,2	126,0	6,72	44876	$1,68 \cdot 10^{-4}$	$-1,0 \cdot 10^{-5}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
	Leichtbeton	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.
V1.1 - V1.3	Normalbeton	61,8	52,5	3,39	33944	$8,47 \cdot 10^{-5}$	$-9,66 \cdot 10^{-4}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
	UHPC	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.
	Leichtbeton	55,7	55,7	3,26	18394	$4,16 \cdot 10^{-5}$	$-1,00 \cdot 10^{-3}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
V1.4 - V1.5	Normalbeton	66,6	56,6	3,39	33944	$8,47 \cdot 10^{-5}$	$-1,02 \cdot 10^{-3}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
	UHPC	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.
	Leichtbeton	55,7	55,7	3,26	18394	$4,16 \cdot 10^{-5}$	$-1,00 \cdot 10^{-3}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
V2.1 - V2.2	Normalbeton	44,8	38,1	2,72	32362	$6,80 \cdot 10^{-5}$	$-8,65 \cdot 10^{-4}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
	UHPC	148,2	126,0	6,72	44876	$1,68 \cdot 10^{-4}$	$-1,0 \cdot 10^{-5}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
	Leichtbeton	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.
V3.1 - V3.2	Normalbeton	48,4	41,1	3,18	31057	$7,95 \cdot 10^{-5}$	$-9,13 \cdot 10^{-4}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
	UHPC	148,2	126,0	6,72	44876	$1,68 \cdot 10^{-4}$	$-1,0 \cdot 10^{-5}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
	Leichtbeton	55,7	55,7	3,26	18394	$4,16 \cdot 10^{-5}$	$-1,00 \cdot 10^{-3}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
V3.3	Normalbeton	59,7	50,8	3,96	34182	$9,90 \cdot 10^{-5}$	$-9,40 \cdot 10^{-4}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
	UHPC	148,2	126,0	6,72	44876	$1,68 \cdot 10^{-4}$	$-1,0 \cdot 10^{-5}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
	Leichtbeton	55,7	55,7	3,26	18394	$4,16 \cdot 10^{-5}$	$-1,00 \cdot 10^{-3}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
V4.1 - V4.5	Normalbeton	46,1	39,2	2,69	34058	$6,73 \cdot 10^{-5}$	$-7,88 \cdot 10^{-4}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
	UHPC	127,7	108,5	7,01	38255	$1,75 \cdot 10^{-4}$	$-1,0 \cdot 10^{-5}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
	Leichtbeton	51,4	51,4	1,97	15772	$2,46 \cdot 10^{-5}$	$-9,53 \cdot 10^{-4}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
V4.6	Normalbeton	46,1	39,2	2,69	34058	$6,73 \cdot 10^{-5}$	$-7,88 \cdot 10^{-4}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
	UHPC	127,7	108,5	7,01	38255	$1,75 \cdot 10^{-4}$	$-1,0 \cdot 10^{-5}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
	Leichtbeton	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.

$f_{cm,cube}$ : Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit,  $f_{cm,cyl}$ : Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit aus der Würfeldruckfestigkeit errechnet,  $f_{ctm}$ : Mittelwert der Zugfestigkeit berechnet aus der Spaltzugfestigkeit oder der Würfeldruckfestigkeit, E-Modul: Mittelwert des Elastizitätsmoduls,  $G_{F,Atena}$ : Bruchenergie nach ATENA 3D berechnet aus der Zugfestigkeit,  $\varepsilon_{cp}$ : Faktor in ATENA zur Beschreibung der plastischen Dehnung des Betons bis zum Erreichen der Druckfestigkeit,  $w_d$ : Faktor in ATENA zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens des Betons;

Der Ansatz zur Berechnung der Bruchenergie, der in ATENA Program Documentation - Part I: Theory (2016) standardmäßig vorgeschlagen ist, basiert auf der Zugfestigkeit von Beton. Die Grundlagen hierfür hat Vos (1983) im Rahmen seiner Dissertation aufbauend auf den Versuchen von Peterson (1980a) und Peterson (1980b) erläutert. Dabei wird die Bruchenergie  $G_f$  [N/mm] unabhängig von dem Größtkorndurchmesser über Gl. 7-1 bestimmt.

$$G_f = 0,025 \cdot f_{ct}$$

Gl. 7-1

Zur Bestimmung der Bruchenergie von Leichtbeton enthält der Model Code 2010 (2013) einen eigenen Ansatz, der auf der Zugfestigkeit des Leichtbetons beruht (vgl. Gl. 7-2).

$$G_{flc} = G_{FoA} + 16 \cdot f_{lctm}$$

Gl. 7-2

Dabei ist  $G_{FoA} = 24 \text{ N/m}$  für Leichtbeton mit normalgewichtigem Sand

=  $0 \text{ N/m}$  für Leichtbeton mit leichtem Sand [N/m]

$f_{lctm}$  mittlere Zugfestigkeit des Leichtbetons [ $\text{N/mm}^2$ ]

Aufbauend auf den zuvor genannten Erkenntnissen wird der Ansatz von ATENA nach Gl. 7-1 für die Bestimmung der Bruchenergie von Normalbeton und UHPC verwendet. Für die Bestimmung der Bruchenergie des Leichtbetons wird Gl. 7-2 berücksichtigt. Bei einem Vergleich der Bruchenergien von Beton und einem Leichtbeton mit der gleichen Druckfestigkeit (mit Normsand) zeigt sich, dass die Bruchenergie von Leichtbeton nur halb so groß ist wie diejenige von Normalbeton. Der Faktor von 0,5 wird hierin wie folgt berücksichtigt: Die Bruchenergie wird, wie für den Normalbeton, mithilfe der Festigkeit des Leichtbetons nach Gl. 7-1 bestimmt und im Anschluss entsprechend des Faktors der Bruchenergien aus dem Model Code 2010 (2013) um 50 % abgemindert.

### 7.3.3 Bewehrungsstahl

Die Bewehrung wird diskret über Stabelemente abgebildet. Diese Stabelemente können Lasten nur in Richtung der Stabachse abtragen. Sie werden von ATENA unterteilt und mit den Knoten der umliegenden Volumenelemente des Betons verbunden. Dieser Verbund kann über ein definiertes Verbundverhalten gesteuert werden. Als erste Näherung wurde ein „perfekter“ Verbund angenommen. Auch wenn durch diese Näherung die Gefahr besteht, den Tragwiderstand zu überschätzen, so zeigten sich bei der Nachrechnung gute Übereinstimmungen mit den gemessenen Spannungen in den Versuchen. Die Dehnung und Spannung von benachbarten Stabelementen wird geglättet, um einen realistischeren Verlauf zu erhalten (vgl. ATENA Program Documentation - Part I: Theory (2016), S.128 ff.).

Als Längs- und Bügelbewehrung wurde ein Betonstahl B500 B verwendet. Der Betonstahl wird mit dem „3D Bilinear Steel with hardening“ Modell von Mises in ATENA 3D abgebildet. Der E-Modul wird mit  $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$  konstant gewählt. Die weiteren Eigenschaften der Bewehrungsstäbe, sind in Tabelle 7-2 dargestellt. Da die Bügel und die Längsbewehrung zum Teil aus unterschiedlichen Chargen kommen sind verschiedene Stahlarbeitslinien verwendet worden. Für die erste Versuchsserie wurden die Stahleigenschaften nicht explizit bestimmt, daher müssen Literaturwerte verwendet werden. Hierbei ist anzumerken, dass sich in der Modellierung zeigte, dass die Streckgrenze der Bewehrung nicht erreicht wird. Daher folgt aus der Verwendung der Stahleigenschaften aus der Literatur gegenüber gemessenen Stahleigenschaften kein Nachteil bei der Bestimmung der Tragfähigkeit.

Tabelle 7-2: Materialkennwerte des Bewehrungsstahls für die FE-Modellierung

Versuch		Ø	A <sub>0</sub>	f <sub>y</sub>	f <sub>t</sub>	ε <sub>uk</sub>
	[-]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]
Referenz	Längsstäbe	25	492	519	636	11,9
	Bügel	8	51	541	616	8,0
V1.1 – V1.5 <sup>27</sup>	Längsstäbe	25	491	500	550	5,0
	Bügel	8	50	500	550	5,0
	Edelstahlbügel <sup>28</sup>	8	51	753	864	6,0
V2.1 - V2.2	Längsstäbe	25	492	519	636	11,9
	Bügel	8	51	541	616	8,0
	Zusatzbügel <sup>27</sup>	10	79	500	550	5,0
V3.1 - V3.3	Längsstäbe	25	492	519	636	11,9
	Bügel	8	51	541	616	8,0
	Zusatzbügel <sup>27</sup>	10	79	500	550	5,0
	Edelstahlbügel <sup>28</sup>	8	51	753	864	6,0
V4.1 - V4.3	Längsstäbe	14	153	545	609	6,9
	Bügel	8	51	560	633	7,0
	Zusatzbügel	10	78	558	625	7,7
	Edelstahlbügel	8	51	753	864	6,0
V4.4 - V4.5	Längsstäbe	25	488	575	677	9,6
	Bügel	8	51	560	633	7,0
	Zusatzbügel	10	78	558	625	7,7
	Edelstahlbügel	8	51	753	864	6,0
V4.6	Längsstäbe	14	153	545	609	6,9
	Bügel	8	51	560	633	7,0

Ø: Stabdurchmesser, A<sub>0</sub>: Querschnittsfläche bei Beginn der Prüfung, f<sub>y</sub>: Streckgrenze, f<sub>t</sub>: Zugfestigkeit, ε<sub>uk</sub>: Gesamtdehnung bei Bruch;

### 7.3.4 Kontakt Stahlplatte – Beton

Der Kontakt zwischen den Lagerplatten aus Stahl und der Stahlbetonstütze wird in den Versuchen durch Hartfaserplatten sichergestellt, diese werden in dem Modell durch Interface-Elemente abgebildet. Diese Interface-Elemente sind so definiert, dass in vertikaler Richtung nur Druckkräfte übertragen werden können. Horizontal ist ein Reibbeiwert von 0,3 angesetzt und eine Haftfestigkeit von 0. Durch die vorhandene Druckbeanspruchung im Kontaktbereich ist diese Modellierungsart ausreichend wirklichkeitsnah.

<sup>27</sup> Materialkennwerte gemäß Vorgabe aus der Literatur

<sup>28</sup> Eigenschaften nicht explizit bestimmt, daher werden diejenigen von Versuchsserie 4 verwendet.

## 7.4 Validierung der Ergebnisse des FE-Modells an den Ergebnissen der Bauteilversuche

### 7.4.1 Einführung

Die durchgeführten Versuche wurden zur Validierung des Rechenprogrammes verwendet. Zusätzlich wurden die Materialeigenschaften der verwendeten Materialien (Normalbeton, Leichtbeton und Ultrahochfester Beton) bestimmt. Das Ziel der Programmvalidierung ist die Überprüfung der Qualität der Berechnungsergebnisse von ATENA 3D im Hinblick auf die maximalen Tragfähigkeiten, die Verformungen der einzelnen Teile der Stütze, der Rissentwicklung im Betonkörper und den Dehnungsverlauf des Bewehrungsstahls. Die wesentlichen zu variierenden Parameter (Ausmitte der Belastung, Betongüte und Längsbewehrungsgrad) wurden in den Versuchen direkt berücksichtigt. Das FE-Modell wurde derart kalibriert, dass sich die maximalen Tragfähigkeiten im Versuch und im Modell angleichen. Hierdurch ist sichergestellt, dass die maßgebenden traglastbeeinflussenden Faktoren vom FE-Modell korrekt abgebildet werden.

### 7.4.2 Maximale Tragfähigkeiten

Die in 7.3 vorgestellten Materialmodelle wurden in das FE-Modell implementiert. Die wichtigsten Parameter sind in Tabelle 7-1 und Tabelle 7-2 zusammengestellt. Für die restlichen Parameter wurden die von ATENA vorgeschlagenen Standardwerte verwendet (Querdehnzahl  $\mu = 0,2$ ; Bruchflächenexzentrizität 0,52; Multiplikator für plastisches Verhalten  $\beta = 0,0$ ; spezifisches Materialgewicht  $\rho = 23 \text{ kN/m}^3$ ; Thermischer Ausdehnungskoeffizient  $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$ ; fester Bruchflächenfaktor = 1,0). Um eine möglichst gute Nachrechnung zu ermöglichen, wurden neben den zuvor genannten Materialfestigkeiten die in den Versuchen über die Verformungen zurückgerechneten Ausmitten der Normalkraft in x- und y-Richtung berücksichtigt. Für die Versuche in denen Abweichungen der Messlängen der Wegaufnehmer gemessen wurden sind die Strecken auch in dem Modell durch Verschieben der sogenannten „Monitoring Points“ angepasst worden. Die Bezeichnung und die Traglasten der in Tabelle 7-3 und Tabelle 7-4 dargestellten Versuche können Kapitel 6 entnommen werden.

Tabelle 7-3: Vergleich der Traglasten von Versuch und Modellierung – Teil 1

	Referenz	V1.1	V1.2	V1.3	V1.4	V1.5	V2.1	V2.2
$F_{\max, \text{Versuch}}$	2911	2778	2386	2001	1875	1969	2332	2482
$F_{\max, \text{Modellierung}}$	2833	2524	1887	1919	2053	2292	2359	2833
$F_{\text{Versuch}}/F_{\text{Modellierung}}$	0,980	0,945	1,060	0,977	0,959	1,018	1,052	1,018

Tabelle 7-4: Vergleich der Traglasten von Versuch und Modellierung – Teil 2

	V3.1	V3.2	V3.3	V4.1	V4.2	V4.3	V4.4	V4.5	V4.6 (Referenz II)
$F_{\max, \text{Versuch}}$	1779	2007	2546	1745	1778	1767	2004	2120	1747
$F_{\max, \text{Modellierung}}$	1748	2080	2510	3105	1908	1783	1924	1979	2172
$F_{\text{Versuch}}/F_{\text{Modellierung}}$	1,018	0,965	1,014	0,938	0,914	0,997	0,918	1,012	0,976

Da in den Versuchen verschiedene Parameter untersucht wurden, können die Ergebnisse der Versuche nur relativ zueinander ausgewertet werden. Aus Tabelle 7-3 und Tabelle 7-4 geht hervor, dass die Modellierung die Traglasten der Versuche gut abbildet. Zur besseren Übersicht ist das Verhältnis der Traglast im Versuch und der Modellierung in Abb. 7-2 dargestellt. Zusammenfassend ergibt sich ein Mittelwert des Verhältnisses der Traglast im Versuch und derjenigen Traglast der numerischen Berechnung von 98,1 %. Die Standardabweichung hierbei beträgt 4,2 %. Der Variationskoeffizient als Quotient aus Standardabweichung dividiert durch den Mittelwert beträgt folglich 4,3 %.

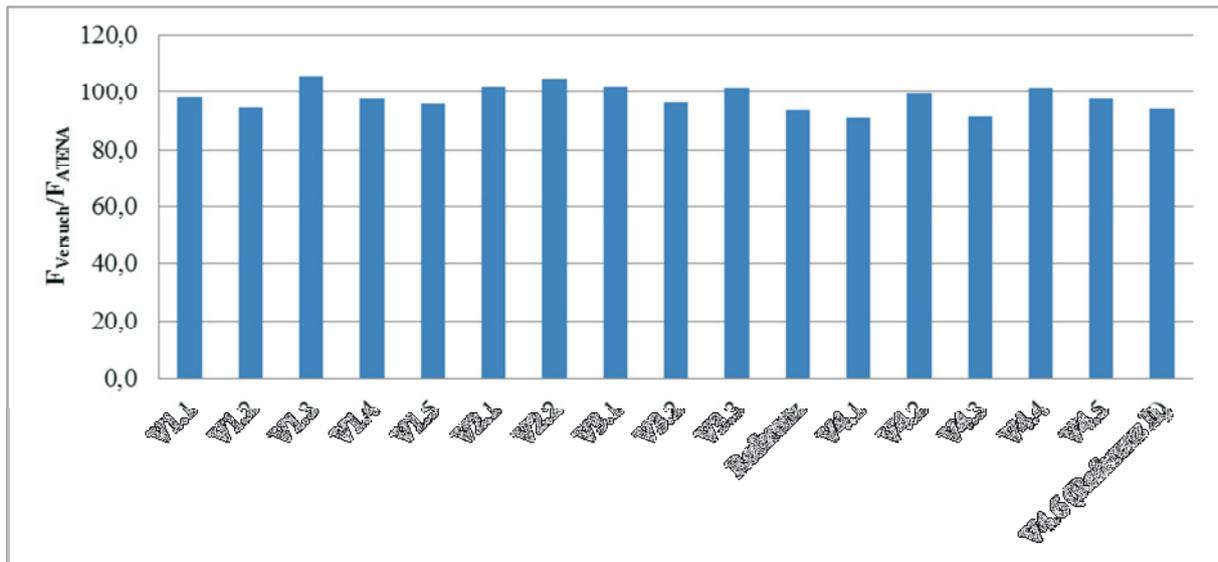


Abb. 7-2: Vergleich der numerischen und experimentellen Traglasten der Versuchskörper

Es wurde bereits gezeigt, dass die Traglasten der Versuchskörper mithilfe der Modellierung gut erfasst werden. Neben der Traglast zeigt sich auch, dass die Verformungen bis zum Bruch gut getroffen werden. Nachfolgend sind beispielhaft die Weg-Kraft-Diagramme für den unteren Teil der Versuchsstützen V3.3 und V4.2 dargestellt. Zuerst werden die Verformungen der Stahlbetonstütze dargestellt. Für die genauen Längen der einzelnen Messstrecken wird auf Kapitel 6 verwiesen. Hierbei zeigt sich, dass der Verlauf der Verformungen für alle Wegaufnehmer sehr gut zueinander passt. Hiermit ist auch sichergestellt, dass in der Modellierung dieselbe Ausmitte der Normalkraft wirkt wie in den Versuchen. Dies ist erkennbar an den Abständen eines jeweils gegenüberliegenden Wegaufnehmerpaars. In diesem Fall ist die Ausmitte in x-Richtung aus dem Abstand der Wegaufnehmer V5 und V6 abzulesen und in y-Richtung an den Wegaufnehmern V7 und V8. Bei Versuch V3.3 waren im Versuch die Wegaufnehmer V7 und V8 nicht vorgesehen. In Abb. 7-3 und Abb. 7-4 sind Verformungszuwächse beim Halten der Laststufen zu erkennen. Diese Unterbrechungen der Lastaufbringung sind in der Modellierung nicht nachgebildet worden. Die stärkere Verformung unter konstanter Last entspricht dem Kriechen des Betons und wird immer größer je näher die aufgebrachte Last der Traglast kommt.

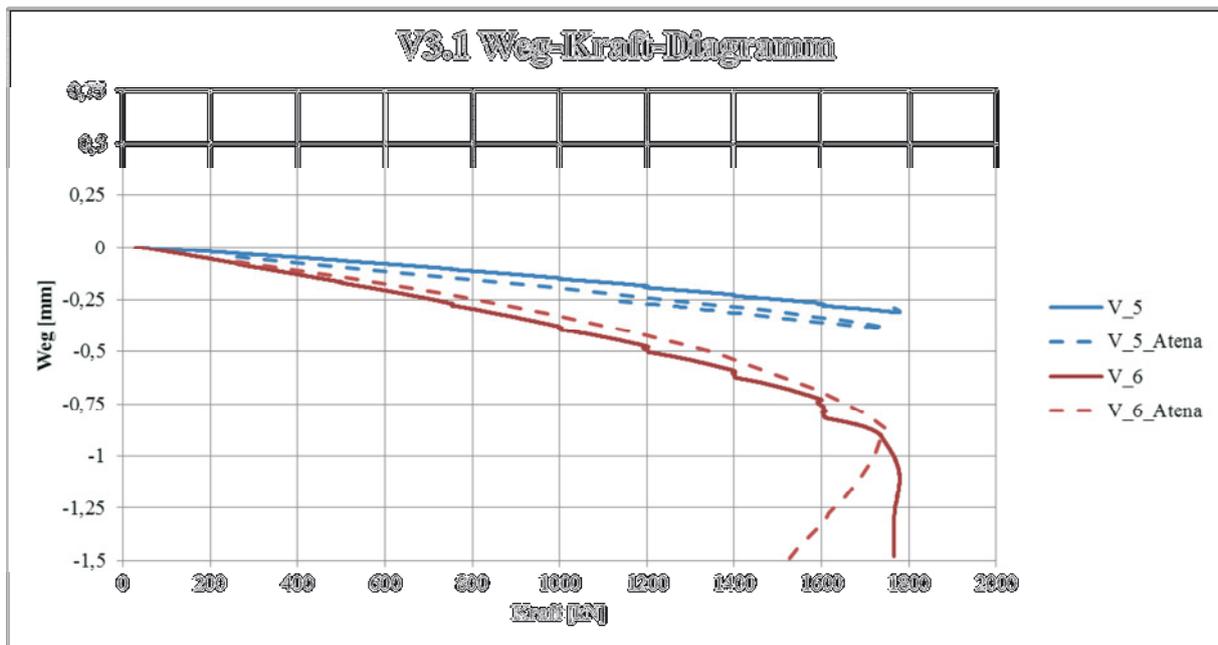


Abb. 7-3: Vergleich der Verformungen im Modell und im Versuch V3.3 (im ungestörten Bereich)

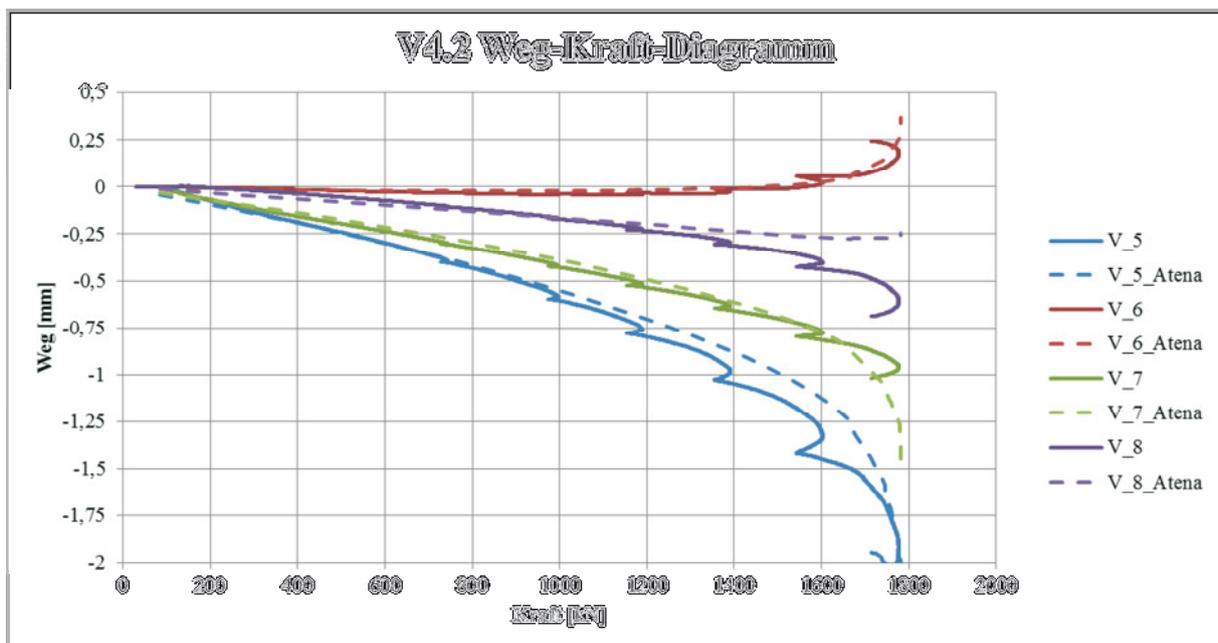


Abb. 7-4: Vergleich der Verformungen im Modell und im Versuch V4.2 (im ungestörten Bereich)

Zusätzlich wurde auch die Verformung des Leichtbetonelements gemessen. Hierbei wurde die Messstrecke, aus Gründen der Haftung der Wegaufnehmer auf dem Beton, auf die angrenzenden Bereiche vergrößert. Hierdurch kommt es dazu, dass in dem Weg die Verformungen des UHPC (50 mm), des LC-Elements (100 mm) und des Normalbetons (50 mm) enthalten sind. In Abb. 7-5 ist ersichtlich, dass auch diese Verformungen gut getroffen werden. Bei der Versuchsserie 4 kam es aufgrund des Eigengewichts des UHPC-Stützenkopfes während des Hebens bzw. Transports in der Versuchshalle vor dem Einbau in den Versuchsstand teilweise zu einem auftretenden Riss zwischen dem UHPC und dem Leichtbetonelement. Da der Stützenkopf nicht vollständig abgerissen ist, zeigte sich hierdurch keinerlei Einfluss auf die maximale

Tragfähigkeit. Es ist jedoch ersichtlich, dass dieser Riss erst bei Lastaufbringung zusammen- gedrückt wurde, daher zeigen die Wegaufnehmer V\_1 bis V\_4 einen Sprung zu Beginn der Messung. Wenn man dies berücksichtigt und den Anfangssprung in Abb. 7-6 entfernt stimmen die Verformungsverläufe bis zur maximalen Traglast ebenfalls gut mit den modellierten Verformungen überein.

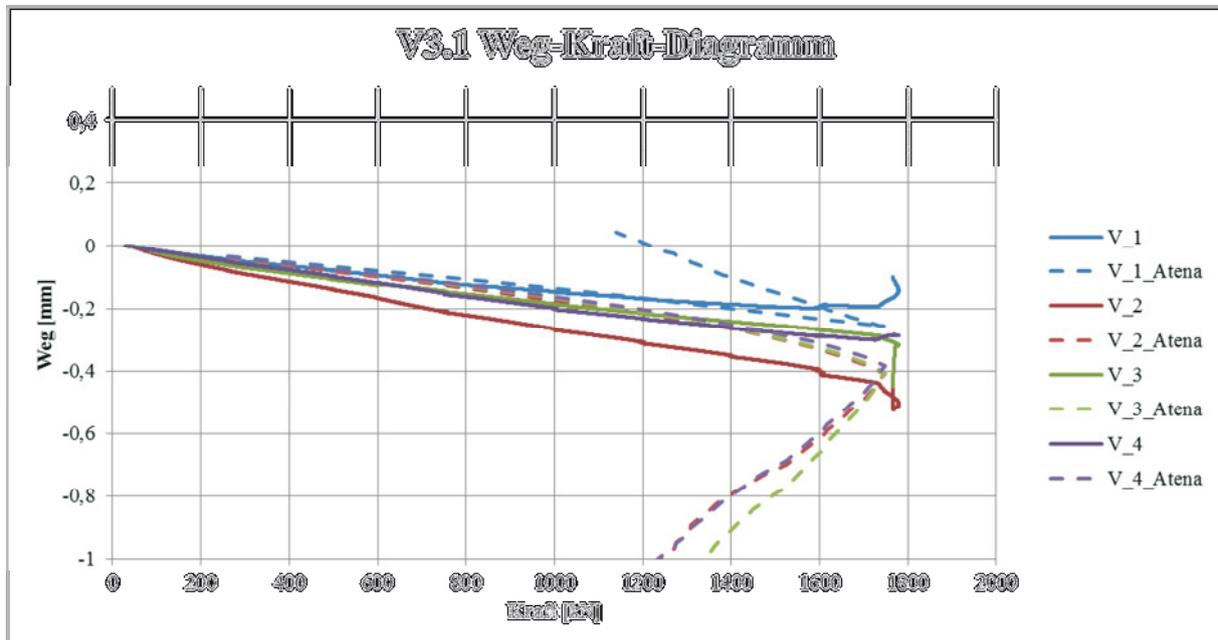


Abb. 7-5: Vergleich der Verformungen im Modell und im Versuch V3.3 (am LC-Element)

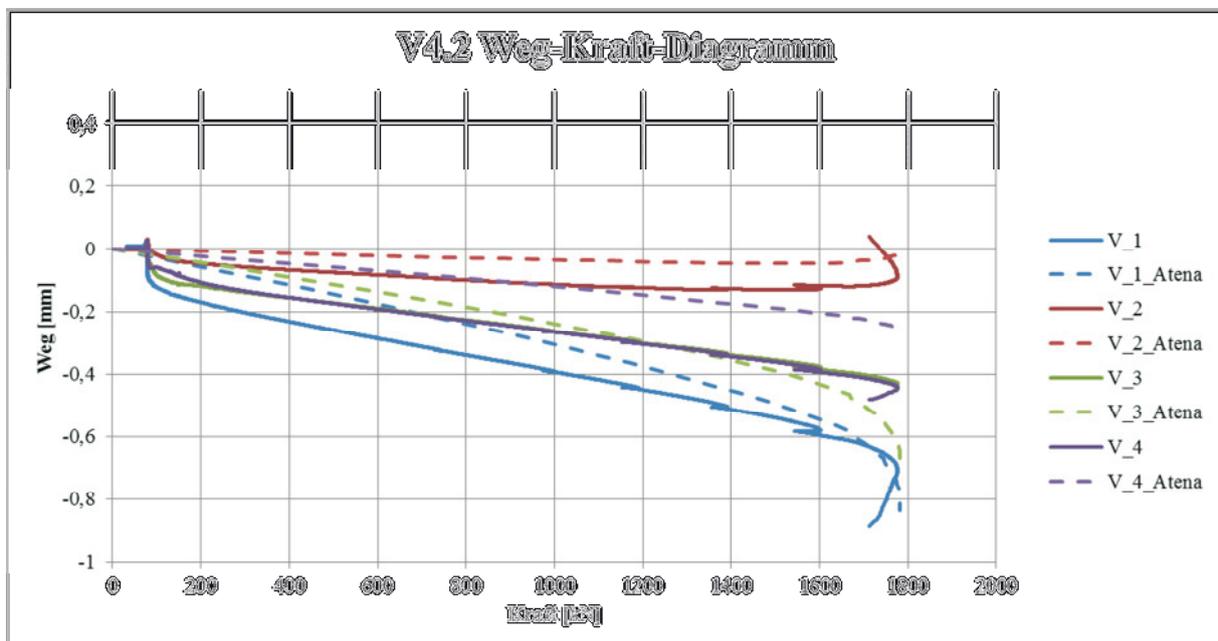


Abb. 7-6: Vergleich der Verformungen im Modell und im Versuch V4.2 (am LC-Element)

Um zu überprüfen, ob die Schädigungen in der Modellierung an den gleichen Stellen aufgetreten sind, wie bei den Versuchen, werden die Rissbilder beim Bruch von den Versuchen und der Modellierung gegenübergestellt. Hierbei zeigt sich, dass in Versuchsserie 1 (Abs. 6.2)

Risse ober- und unterhalb des Leichtbetonelements aufgetreten sind. Ferner zeigen sich auch in dem unbewehrten Bereich (links unten) am Fußpunkt Risse in vertikaler Richtung (Abb. 7-7, rechts). Diese entstehen durch überschreiten der Druckfestigkeit des Betons zu der vorherrschenden Richtung des Druckes. Auf der rechten Seite der Modellstütze (vgl. Abb. 7-7) zeigen sich die Risse in ausschließlich horizontaler Richtung. Dies lässt sich durch die Zugspannungen am Bauteilrand aufgrund der exzentrischen Belastung erklären.

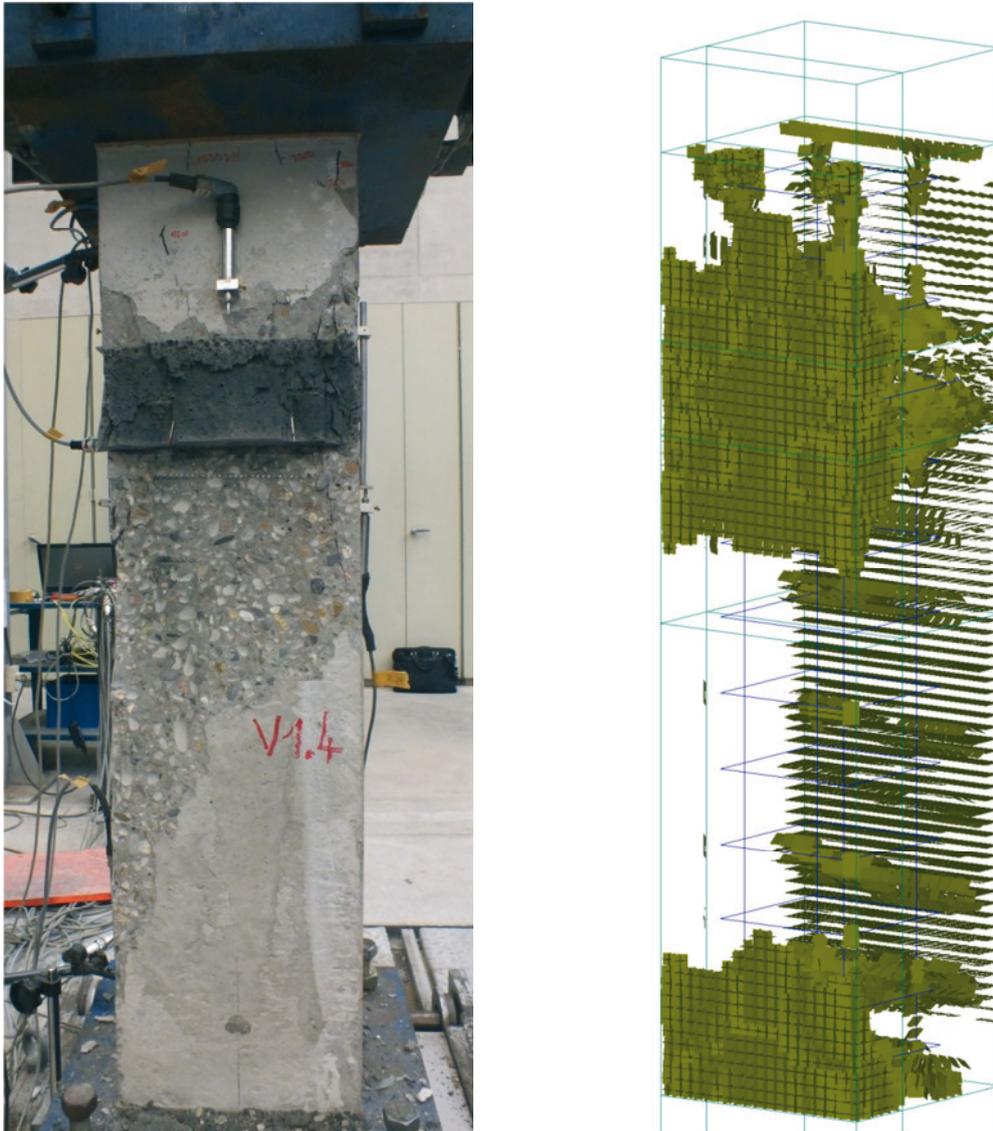


Abb. 7-7: Rissbild von Versuch V1.4 nach dem Bruch im Versuch (links) und im Modell (rechts)

Bei den weiteren Versuchsserien zeigen sich die vertikalen Risse insbesondere in dem Bereich unterhalb von dem Leichtbetonelement, in dem auch das spätere Versagen eintritt. In Abb. 7-8 zeigt sich, dass aufgrund der Zusatzbügel, der durch Risse durchzogene Bereich über die vollständige Stützhöhe unterhalb des Leichtbetonelements reicht und somit auch hier die Rissbildung gut mit den Versuchen übereinstimmt.

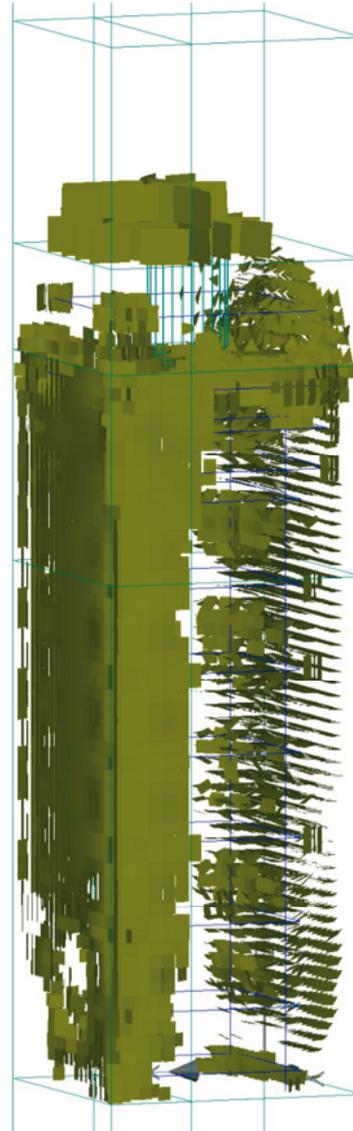


Abb. 7-8: Rissbild von Versuch V4.3 nach dem Bruch im Versuch (links) und im Modell (rechts)

Ein weiterer Aspekt der Validierung ist die Überprüfung der Dehnungen bzw. Spannungen in der Bewehrung. Hierzu wurden in einigen Versuchen Dehnmessstreifen (kurz DMS) auf die Bewehrungsseisen aufgeklebt und die entsprechenden Dehnungen gemessen. Diese werden mithilfe des E-Moduls in Spannungen transformiert und den in ATENA 3D ermittelten Spannungen gegenübergestellt. In Abb. 7-9 ist eine solche Gegenüberstellung für den Versuch V4.2 dargestellt. Hierbei ist die Spannung über die Kraft eingetragen. Die durchgezogenen Kurven sind diejenigen aus dem Versuch, die gestrichelten entsprechen den Werten aus der Modellierung. Entsprechend der gängigen Vorzeichenkonvention sind die Zugspannungen der Bügel positiv (oben) und die Druckspannungen der Längsbewehrung negativ (unten) eingezeichnet. Grundsätzlich ist erkennbar, dass die Kraft-Spannungs-Verläufe der Versuche und der Modellierung gut übereinstimmen. Der vertikale Abstand lässt sich durch die Laststufen im Versuch erklären, bei denen die Last für eine Minute konstant gehalten wurde. Hierbei entsteht durch das Kriechen des Betons eine Umlagerung hin zur Bewehrung, die in der Nachmodellierung nicht berücksichtigt wird.

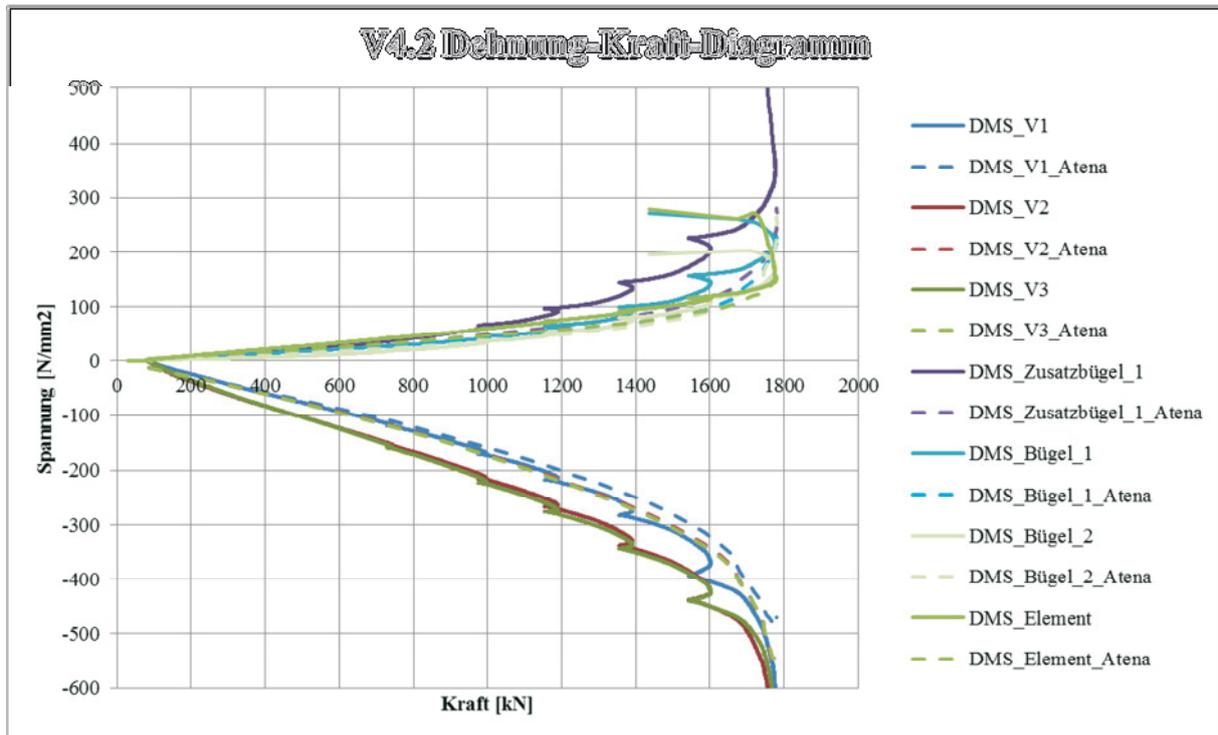


Abb. 7-9: Vergleich der Spannungen in der Bewehrung im Modell und im Versuch V4.2

Für den Versuch V4.4 zeigt sich ebenfalls eine sehr gute Übereinstimmung der Kraft-Spannungs-Verläufe. Auch hier ist der vertikale Abstand durch die Laststufen im Versuch ersichtlich. Zusätzlich zeigt sich im Bereich der Längsbewehrung bei der obersten Messstelle (DMS\_V1) ein größerer vertikaler Abstand. Da in diesem Versuch eine im Vergleich zur Querschnittsfläche große Längsbewehrung mit einem Durchmesser von 25 mm zum Einsatz kam, ist erkennbar, dass die Lasteinleitung an der Stirnfläche der Bewehrung in der Modellierung unterschätzt wird. Bis zu den beiden tiefer liegenden Messpunkten DMS\_V2 ( $a = 80 \text{ mm}$ ) und DMS\_V3 ( $a = 160 \text{ mm}$ ) hat sich dieser Unterschied bereits wieder sehr stark verringert. Somit sind die im Versuch gemessenen Verbundspannungen etwas größer als diejenigen in der Modellierung. Die Effekte heben sich dadurch größtenteils auf.

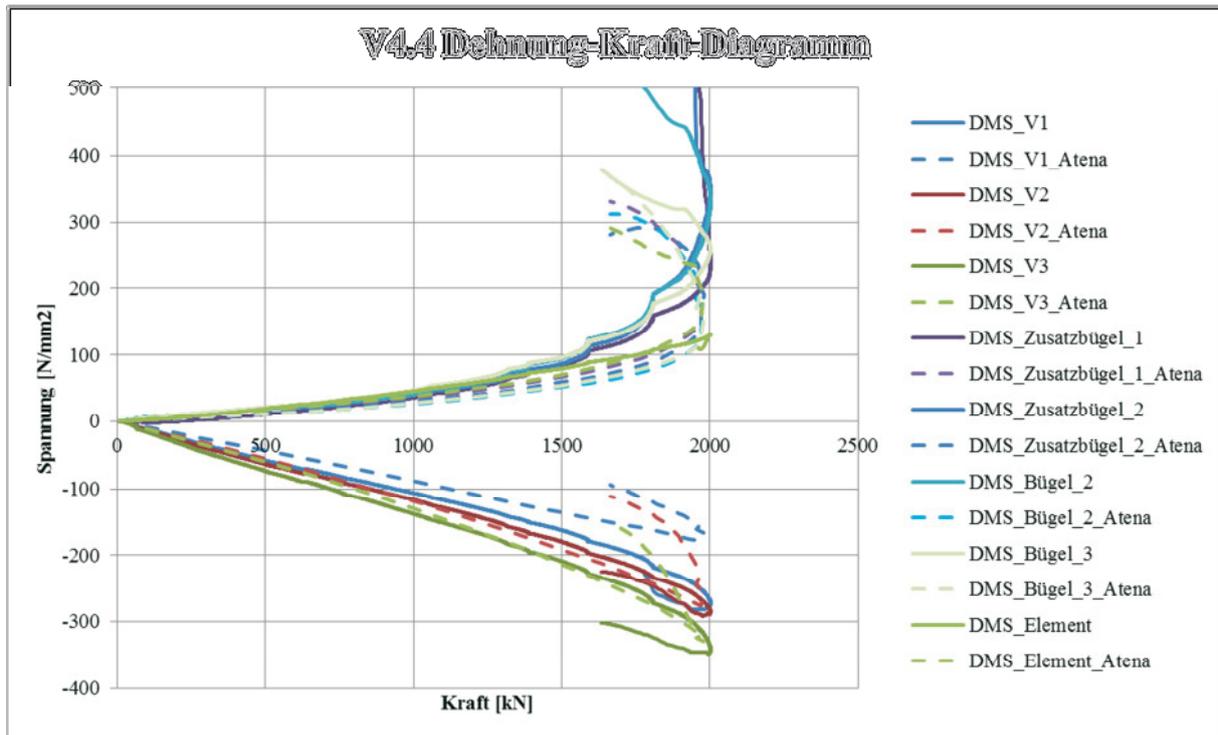


Abb. 7-10: Vergleich der Verformungen im Modell und im Versuch V3.3 (im ungestörten Bereich)

## 7.5 Fazit und Bewertung der Simulationen

Zur Nachrechnung sind die relevanten Materialparameter jeweils an die Ergebnisse der Materialuntersuchungen der Versuche angepasst worden. Dies gilt insbesondere auch für die Ausmitte der Belastung, die aus den jeweiligen Dehnungen zurückgerechnet worden ist. Die numerischen Nachrechnungen der Versuche an den 1 m hohen Stahlbetonstützen mit einem Stützenquerschnitt von 250 mm x 250 mm haben die Traglast, die dazugehörigen Verformungen, das Rissbild und die Dehnungen in der Bewehrung zufriedenstellend abgebildet. Somit konnte gezeigt werden, dass das erstellte FE-Modell geeignet ist, um damit die Tragfähigkeit des Anschlusses zu bestimmen. Es kann daher als Basis für das in Kapitel 8 vorgestellte Bemessungskonzept verwendet werden.

## 8 Bemessungskonzept (AP 10)

### 8.1 Allgemeines

In diesem Kapitel wird ein Vorschlag für ein Bemessungskonzept vorgestellt. Das grundlegende Konzept und die Vorgehensweise werden im folgenden Abschnitt erläutert. Daran anschließend werden die erforderlichen Parameterstudien und Anpassungen am entwickelten FE-Modell, das in Kapitel 7 beschrieben wurde, erläutert. Danach wird das fertige Bemessungskonzept präsentiert und die Anwendungsgrenzen noch einmal detailliert beschrieben.

### 8.2 Grundlegendes Konzept

Das grundsätzlich im Zuge der Entwicklung zu beachtende Ziel ist, dass der Einbau des Anschlusselements möglichst keine Auswirkungen auf die Statik des Gebäudes haben soll. Unter Sicherstellung aller Randbedingungen sollte daher der Stützenanschluss über die in der Statik ermittelten Schnittgrößen zu bestimmen sein. Somit liegt es nahe, die Tragfähigkeit des gesamten Stützenanschlusses und der benachbarten Bereiche ins Verhältnis zur Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze zu setzen. Hierdurch ist ersichtlich, welche maximale Ausnutzung der Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze am Stützenkopf gestattet ist, um das Element einbauen zu können. Insbesondere im Fall schlanker, knick gefährdeter Stützen ist die Stelle der Nachweisführung entscheidend. Denn bei knickgefährdeten Stützen ist zumeist die Querschnittstragfähigkeit in Stützenmitte aufgrund der Zusatzausmitte nach Theorie II. Ordnung maßgebend. Somit gilt für knickgefährdete Stützen üblicherweise, dass die Ausnutzung der Querschnittstragfähigkeit am Stützenkopf unter einer Normalkraft mit der normativen Mindestausmitte wesentlich geringer und somit auch die erforderliche Tragfähigkeit des LC-Elements geringer ist.

Zusammenfassend wird die Tragfähigkeit des Stützenanschlusses über einen Faktor  $\eta$ , mit dem die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze abgemindert wird, erfasst. Der Faktor  $\eta$  enthält alle maßgebenden Einflussparameter. Um den Faktor  $\eta$  für jeden Parameter zu bestimmen, werden zwei Berechnungen mit nichtlinearem Materialverhalten durchgeführt. Zum einen wird die Tragfähigkeit des Stützenanschlusses mithilfe des ATENA 3D Modells ermittelt, zum anderen wird die Querschnittstragfähigkeit des Stahlbetonquerschnittes mit einer weiteren FE-Software (INCA2) berechnet. Aus dem Vergleich des Quotienten dieser beiden Berechnungen für verschiedene Eingabeparameter ist der Einfluss des untersuchten Parameters zu erkennen und es ergeben sich zugleich normierte Werte.

### 8.3 Sicherheitskonzept

Um eine ausreichende Sicherheit zu gewährleisten, sind mehrere Aspekte zu berücksichtigen. Zuerst wird generell bei der Bemessung davon ausgegangen, dass das Teilsicherheitskonzept, welches in Kapitel 3 erläutert wurde, Anwendung findet und deren Einwirkungen zu Grunde gelegt. Der Tragwiderstand des Stützenanschlusses wird mithilfe eines nichtlinearen Verfahrens nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), Abs. 5.7 gemäß Gl. 8-1 ermittelt.

$$R_d \leq R(f_{cR}; f_{yR}; f_{tR}) / \gamma_R$$

Gl. 8-1

Dabei ist:

$f_{cR}, f_{yR}, f_{tR}$  der rechnerische Mittelwert der Festigkeiten des Betons und des Betonstahls;

$\gamma_R = 1,3$  der Teilsicherheitsbeiwert für den Systemwiderstand für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen.

In diesem sind folgende Vorgaben für die rechnerischen Baustofffestigkeiten enthalten (vgl. DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), (NA.10)):

$$f_{cR} = 0,85 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}$$

$\alpha_{cc}$  = Dauerstandsfaktor (0,85 für Beton; 0,8 für Leichtbeton)

$$f_{yR} = 1,1 \cdot f_{yk}$$

$$f_{tR} = 1,08 \cdot f_{yR} \text{ (für B500 B)}$$

$$= 1,05 \cdot f_{yR} \text{ (für B500 A)}$$

Aufgrund der Streuung des Quotienten der FE-Modellierung im Vergleich zu den Versuchswerten ist zu prüfen, ob ein globaler Abminderungsfaktor  $\theta$  zu definieren ist, der die Unsicherheit der FE-Modellierung erfasst. Die Modellunsicherheit steckt im Teilsicherheitskonzept auf beiden Seiten der Gleichung, sprich auf der Einwirkungs- und der Widerstandsseite. Auf der Widerstandsseite ist nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013) für Beton der Teilsicherheitsbeiwert 1,3 für eine nichtlineare Berechnung zu verwenden. Gemäß der DIN EN 1990/NA (Dezember 2010) ist in diesem bereits die Modellunsicherheit beinhaltet. Somit gilt, dass nur bei einer Überschreitung, der im Teilsicherheitsbeiwert berücksichtigten Modellunsicherheit, eine weitere Abminderung erforderlich ist. Die Standardabweichung der FE-Modellierung im Verhältnis zu den Versuchen liegt bei 4,2 % und ist somit wesentlich geringer als die vorgegeben 10 % (vgl. DIN EN 1990 (Dezember 2010)). Hierdurch ist erkennbar, dass die Modellunsicherheit bereits in dem Teilsicherheitsbeiwert ausreichend berücksichtigt ist und es keiner weiteren Abminderung bedarf. Das Ergebnis der Modellierung streut um den Mittelwert der Versuche. Da der Mittelwert der FE-Modellierung im Verhältnis zu den Versuchen bei 0,98 anstelle von 1,0 liegt, ist dies bei einer Bemessung mit diesem FE-Modell zu berücksichtigen. Daher sind alle mit ATENA berechneten Werte um knapp 2 % zu hoch und müssen dementsprechend mit dem Faktor 0,98 reduziert werden.

Weiterhin ist festzuhalten, dass das Versagen bei den Versuchen sehr plötzlich eingetreten ist und stets mit deutlichen Abplatzungen einhergeht. Die beiden Referenzstützen und die Stützen, die wie die Referenzstütze im ungestörten Bereich (vgl. Bereich a, Abb. 6-13) versagt haben, verhalten sich deutlich duktiler. Es zeigten sich keine Abplatzungen. Aus diesem Grund muss dem spröderen Versagen Rechnung getragen werden. Der Teilsicherheitsbeiwert für Betondruckversagen liegt bei 1,5, für Zugversagen des Betons hingegen liegt der Teilsicherheitsbeiwert bei 1,8. Wie in Abschnitt 6.4 bereits erläutert, versagen die Prüfkörper mit

einem LC-Element ohne weitere Maßnahmen aufgrund der Querkzugspannungen, welche auch die Abplatzungen ersichtlich machen. Da die maßgebende Zugfestigkeit stärker streut, wird ein zusätzlicher Abminderungsfaktor definiert mit dem die Art des Versagens des Betons beachtet wird.

$$\theta_{\text{Versagensart}} = 1,5/1,8 = 5/6 = 0,833$$

Gl. 8-2

Mithilfe der Anordnung von zusätzlicher Bügelbewehrung im Bereich unterhalb des Leichtbetonelements und einer Bügelbewehrung im Leichtbetonelement selbst kann dieser Bereich soweit gestärkt werden, dass die Querkzugspannungen durch die Bewehrung aufgenommen werden können und es somit kein Zugversagen des Betons gibt, sondern wieder ein Druckversagen. Daher kann bei Anordnung der zusätzlichen Bügelbewehrung von „bewehrtem“ Beton ausgegangen werden und dieser Abminderungsfaktor ist nicht anzusetzen.

## **8.4 Anpassung des FE-Modells**

### **8.4.1 Allgemeines**

Das bisher erstellte FE-Modell zur Nachrechnung der Stützenversuche ist für die Bemessung und die dafür erforderlichen Parameterstudien anzupassen, um z. B. die Unterschiede zwischen den Versuchen und der bei der Anwendung in Gebäuden vorliegenden Randbedingungen zu berücksichtigen. Die erforderlichen Anpassungen lassen sich unterteilen in Anpassungen, die im Hinblick auf die Materialkennwerte erforderlich sind, und weiteren Veränderungen, die insbesondere die Geometrie betreffen.

### **8.4.2 Materialkennwerte des Bemessungsmodells**

Die Materialien sind auf normative Standardwerte anzupassen, dabei werden die in Abschnitt 8.3 aufgeführten Vorgaben für die Mittelwerte der rechnerischen Baustofffestigkeiten nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), (NA.10) verwendet. Für die Stahlbetonstütze wird standardmäßig ein Beton C30/37 und für die Decke ein Beton C25/30 angesetzt. Die Mindestbetonfestigkeit der Decke und der Stütze von C25/30 ergibt sich aus der Mindestanforderung der Expositionsklasse nach DIN EN 1992-1-2 (Dezember 2010) für Bereiche mit Zugang zur Außenluft. Dem Leichtbeton des Elements wird anhand der Druckfestigkeitsprüfungen in den Versuchen eine Festigkeitsklasse LC40/44 zugeordnet. Die Bruchenergie wird gegenüber dem von ATENA vorgeschlagenen Wert um 50 % reduziert, wie in Abschnitt 7.3.2 beschrieben. Das E-Modul wird, entsprechend der durchgeführten Kleinkörperversuche, mit 15700 N/mm<sup>2</sup> etwas niedriger angesetzt als normativ für einen LC40/44 vorgesehen ist und mit dem in der nichtlinearen Berechnung zusätzlich auf die Betondruckfestigkeit angesetzten Faktor von 0,85 reduziert. Für den Vergussmörtel wird ein Pagel „V1/50“, der entsprechend der Zulassung einem C55/67 entspricht, angesetzt (vgl. Merkblatt Pagel (2016)). Das Elastizitätsmodul von 35.000 N/mm<sup>2</sup> (vgl. Merkblatt Pagel (2016)) wird gemäß den Vorgaben für nichtlineare Verfahren ebenfalls mit dem Faktor 0,85 reduziert. Die verwendeten rechnerischen Materialkennwerte des Betons sind in Tabelle 8-1 übersichtlich dargestellt.

Tabelle 8-1: Ausgangsmaterialkennwerte des Betons für die Parameterstudie

Material	$f_{cR,cube}$	$f_{cR}$	$f_{ctR}$	$E_{cR}$	$G_{F,Atena}$	$\epsilon_{cp}$	$w_d$
[-]	[N/mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[MN/m]	[-]	[m]
Normalbeton (Stütze)	25,51	21,68	2,08	28300	$5,20 \cdot 10^{-5}$	$-7,66 \cdot 10^{-4}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
Normalbeton (Decke)	21,25	18,06	1,84	26140	$4,60 \cdot 10^{-5}$	$-6,91 \cdot 10^{-4}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
Vergussmörtel	55,00	46,75	3,12	29750	$7,79 \cdot 10^{-5}$	$-1,10 \cdot 10^{-3}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$
Leichtbeton	29,92	27,20	2,31	13345	$2,89 \cdot 10^{-5}$	$-8,40 \cdot 10^{-4}$	$-5,0 \cdot 10^{-4}$

$f_{cR,cube}$ : rechnerischer Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit,  $f_{cR}$ : rechnerischer Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit,  $f_{ctR}$ : rechnerischer Mittelwert der Zugfestigkeit, E-Modul: rechnerische Mittelwert des Elastizitätsmoduls,  $G_{F,Atena}$ : Bruchenergie nach ATENA 3D berechnet aus der Zugfestigkeit,  $\epsilon_{cp}$ : Faktor in ATENA zur Beschreibung der plastischen Dehnung des Betons bis zum Erreichen der Druckfestigkeit,  $w_d$ : Faktor in ATENA zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens des Betons;

Als Bewehrungsstahl wird ein B500 B verwendet, dieser wird auf der sicheren Seite liegend auch für die Bügel angesetzt, die aus Gründen der Dauerhaftigkeit aus Edelstahl sein müssen. Die Annahme ist dadurch gerechtfertigt, dass in der Modellierung bei den Bügeln die Streckgrenze üblicherweise nicht erreicht wurde. Die vorgegebenen rechnerischen Materialkennwerte für den Betonstahl sind in Tabelle 8-2 dargestellt.

Tabelle 8-2: Ausgangsmaterialkennwerte der Bewehrung für die Parameterstudie

Material	$\emptyset$	$A_0$	$f_{yR}$	$f_{tR}$	$\epsilon_{ud}$
[-]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]
Längsstäbe	25	491	550	594	2,5
Bügel	8	50	550	594	2,5
Zusatzbügel	10	79	550	594	2,5
Edelstahlbügel	8	50	550	594	2,5

$\emptyset$ : Stabdurchmesser,  $A_0$ : Querschnittsfläche bei Beginn der Prüfung,  $f_{yR}$ : rechnerische Streckgrenze,  $f_{tR}$ : rechnerische Zugfestigkeit,  $\epsilon_{ud}$ : Gesamtdehnung bei Bruch;

### 8.4.3 Weitere erforderliche Anpassungen des FE-Modells

Der Stützenkopf, der in den Versuchen zumeist aus UHPC bestanden hat, wird durch eine 1 m x 1 m große unbelastete Betonplatte, die der Decke entspricht ersetzt (siehe Abb. 8-1). Die Lasteinleitung erfolgt, wie bisher auch, über die vorgegebene Stahlplatte. Die Deckenplatte soll ausschließlich die Querdehnungsbehinderung der Stahlbetondecke darstellen, daher wird der sicheren Seite liegend keine Längsbewehrung in der Decke vorgesehen. Die aufgrund des Stützmomentes zusätzliche Druckkraft an der Deckenunterseite wird ebenfalls auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt. Zusätzlich auf der sicheren Seite liegend wird in der Decke keine Längsbewehrung aus der darüber liegenden Stütze berücksichtigt.



Abb. 8-1: FE-Modell inkl. Deckenplatte

Mithilfe einer Vergleichsrechnung für die Stütze V4.2 kann gezeigt werden, dass die Traglast der Gesamtkonstruktion durch den beschriebenen Austausch des Stützenkopfes aus UHPC durch eine Deckenplatte aus Normalbeton weder verringert noch erhöht wird. Es gibt einen geringfügigen horizontalen Abstand der beiden Kraft-Weg-Kurven in Abb. 8-2, der sich durch eine erhöhte Steifigkeit infolge der Querdehnungsbehinderung des Betons mit Decke zeigt. Der Effekt überkompensiert den im Vergleich niedrigeren Elastizitätsmodul des Betons gegenüber dem UHPC. Wenn die umliegende Decke nicht modelliert wird entfällt die Querdehnungsbehinderung und es ergibt sich der in Abb. 8-2 in grün dargestellte Verlauf der Kraft-Weg-Beziehung, bei dem zum einen die maximale Traglast geringer und das System als Ganzes weicher ist.

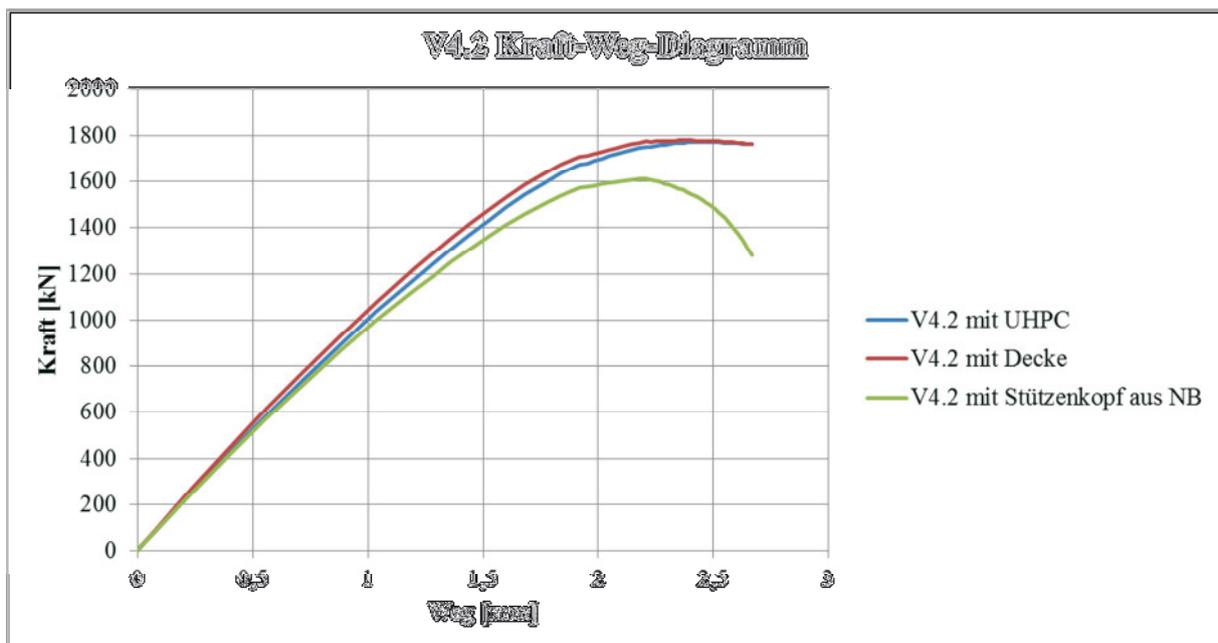


Abb. 8-2: Vergleich der Modellierung mit Deckenelement statt eines Stützenkopfes aus UHPC

Entsprechend der gewählten Einbauvariante (vgl. Abschnitt 6.8) muss das FE-Modell um eine Schicht aus einem hochfestem Vergussmörtel ergänzt werden. Diese zusätzliche Schicht mit einer Dicke von 2 cm besteht aus einem, im Vergleich zu dem Beton der Stahlbetonstütze, höherfesten Material und verbessert dadurch die Tragfähigkeit des gesamten Stützenanschlusses unter gleichbleibenden Randbedingungen, die bei Versuch V4.2 vorhanden waren, um 10 kN und somit  $< 1\%$  gegenüber der Stütze ohne Vergussmörtel. Die Auswirkung des Vergussmörtels auf die Tragfähigkeit ist somit als gering einzuschätzen. Nachfolgender Abbildung kann der numerisch ermittelte Kraft-Weg-Verlauf der Stütze V4.2 mit und ohne Vergussmörtel entnommen werden. Da auf der Baustelle stets Vergussmörtel für den Stützenanschluss zu verwenden ist, um eine gute Einbauqualität zu erreichen, wird auch in der Modellierung stets davon ausgegangen, das Vergussmörtel in einer Schichtdicke von 20 mm vorhanden ist. Da die Schicht aus Vergussmörtel aufgrund der höheren Druckfestigkeit gegenüber dem Stützenbeton günstig wirkt, ist auf der Baustelle sicher zu stellen, dass eine ausreichende Schichtdicke des Vergussmörtels von 20 mm vorhanden ist. Wohingegen größere Schichtdicken nicht zu Nachteilen in der Tragfähigkeit des Stützenanschlusses führen.

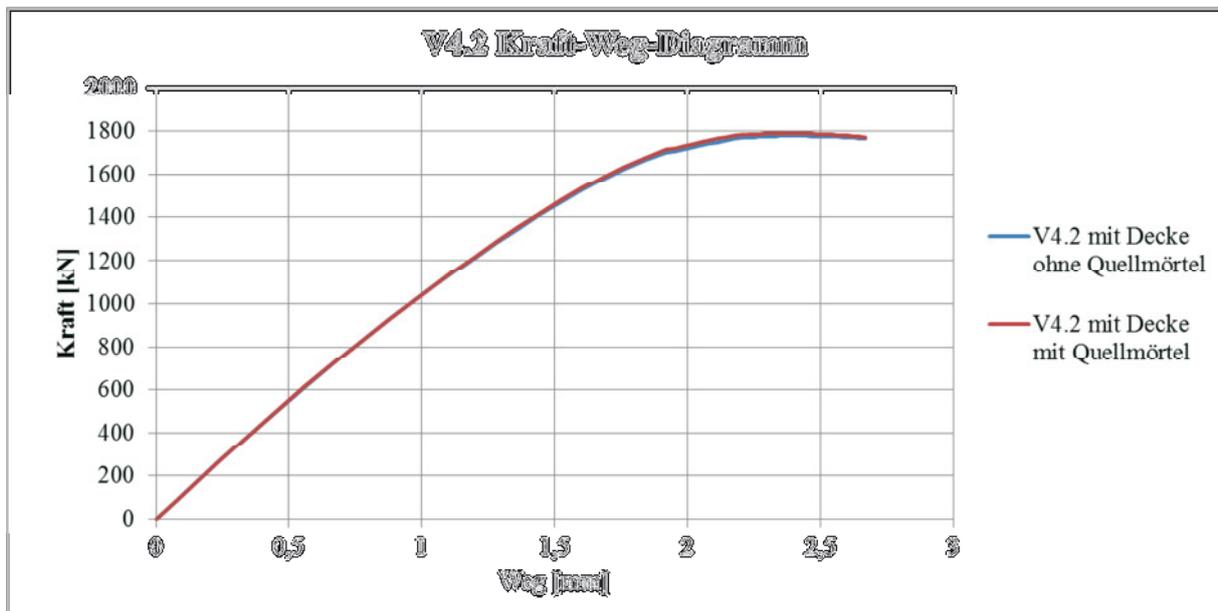


Abb. 8-3: Vergleich der Modellierung mit einer Schicht aus Vergussmörtel

Weiterhin ist das LC-Element kleiner als die Außenabmessungen der Stütze herzustellen, um auf der Baustelle in die Stützenschalung eingebracht werden zu können. Nach Rücksprache mit der Schöck Bauteile GmbH ist hierfür eine Verkleinerung der Außenabmessungen um 3 mm je Seite ausreichend, um übliche Maßtoleranzen der Stützenschalung abzudecken. Somit wird für die Bemessung und die Parameterstudie von einer Größe des LC-Elements von 244 mm x 244 mm ausgegangen.

#### 8.4.4 Validierung der Software zur Querschnittstragfähigkeit

Dem FE-Modell wird die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze gegenübergestellt. Für die nichtlineare Berechnung der Querschnittstragfähigkeit wird die Software INCA 2

verwendet. Das Programm basiert auf den in DAfStb - Heft 415 (1990) vorgegebenen Verfahren. Die wesentlichen nichtlinearen Materialparameter können integriert werden. Das Nachbruchverhalten des Betons kann durch dieses Programm nicht so gut abgebildet werden. Da das Programm zur Ermittlung der 2D-Querschnittstragfähigkeit verwendet wird, wird dies auch nicht benötigt. Mit diesem Programm lassen sich die Tragfähigkeiten des Querschnittes mit guten Ergebnissen sehr schnell bestimmen. Eine Überprüfung anhand der Stützen, bei denen im Versuch Querschnittsversagen aufgetreten ist, führt zu dem in Tabelle 8-3 dargestellten Ergebnis. Der Mittelwert der FE-Modellierung gegenüber den Versuchen liegt bei 0,97. Dies ist bei einem Vergleich mit den ATENA-Werten zu beachten.

Tabelle 8-3: Ausgangsmaterialkennwerte der Bewehrung für die Parameterstudie

Material	Referenzstütze	Referenzstütze II	V4.3	V4.5	
$F_{INCA2}$	2861	1791	1856	2303	
$F_{Versuch}$	2911	1747	1767	2120	
$F_{Versuch}/F_{INCA2}$	1,02	0,98	0,95	0,92	$\bar{\phi} = 0,97$

## 8.5 Parameterstudien

### 8.5.1 Allgemeines

Zur Bestimmung des bezogenen Ausnutzungsgrad  $\eta$  wird der Einfluss einzelner Parameter mithilfe des entwickelten FE-Modells untersucht. Dieses Kapitel beginnt mit der Beschreibung der Standardwerte der Eingangsgrößen des FE-Modells. Daran schließen sich die eigentlichen Parameterstudien an, bei denen mit den Parametern begonnen wird, deren Einfluss auf die Tragfähigkeit des Stützenanschlusses als gering eingeschätzt wird. Diese sollen, wenn möglich auf der sicheren Seite liegend festgelegt werden und somit als konstanter Wert aus dem hierin definierten bezogenen Ausnutzungsgrad heraus gezogen werden können. Danach folgen die Faktoren mit großem Einfluss, die analysiert werden und aus denen der bezogene Ausnutzungsgrad gebildet wird. Die mit ATENA berechneten Traglasten sind um das Verhältnis des Mittelwerts der ATENA-Rechnungen gegenüber dem Mittelwert der Versuche abzumindern, der Faktor liegt hierbei bei 0,98 (vgl. 7.4.2). Die mit INCA2 berechneten Werte sind entsprechend Tabelle 8-2 ebenfalls zu reduzieren, der Faktor beträgt hierbei 0,97 (vgl. 8.4.4). In den dargestellten Tabellen sind diese Faktoren bereits berücksichtigt worden, sodass die Querschnittstragfähigkeit ( $R_{d,Querschnitt} = F_{Querschnitt}/\gamma_R$  berechnet mit INCA2) direkt der Tragfähigkeit des Stützenanschlusses mit dem LC-Element ( $R_{d,Stützenanschluss} = F_{Stützenanschluss}/\gamma_R$  berechnet mit ATENA 3D) gegenübergestellt werden kann.

### 8.5.2 Standardwerte des FE-Modells für die Parameterstudien

Die für die einzelnen Bereiche des FE-Modells standardmäßig angesetzten Materialien können Abb. 8-4 und die genauen Zahlenwerte Tabelle 8-1 entnommen werden. Die Materialkennwerte der Bewehrung sind in Tabelle 8-2 definiert. Als Bewehrung sind standardmäßig vier Längsbewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 25 mm und einem Abstand der Mittelstange zur Bauteilaußenkante  $d_1 = 60,5$  mm, wie in den Versuchen verwendet, im Modell zu

finden. Diese Längsbewehrungsstäbe sind mit Bügeln mit einem Durchmesser von 8 mm im Abstand von 80 mm über die gesamte Länge der Längsbewehrung umschlossen. Ebenfalls standardmäßig vorhanden sind drei Zusatzbügel mit einem Durchmesser von 10 mm jeweils im vertikalen Abstand von 40 mm, beginnend 20 mm unterhalb des LC-Elements (vgl. Abb. 8-4). Für die Zusatzbügel, die aus Gründen der Dauerhaftigkeit aus Edelstahl bestehen müssen, werden auf der sicheren Seite liegend die Festigkeiten der normalen Betonstahlbewehrung angesetzt. Das LC-Element besteht aus einem Leichtbeton der Druckfestigkeitsklasse LC40/44 und den Außenabmessungen von 244 mm x 244 mm. Zusätzlich ist in dem LC-Element eine kreisrunde Rüttel- und Vergussöffnung mit einem Durchmesser von 75 mm angeordnet. Unterhalb des LC-Elements befindet sich eine 2 cm dicke Schicht aus Vergussmörtel. Das gesamte System wird mit einer ausmittigen Normalkraft belastet, deren Ausmitte zu  $e_x = 2,0$  cm und  $e_y = 0,0$  cm gewählt wird.

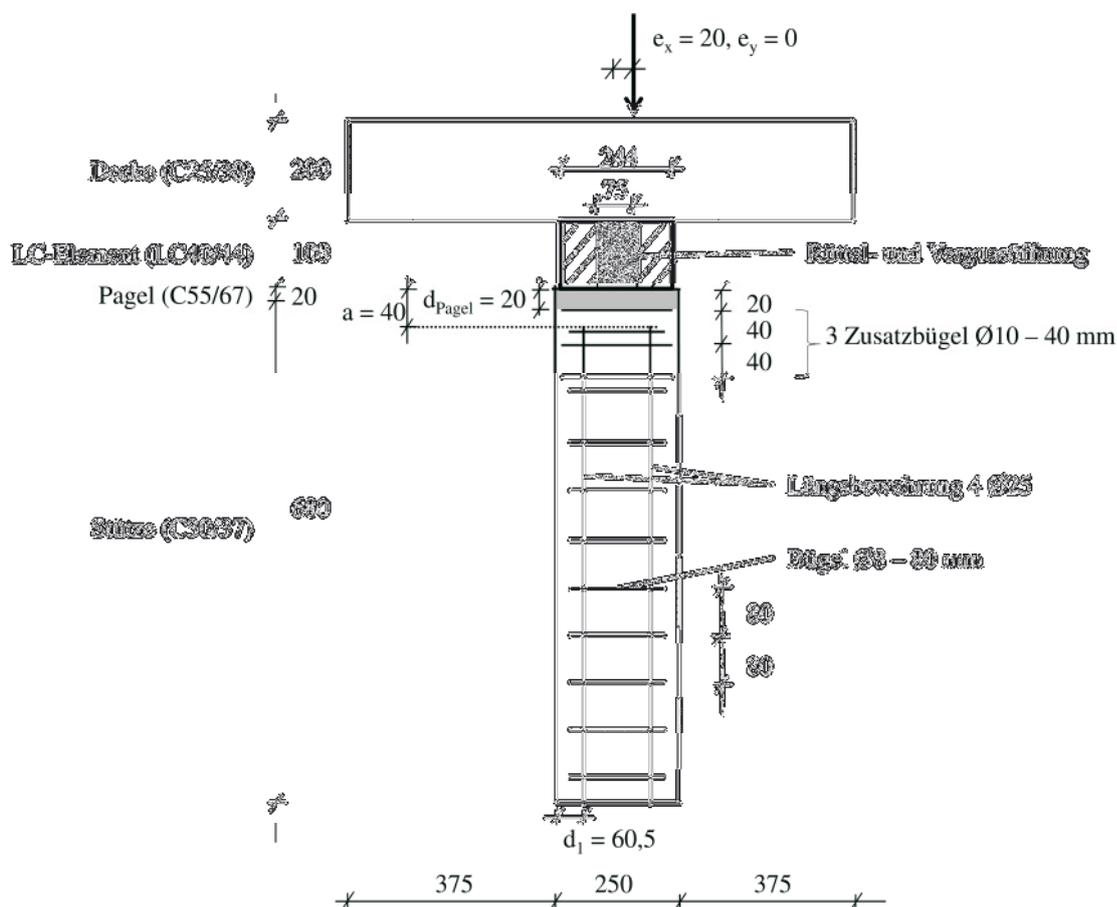


Abb. 8-4: Standardwerte der Eingangsgrößen des FE-Modells (nicht maßstäblich) [mm]

### 8.5.3 Abstand zwischen dem Ende der Längsbewehrung und dem Anschlusselement

Bei der Anwendung des Stützenanschlusses in der Praxis ist eine planmäßige Fuge von 2 cm vorgesehen. Für die Bemessung wird jedoch auf der sicheren Seite liegend von einem Abstand  $a = 4$  cm zwischen dem Ende der Längsbewehrung und der Unterkante des LC-Elements ausgegangen. Zur Überprüfung wie groß die Auswirkung des Abstands  $a$  (siehe Abb. 8-4) ist, werden folgende drei Berechnungen ( $a = 0$  cm; 2 cm; 4 cm) an dem Standard

FE-Modell durchgeführt und mit der Querschnittstragfähigkeit nach INCA2 verglichen. Es zeigt sich, dass eine Verringerung des Abstandes keinen nennenswerten Einfluss auf die Tragfähigkeit besitzt (vgl. Tabelle 8-4).

Tabelle 8-4: Höhenlage des Ende der Längsbewehrung

Dicke des Bereichs ohne Bewehrung	0 cm	2 cm	4 cm
$R_{d,Stützenanschluss}$ [kN]	1113	1119	1118
$R_{d,Querschnitt}$ [kN]	1346	1346	1346
$\eta (R_{d,Stützenanschluss}/R_{d,Querschnitt})$ [-]	0,83	0,83	0,83

Um zu überprüfen, ob diese Beobachtung nur für die hierin definierte Standardstütze (C30/37 mit 3,1 % Bewehrung) gilt oder für den gesamten betrachteten Bereich (C25/30-C50/60 und 1 % bis 9 % Bewehrung) ist die Auswirkung der Dicke des unbewehrten Bereichs auch für die als besonders kritisch eingeschätzte Stütze untersucht worden. Hierbei wurde die Stütze mit der Festigkeit C25/30 (geringste Festigkeit) und der höchstmöglichen Bewehrung identifiziert. Dabei ist die Kraft, die von dem Stützenanschluss in die Bewehrung übertragen werden muss, maximal und gleichzeitig ist die Betondruckfestigkeit am geringsten. Es zeigt sich auch hier, dass eine dickere Fuge bis zu 4 cm nur eine geringe Traglastreduzierung zur Folge hat (vgl. Tabelle 8-5). Auch in diesem Fall ist die reduzierte Traglast geringer, wenn die Bewehrung direkt am Leichtbetonelement anliegt. Da bei der Untersuchung bisher die normale Verbügelung der Längsbewehrung der Stahlbetonstütze unverändert geblieben ist, ragt die Längsbewehrung 2 cm (Fugendicke 2 cm) bzw. 4 cm (Fugendicke 0 cm) über den obersten Bügel hinaus. Wenn dieser Bügel für den Fall  $a = 0$  cm jedoch wieder am oberen Ende der Längsbewehrung und somit 40 mm höher platziert wird, so zeigt sich eine Traglast, die größer ist, als diejenige bei einer 4 cm dicken Fuge (vgl. Tabelle 8-5, letzte Spalte). Somit liegt die Verwendung der Dicke des unbewehrten Bereichs von 4 cm stets auf der sicheren Seite, solange der oberste Bügel an den Enden der Längsbewehrung positioniert wird. Zusammenfassend erfolgt bei einer Dicke des unbewehrten Bereichs zwischen 0 cm und 4 cm keine Änderung der erreichbaren Traglast. Vor dem Hintergrund dass der Vergussmörtel auch die Stirnfläche der Bewehrung ausreichend bedeckt, ist stets ein Mindestabstand zwischen dem Ende der Längsbewehrung und der Unterkante des LC-Elements von 5 mm einzuhalten.

Tabelle 8-5: Höhenlage des Ende der Längsbewehrung, C25/30 mit 12Ø28

Dicke des Bereichs ohne Bewehrung	0 cm	2 cm	4 cm	0 cm*
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
$R_{d,Stützenanschluss}$ [kN]	1113	1125	1115	1124
$R_{d,Querschnitt}$ [kN]	2183	2183	2183	2183
$\eta (R_{d,Stützenanschluss}/R_{d,Querschnitt})$ [-]	0,51	0,52	0,51	0,51

\*Oberster Querkraftbügel ist am oberen Ende der Längsbewehrung positioniert

#### 8.5.4 Abstand der Achse der Längsbewehrung von der Außenkante

In diesem Kapitel wird die Betondeckung der Längsbewehrung und der damit einhergehende Abstand der Längsbewehrung zur Außenkante der Stahlbetonstütze untersucht. Entsprechend

der vorherrschenden Expositionsklassen ist eine für die Bewehrung der Stahlbetonstützen mit Zugang zur Außenluft eine Betondeckung  $c_{nom}$  von mind. 35 mm, im Normalfall für die Tiefgaragenstütze von mind. 40 mm einzuhalten. Diese Betondeckung von 40 mm fällt insbesondere bei kleineren Stützenquerschnitten stärker ins Gewicht. Bei einer Längsbewehrung mit einem Durchmesser von 25 mm ergibt sich somit ein Verhältnis  $d_1/h = 60,5 \text{ mm} / 250 \text{ mm}$  von 0,24. Bei gleicher Betondeckung und größerer Außenabmessung der Stütze von 400 mm ergibt sich ein Verhältnis  $d_1/h$  von 0,15. Folglich ist nachfolgend untersucht worden, wie sich eine Verringerung von  $d_1/h = 0,24$  auf  $d_1/h = 0,15$  bei den Außenabmessungen von 250 mm x 250 mm bzw. 400 mm x 400 mm auswirkt. Zusätzlich wurde die Tragfähigkeit für die Stütze mit den geringsten Abmessungen (250 mm) bei einer maximal erforderlichen Betondeckung von 55 mm (siehe 4.1.1) und somit  $d_1/h = 0,30$  berechnet. Für die Untersuchungen ist außer der Lage der Längsbewehrung auch die Lage der Bügelbewehrung in dem FE-Modell entsprechend angepasst worden.

Tabelle 8-6: Abstand der Längsbewehrung von der Außenkante

Bezeichnung	250x250, C30/37, $\rho = 0,031$			400x400, C30/37, $\rho = 0,031$	
	0,30	0,24	0,15	0,24	0,15
$R_{d,Stützenanschluss}$ [kN]	1091	1118	1164	2637	2702
$R_{d,Querschnitt}$ [kN]	1278	1346	1428	3329	3491
$\eta (R_{d,Stützenanschluss}/R_{d,Querschnitt})$ [-]	0,85	0,83	0,82	0,79	0,78

Es zeigt sich, dass ein kleineres Verhältnis  $d_1/h$  bei allen untersuchten Stützen geringfügig ungünstig wirkt. Je weiter die Längsbewehrungsstäbe in Richtung zum Mittelpunkt der Stütze rücken desto gleichmäßiger kann sich die Last aus der Bewehrung in den Beton und Leichtbeton ausbreiten und der Lastausbreitungskegel liegt innerhalb des umschnürten Bereichs des LC-Elements. Aus diesem Grund verringert sich die für das Versagen maßgebende Tragfähigkeit des Stützenanschlusses weniger stark als die Tragfähigkeit des Stahlbetonquerschnittes und somit steigt der bezogene Ausnutzungsgrad mit zunehmender Betondeckung geringfügig an. Auf der sicheren Seite liegend sollte daher der kleinste Wert für  $d_1/h = 0,15$  gewählt werden. Bei Stützen die Zugang zur Außenluft haben ist, wie bereits dargestellt, eine Betondeckung  $c_{nom}$  von mind. 35 mm vorzusehen. Daher ist für die Stützen mit Außenabmessung von 250 mm ein Verhältnis  $d_1/h > 0,24$  normativ erforderlich. Zusammenfassend wird daher in den nachfolgenden Untersuchungen stets das kleinste Verhältnis von  $d_1/h$  unter Beachtung einer Mindestbetondeckung von  $c_{nom} = 40 \text{ mm}$  verwendet.

### 8.5.5 Anordnung von Zusatzbügel

In diesem Abschnitt wird untersucht, wie sich die Anordnung von Zusatzbügel aus Edelstahl und einer Betondeckung von 20 mm auf die Traglast der Stütze auswirkt. Grundsätzlich sollen die Bügel die aufgrund der stärkeren Verformung des LC-Elements auftretenden Querspannungen in dem unbewehrten Bereich unterhalb des LC-Elements aufnehmen. In Tabelle 8-7 ist ersichtlich, dass ab der Anordnung von drei Zusatzbügel nur eine unwesentliche Steigerung der Tragfähigkeit des Stützenanschlusses durch weitere Zusatzbügel möglich ist.

Tabelle 8-7: Anzahl der Zusatzbügel bei 3 % Längsbewehrungsgrad

Anzahl	0	1	3	4	5
$R_{d,Stützenanschluss}$ [kN]	1049	1089	1118	1119	1123
$R_{d,Querschnitt}$ [kN]	1346	1346	1346	1346	1346
$\eta (R_{d,Stützenanschluss}/R_{d,Querschnitt})$ [-]	0,78	0,81	0,83	0,83	0,83

Zur Verifizierung ist diese Untersuchung ebenfalls für eine Stütze mit niedriger Festigkeit und geringerem Bewehrungsgehalt durchgeführt worden. Hierbei zeigte sich, dass bereits ein Bügel ausreichend ist, um den kritischen Bereich ausreichend zu stärken (vgl. Tabelle 8-8).

Tabelle 8-8: Anzahl der Zusatzbügel bei 1 % Längsbewehrungsgrad und einer Betondruckfestigkeit C25/30

Anzahl	0	1	3
$R_{d,Stützenanschluss}$ [kN]	885	891	891
$R_{d,Querschnitt}$ [kN]	836	836	836
$\eta (R_{d,Stützenanschluss}/R_{d,Querschnitt})$ [-]	1,06	1,07	1,07

Für große Stützen mit einer hohen Festigkeit und hohem Längsbewehrungsgrad (400 mm x 400 mm, C50/60,  $\rho = 0,094$ ) zeigt sich, dass der kritische Bereich mit der Anordnung von Zusatzbügel verstärkt und die Traglast um ~ 50 kN gesteigert werden kann. Aufgrund der hohen Ausnutzung des kritischen Bereichs ist durch weitere Bügel keine nennenswerte Steigerung der Tragfähigkeit mehr möglich (siehe Tabelle 8-9). Grundsätzlich ist die relative Zunahme der Tragfähigkeit bei Anordnung zusätzlicher Bügel geringer als dies bei der Standardstütze der Fall ist.

Tabelle 8-9: Anzahl der Zusatzbügel bei 9 % Längsbewehrungsgrad und einer Betondruckfestigkeit C50/60

Anzahl	0	1	3	4	5
$R_{d,Stützenanschluss}$ [kN]	2755	2801	2802	2804	2810
$R_{d,Querschnitt}$ [kN]	7457	7457	7457	7457	7457
$\eta (R_{d,Stützenanschluss}/R_{d,Querschnitt})$ [-]	0,37	0,38	0,38	0,38	0,38

Zusammenfassend wird für den Stützenanschluss festgelegt, dass drei Zusatzbügel anzuordnen sind. Hierdurch kann eine Tragfähigkeitssteigerung erreicht werden. Wichtiger ist hierbei jedoch, dass die Querkzugspannungen in dem kritischen Bereich unterhalb des LC-Elements durch die Zusatzbügel aufgenommen werden. Hierdurch ist es zulässig den Teilsicherheitsbeiwert für bewehrten Beton und nicht denjenigen für unbewehrten Beton anzusetzen. Daher kann auf einen Sicherheitsaufschlag hinsichtlich der Versagensart verzichtet werden.

### 8.5.6 Abstand der Bügelbewehrung

Für die Anwendung des Stützenanschlusses wurde ein planmäßiger Abstand der Bügelbewehrung von 80 mm angesetzt. Hierin wird überprüft, wie sich eine Vergrößerung des Bügelabstandes auf die Tragfähigkeit auswirkt. Um übertragbar auf alle untersuchten Stützenanschlüsse zu sein, wird zusätzlich zu der 25 cm - Stütze mit 3,1 % Bewehrung und der Betondruckfestigkeitsklasse C30/37 auch eine Stütze mit geringerer Druckfestigkeit C25/30 und eine Stütze mit den Außenabmessungen 400 mm x 400 mm untersucht, bei denen jeweils die

weiteren Parameter unverändert bleiben. Die Auswirkungen der Querkzugspannungen unterhalb des Leichtbetonelements wurden bereits in 8.5.5 erläutert und erfasst. Außerhalb dieses Bereichs treten entsprechend der äußeren Belastung keine Querkräfte auf, daher ist Tabelle 8-10 zu entnehmen, dass ein größerer Bügelabstand bei einem Vergleich der Tragfähigkeit des Stützenanschlusses ( $R_{d,Stützenanschluss}$ ) und der Querschnittstragfähigkeit ( $R_{d,Querschnitt}$ ) zu keiner wesentlichen Änderung der Traglast führt. Nichts desto trotz wird vorsorglich an einem Bügelabstand von 80 mm im Bereich unterhalb des LC-Elements, der über die Verankerungslänge der Längsbewehrung als Druckstab von  $0,6 \cdot l_{b,rqd} = 60$  cm reicht, festgehalten. Wobei der oberste Bügel nach 8.5.3 stets am oberen Ende der Längsbewehrung anzuordnen ist.

Tabelle 8-10: Abstand der Bügelbewehrung

Bezeichnung	250x250, C25/30, $\rho = 0,01$		250x250, C30/37, $\rho = 0,031$		400x400, C30/37, $\rho = 0,031$	
	80 mm	160 mm	80 mm	160 mm	80 mm	160 mm
$R_{d,Stützenanschluss}$ [kN]	891	871	1118	1110	2702	2700
$R_{d,Querschnitt}$ [kN]	836	836	1346	1346	3491	3491
$\eta (R_{d,Stützenanschluss}/R_{d,Querschnitt})$ [-]	1,07	1,04	0,83	0,82	0,77	0,77

### 8.5.7 Ausmitte

Bereits in den Versuchen zeigte sich, dass eine größere Ausmitte einen stark reduzierenden Einfluss auf die Gesamttraglast besitzt. In dieser Parameterstudie wird die Annahme überprüft, ob die Auswirkung der vergrößerten Ausmitte zwar die Gesamttraglast verringert, aber keinen Einfluss auf den bezogenen Ausnutzungsgrad besitzt. Die Ausmitte wird in normierter Form bezogen auf die Stützenabmessungen in Tabelle 8-11 und somit unabhängig von den Außenabmessungen der Stütze angegeben. Die Untersuchung wurde an drei Stützen durchgeführt. Neben der Standardstütze (250 mm x 250 mm, C30/37,  $\rho = 0,031$ ) sind die Grenzbeachtungen für die schwächste Stütze (250 mm x 250 mm, C25/30,  $\rho = 0,01$ ) und die stärkste Stütze (400 mm x 400 mm, C50/60,  $\rho = 0,094$ ) unter diversen Ausmitten durchgeführt worden. Die Ergebnisse finden sich in Tabelle 8-11, Tabelle 8-12 und Tabelle 8-13 wieder.

Tabelle 8-11: Exzentrizität der Belastung (250 mm x 250 mm, C30/37,  $\rho = 0,031$ )

Ausmitte e/h	0	0,08	0,16	0,24	0,28
$R_{d,Stützenanschluss}$ [kN]	1292	1118	907	715	601
$R_{d,Querschnitt}$ [kN]	1561	1346	1093	876	789
$\eta (R_{d,Stützenanschluss}/R_{d,Querschnitt})$ [-]	0,83	0,83	0,83	0,82	0,76

Tabelle 8-12: Exzentrizität der Belastung (250 mm x 250 mm, C25/30,  $\rho = 0,01$ )

Ausmitte e/h	0	0,08	0,16	0,24	0,28
$R_{d,Stützenanschluss}$ [kN]	1096	891	724	568	500
$R_{d,Querschnitt}$ [kN]	1017	836	683	548	489
$\eta (R_{d,Stützenanschluss}/R_{d,Querschnitt})$ [-]	1,08	1,07	1,06	1,04	1,02

Tabelle 8-13: Exzentrizität der Belastung (400 mm x 400 mm, C50/60,  $\rho = 0,094$ )

Ausmitte $e/h$	0	0,08	0,16	0,24	0,28
$R_{d,Stützenanschluss}$ [kN]	3356	2802	2341	1809	1610
$R_{d,Querschnitt}$ [kN]	8235	7457	6205	5112	4673
$\eta (R_{d,Stützenanschluss}/R_{d,Querschnitt})$ [-]	0,41	0,38	0,38	0,35	0,34

Grundsätzlich ist den vorangehenden Tabellen zu entnehmen, dass eine größere Exzentrizität der Belastung bis zu einer Ausmitte, die zwischen  $e/h = 0,16$  und  $0,24$  liegt, zu keiner Reduzierung des Ausnutzungsgrades für die drei Stützen führt. Ab einer Ausmitte  $> 0,24$  nimmt die Tragfähigkeit des Stützenanschlusses deutlich schneller ab als die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze. Es lässt sich feststellen, dass bei einer Ausmitte von  $e/h = 0,20$  die Bewehrung auf der weniger gedrückten Seite gerade eine Dehnung von null erfährt (s. Abb. 8-5, rechts). Bei größeren Ausmitten der Belastung wird die Bewehrung der Stahlbetonstütze auf Zug beansprucht und die Abnahme der Querschnittstragfähigkeit bei zunehmender Ausmitte wird aufgrund des größeren Hebelarms der inneren Kräfte im Verhältnis zur Abnahme der Tragfähigkeit des Stützenanschlusses geringer, wodurch der bezogene Ausnutzungsgrad  $\eta$  kleiner wird. Per Definition des in Abschnitt 4.7 zusammengefassten Anwendungsbereichs des Druckanschlusses wird kein Zug in der Bewehrung zugelassen. Ferner kann festgehalten werden, dass für die schwächste Stütze ( $250 \text{ mm} \times 250 \text{ mm}$ , C25/30,  $\rho = 0,01$ ) bei allen untersuchten Ausmitten stets die Querschnittstragfähigkeit maßgebend war.

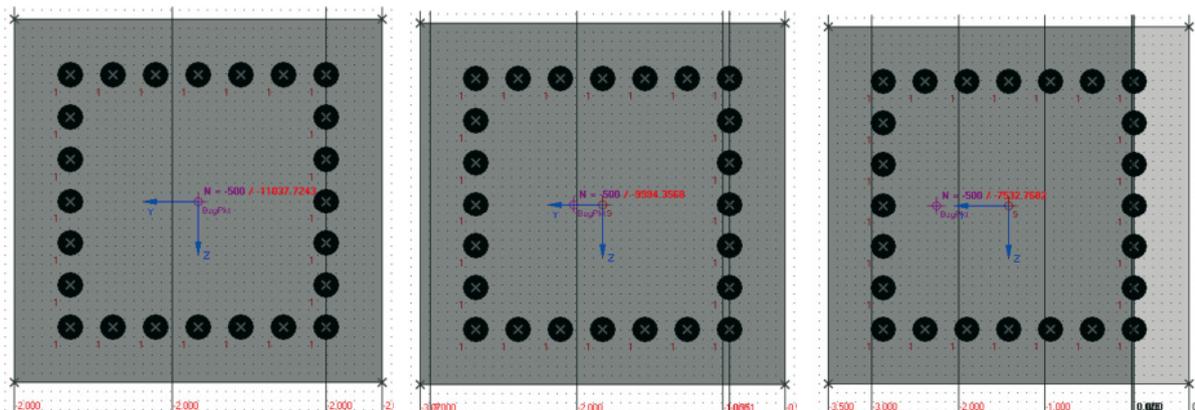


Abb. 8-5: Dehnungsverlauf über den Stützenquerschnitt bei den Ausmitten  $e/h = 0$  (links),  $0,08$  (mitte) und  $0,2$  (rechts)

Der Anstieg des Ausnutzungsgrad  $\eta$  in Tabelle 8-13 bei der Ausmitte  $e/h = 0$  ist dadurch zu erklären, dass in der Querschnittstragfähigkeit die Umlagerung der Druckkraft zur Bewehrung hin bei vollflächiger Druckspannungen von  $2 \text{ ‰}$  im Beton zur Fließdehnung der Bewehrung bei  $\sim 2,2 \text{ ‰}$  nicht berücksichtigt wird (siehe Abb. 8-5). Insbesondere bei dem sehr hohen Bewehrungsgrad ( $9,4 \text{ ‰}$ ) ist dieser Effekt besonders deutlich und daher ist der Ausnutzungsgrad  $\eta$  bei der stärksten Stütze bei einer Ausmitte von  $e/h = 0,0$  um  $0,03$  größer als bei einer Ausmitte von  $e/h = 0,08$ . Dieser vermeintliche Anstieg des Ausnutzungsgrades wird in der weiteren Betrachtung auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt. Ferner ist für die Stützen stets eine Mindestausmitte von  $20 \text{ mm}$  für die Bemessung anzusetzen. Entsprechend des Dehnungsverlaufs dieser Stützen erreicht die Bewehrung auch im Druckbereich die Streckgrenze.

Somit gilt für den gesamten Anwendungsbereich zwischen  $e/h = 0,0$  und  $0,20$ , dass eine ausmittige Belastungen keinen relevanten Einfluss auf den bezogenen Ausnutzungsgrad besitzt.

Um zu überprüfen, wie die Auswirkungen einer zweiachsigen Ausmitte im Verhältnis zu einer einachsigen Ausmitte stehen, wurde eine weitere Berechnung durchgeführt. Hierbei wurde eine Gesamtausmitte von  $2\text{ cm}$ , über die diagonale des Querschnittes, angesetzt. Hierfür ist in dem FE-Modell eine Ausmitte  $e_x = 1,41\text{ cm}$  und  $e_y = 1,41\text{ cm}$  verwendet worden. Wie in Tabelle 8-14 ersichtlich ist, ist der bezogene Ausnutzungsgrad  $\eta$  mit  $0,85$  größer als für eine einachsige Ausmitte von  $2,0\text{ cm}$  mit  $\eta = 0,83$ . Von daher können alle Ausmitten, deren Wurzel aus der quadratischen Summe (nach Gl. 4-4), kleiner als  $2,0\text{ cm}$  auf der sicheren Seite liegend mit einer einachsigen Ausmitte von  $2,0\text{ cm}$  berechnet werden.

Tabelle 8-14: Zweiachsige Exzentrizität der Belastung

Ausmitte $e_x/h = e_y/h$	0,056
$R_{d,\text{Stützenanschluss}}$ [kN]	1130
$R_{d,\text{Querschnitt}}$ [kN]	1326
$\eta$	0,85

### 8.5.8 Außenabmessungen der Stütze und des Bauelements

Aufgrund der Maximallast der verwendeten Prüfpresse wurde ein Querschnitt von  $250\text{ mm} \times 250\text{ mm}$  geprüft, der in der Praxis auch häufig vorkommt. Mithilfe des erstellten FE-Modells ist es ferner möglich auch größere Querschnitte zu betrachten. Hierin wird außer für die Standardstütze ( $250\text{ mm} \times 250\text{ mm}$ , C30/37,  $\rho = 0,031$ ) auch für die schwächste ( $250\text{ mm} \times 250\text{ mm}$ , C25/30,  $\rho = 0,01$ ) bzw. stärkste ( $400\text{ mm} \times 400\text{ mm}$ , C50/60,  $\rho = 0,094$ ) Stütze ein Querschnitt mit einer Außenabmessung von  $400\text{ mm} \times 400\text{ mm}$  berechnet. Da die Querschnittsfläche der Stütze zunimmt und der Längsbewehrungsgrad  $\rho_1$  gleich bleiben soll, ist auch die Querschnittsfläche der Bewehrung entsprechend von  $20\text{ cm}^2$  auf  $50\text{ cm}^2$  zu erhöhen. Der Durchmesser der Bewehrungsstäbe wird hierbei nicht wesentlich verändert. Entsprechend der Feststellung, dass eine größere Betondeckung geringfügig günstig wirkt (vgl. 8.5.4) wird auf der sicheren Seite liegend die kleinste Betondeckung angesetzt. Hierdurch ergibt sich die Schwerpunktlage der Bewehrung zu  $d_1 = 60,5\text{ mm}$ . Darüber hinaus ist auch der Lastangriffspunkt im Verhältnis  $e/h$  konstant zu halten und somit von  $20\text{ mm}$  auf  $32\text{ mm}$  zu erhöhen. In Tabelle 8-15 sind die Ergebnisse der Tragfähigkeit des Stützenanschlusses FE-Modells, der Querschnittstragfähigkeit und der Ausnutzungsgrad  $\eta$  für die berechneten Stützen angegeben.

Tabelle 8-15: Außenabmessungen

Außenabmessungen	C30/37, $\rho_1 = 0,031$			C25/30, $\rho_1 = 0,01$			C50/60, $\rho_1 = 0,094$		
	25 cm	40 cm	$\Delta$	25 cm	40 cm	$\Delta$	25 cm	40 cm	$\Delta$
$R_{d,\text{Stützenanschluss}}$ [kN]	1118	2702		891	2286		1208	2802	
$R_{d,\text{Querschnitt}}$ [kN]	1346	3491		836	2351		2788	7457	
$\eta$ ( $R_{d,\text{Stützenanschluss}}/R_{d,\text{Querschnitt}}$ ) [-]	0,83	0,77	0,06	1,07	0,97	0,03*	0,43	0,38	0,06

\* Bei Begrenzung des Ausnutzungsfaktors auf 1,0

Es zeigt sich, dass der bezogene Ausnutzungsgrad für größere Querschnittsabmessungen kleiner wird (vgl. Tabelle 8-15). Von daher ist eine Extrapolation der Ergebnisse auf größere Querschnitte nicht ohne weiteres möglich. Grundsätzlich lässt sich der verringerte Ausnutzungsgrad der größeren Stütze durch den Maßstabeffekt, der in der dreidimensionalen Bemessung mit ATENA berücksichtigt wird und in der reinen Querschnittsbemessung nicht berücksichtigt wird, erklären. Es ist daher erforderlich einen Abminderungsfaktor zu definieren, um auf der sicheren Seite liegend einen vereinfachten Nachweis führen zu können. Da der Ausnutzungsgrad bei 1,0 und somit voller Querschnittstragfähigkeit beschränkt ist, ist ein Abminderungsfaktor für die großen Stützen mit 400 mm x 400 mm von 0,06 für alle untersuchten Stützen auf der sicheren Seite liegend zu verwenden. Basierend auf den beiden Außenabmessungen der modellierten Stützen lässt sich für  $\kappa$  eine lineare Beziehung ableiten. Es bleibt hierbei festzuhalten, dass der Maßstabeffekt jedoch nichtlinear ist. Da der bezogene Ausnutzungsgrad der 40 cm Stütze nur um 6 % unterhalb desjenigen der 25 cm Stütze liegt, ist die Abweichung gegenüber einer nichtlinearen Formulierung des Abminderungsfaktors als gering zu erachten. Daher kann folgende Formulierung für  $\kappa$  angesetzt werden:

$$\kappa = 1 - 0,4 \cdot (h - 0,25) \text{ wenn } 0,25 \leq h [\text{m}] \leq 0,40 \quad \text{Gl. 8-3}$$

Es ist davon auszugehen, dass sich der Ausnutzungsgrad asymptotisch einem Grenzwert, der mithilfe von weitergehenden im Rahmen dieses Forschungsprojektes nicht mehr leistbaren Untersuchungen gefunden werden kann, annähert. Der Anpassungsfaktor  $\kappa$  kann hierdurch zum einen hinsichtlich seines Verlauf optimiert und zum anderen für einen größeren Anwendungsbereich angewandt werden. Zusammenfassend ist für eine Extrapolation der Ergebnisse ausgehend von der 25 cm Stütze auf größere Querschnitte bis zu 40 cm ein Abminderungsfaktor  $\kappa$  definiert worden, der den Maßstabeffekt berücksichtigt.

### 8.5.9 Bewehrungsgrad der Stahlbetonstütze

Es ist offensichtlich, dass ein höherer Bewehrungsgrad zu einer höheren Belastung des Anschlusselements führt, da die Kraft aus der aufgehenden Bewehrung zum einen durch den kritischen Bereich unterhalb des LC-Elements und zum anderen durch das LC-Element hindurch übertragen werden muss. Im Zuge der Versuche wurden bereits zwei verschiedene Bewehrungsgrade überprüft. Um einen entsprechenden Abminderungsfaktor zu finden, der unabhängig von Materialstreuungen ist, wird der Bewehrungsgrad hierin ebenfalls überprüft. Der Bewehrungsgrad wird dabei zwischen 1 %, 2 %, 3,1 %, 6,3 % und 9,4 % variiert (vgl. Tabelle 8-16). Die Schwerpunktlage der Bewehrung bleibt gegenüber der Verwendung der 4 Durchmesser 25 mm unverändert, da sonst Auswirkungen des Verhältnisses  $d_1/h$  beinhaltet sein würden. Bei den höheren Bewehrungsgrad werden zusätzliche Bewehrungsstäbe des Durchmessers 25 mm in den Zwischenräumen zwischen der Eckbewehrung angeordnet, wie dies in der Praxis auch der Fall wäre.

Tabelle 8-16: Bewehrungsgrad bei C30/37

Bewehrungsgrad	1 %	2 %	3,1 %	6,3 %	9,4 %
	(4Ø14)	(4Ø20)	(4Ø25)	(8Ø25)	(12Ø25)
$R_{d,Stützenanschluss}$ [kN]	1009	1089	1118	1149	1152
$R_{d,Querschnitt}$ [kN]	980	1158	1346	1818	2306
$\eta (R_{d,Stützenanschluss}/R_{d,Querschnitt})$ [-]	1,03	0,94	0,83	0,63	0,50

In Tabelle 8-16 ist ersichtlich, dass für einen geringen Bewehrungsgrad von 1 % bei einer Betonfestigkeitsklasse C30/37 die Querschnittstragfähigkeit überschritten wird und somit die volle Querschnittstragfähigkeit für den Stützenanschluss angenommen werden darf. Bei darüber hinausgehenden Bewehrungsgraden nimmt die berechnete Tragfähigkeit absolut gesehen immer weiter zu, im Verhältnis zur Querschnittstragfähigkeit jedoch kontinuierlich ab. Dies ist vor dem Hintergrund, dass das LC-Element die volle Traglast der Bewehrung zusätzlich übernehmen muss, augenkundig. Auch hier kann gesagt werden, dass bei einer Stahlbetonstütze mit der Betondruckfestigkeitsklasse C30/37 und den weiteren in Abschnitt 8.4 dargestellten Randbedingungen in der Lage ist 50 % der Querschnittstragfähigkeit bei dem maximal zulässigen Bewehrungsgrad für Stützen zu übertragen. Bei Auftragen des Verlaufes des Ausnutzungsgrades über den Bewehrungsgrad zeigt sich, dass der Ausnutzungsgrad mit zunehmendem Bewehrungsgrad weiter abnimmt, jedoch die jeweilige Abminderung stets geringer wird (vgl. Abb. 8-6).

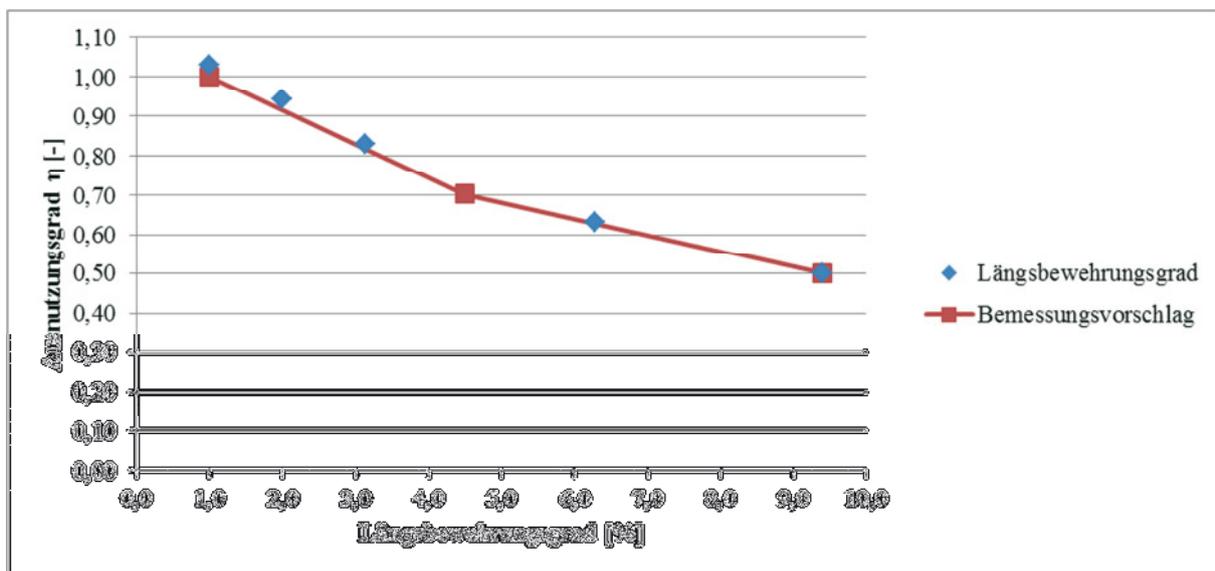


Abb. 8-6: Verlauf des Ausnutzungsgrades über den Bewehrungsgrad

In Abb. 8-6 zeigt sich, dass für einen Bewehrungsgrad der geringer als 1,3 % ist, die volle Querschnittstragfähigkeit erreicht wird. Ferner zeigt sich, dass die Reduktion des Ausnutzungsgrades mit zunehmenden Längsbewehrungsgrad immer geringer ausfällt und nicht linear verläuft. Es ist jedoch möglich die Reduktion aufgrund des Bewehrungsgrad mithilfe zweier linearer Abminderungsfaktoren zu approximieren. Die beiden linearen Faktoren bestimmen sich wie folgt und sind als Bemessungsvorschlag gekennzeichnet ebenfalls in Abb. 8-6 dargestellt:

$$\eta_1 = 1 - (100 \cdot \rho_1 - 1,0) \cdot 0,085 \leq 1,0 \text{ wenn } 0 \leq \rho_1 \leq 4,5$$

Gl. 8-4

$$\eta_1 = 0,7 - (100 \cdot \rho_1 - 4,5) \cdot 0,04 \text{ wenn } 4,5 \leq \rho_1 \leq 9,0$$

Gl. 8-5

Außer für die Stütze C30/37 wird dieser Sachverhalt auch bei der Stütze mit der höchsten Betondruckfestigkeit getestet um sicherzustellen, dass die vorgeschlagene Approximation auf der sicheren Seite liegt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 8-17 dargestellt. Dabei ist in Abb. 8-7 der Effekt der Betondruckfestigkeit gegenüber der C30/37 Stütze mit 3,1 % Bewehrung herausgerechnet. Daher wird der Ausnutzungsgrad der Bewehrung  $\eta_1$  mit dem Faktor  $\eta_2$ , der im nachfolgenden Kapitel erläutert wird, reduziert.

Tabelle 8-17: Bewehrungsgrad bei C50/60

Bewehrungsgrad	1 %	1,3 %	2 %	3,1 %	6,3 %	9,4 %
	(4Ø14)	(4Ø16)	(4Ø20)	(4Ø25)	(8Ø25)	(12Ø25)
$R_{d,Stützenanschluss}$ [kN]	1193	1193	1199	1201	1206	1208
$R_{d,Querschnitt}$ [kN]	1509	1560	1680	1862	2318	2788
$\eta (R_{d,Stützenanschluss}/R_{d,Querschnitt})$ [-]	0,79	0,77	0,71	0,64	0,52	0,43

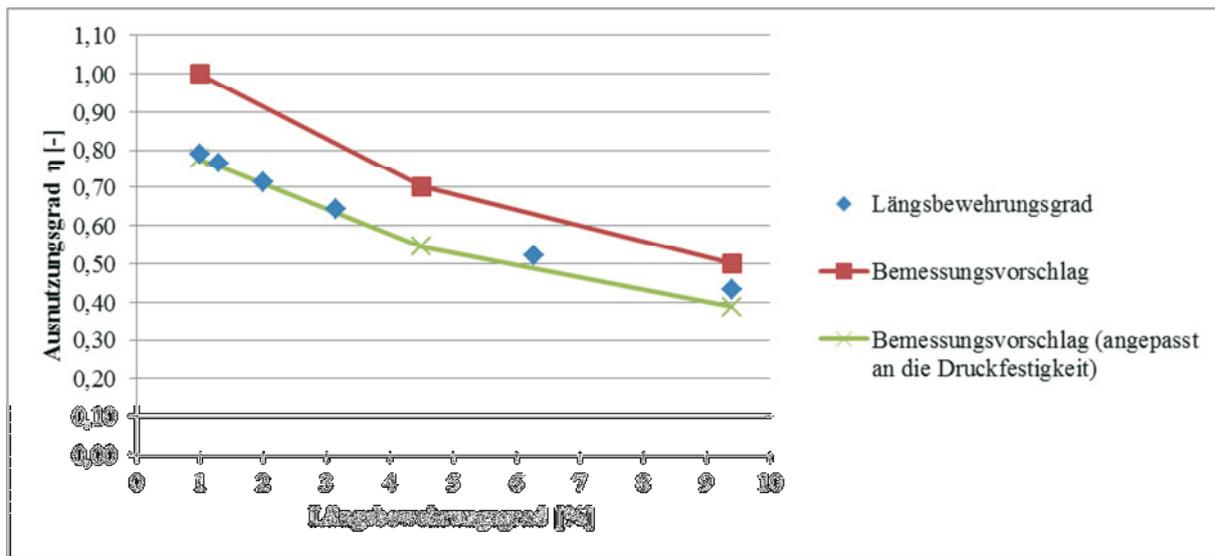


Abb. 8-7: Verlauf des Ausnutzungsgrades über den Längsbewehrungsgrad

In Abb. 8-7 sind der Ausnutzungsgrad über den Längsbewehrungsgrad für beide Faktoren und den Bemessungsvorschlag eingezeichnet. Es zeigt sich, dass für niedrige Längsbewehrungsgrade bei einer Betongüte von C50/60 der Bemessungsvorschlag sehr nah an den numerisch berechneten Werten und bei sehr hohen Bewehrungsgraden deutlich auf der sicheren Seite liegt. Es deutet sich an, dass es eine Interaktion zwischen dem Bewehrungsgrad und der Betongüte der Stütze gibt.

### 8.5.10 Betondruckfestigkeit der Stahlbetonstütze

Die Druckfestigkeit des Leichtbetonelements und des Vergussmörtels sind als Mindestfestigkeiten festgelegt und dürfen nicht unterschritten werden. Eine höhere Betongüte der Stahlbetonstütze führt daher zu einer höheren Beanspruchung des Anschlusselements. Im Zuge der Versuche wurde die Betondruckfestigkeit bereits variiert, da jedoch stets auch andere Parameter geändert wurden, konnte der Einfluss der Betondruckfestigkeit nicht eindeutig identifiziert werden. Daher sind folgende Berechnungen für Betone mit der Festigkeit C25/30, C30/37, C40/50 und C50/60 (vgl. Tabelle 8-18). Die Mindestfestigkeitsklasse C25/30 ergibt sich aus der Expositionsklasse und die Obergrenze C50/60 aus baupraktischen Erfahrungen der Schöck Bauteile GmbH.

Tabelle 8-18: Druckfestigkeitsklasse des Betons bei einem Längsbewehrungsgrad von 3,1 %

Druckfestigkeitsklasse	C25/30	C30/37	C40/50	C50/60
$R_{d,Stützenanschluss}$ [kN]	1030	1118	1181	1201
$R_{d,Querschnitt}$ [kN]	1214	1346	1603	1862
$\eta (R_{d,Stützenanschluss}/R_{d,Querschnitt})$ [-]	0,85	0,83	0,74	0,64
$\eta_{angepasst}$	1,03	1,01	0,90	0,79

Wie aus Tabelle 8-18 hervorgeht führt eine höhere Betondruckfestigkeit bei gleicher Festigkeit des LC-Elements zu einer absolut höheren Tragfähigkeit des Stützenanschlusses. Jedoch verringert sich der bezogene Ausnutzungsgrad im Verhältnis zur Querschnittstragfähigkeit von 0,85 (bzw. angepasst 1,03) für einen C25/30 auf 0,64 (bzw. angepasst 0,82) für einen C50/60. Der Verlauf des Ausnutzungsgrades über die Betondruckfestigkeit kann Abb. 8-8 entnommen werden (blaue Punkte).

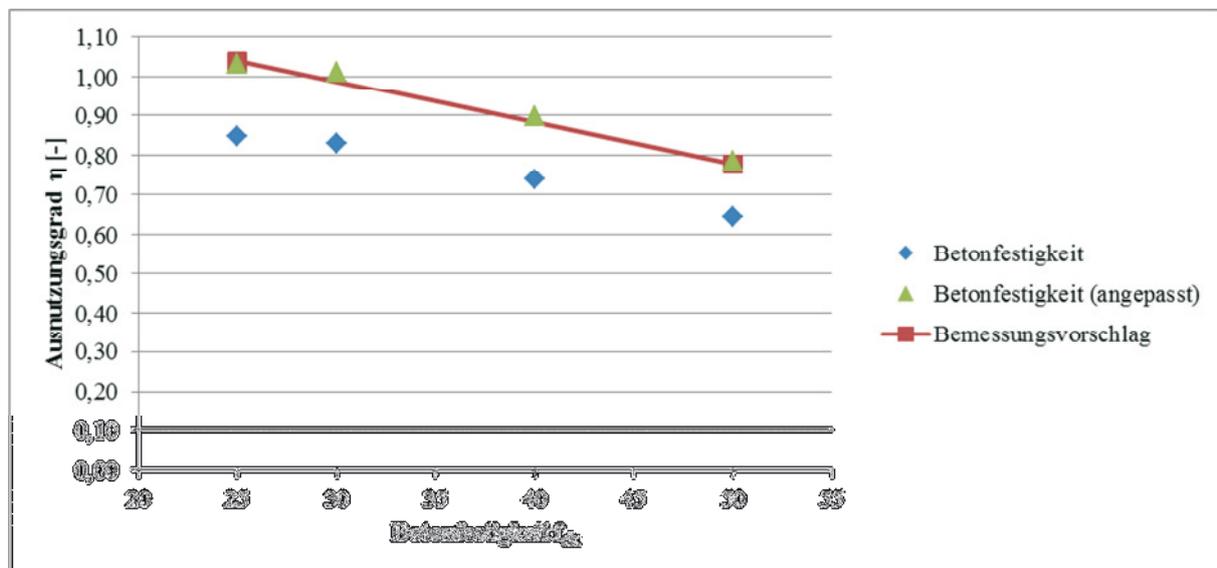


Abb. 8-8: Verlauf des Ausnutzungsgrades über die Betondruckfestigkeit

Wie bereits in dem vorherigen Kapitel beschrieben, ergibt sich eine Abminderung von 18 % aufgrund eines Bewehrungsgrades  $\rho_l$  von 0,031. Unter Herausrechnung dieser durch  $\eta_1$  bereits berücksichtigten Abminderung lässt sich feststellen, dass der Ausnutzungsgrad nahezu linear

abnimmt (vgl. Abb. 8-8, grüne Punkte). Daher kann eine lineare Abminderungsfunktion  $\eta_2$  in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit definiert werden.

$$\eta_2 = 1,04 - \frac{(f_{cm} - 25)}{95} \quad \text{Gl. 8-6}$$

Darüber hinaus ist zur Verifizierung des Abminderungsfaktors für die Betondruckfestigkeit eine Stütze mit den Außenabmessungen von 400 mm x 400 mm und einem Längsbewehrungsgrad  $\rho_1$  von 0,094 untersucht worden. Entsprechend dieser beiden Vorgaben ist das Ergebnis um die bereits definierten Faktoren  $\kappa = 0,06$  und  $\eta_1 = 0,50$  (bei  $\rho_1 = 0,094$ ) zu bereinigen. Die Berechnungsergebnisse sind in Tabelle 8-19 dargestellt.

Tabelle 8-19: Druckfestigkeitsklasse des Betons

Druckfestigkeitsklasse	C25/30	C30/37	C40/50	C50/60
$R_{d, \text{Stützenanschluss}}$ [kN]	2696	2721	2742	2802
$R_{d, \text{Querschnitt}}$ [kN]	5855	6186	6830	7457
$\eta (R_{d, \text{Stützenanschluss}}/R_{d, \text{Querschnitt}})$ [-]	0,46	0,44	0,40	0,38

In Abb. 8-9 sind die Verläufe gegeneinander angetragen und es zeigt sich, dass der Bemessungsvorschlag stets auf der sicheren Seite liegt. Auch bei einem hohen Bewehrungsgrad zeigt sich, dass für hohe Betonfestigkeiten der Bemessungsvorschlag deutlicher auf der sicheren Seite liegt als für niedrige Festigkeiten.

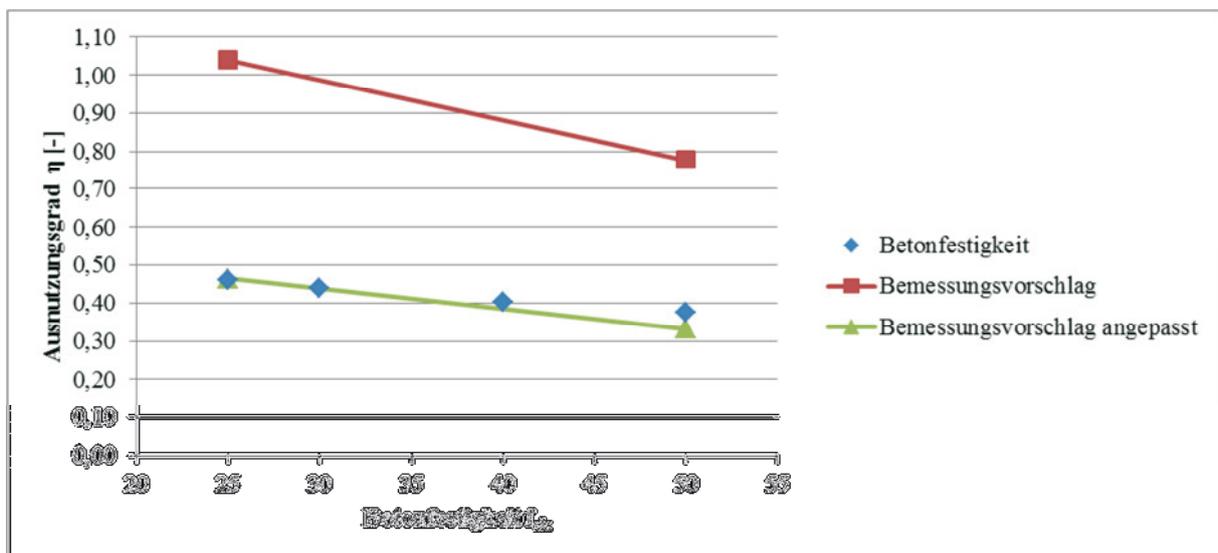


Abb. 8-9: Verlauf des Ausnutzungsgrades über die Betondruckfestigkeit bei  $\rho_1 = 0,094$

## 8.6 Auswirkungen des Stützenanschlusses auf angrenzende Bauteile

### Decke

Es ist sicherzustellen, dass der Austausch des Stützenkopfes keine Auswirkungen auf das restliche Gebäude hat. Es ist festzuhalten, dass für die Bemessung der Decken davon ausgegangen wird, dass die Stützen gelenkig an die Decke angeschlossen sind. Eine eventuell vorhandene

---

dene Einspannung wird in den Konstruktionsregeln berücksichtigt. Aufgrund des Leichtbetonelements ist die Steifigkeit des Stützenkopfes geringer und somit sind die ggf. auftretenden Belastungen auf die Decke geringer als bei einer durchgehenden Stahlbetonstütze. Daher ist es auf der sicheren Seite und es bedarf keiner weiteren Berücksichtigung bei der Deckenbemessung.

### Einbau

Um den Einbau in die Schalung bei üblichen Bauleranzen zu ermöglichen ist in Abschnitt 8.4 eine Verkleinerung des LC-Elements für nötig erachtet worden. Das Element wurde von 250 mm x 250 mm auf 244 mm x 244 mm somit auf jeder Seite um 3 mm verkleinert. Der geringere Umfang des Elements von 976 mm gegenüber dem Stützenumfang von 1000 mm führt nach der in Abschnitt 4.4 durchgeführten Untersuchung zu einer Erhöhung der Anforderung des Nachweises gegen das Durchstanzen um 0,8 % und kann somit vernachlässigt werden. Daher ist kein neuerlicher Nachweis der Decke gegen Durchstanzen zu führen und es ergeben sich aus der geänderten Abmessung keinerlei Auswirkungen auf die Deckenstatik.

### Kriechen und Schwinden

Ein gefügedichter Leichtbeton hat nach Faust (2003) gegenüber einem Normalbeton ein etwas höheres Endeschwindmaß  $\varepsilon_{ics}(\infty, t_s)$ , da weichere Zuschläge das Schwinden weniger stark behindern. Aus normativer Sicht wird der Endwert der Trocknungsschwinddehnung des Leichtbetons um den Faktor 1,2 nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011), Abs. 11.3.3 (2) gegenüber dem Wert für Normalbeton (vgl. DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011), Tabelle 3.2) erhöht.

Nach Weigler & Karl (1972) und Faust (2003) haben Leicht- und Normalbetone eine Annähernd gleiche Kriechverformung  $\varepsilon_{icc}(t, t_s)$ . Da die normativ definierte Kriechzahl  $\varphi_{lc}(t, t_0)$  auf die elastische Verformung bezogen wird muss der Elastizitätsmodul berücksichtigt werden. Daher ist die Kriechzahl für Normalbeton zu ermitteln und mit dem Faktor  $\eta_E = (\rho/2200)^2$  zu reduzieren. Der verwendete Leichtbeton hat eine Dichte im Bereich von 1600 kg/m<sup>3</sup> und somit ergibt sich der Faktor  $\eta_E = 0,53$ .

Zusammenfassend ist das Schwinden des Leichtbetons um den Faktor 1,2 höher als bei Normalbeton und die Kriechverformungen sind nahezu identisch. Daher kann für die weitere Betrachtung davon ausgegangen werden, dass der Einfluss von Kriechen und Schwinden auf den Stützenanschluss nur unwesentlich größer ist, als dies für einen Normalbeton der Fall ist.

### Verformung unter Last

Um die Verformung des Anschlusses unter Last zu bestimmen wurde die Verformung an dem ATENA-Modell erfasst. Hierzu wird die Verformung des LC-Elements (Dicke  $d = 100$  mm) mit der Verformung des Normalbetons im ungestörten Bereich der Stütze verglichen. Die Differenz daraus ergibt die Verformung, die sich durch den Einbau des Stützenanschlusses einstellt. Die Differenz wird für die größte Ausmitte ( $e/h = 0,28$ ) und somit der größten absoluten vertikalen Verformung des Stützenanschlusses gemessen. Wie in Abb. 8-10 ersichtlich ist, ergibt sich eine zusätzliche Verformung gegenüber einer Stahlbetonstütze von weniger als

1 mm und hat daher keinerlei Einfluss auf die Tragfähigkeit der umliegenden Bauteile. Daher kann die zusätzliche Verformung durch das LC-Element als vernachlässigbar erachtet werden. Sollten oberhalb des Stützenanschlusses setzungsempfindliche Bauteile platziert sein, wie z. B. Wandscheiben, so ist ein genauer Nachweis der Verformungen erforderlich, um die Belastung für diese Bauteile zu bestimmen. Da sich auch Auswirkungen auf die Belastung des Stützenanschlusses ergeben könnte, sind grundsätzlich keine tragenden Stahlbetonwände direkt über dem Stützenanschlusses vorzusehen.

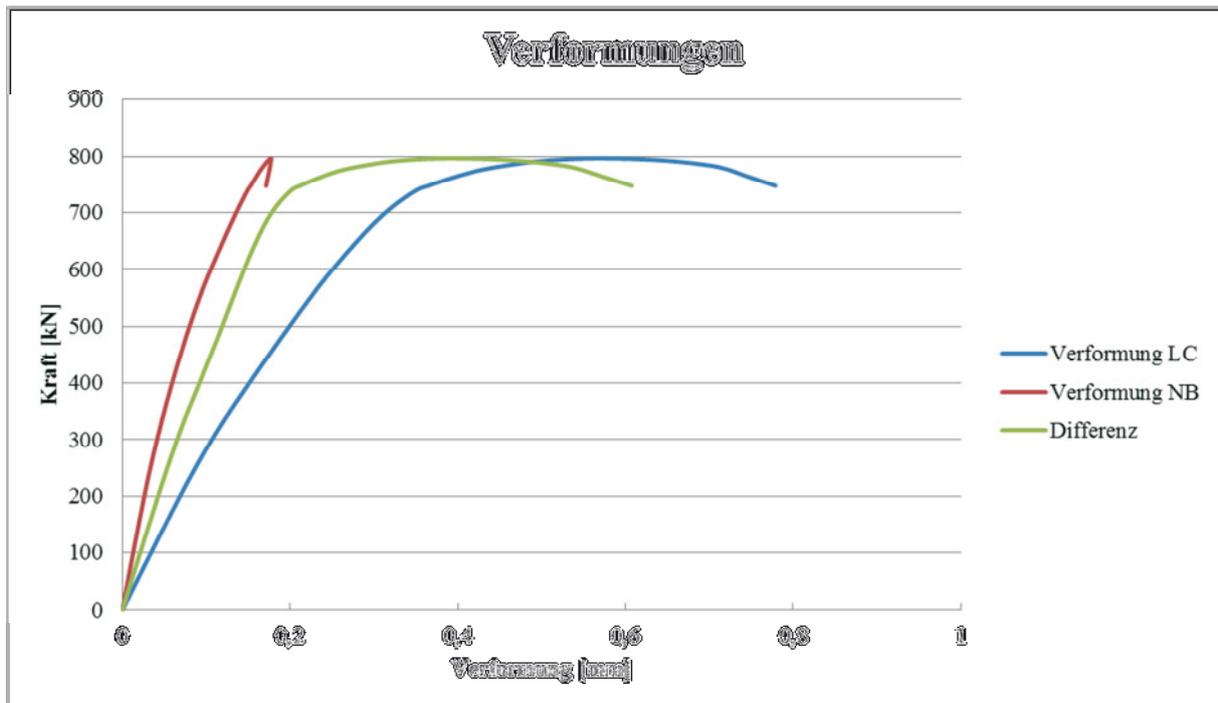


Abb. 8-10: Vergleich der Verformung zwischen Normalbeton und dem LC-Element

## 8.7 Bemessungskonzept

### 8.7.1 Vertikallast

Grundsätzlich kann eine nichtlineare Berechnung der Tragfähigkeit mithilfe des in ATENA 3D – Modells erfolgen und damit der Stützenanschluss auf Basis von Gl. 8-7 bemessen werden.

$$E_d \leq R_d \tag{Gl. 8-7}$$

Um auf eine aufwendige FE-Modellierung bei jeder Anwendung des Stützenanschlusses verzichten zu können, wird in diesem Kapitel ein Bemessungskonzept, das einfach anzuwenden ist, auf Basis der in Kapitel 8.5 beschriebenen Parameterstudien vorgestellt. Für das Bemessungskonzept wird die Grundgleichung (Gl. 8-7) auf der Widerstandseite angepasst und zu Gl. 8-8 erweitert.

$$E_d \leq R_d \cdot (\eta - \kappa) \tag{Gl. 8-8}$$

Mit  $R_d$  Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze unter Beachtung des nichtlinearen Materialverhaltens;

$\kappa$  Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Außenabmessungen der Stahlbetonstütze nach Gl. 8-9.

$$\kappa = 0,4 \cdot (h - 0,25) \geq 0 \text{ wenn } 0,25 \leq h [\text{m}] \leq 0,40 \quad \text{Gl. 8-9}$$

$\eta$  Rechnerischer Ausnutzungsgrad, der sich wie folgt bestimmen lässt:

$$\eta = \eta_1 \cdot \eta_2 \leq 1,0 \quad \text{Gl. 8-10}$$

Dabei ist  $\eta_1$  ein Abminderungsfaktor, mit dem der Bewehrungsgrad berücksichtigt wird, und  $\eta_2$  ein Abminderungsfaktor, der die Größe der Betondruckfestigkeit erfasst. Der Faktor  $\eta_1$  berechnet sich wie folgt:

$$\eta_1 = 1 - (100 \cdot \rho_1 - 1,0) \cdot 0,085 \text{ wenn } 0 \leq \rho_1 \leq 4,5 \quad \text{Gl. 8-11}$$

$$\eta_1 = 0,7 - (100 \cdot \rho_1 - 4,5) \cdot 0,04 \text{ wenn } 4,5 \leq \rho_1 \leq 9,0 \quad \text{Gl. 8-12}$$

Der Faktor  $\eta_2$  bestimmt sich wie folgt:

$$\eta_2 = 1,04 - \frac{(f_{cm} - 25)}{95} \quad \text{Gl. 8-13}$$

Nachfolgend sind zwei Berechnungsbeispiele gegeben, um die Anwendung des Bemessungskonzeptes zu erläutern. Für die Standardstütze (25 cm, C30/37 mit 3,1 % Bewehrungsgrad) lassen sich folgende Werte für  $\eta_1$  und  $\eta_2$  bestimmen:

$$\eta_1 = 1 - (100 \cdot 0,0314 - 1,0) \cdot 0,085 = \underline{0,82} \quad \text{Gl. 8-14}$$

$$\eta_2 = 1,04 - \frac{(30 - 25)}{95} = \underline{0,99} \quad \text{Gl. 8-15}$$

$$\kappa = 0,4(0,25 - 0,25) = \underline{0,0} \geq 0,0 \quad \text{Gl. 8-16}$$

Für die Stütze mit der maximalen Tragfähigkeit im Rahmen der Anwendungsgrenzen (40 cm, C50/60 mit 9,4 % Bewehrungsgrad) ergeben sich folgende Werte:

$$\eta_1 = 0,70 - (100 \cdot 0,094 - 4,5) \cdot 0,04 = \underline{0,50} \quad \text{Gl. 8-17}$$

$$\eta_2 = 1,04 - \frac{(50 - 25)}{95} = \underline{0,78} \quad \text{Gl. 8-18}$$

$$\kappa = 0,4(0,4 - 0,25) = \underline{0,06} \geq 0,0$$

Gl. 8-19

Wie in Abschnitt 8.2 erläutert wurde, ist die Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze nach der Berechnung mit nichtlinearem Materialverhalten mit den Faktoren  $\eta_1$ ,  $\eta_2$  und  $\kappa$  zu multiplizieren, um die Tragfähigkeit des gesamten Stützenanschlusses zu erhalten. Die Ergebnisse dieser Beispielrechnung sind in Tabelle 8-20 zu finden.

Tabelle 8-20: Beispielrechnungen

Bezeichnung	250 mm + C30/37 + 3,1 % Bew	400 mm + C50/60 + 9,4 % Bew
$R_{d,Querschnitt}$ [kN]	1346	7457
$R_{d,Stützenanschluss}$ [kN]	1118	2802
$R_{d,Bauteil,vereinfacht}$ [kN]	$1346 \cdot 0,82 \cdot 0,99 = 1093$	$7457 \cdot (0,5 \cdot 0,82 - 0,06) = 2610$
$R_{d,Bauteil,vereinfacht} / R_{d,Stützenanschluss}$ [-]	0,98	0,93

Aus Tabelle 8-20 geht hervor, dass mithilfe der vereinfachten Bemessung Tragfähigkeiten ermittelt werden, die nahe an den genauen, mit ATENA berechneten Tragfähigkeiten liegen und zugleich kleiner und somit auf der sicheren Seite liegen. Entsprechend der in Abschnitt 8.5 durchgeführten Parameterstudien sind in dem Bemessungsvorschlag außer der Betondruckfestigkeit, dem Bewehrungsgrad und den Außenabmessungen der Stütze keine weiteren Einflussfaktoren vorhanden. Solange sich die weiteren Parameter in den in Abschnitt 8.8 genannten Anwendungsgrenzen bewegen, sind keine weiteren Eingrenzungen erforderlich. Eine vollumfängliche Gegenüberstellung der mit numerischer Berechnung berechneten Ausnutzungsgraden und denjenigen mit dem Bemessungsmodell erhaltenen Ausnutzungsgraden sind in Abb. 8-11 für die Betondruckfestigkeit und in Abb. 8-12 für den Bewehrungsgrad zu finden.

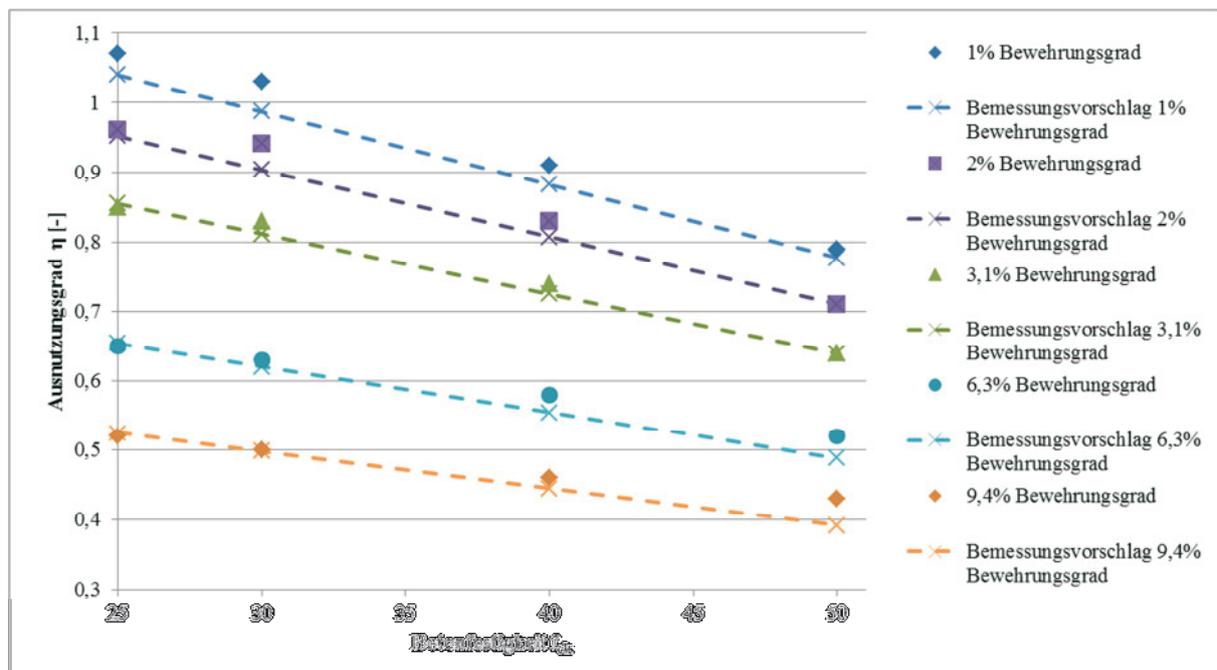


Abb. 8-11: Vergleich des Ausnutzungsgrades der FE-Berechnung mit dem Bemessungsvorschlag bei unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten

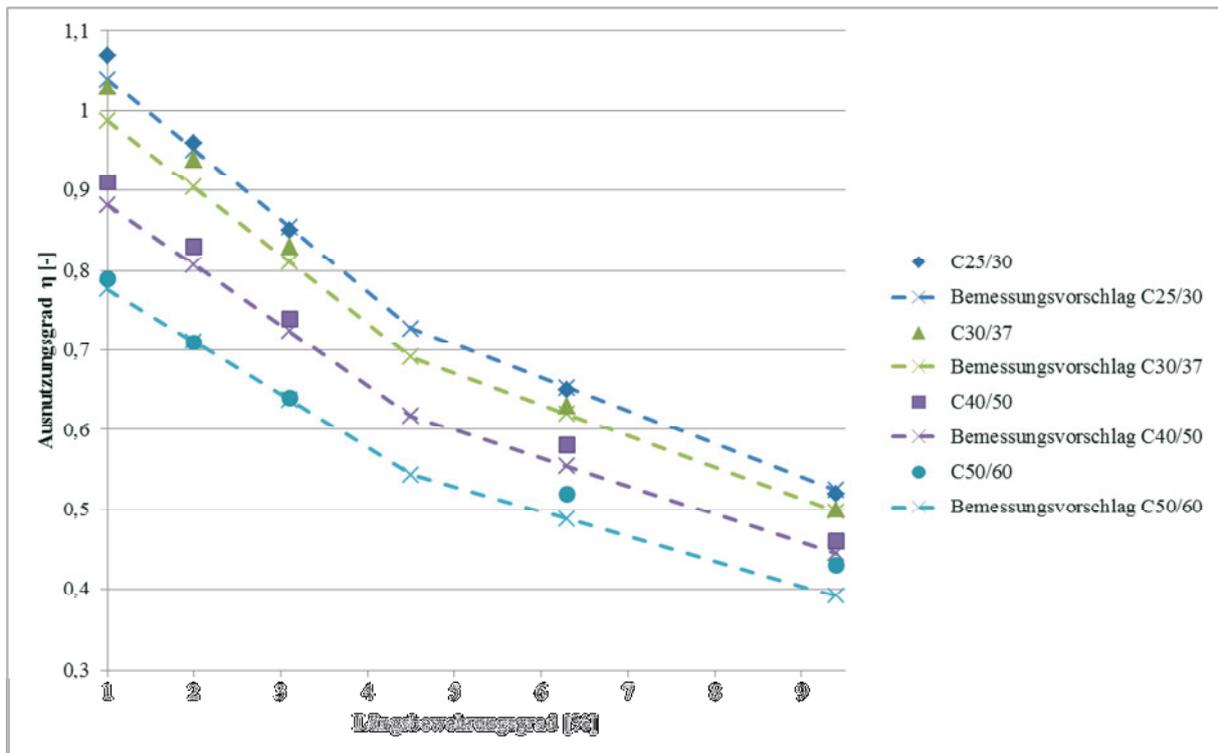


Abb. 8-12: Vergleich des Ausnutzungsgrades der FE-Berechnung mit dem Bemessungsvorschlag bei unterschiedlichen Längsbewehrungsgraden

Es ist erkennbar, dass der Bemessungsvorschlag für alle Kombinationen von Bewehrungsgrad und Betondruckfestigkeit auf der sicheren Seite liegt. Abb. 8-11 zeigt, dass es eine Interaktion zwischen dem Bewehrungsgrad und der Betondruckfestigkeit gibt, die noch nicht vollumfänglich erfasst ist. Im Bereich der niedrigen Betonfestigkeiten bei niedrigen Bewehrungsgraden liegt der Bemessungsvorschlag deutlich auf der sicheren Seite (vgl. Abb. 8-11, oben links). Gleichmaßen ist der Bemessungsvorschlag für hohe Bewehrungsgrade bei gleichzeitig hohen Betondruckfestigkeiten (vgl. Abb. 8-11 und Abb. 8-12, unten rechts) deutlich auf der sicheren Seite. Die genauen Zahlenwerte auf denen die Diagramme aufbauen sind in Tabelle 8-21 für die Modellierung und in

Tabelle 8-22 für den Bemessungsvorschlag zu finden. Bei den Betrachtungen wird nur der Querschnitt mit 250 mm Außenabmessungen dargestellt. Die in Tabelle 8-21 blau hinterlegten Felder zeigen diejenigen Werte, die ausschließlich numerisch ermittelt worden sind, wohingegen die nicht markierten Felder durch das Versuchsprogramm abgedeckt sind.

Tabelle 8-21: Bezogener Ausnutzungsgrad  $\eta$  (Programm)

Bezeichnung	C25/30	C30/37	C40/50	C50/60
1 %	1,07	1,03	0,91	0,79
2 %	0,96	0,94	0,83	0,71
3,1 %	0,85	0,83	0,74	0,64
6,3 %	0,65	0,63	0,58	0,52
9,4 %	0,52	0,50	0,46	0,43

Tabelle 8-22: Bezogener Ausnutzungsgrad  $\eta$  bestimmt aus  $\eta_1 \cdot \eta_2$

Bezeichnung	C25/30	C30/37	C40/50	C50/60
1 %	$1,04 \cdot 1,00 = 1,04$	$0,99 \cdot 1,00 = 0,99$	$0,88 \cdot 1,00 = 0,88$	$0,78 \cdot 1,00 = 0,78$
2 %	$1,04 \cdot 0,92 = 0,95$	$0,99 \cdot 0,92 = 0,90$	$0,88 \cdot 0,92 = 0,81$	$0,78 \cdot 0,92 = 0,71$
3,1 %	$1,04 \cdot 0,82 = 0,85$	$0,99 \cdot 0,82 = 0,81$	$0,88 \cdot 0,82 = 0,72$	$0,78 \cdot 0,82 = 0,64$
6,3 %	$1,04 \cdot 0,63 = 0,65$	$0,99 \cdot 0,63 = 0,62$	$0,88 \cdot 0,63 = 0,55$	$0,78 \cdot 0,63 = 0,49$
9,4 %	$1,04 \cdot 0,50 = 0,52$	$0,99 \cdot 0,50 = 0,50$	$0,88 \cdot 0,50 = 0,44$	$0,78 \cdot 0,50 = 0,39$

Anstelle der Herstellung eines Bezugs auf den Stützenquerschnitt über den bezogenen Ausnutzungsgrad  $\eta$  kann auch der Bezug zu der Tragfähigkeit des LC-Elements selbst herangezogen werden. Hierbei wird nachfolgend die vollplastische Tragfähigkeit des Leichtbetons berücksichtigt. Das LC-Element hat eine Außenabmessung von 244 mm x 244 mm und eine Bemessungsdruckfestigkeit  $f_{lcd}$  von 21,33 N/mm<sup>2</sup>. Entsprechend der Prüfkörpergeometrie im eingebauten Zustand wird auf der sicheren Seite die Zylinderdruckfestigkeit angesetzt. Die kreisrunde Öffnung in der Mitte und die ausmittige Belastung sind in Abzug zu bringen. Daher ergibt sich eine Bemessungstragfähigkeit von:

$$R_d = \left[ a^2 \cdot \left(1 - 2 \frac{e}{a}\right) - \pi \cdot \frac{d^2}{4} \right] \cdot f_{lcd} \quad \text{Gl. 8-20}$$

$$R_d = \left[ 244^2 \cdot \left(1 - 2 \frac{20}{244}\right) - \pi \cdot \frac{75^2}{4} \right] \cdot 21,3 = 967 \text{ kN} \quad \text{Gl. 8-21}$$

Die Bemessungswerte der numerischen Berechnung des Stützenanschlusses werden der in Gl. 8-20 dargestellten Bemessungstragfähigkeit des LC-Elements gegenübergestellt (siehe Tabelle 8-23).

Tabelle 8-23: Ausnutzungsgrad  $\eta_{LC\text{-Element}}$  bezogen auf die Tragfähigkeit des LC-Elements

Bezeichnung	C25/30	C30/37	C40/50	C50/60
1 %	0,92	1,04	1,16	1,23
2 %	1,01	1,13	1,21	1,24
3,1 %	1,07	1,16	1,22	1,24
6,3 %	1,14	1,19	1,24	1,25
9,4 %	1,15	1,19	1,24	1,25

Aus

$$R_d = \left[ 244^2 \cdot \left(1 - 2 \frac{20}{244}\right) - \pi \cdot \frac{75^2}{4} \right] \cdot 21,3 = 967 \text{ kN} \quad \text{Gl. 8-21}$$

Die Bemessungswerte der numerischen Berechnung des Stützenanschlusses werden der in Gl. 8-20 dargestellten Bemessungstragfähigkeit des LC-Elements gegenübergestellt (siehe Tabelle 8-23).

Tabelle 8-23 ist ersichtlich, dass das LC-Element in fast allen Fällen Traglasten erreicht, die über der einaxialen Tragfähigkeit des Querschnittes liegen. Dies lässt sich dadurch erklären, dass der Beton ober- und unterhalb des Elements sowie der Zusatzbügel im Element selbst eine Querdehnungsbehinderung für das LC-Element darstellt und hierdurch ein mehrachsiger Druckspannungszustand und somit eine Steigerung der Druckfestigkeit erreicht werden kann. Die hierdurch eingebrachten Querspannungen in den Normalbeton werden wie bereits erläutert durch die Decke (oberhalb des LC-Elements) und durch die Zusatzbügel (unterhalb des Elements) aufgenommen.

### 8.7.2 Horizontallast

Um die Horizontallast aus Anprall über den Stützenanschluss abzutragen, ist es erforderlich die horizontalen Fugen zu bemessen. Hierbei sind insgesamt drei Schichten zu betrachten. Die Schicht zwischen dem Stützenbeton und dem Vergussmörtel, zwischen dem Vergussmörtel und dem LC-Element sowie zwischen dem LC-Element und der Decke. Die Stirnfläche der Stütze wird nach dem Verdichten nicht geglättet. Auch die Oberseite des LC-Elements ist aufgrund der körnigen Oberfläche als glatt bis rau zu bewerten. Die Fuge zwischen dem LC-Element und dem Vergussmörtel ist hingegen sehr glatt, daher stellt diese Fuge die kritische und somit nachzuweisende Fuge dar. Die Einwirkung  $v_{\text{Edi}}$  muss kleiner sein als der Tragwiderstand  $v_{\text{Rdi}}$ , der sich nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), (6.25) wie folgt bestimmen lässt:

$$v_{\text{Edi}} \leq v_{\text{Rdi}} = c \cdot f_{\text{ctd}} + \mu \cdot \sigma_n \leq 0,1 \cdot f_{\text{cd}} \quad \text{Gl. 8-22}$$

Dabei sind

$c$  und  $\mu$       Beiwert, der von der Rauigkeit abhängt [-];

$f_{\text{ctd}}$           Bemessungswert der Betonzugfestigkeit [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ];

$\sigma_n$           Spannung infolge der minimalen Normalkraft rechtwinklig zur Fuge [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ].

Die Einwirkung ergibt sich aus der Anpralllast  $H_{\text{d,Anprall}}$ , die sich nach Abschnitt 0 im ungünstigsten Fall zu 12,4 kN ergibt. Umgelegt auf die überdrückte Fläche des LC-Elements bei maximaler Ausmitte von  $e/h = 0,2$   $A_{\text{LC-Element,netto}} = 307 \text{ cm}^2$  ergibt sich ein Bemessungswert der Schubkraft in der Fuge von  $v_{\text{Edi}} = 0,4 \text{ N}/\text{mm}^2$ .

Für sehr glatte Fugen ergeben sich nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013) die Beiwerte  $c = 0$  und  $\mu = 0,5$ . Unter Beachtung der Obergrenze  $0,1 \cdot f_{\text{cd}}$  folgt aus Gl. 8-22, dass der maximale anzusetzende Widerstand  $v_{\text{Rdi}}$  bei einer Spannung  $\sigma_n$  von  $0,2 \cdot f_{\text{cd}}$  erreicht wird.

Unter Verwendung der Einwirkung von  $v_{\text{Edi}} = 0,4 \text{ N}/\text{mm}^2$  lässt sich Gl. 8-22 nach der erforderlichen vertikalen Spannung  $\sigma_n$  umstellen, die sich auf  $0,8 \text{ N}/\text{mm}^2$  beläuft. Zurück gerechnet

zu einer erforderlichen vertikalen Auflast ergibt sich eine erforderliche Auflast von 25,3 kN, um den Lastfall Anprall abtragen zu können. Zugleich liegt die erforderliche vertikale Spannung mit  $0,8 \text{ N/mm}^2$  unter der zulässigen Spannung von  $0,1 \cdot f_{cd}$ , die bei einem Beton der Festigkeitsklasse (C25/30)  $1,42 \text{ N/mm}^2$  beträgt. Da bereits das Eigengewicht der Decke deutlich über 25 kN liegt, ist der Nachweis der Übertragung der Horizontallasten aus dem Lastfall Anprall über den Stützenanschluss jederzeit erfüllt. Grundsätzlich sind in diesem Forschungsvorhaben nur Stützen ohne planmäßige Horizontallasten betrachtet worden. Falls der Stützenanschluss auch für Stützen mit planmäßigen Horizontallasten verwendet werden soll, ist die Fuge dann gesondert auf die dann vorherrschenden Horizontallasten zu bemessen.

## 8.8 Anwendungsgrenzen

Der vorliegende Bemessungsansatz ist nur für den „üblicher Hochbau“ nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), NA.1.5.2.5 zu verwenden. Dabei müssen die Nutzlasten gleichmäßig verteilt sein und kleiner als  $5,0 \text{ kN/m}^2$ . Der Lastfall Anprall eines PKW wurde bei der Auslegung des Stützenanschlusses berücksichtigt. Die entstehenden Horizontallasten können über die Reibung in den Fugen in die Decke abgetragen werden. Die Auswirkungen von Kriechen und Schwinden sind nur geringfügig größer als bei Stahlbetonstützen und können daher vernachlässigt werden. Weitere Vorgaben sind in folgender Tabelle zusammengefasst:

Tabelle 8-24: Anwendungsgrenzen und Randbedingungen

Bezeichnung	Anwendungsgrenzen
Betongüte der Stütze	C25/30 – C50/60
Längsbewehrungsgrad	$\leq 9 \%$
Horizontale Zusatzbügel	3 Zusatzbügel $\varnothing 10$ im Abstand von je 40 mm, die 20 mm unterhalb des LC-Elements beginnen
Festigkeit des LC-Elements	$\geq \text{LC40/44}$
Festigkeit des Vergussmörtels	$\geq \text{C55/67}$
Ausmitte $e/h$	0 – 0,20
Betondeckung $c_{\text{nom}}$	$\geq 40 \text{ mm}$
Außenabmessungen (quadr.)	250 mm – 400 mm
Höhe der Stütze	$> 2,75 \text{ m}$
Stützweitenverhältnis des Randfelds zum 1. Innenfeld	$0,5 \leq L_1/L_2 \leq 2$
Maximale Deckenspannweite	7,5 m
Mindestdicke der Decke	25 cm (25 cm - Stütze); 30 cm (40 cm - Stütze) Für je 0,5 m geringere Deckenspannweite folgt 1 cm geringere Deckendicke
Abstand des Endes der Längsbewehrung zur Unterkante des LC-Elements	20 mm

Wichtig zu beachten ist, dass die Stütze auf der sicheren Seite liegend beim Lastfall knicken als ideale Pendelstütze zu betrachten ist, da das geringere E-Modul des Leichtbetons bei einer vorhandenen Verdrehung zu einem geringeren Einspannmoment als bei einer durchgängig

---

bewehrten Stahlbetonstütze führt. Alternativ kann durch zusätzliche, hierin nicht mehr durchgeführte Untersuchungen, geprüft werden, welcher Einspanngrad in der Realität auftritt und somit in der Berechnung angesetzt werden darf. Normativ wird für Druckglieder ohne planmäßige Ausmitte eine Mindestausmitte  $e = h/30 > 20$  mm gefordert. Diese Mindestausmitte wird für Pendelstützen stets verwendet, auch wenn die Stützen monolithisch an die Decke angeschlossen sind (vgl. Abschnitt 4.3). Unter Beachtung erforderlicher Deckendicken, des geringeren E-Moduls des Stützenanschlusses und dem Vergleich zwischen der maximalen Vertikalkraft und der Vertikalkraft bei maximaler Ausmitte konnte gezeigt werden, dass für eine Ausmitte von 2 cm stets eingehalten wird.

## 9 Zusammenfassung (AP 12)

Im Zuge der steten Verschärfung der Energie-Einspar-Verordnung (EnEV) ist bei Neubauten eine weitere Verbesserung der Gebäudehülle im Hinblick auf den Wärmedurchgang erforderlich. Dies führt zu einem zunehmend größeren Einfluss der Wärmebrücken auf den Gesamtwärmeverlust des Gebäudes. Eine Vermeidung oder Reduzierung dieser Wärmebrücken kann erheblich dazu beitragen, eine Erhöhung der Gebäudequalität zu erreichen und somit den künftigen Anforderungen an energieeffizientes Bauen gerecht zu werden. Zur thermischen Trennung im Bereich überwiegend druckbeanspruchter Stützen gibt es noch keine entsprechende Lösung. Ziel dieses Forschungsvorhabens ist die Entwicklung eines Stützenanschlusses, welcher eine ausreichende thermische Entkopplung der Stahlbetonstütze (im Bereich kalter Außenluft) von der Stahlbetondecke (warmer Innenraum) ermöglicht und gleichzeitig hohe Normalkräfte übertragen kann. Das Hauptanwendungsgebiet des Stützenanschlusses wird bei Wohn- und Bürogebäuden mit Tiefgaragen gesehen.

Im theoretischen Teil des Forschungsvorhabens wurden zunächst die einzelnen bauphysikalischen Einflüsse Brand, Wärme, Feuchte, Licht und Schall untersucht und die daraus folgenden Anforderungen an den Stützenanschluss zusammengestellt (vgl. Kapitel 2). Als wesentlich zeigte sich insbesondere die Vorgabe, dass das Bauelement in den tragenden Teilen aus „nichtbrennbaren“ Materialien bestehen muss. Zugleich ist es erforderlich, dass über den Stützenanschluss weniger Wärme übertragen wird, als bei einer durchgehenden Stahlbetonstütze. Für eine erfolgreiche Anwendung in der Praxis ist es darüber hinaus erforderlich, dass der Stützenanschluss nicht nur weniger Wärmeverluste erzeugt als eine durchgehende Stahlbetonstütze, sondern auch weniger Wärmeverluste erzeugt, als die konstruktive Lösung mit Dämmung am Stützenkopf. Hinsichtlich der Einhaltung der weiteren bauphysikalischen Anforderungen (Feuchte, Licht und Schall) ergeben sich keine weiteren Vorgaben für das Bauelement.

Um die in Kapitel 2 dargestellte Anforderung eine niedrigere Wärmeübertragung gegenüber der konstruktiven Lösung mit Dämmung am Stützenkopf quantifizieren zu können wurde ein FE-Modell erstellt um den Wärmefluss der Konstruktion berechnen zu können. Die dafür erforderlichen Grundlagen und das sich ergebende Modell sind in Kapitel 3 dargestellt. Mithilfe des FE-Modells konnte der erforderliche über den Stützenanschluss gemittelte Wärmedurchgangskoeffizient von  $\lambda = 0,8 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$  bestimmt werden, um eine der konstruktiven Lösung entsprechenden Wärmeverlust zu erreichen. Vorgreifend auf Ergebnisse, die in den folgenden Kapiteln erläutert werden, wurde der Wärmefluss des Stützenanschlusses ebenfalls in der finalen Form analysiert und demjenigen der Referenzkonstruktion gegenübergestellt. Es zeigte sich, dass z. T. erhebliches Einsparpotential vorhanden ist und der Wärmeverlust an der Wärmebrücke gegenüber der konstruktiven Lösung mit Dämmung am Stützenkopf signifikant verringert werden kann. Hierbei sind Einsparpotentiale von bis 50 % gegenüber der konstruktiven Lösung möglich. Für einen üblichen Längsbewehrungsgrad der Stütze von  $\rho_1 = 0,03$  ergibt sich eine Einsparung gegenüber der Dämmung am Stützenkopf von mindestens 10 %.

Zudem wurden aus statischer Sicht Vorgaben und Abgrenzungen erarbeitet und in Kapitel 4 dargestellt. In diesem Vorhaben werden nur Gebäude behandelt, die im Rahmen des üblichen Hochbaus liegen, daher ist höchstens eine Flächenlast von  $5,0 \text{ kN/m}^2$  gestattet. Für die übliche Bauausführung von Stützen und Flachdecken ergibt sich bei Einhaltung eines Spannweitenverhältnisses von  $0,5 \leq l_1/l_2 \leq 2,0$ , einer maximalen Spannweite von  $7,5 \text{ m}$  und einer von den Außenabmessungen der Stütze abhängigen dazugehörigen erforderlichen Deckenstärke, die eine Ausmitte der Belastung für den maßgebenden Bemessungslastfall, geringer ist als die Mindestausmitte  $e = h/300 \geq 20 \text{ mm}$  für zentrisch belastete Querschnitte. Aus diesem Grund werden die gleichen Anforderungen an den Stützenanschluss, wie auch an eine durchgehende Stahlbetonstütze, gestellt. Für andere statische Systeme mit Unterzügen und/oder Konsolen ergeben sich die Belastungen aus der Statik und die Stützen werden nicht pauschal als Pendelstützen berechnet, wie dies bei Stützen, die monolithisch an Flachdecken angeschlossen sind, gängige Baupraxis ist. Grundsätzlich lässt sich keine erforderliche Traglast als quantitativer Wert festlegen, daher wurde das Ziel der Erreichung der Tragfähigkeit des Stahlbetonquerschnittes ausgegeben. Ferner ist der Stützenanschluss für eine horizontale Last für den Lastfall Anprall von  $3,7 \text{ kN}$  bzw.  $12,4 \text{ kN}$  für den ungünstigsten Fall auszulegen.

In Kapitel 5 wurden mittels einer Literaturrecherche identifizierte Materialien anhand von statischen, bauphysikalischen und ökonomischen Kriterien bewertet. Als geeignete Materialien für den Stützenanschluss erwiesen sich hierbei Leichtbeton und ultrahochfester Beton. Darauf aufbauend wurden theoretische Varianten zur Ausbildung des Stützenanschlusses entwickelt und in Kapitel 5 vorgestellt. Die Varianten wurden anhand eines Bewertungsschemas einander gegenübergestellt und hierdurch die beiden geeignetsten Varianten identifiziert. In der einen Variante erfolgt die Übertragung der Druckkraft mithilfe eines vollflächigen Leichtbetonelements und in der anderen Variante wird der Stützenanschluss aus einem quadratischen UHPC-Hohlprofil gebildet.

Im experimentellen Teil wurden die beiden in Kapitel 5 identifizierten Ausführungsvarianten der Stützenanschlüsse (vollflächiger Leichtbeton sowie quadratisches UHPC-Hohlprofil) in einem umfangreichen Versuchsprogramm hinsichtlich des Tragverhaltens analysiert. Dabei war das Ziel eine hohe Ausnutzung der Querschnittstragfähigkeit der Stütze zu erreichen. Das gesamte Versuchsprogramm ist in Kapitel 6 ausführlich dargelegt worden. Zusammenfassend wurden die Ausmitte der Normalkraft, der kritische Bereich unterhalb des Leichtbetonelements sowie verschiedene Betondruckfestigkeiten untersucht. Des Weiteren wurde die Möglichkeit zur Traglaststeigerung mithilfe eines UHPC-Kerns untersucht. Die Versuche mit einem UHPC-Hohlprofil verliefen nicht erfolgreich und somit wurde diese Variante nicht weiter verfolgt. Im Zuge möglicher Einbau-Varianten wurden zusätzliche Kleinkörperversuche hinsichtlich der Tragfähigkeit der Kontaktzone des Elements bei einem Aufbringen auf Frischbeton untersucht, um den Arbeitsschritt des Vergießens mit Vergussmörtel zu vermeiden. Es zeigte sich jedoch, dass dies mit Traglastabminderungen einhergeht und wurde daher nicht mehr weiter verfolgt.

---

In Kapitel 7 wurde das entwickelte FE-Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit, sowie den hinterlegten Materialmodellen beschrieben. Die Nachrechnung der Versuche mithilfe der untersuchten Größen zeigte, dass die FE-Modellierung hinsichtlich der Tragfähigkeit, der Verformung, des Rissbildes und der Dehnung der Bewehrung gut mit den Versuchen übereinstimmt.

Mithilfe des in Kapitel 7 beschriebenen FE-Modells zur Traglastberechnung, mit dem eine zuverlässige Vorhersage der Versagenslast ermöglicht wird, wurde ein Bemessungsansatz entwickelt (Kapitel 8), der möglichst einfach in der Anwendung ist. Anhand von Parameterstudien wurde festgestellt, dass nur der Bewehrungsgrad, die Betondruckfestigkeit und die Außenabmessung der Stütze unter den untersuchten Parametern einen wesentlichen Einfluss auf den Ausnutzungsgrad der Querschnittstragfähigkeit besitzen. Der über den Bemessungsvorschlag ermittelte Abminderungsfaktor wird mit der Querschnittstragfähigkeit der Stahlbetonstütze multipliziert und ergibt die Tragfähigkeit des Stützenanschlusses. Die sich so ergebenden Tragfähigkeiten können schnell und einfach ermittelt werden und sind nachweislich auf der sicheren Seite.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass der neuartige Stützenanschluss, bestehend aus einem 244 x 244 x 100 [mm] großen Leichtbetonelement mit einer kreisrunden Rüttelöffnung (75 mm) in der Mitte und einem horizontalen Bügel auf halber Höhe, eine hohe Tragfähigkeit aufweist, kostengünstig ist und zugleich die punktuelle Wärmebrücke maßgeblich reduziert. Aus diesen Gründen wird mit einer zeitnahen Umsetzung der Forschungsergebnisse in ein zugelassenes Bauprodukt gerechnet.



---

## 10 Literaturverzeichnis

**Abaqus (2014):** Abaqus 6.14 - Analysis user's guide. Volume 3 - Materials, Dassault Systèmes, Providence, RI, USA, 2014.

**ATENA Program Documentation - Part I: Theory (2016):** ATENA Program Documentation - Part I: Theory. Červenka Consulting s.r.o., Prag, 2016.

**BauO NRW (2000):** Landesbauordnung Nordrhein-Westfalen. Düsseldorf, 2000.

**BRL (Dezember 2014):** Bauregelliste A, Bauregellisten B sowie Liste C. 2014/2, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2014.

**Model Code 1990 (1993):** CEB-FIP Model Code 1990. Lausanne, 1993.

**DAfStb - Heft 561 (2008):** DAfStb - Heft 561: Sachstandsbericht UHPC. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2008.

**DAfStb - Heft 175 (1965):** DAfStb - Heft 175: Kritische Spannungszustände des Betons bei mehrachsiger, ruhender Kurzzeitbelastung. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1965.

**DAfStb - Heft 240 (1991):** DAfStb - Heft 240: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formveränderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045, Ausgabe Juli 1988. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1991.

**DAfStb - Heft 447 (1995):** DAfStb - Heft 447: Auswertung von Versuchen zur mehrachsigen Betonfestigkeit, die an der Technischen Universität München durchgeführt wurden. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1995.

**DAfStb Heft 600 (2012):** DAfStb - Heft 600: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2). Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2012.

**DIN 1045-1 (August 2008):** DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2008.

**DIN EN 1991-1-2 (Dezember 2010):** DIN EN 1991-1-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen - Brandeinwirkungen auf Tragwerke; Deutsche Fassung EN 1991-1-2:2002 + AC:2009. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.

**DIN EN 1991-1-2/NA (Dezember 2010):** DIN EN 1991-1-2/NA Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen - Brandeinwirkungen auf Tragwerke. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.

**DIN EN 1992-1-2 (Dezember 2010):** DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004 + AC:2008. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.

**DIN EN 1992-1-2/NA (Dezember 2010):** DIN EN 1992-1-2/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton-

---

und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.

**DIN 4108-2 (Februar 2013):** DIN 4108-2: Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden - Teil 2: Mindestanforderungen an den Wärmeschutz. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2013.

**DIN 4108-4 (Februar 2013):** DIN 4108-4: Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden - Teil 4: Wärme- und feuchteschutztechnische Bemessungswerte. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2013.

**DIN 4108, Beiblatt 2 (März 2006):** DIN 4108 Beiblatt 2 Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden - Wärmebrücken - Planungs- und Ausführungsbeispiele. Beuth Verlag, Berlin, 2006.

**DIN EN ISO 10211 (April 2008):** DIN EN ISO 10211: Wärmebrücken im Hochbau - Wärmeströme und Oberflächentemperaturen - Detaillierte Berechnungen (ISO 10211:2007); Deutsche Fassung EN ISO 10211:2007. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2008.

**DIN EN 13501-1 (Januar 2010):** DIN EN 13501-1 - Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten - Teil 1: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Prüfungen zum Brandverhalten von Bauprodukten; Deutsche Fassung EN 13501-1:2007+A1:2009. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.

**DIN EN 1990 (Dezember 2010):** DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.

**DIN EN 1990/NA (Dezember 2010):** DIN EN 1990/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.

**DIN EN 1991-1-1 (Dezember 2010):** DIN EN 1991-1-1: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002 + AC:2009. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.

**DIN EN 1991-1-1/NA (Dezember 2010):** DIN EN 1991-1-1/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.

**DIN EN 1991-1-3 (Dezember 2010):** DIN EN 1991-1-3: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-3:2003 + AC:2009. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.

---

**DIN EN 1991-1-3/NA (Dezember 2010):** DIN EN 1991-1-3/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.

**DIN EN 1991-1-4 (Dezember 2010):** DIN EN 1991-1-4: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005 + A1:2010 + AC:2010. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.

**DIN EN 1991-1-4/NA (Dezember 2010):** DIN EN 1991-1-4/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.

**DIN EN 1991-1-7 (Dezember 2010):** DIN EN 1991-1-7: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-7:2006 + AC:2010. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.

**DIN EN 1991-1-7/NA (Dezember 2010):** DIN EN 1991-1-7/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.

**DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011):** DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:201. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2011.

**DIN EN 1992-1-1/A1 (März 2015):** DIN EN 1992-1-1/A1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004/A1:2014. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2015.

**DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013):** DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2013.

**DIN EN 1996-1-1 (Februar 2013):** DIN EN 1996-1-1: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Deutsche Fassung EN 1996-1-1:2005+A1:2012. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2013.

**DIN EN ISO 10456 (Mai 2010):** DIN EN ISO 10456: Baustoffe und Bauprodukte - Wärme- und feuchtetechnische Eigenschaften - Tabellierte Bemessungswerte und Verfahren zur Bestimmung der wärmeschutztechnischen Nenn- und Bemessungswerte (ISO 10456:2007 + Cor. 1:2009); Deutsche Fassung EN IS. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.

**DIN EN ISO 13789 (April 2008):** DIN EN ISO 13789 - Wärmetechnisches Verhalten von Gebäuden - Spezifischer Transmissions- und Lüftungswärmedurchgangskoeffizient -

---

Berechnungsverfahren (ISO 13789:2007); Deutsche Fassung EN ISO 13789:2007. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2008.

**DIN EN ISO 6946 (April 2008):** DIN EN ISO 6946: Bauteile - Wärmedurchlasswiderstand und Wärmedurchgangskoeffizient - Berechnungsverfahren (ISO 6946:2007); Deutsche Fassung EN ISO 6946:2007. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2008.

**DIN EN 1990/NA/A1 (August 2012):** DIN EN 1990/NA/A1: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Änderung A1. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2012.

**DIN V 4108-6 (Juni 2003):** DIN V 4108-6: Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden - Teil 6: Berechnung des Jahresheizwärme- und des Jahresheizenergiebedarfs. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2003.

**DIN 4102-1 (Mai 1998):** DIN 4102 - Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen - Teil 1: Baustoffe; Begriffe, Anforderungen und Prüfungen. Beuth Verlag, Berlin, 1998.

**DIN 4108-3 (November 2014):** DIN 4108-3: Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden - Teil 3: Klimabedingter Feuchteschutz – Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für Planung und Ausführung. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2014.

**DIN 4109 (November 1989):** DIN 4109 Schallschutz im Hochbau - Nachweise und Anforderungen. November 1989, Beuth, Berlin, 1989.

**E DIN EN ISO 10211 (Juni 2015):** DIN EN ISO 10211: Wärmebrücken im Hochbau - Wärmeströme und Oberflächentemperaturen - Detaillierte Berechnungen (ISO/DIS 10211:2015); Deutsche und Englische Fassung prEN ISO 10211:2015. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2015.

**E DIN EN 1992-1-1/NA/A1 (Juni 2015):** E DIN EN 1992-1-1/NA/A1: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Änderung A1. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2015.

**E DIN EN ISO 14683 (Juni 2015):** E DIN EN ISO 14683 - Wärmebrücken im Hochbau - Längenbezogener Wärmedurchgangskoeffizient - Vereinfachte Verfahren und Anhaltswerte (ISO/DIS 14683:2015); Deutsche und Englische Fassung prEN ISO 14683:2015. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2015.

**E DIN EN ISO 6946 (Juni 2015):** E DIN EN ISO 6946: Bauteile - Wärmedurchlasswiderstand und Wärmedurchgangskoeffizient - Berechnungsverfahren (ISO/DIS 6946:2015); Deutsche und Englische Fassung prEN ISO 6946:2015. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2015.

**E DIN 18195 (Juni 2015):** E DIN 18195. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2015.

**EnEG (2013):** Energieeinsparungsgesetz. Bundesgesetzblatt Jahrgang 2013 Teil I Nr. 36, ausgegeben zu Bonn am 12. Juli 2013, Bonn, 2013.

---

**EnEV (2009):** Energieeinsparverordnung. 2009.

**EnEV (2014):** Energieeinsparverordnung. BGBl. I, Nr. 67, vom 21. November 2013, S. 3951, Bonn, 2014.

**Forschungsbericht TU Darmstadt (2012):** Forschungsbericht F12-6-2012 - Bestimmung der maßgebenden Einwirkungskombinationen nach DIN EN 1990 zur rationellen Bemessung von Stahlbetonbauteilen im üblichen Hochbau. Darmstadt, 2012.

**Forschungsbericht TU Darmstadt (2013):** Forschungsbericht F12-11-2013 - Schneidenlagerung von Betonfertigteilen auf Stahlrohren - Bauteilversuche und numerische Modellierung. Darmstadt, 2013.

**HBO (2011):** Hessische Bauordnung. Auflage 12. Dezember 2012, Wiesbaden, 2011.

**DAfStb Heft 313 (1980):** DAfStb - Heft 313: Spannungs-Dehnungs-Linien von Leichtbeton. Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 1980.

**DAfStb Heft 344 (1983):** DAfStb - Heft 344: Versuche zur Teilflächenbelastung von Leichtbeton für tragende Konstruktionen. Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 1983.

**DAfStb - Heft 415 (1990):** DAfStb - Heft 415: Programmgesteuerte Berechnung beliebiger Massivbauquerschnitte unter zweiachsiger Biegung mit Längskraft (Programm Masque). Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1990.

**DAfStb - Heft 525 (2003):** DAfStb - Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045-1. Heft 525, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2003.

**Informationsbroschüre - NE-Metalle (2008):** Informationsbroschüre - NE-Metalle - Normen, Richtlinien, Hinweise. Max Cochius GmbH, Berlin, 2008.

**Informationsbroschüre Edelstahl Rostfrei (2015):** Informationsbroschüre Edelstahl Rostfrei – Eigenschaften. <http://www.edelstahl-rostfrei.de>, Informationsstelle Edelstahl Rostfrei, Düsseldorf, 2015.

**Keramverband (2015):** Verband der Keramischen Industrie e.V.. [http://www.keramverband.de/brevier\\_dt/5/3/3/5\\_3\\_3\\_3.htm](http://www.keramverband.de/brevier_dt/5/3/3/5_3_3_3.htm), Homepage, Selb, 2015.

**MBO (2012):** Musterbauordnung Fassung 2002 zuletzt geändert durch Beschluss der Bauministerkonferenz vom 21.09.2012.

**NE-Metalle (2008):** NE-Metalle - Normen, Richtlinien, Hinweise. [www.cochius.de/media/PDF/Cochius\\_Normen-Richtlinien-Hinweise.pdf](http://www.cochius.de/media/PDF/Cochius_Normen-Richtlinien-Hinweise.pdf), ThyssenKrupp Materials International GmbH, Essen, 2008.

**Online Handbuch SOFiSTiK (2015):** Online Handbuch SOFiSTiK. <http://www.sofistik.de/support/online-einfuehrung-ssdsoplus-2014/>, SOFiSTiK AG - Homepage, Oberschleißheim, 2015.

**Merkblatt Pagel (2016):** PAGEL®-VERGUSS. Technisches Merkblatt 0201-0203, Essen, 2016.

---

**F12-11-2013 TU Darmstadt (2013):** Forschungsbericht F12-11-2013 - Schneidenlagerung von Betonfertigteilen auf Stahlrohren - Bauteilversuche und numerische Modellierung. Darmstadt, 2013.

**Produktinfo COMPACTLAGER S 65 (2015):** Produktinfo COMPACTLAGER S 65. <http://www.calenberg-ingenieure.de/pr-hochbau-sb-elastomere-compactlager-s-65.htm>, Calenberg Ingenieure GmbH, Salzhemmendorf, 2015.

**Produktinfo COMPACTLAGER S 70 (2015):** Produktinfo COMPACTLAGER S 70. <http://www.calenberg-ingenieure.de/pr-hochbau-sb-elastomere-compactlager-s-70.htm>, Calenberg Ingenieure GmbH, Salzhemmendorf, 2015.

**Produktinfo KERNCOMPACTLAGER (2012):** Produktinfo KERNCOMPACTLAGER. 5. Auflage, Calenberg Ingenieure GmbH, Salzhemmendorf, 2012.

**Richtlinie 2010/31/EU (Mai 2010):** Richtlinie 2010/31/EU des europäischen Parlaments und des Rates über die Gesamtenergieeffizienz von Gebäuden. Amtsblatt der Europäischen Union L 153/13, 2010.

**VDI 4100 (Oktober 2012):** VDI 4100 Schallschutz im Hochbau Wohnungen Beurteilung und Vorschläge für erhöhten Schallschutz. Beuth, Düsseldorf, 2012.

**Werkstoffe des Bauwesens Glas (2008):** Vorlesungsskript Werkstoffe des Bauwesens Glas. Institut für Werkstoffe des Bauwesens der Universität der Bundeswehr München, München, 2008.

**Zeier (2010):** Diplomarbeit - Entwicklung eines baupraktischen Bemessungsansatzes für den Anschluss von Rohrstützen an Betonkonstruktionen. Darmstadt, 2010.

**Bachmann, Hubert; Steinle, Alfred; Hahn, Volker (2009):** Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau. In: Beton-Kalender 2009, 978-3-433-01854-5, Ernst & Sohn Verlag, 2009.

**Baradiy, Saad (2013):** Schallschutz in Wohngebäuden : Planung und Auslegung nach DIN 4109 und VDI 4100. 9783865863379, Forum-Verl. Herkert, Mering, 2013.

**Bazant, Z. P. (1984):** Microplane Model for Strain-Controlled Inelastic Behaviour. Mechanics of Engineering Materials, S.45-59, John Wiley & Sons Ltd, London, 1984.

**Bažanta, Z.P.; Becq-Giraudonb, E. (2002):** Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard. Cement and Concrete Research, Vol. 32, Heft 4, S.529-556, Northwestern University, 2002.

**Bažant, Z. P.; Oh, B. H. (1983):** Crack band theory for fracture of concrete.. Materials and Structures, Vol. 16, S.155-177, Rilem, 1983.

**Bazant, Z. P.; Xiang, Y.; Adley, M. D.; Prat, P. C.; Akers, S. A. (1996b):** Microplane model for concrete. II: Data delocalization and verification. Journal Engineering Mechanics, Vol. 122, Heft 3, S.255–262, ASCE, 1996.

---

**Bazant, Z. P.; Xiang, Y.; Prat, P. C. (1996a):** Microplane model for concrete. I: Stress-strain boundaries and finite strain. *Journal Engineering Mechanics*, Vol. 122, Heft 3, S.245–254, ASCE, 1996.

**Bogusch, Norbert; Duzia, Thomas (2012):** Basiswissen Bauphysik - Grundlagen des Wärme- und Feuchteschutzes. 978-3-8167-8613-9, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 2012.

**Bounin, Katrina; Graf, Walter; Schulz, Peter (2010):** Schallschutz, Wärmeschutz, Feuchteschutz, Brandschutz - Handbuch Bauphysik. 9783421037701, Dt. Verl.-Anst, München, 2010.

**Cervenka, J.; Papanikolaou, V. K. (2008):** Three dimensional combined fracture–plastic material model for concrete. *International Journal of Plasticity*, Vol. 24, Heft 12, S.2192–2220, Elsevier, 2008.

**Cervenka, V.; Pukl, R.; Ozbolt, J.; Eligehausen, R. (1995):** Mesh sensitivity Effects in Smeared Finite Element Analysis of Concrete Fracture. *Proceedings of FRAMCOS2*, S.1387-1396, Zurich, 1995.

**Chinn, J.; Zimmermann, R.M. (1965):** Behavior of Plain Concrete under Various High Triaxial Compression Loading Conditions. *Forschungsbericht*, Air Force Weapons Laboratory, New Mexiko, 1965.

**De Borst, R. (1986):** Non-linear analysis of frictional materials. Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, Delft, 1986.

**Eibl, J.; Aschl, H.; Bobrowski, J.; Cedolin, L.; Garas, F.K.; Gerstle, K.H.; Hilsdorf, H. (1983):** Concrete under multiaxial states of stress — Constitutive equations for practical design. *CEB Bulletin d'Information*, Vol. 156, Lausanne, 1983.

**Faust, T. (2003):** Bauingenieur-Praxis: Leichtbeton im Konstruktiven Ingenieurbau. 3-433-01613-5, Ernst & Verlag GmbH, Berlin, 2003.

**Fehling, E.; Schmidt, M.; Teichmann, T.; Bunje, K. (2005):** Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung ultrahochfester Betone (UHPC). *Forschungsbericht an die DFG FE 497/1-1*, Universität Kassel, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Kassel, 2005.

**Feldmann, Rainer; Becker, Thomas (2008):** Wärmebrücken in der Bestandssanierung - Leitfaden für Fachplaner und Architekten. 04/2008, Deutsche Energie-Agentur GmbH (dena), Berlin, 2008.

**fib Bulletin No. 42, (2008):** Constitutive modelling of high strength/ high performance concrete. *fib Bulletin No. 42* fib Bulletin No. 42, 978-2-88394-082-6, Lausanne, 2008.

**Fingerloos, Frank; Hegger, Josef; Zilch, Konrad (2012):** Eurocode 2 für Deutschland - DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit nationalem Anhang ; kommentierte Fassung. S.XIX, 388 S, 3410200886, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2012.

- Graubner, Carl-Alexander; Grziwa, Ulf; Heimann, Martin; Proske, Tilo (2012):** Erforderliche Verankerungslänge bei Winkelhaken – Wirtschaftliche Verankerung der Betonstahlbewehrung in Betonfertigteilen. Proceedings, 56. BetonTage, BFT International, 78. Jahrgang, Ulm, 2012.
- Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S. (2001):** Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften.. Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 2001.
- Grziwa, Ulf; Graubner, Carl-Alexander (2012):** Cost-efficient anchorage of steel reinforcement with standard bend. Bond in Concrete 2012 – Fourth International Symposium, Brescia, Italy, 2012.
- Grziwa, Ulf; Proske, Tilo; Heimann, Martin; Graubner, Carl-Alexander (2012):** Verankerung der Bewehrung mit Winkelhaken in Stahlbetonbauteilen bei niedrigem Ausnutzungsgrad. In: Befestigungstechnik Bewehrungstechnik und ... II, ibidem-Verlag, Stuttgart, 2012.
- Häupl, Peter; Homann, Martin; Kölzow, Christian ; Riese, Olaf; Maas, Anton; Höfker, Gerrit; Nocke, Christian; Willems, Wolfgang (2013):** Lehrbuch der Bauphysik. 978-3-8348-1415-9, Springer Vieweg, Wiesbaden, 2013.
- Heimann, Martin (2012):** Reliability of highly stressed UHPC Slender Columns. Proceedings of the 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, Karlsruhe, 2012.
- Heimann, Martin (2013):** Dissertation: Tragwerkszuverlässigkeit hochbeanspruchter Druckglieder aus ultrahochfestem Beton. ISBN 978-3-942886-04-8, Darmstadt, 2013.
- Heimann, M.; Schmidt, H.; Tran, N. L.; Graubner, C.-A. (2013):** Zuverlässigkeit hochbeanspruchter Druckglieder aus UHPC. Beton- und Stahlbetonbau Heft 1, Ernst & Sohn Verlag, Wien, 2013.
- Herrmann, Michael; Haase, Walter (2013):** Tragverhalten biege- und querkraftbeanspruchter Bauteile aus funktional gradiertem Beton. Beton- und Stahlbetonbau, Volume 108, Heft 6, S.382-394, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2013.
- Hillerborg, A.; Modeer, M.; Petersson, P. E. (1976):** Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of FractureMechanics and Finite Elements. Cement and Concrete Research, Vol. 6, S.773-782, 1976.
- Hilsdorf, H. K. (1992):** Stoffgesetze für Beton in der CEB-FIP Mustervorschrift MC 90. In: Technologie und Anwendung der Baustoffe : zum 60. Geburtstag von Ferdinand S. Rostásy, S.95-104, Hrsg.: Budelmann, 3-433-01242-3, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 1992.
- Hordijk, D. A. (1991):** Local Approach to Fatigue of Concrete. Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, Delft, 1991.
- Hosser, Dietmar; Richter, Ekkehard; Kampmeier, Björn (2013):** Konstruktiver Brandschutz nach den Eurocodes. In: Beton-Kalender 2013 - Lebensdauer und Instandsetzung

---

- Brandschutz, S. Teil II 1 - 62, 978-3-433-03000-4, Ernst & Sohn GmbH & Co KG, Berlin, 2013.

**Kohoutek, J.; Tran, N. L.; Graubner, C.-A. (2014):** Bemessungsrelevante Einwirkungskombinationen im Hochbau. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 9, Ernst & Sohn, Berlin, 2014.

**König, Gert; Tue, Nguyen Viet; Saleh, Hossam; Kliver, Jochen (2003):** Herstellung und Bemessung stumpf gestoßener Fertigteilstützen. In: Beton + Fertigteil Jahrbuch, S.198-206, 3-936478-01-05, BertelsmannSpringer Bauverlag GmbH, Gütersloh, 2003.

**Kott, Alexander (2007):** Zum Trag- und Resttragverhalten von Verbundsicherheitsglas. VDF, Hochschulverl. an der ETH, Zürich, 2007.

**Kuchling, Horst (2014):** Taschenbuch der Physik. 21., aktualisierte Aufl., 9783446442184, Carl-Hanser-Verlag, Leipzig, 2014.

**Kupfer, H.; Hilsdorf, H.K.; Rusch, H. (1969):** Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 66, Heft 8, S.656-666, 1969.

**Lee, J.; Fenves, G. L. (1998):** Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 124, Heft 8, S.892-900, 1998.

**Lieberum, K.-H.; Proske, T. (2007):** Stahlbetonkopfbalken für Arcelor Profil Luxembourg S.A., Spundwandprofile, Versuchsteil 1 - Kleinkörperversuche. Untersuchungsbericht Nr. 56000010, TU Darmstadt, Institut für Massivbau, 2007.

**Lubliner, J.; Oliver, J.; Oller, S.; Oñate, E. (1989):** A Plastic-Damage Model for Concrete. International Journal of Solids and Structures, 25. Heft 3, S.299-329, 1989.

**Mari, A.; Bairán, J.; Cladera, A.; Oller, E.; Ribas, C. (2015):** Shear flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams. Structure and Infrastructure Engineering, Vol. 11, Heft 11, S.1399-1419, Taylor and Friends, 2015.

**Mechtcherine, V. (2001):** Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton. Dissertation, Universität Karlsruhe, Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruhe, 2001.

**Menetrey, P.; William, K.J. (1995):** Triaxial failure criterion for concrete and its generalization. Structural Journal, Vol. 92, Heft 3, S.311-318, ACI, 1995.

**Mills, L. L.; Zimmermann, R. M. (1970):** Compressive Strength of Plain Concrete Under Multiaxial Loading Conditions. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 67, Heft 10, S.802-807, 1970.

**Model Code 2010, (2013):** fib Model Code for Concrete Structures 2010. Model Code 2010 978-3-433-03061-5, Ernst & Sohn Verlag GmbH, 2013.

**Müller, H.S.; Reinhardt, H. W. (2009):** Beton. In: Beton-Kalender 2009, S.2-149, Hrsg.: Bergmeister; Fingerloos; Wörner, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2009.

- Müller, H. S.; Wiens, U. (2016):** Beton. In: Beton Kalender 2016: Beton im Hochbau, S.1-168, Hrsg.: Bergmeister; Fingerloos; Wörner, 9783433603413, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 2016.
- Ozbolt, J. (1995):** Maßstabeffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen. Habilitation, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1995.
- Peterson, P.E. (1980a):** Fracture energy of concrete: Method of determination. Cement and Concrete Research, Vol. 10, Heft 1, Pages 1-129 (January 1980), S.79-89, Elsevier, 1980.
- Peterson, P.E. (1980b):** Fracture energy of concrete: Practical performance and experimental results. Cement and Concrete Research, Vol. 10, Heft 1, S.91-101, Elsevier, 1980.
- Pohle, W. (1951):** Lastübertragung auf Stahlpfähle - Heft 9. Der Bauingenieur 26, S.257-259, Springer-VDI-Verlag GmbH & Co. KG, Düsseldorf, 1951.
- Pohle, W. (1952):** Lastübertragung auf Stahlpfähle - Heft 10. Der Bauingenieur, S.374-377, Springer-VDI-Verlag GmbH & Co. KG, Düsseldorf, 1952.
- Proske, T.; Hainer, S.; Graubner, C.-A. (2013a):** Klima- und ressourcenschonende Stahlbetonteile durch innovative Betontechnologie. Tagungsband des 2. Darmstädter Ingenieurkongresses – Bau und Umwelt, Darmstadt, 2013.
- Proske, T.; Hainer, S.; Rezvani, M.; Graubner, C.-A. (2013b):** Approach for Eco-friendly Concretes with Reduced Water and Cement Content. Proceedings of the First International Conference on Concrete Sustainability (ICCS), S.S1-6-1, 288-293, Tokyo, Japan, 2013.
- Rommel, G. (1993):** Zum Tragverhalten hochfester Betone und seinem Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit von schlanken Bauteilen ohne Schubbewehrung. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, Darmstadt, 1993.
- Rezvani, M.; Palecki, S.; Lupascu, D.C. (2012):** Influence of type of microfibres and filler content on durability of fibre reinforced self-compacting concrete. Proceeding of the 8th RILEM international symposium on fibre reinforced concrete BEFIB, Guimarães, Portugal, 2012.
- Rieckmann, H.-P. (1971):** Beitrag zum Problem der Druckkraftübertragung von Stahlpfählen in Betonüberbauten. Die Bautechnik Heft 8, S. S.267-270, 1971.
- RILEM, TC (1994):** FMC 1 Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams. In: RILEM Recommendations for the Testing and Use of Constructions Materials, S.99-101, E & FN SPON, 1994.
- Rogendorf, Thomas (2010):** Zum Tragverhalten von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung. Dissertation, RWTH Aachen, Institut für Massivbau, Aachen, 2010.
- Röhm, C. (2012):** Zum Tragverhalten von Rahmenknoten mit Stahlfaserbeton unter zyklischer Belsatung. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, Stuttgart, 2012.

- Scheerer, S.; Hampel, T.; Curbach, M. (2009):** Hochleistungsbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 10, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2009.
- Schneider, Jörg (1994):** Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen: Grundwissen für Ingenieure. 2. Auflage, 3728120375, Teubner Verlag, Stuttgart, 1994.
- Schneider, Klaus-Jürgen; Goris, Alfons; Albert, Andrej (2012):** Bautabellen für Ingenieure : mit Berechnungshinweisen und Beispielen. 21. Auflage, S.3.35, 3804152511, Werner Verlag, Köln, 2012.
- Schubert, Peter (1999):** Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel. Mauerwerkskalender 1999, S.89-106, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1999.
- Strauss, A.; Bergmeister, K.; D.Novák, ; Lehky, D. (2004):** Stochastische Parameteridentifikation bei Konstruktionsbeton für die Betonerhaltung. Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 99, Heft 12, S.967-974, Ernst & Sohn Verlag GmbH & Co KG, Berlin, 2004.
- Teworte, Frederik (2014):** Zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern unter Ermüdungsbeanspruchung. Dissertation, RWTH Aachen, Institut für Massivbau, Aachen, 2014.
- Trunk, B; Wittmann, F. H. (1998):** Experimental investigation into the size dependence of fracture mechanics parameters. Fracture mechanics of concrete structures. Proc. Third Int. Conf. of Fracture Mechanics of Concrete Structures, Vol. 3, S.1937-1948, Freiburg, 1998.
- Van Mier, J.G.M. (1986):** Multi-axial Strain-softening of concrete, Part I: fracture. Materials and Structures, Vol. 19, Nr. 111, S.179-190, Rilem, 1986.
- Vos, E. (1983):** Influence of Loading Rate and Radial Pressure on Bond in Reinforced Concrete. Dissertation, Delft University, Delft, 1983.
- Weigler, H.; Karl, S. (1972):** Stahlleichtbeton - Herstellung, Eigenschaften, Ausführung. Bauverlag, Wiesbaden/Berlin, 1972.
- Wischers, G. (1967):** Herstellung und Eigenschaften von Leichtbeton hoher Festigkeit. In: Zemen-Taschenbuch, S.237-313, Bauverlag, Wiesbaden, 1968/1969.
- Wittmann, F.H. (2002):** Crack formation and fracture energy of normal and high strength concrete. Sâdhanâ, Vol. 27, Heft 4, S.413-423, Indien, 2002.
- Wörner, Johann-Dietrich; Schneider, Jens; Fink, Andreas (2001):** Glasbau : Grundlagen, Berechnung, Konstruktion . S.61-77, 3540668810, Springer, Berlin, 2001.
- Zimmermann, Günter (1974-2003):** Bauschäden-Sammlung, Sachverhalt – Ursachen – Sanierung.. 1-14, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 1974-2003.

---

**Zimmermann, T.; Lehky, D.; Strauss, A. (2016):** Correlation among selected fracture-mechanical parameters of concrete obtained from experiments and inverse analyses. *Structural Concrete*, S.1751-7648, Ernst & Sohn, Berlin, 2016.

**Zimmermann, T.; Strauss, A.; Lehky, D.; Novák, D.; Keršner, Z. (2014):** Stochastic fracture-mechanical characteristics of concrete based on experiments and inverse analysis. *Construction and Building Materials*, Vol. 73, S.535-543, Elsevier, 2014.

## Anhang A: Darstellung der Berechnung der Eigenschaften der Untervarianten für Tabelle 5-4

### 2) Beton mit Edelstahl

Wärmeleitfähigkeit $\lambda_m$ [W/(m·K)]	1,93	= $0,99 \cdot 1,8 + 0,01 \cdot 15,0$
Verhältnis der Druckfestigkeiten [-]	1,0	
Dehnsteifigkeit EA [MN]	2167	= $E_c \cdot A_c + E_{\text{Edelstahl}} \cdot A_{\text{Edelstahl}}$
Rundschnitt $u_0$ [m]	1,0	= $4 \cdot 0,25$
Kosten		Teurer (wegen dem Edelstahl)

### 3) Beton mit GFK-Stäben

Da GFK-Stäbe ungefähr die dreifache Zugfestigkeit von Bewehrungsstahl besitzen ist für die Fläche der GFK-Bewehrung nur 0,33 % der Grundfläche anzusetzen.

Wärmeleitfähigkeit $\lambda_m$ [W/(m·K)]	1,80	= $0,9967 \cdot 1,8 + 0,0033 \cdot 0,7$
Verhältnis der Druckfestigkeiten [-]	1,0	
Dehnsteifigkeit EA [MN]	2066	= $E_c \cdot A_c + E_{\text{GFK}} \cdot A_{\text{GFK}}$
Rundschnitt $u_0$ [m]	1,0	= $4 \cdot 0,25$
Kosten		Teurer (wegen den GFK-Stäben)

### 4) Zentraler Kern aus UHPC (Druckspannung voll ausgenutzt)

Für die Übertragung der zuvor beschriebenen Normalkraft von 2664 kN wird eine Grundfläche des UHPC-Kerns von 178 cm<sup>2</sup> benötigt. Dieser Fläche liegt eine mittlere Druckspannung von 150 N/mm<sup>2</sup> zugrunde. Die restliche Grundfläche wird mit Wärmedämmung ( $\lambda_{\text{Wärmedämmung}} = 0,04$ ) versehen.

Wärmeleitfähigkeit $\lambda_m$ [W/(m·K)]	0,60	= $0,285 \cdot 2,0 + 0,715 \cdot 0,04$
Verhältnis der Druckfestigkeiten [-]	3,95	= $150/38$
Dehnsteifigkeit EA [MN]	890	= $50000 \text{ MN/m}^2 \cdot 178 \text{ cm}^2$
Rundschnitt $u_0$ [m]	0,52	= $4 \cdot 0,13$
Kosten	-	

### 5) Zentraler Kern aus Keramik (Druckspannung voll ausgenutzt)

Für die Übertragung der zuvor beschriebenen Normalkraft wird eine Grundfläche des UHPC-Kerns von 9,0 cm<sup>2</sup> benötigt. Dieser Fläche liegt eine mittlere Druckspannung von 3000 N/mm<sup>2</sup> zugrunde. Die restliche Grundfläche wird mit Wärmedämmung ( $\lambda_{\text{Wärmedämmung}} = 0,04 \text{ W/(m·K)}$ ) versehen.

Wärmeleitfähigkeit $\lambda_m$ [W/(m·K)]	0,06	= $0,0144 \cdot 1,3 + 0,9856 \cdot 0,04$
Verhältnis der Druckfestigkeiten [-]	79,0	= $3000/38$
Dehnsteifigkeit EA [MN]	270	= $300000 \text{ MN/m}^2 \cdot 9 \text{ cm}^2$
Rundschnitt $u_0$ [m]	0,12	= $4 \cdot 0,03$
Kosten	Teurer	Keramik ist sehr teuer

#### 6) Zentraler Kern aus Glas (Druckspannung voll ausgenutzt)

Für die Übertragung der zuvor beschriebenen Normalkraft wird eine Grundfläche des Glas-Kerns von 17,8 cm<sup>2</sup> benötigt. Dieser Fläche liegt eine mittlere Druckspannung von 1500 N/mm<sup>2</sup> zugrunde. Die restliche Grundfläche wird mit Wärmedämmung ( $\lambda_{\text{Wärmedämmung}} = 0,04$ ) versehen.

Wärmeleitfähigkeit $\lambda_m$ [W/(m·K)]	0,07	= 0,0285·1,2 + 0,9715·0,04
Verhältnis der Druckfestigkeiten [-]	39,5	= 1500/38
Dehnsteifigkeit EA [MN]	133,5	= 75000 MN/m <sup>2</sup> ·17,8 cm <sup>2</sup>
Rundschnitt $u_0$ [m]	0,17	= 4·0,042
Kosten	Teurer	Glas ist sehr teuer

#### 7) Zentraler Kern aus Edelstahl (Druckspannung voll ausgenutzt)

Für die Übertragung der zuvor beschriebenen Normalkraft wird eine Grundfläche des Edelstahl-Kerns von 53,3 cm<sup>2</sup> benötigt. Dieser Fläche liegt eine mittlere Druckspannung von 500 N/mm<sup>2</sup> zugrunde. Die restliche Grundfläche wird mit Wärmedämmung ( $\lambda_{\text{Wärmedämmung}} = 0,04$ ) versehen.

Wärmeleitfähigkeit $\lambda_m$ [W/(m·K)]	1,31	= 0,085·15 + 0,915·0,04
Verhältnis der Druckfestigkeiten [-]	13,2	= 500/38
Dehnsteifigkeit EA [MN]	959	= 180000 MN/m <sup>2</sup> ·53,3 cm <sup>2</sup>
Rundschnitt $u_0$ [m]	0,29	= 4·0,073
Kosten	Teurer	Edelstahl ist teuer

#### 8) Dickwandiges UHPC-Hohlprofil (Druckspannung nicht voll ausgenutzt)

Für die Übertragung der zuvor beschriebenen Normalkraft wird eine Grundfläche des UHPC-Kerns von 234 cm<sup>2</sup> benötigt. Dieser Fläche liegt eine mittlere Druckspannung von 114 N/mm<sup>2</sup> zugrunde. Die restliche Grundfläche wird mit Wärmedämmung ( $\lambda_{\text{Wärmedämmung}} = 0,04$ ) versehen.

Wärmeleitfähigkeit $\lambda_m$ [W/(m·K)]	0,77	= 0,374·2,0 + 0,626·0,04
Verhältnis der Druckfestigkeiten [-]	3,00	= 114/38
Dehnsteifigkeit EA [MN]	1170	= 50000 MN/m <sup>2</sup> ·234 cm <sup>2</sup>
Rundschnitt $u_0$ [m]	0,8	= 4·0,20
Kosten		

#### 9) Mehrere Kerne aus UHPC (Druckspannung nicht voll ausgenutzt)

Für die Übertragung der zuvor beschriebenen Normalkraft wird eine Grundfläche der UHPC-Kerne von 234 cm<sup>2</sup> benötigt. Dieser Fläche liegt eine mittlere Druckspannung von 114 N/mm<sup>2</sup> zugrunde. Die restliche Grundfläche wird mit Wärmedämmung ( $\lambda_{\text{Wärmedämmung}} = 0,04$ ) versehen.

Wärmeleitfähigkeit $\lambda_m$ [W/(m·K)]	0,77	= 0,374·2,0 + 0,626·0,04
Verhältnis der Druckfestigkeiten [-]	3,00	= 114/38
Dehnsteifigkeit EA [MN]	1170	= 50000 MN/m <sup>2</sup> ·234 cm <sup>2</sup>

Rundschnitt $u_0$ [m]	-	Überschneidung einzelner Durchstanzkegel
Kosten		

#### 10) Ersetzen von nicht erforderlichem Beton durch Wärmedämmung

Es wird davon ausgegangen, dass 30 % des Betons ersetzt werden können. Die restliche Grundfläche wird mit Wärmedämmung ( $\lambda_{\text{Wärmedämmung}} = 0,04$ ) versehen.

Wärmeleitfähigkeit $\lambda_m$ [W/(m·K)]	1,27	= $0,7 \cdot 1,8 + 0,3 \cdot 0,04$
Verhältnis der Druckfestigkeiten [-]	0,7	= 26,6/38
Dehnsteifigkeit EA [MN]	1444	= $33000 \text{ MN/m}^2 \cdot 437,5 \text{ cm}^2$
Rundschnitt $u_0$ [m]	1,0	= $4 \cdot 0,25$
Kosten	+	Günstiger, da keine Bewehrung

#### 11) Ersetzen von nicht erforderlichem Beton durch einen luftgefüllten Hohlraum

Es wird davon ausgegangen, dass 30 % des Betons ersetzt werden können. Die restliche Grundfläche wird mit Wärmedämmung ( $\lambda_{\text{Luft}} = 0,03$ ) versehen.

Wärmeleitfähigkeit $\lambda_m$ [W/(m·K)]	1,27	= $0,7 \cdot 1,8 + 0,3 \cdot 0,03$
Verhältnis der Druckfestigkeiten [-]	0,7	= 26,6/38
Dehnsteifigkeit EA [MN]	1444	= $33000 \text{ MN/m}^2 \cdot 437,5 \text{ cm}^2$
Rundschnitt $u_0$ [m]	1,0	= $4 \cdot 0,25$
Kosten		

#### 12) Leichtbetonelement

Wärmeleitfähigkeit $\lambda_m$ [W/(m·K)]	0,39	
Verhältnis der Druckfestigkeiten [-]	~1,0	
Dehnsteifigkeit EA [MN]	1000	= $16000 \text{ MN/m}^2 \cdot 625 \text{ cm}^2$
Rundschnitt $u_0$ [m]	1,0	= $4 \cdot 0,25$
Kosten		

#### 13) Granitelement (vollflächig)

Wärmeleitfähigkeit $\lambda_m$ [W/(m·K)]	3,1	
Verhältnis der Druckfestigkeiten [-]	~1,0	
Dehnsteifigkeit EA [MN]	3750	= $60000 \text{ MN/m}^2 \cdot 625 \text{ cm}^2$
Rundschnitt $u_0$ [m]	1,0	= $4 \cdot 0,25$
Kosten		Granit ist teuer

#### 14) Glaselement (vollflächig)

Wärmeleitfähigkeit $\lambda_m$ [W/(m·K)]	1,2	
Verhältnis der Druckfestigkeiten [-]	~1,0	
Dehnsteifigkeit EA [MN]	4688	= $75000 \text{ MN/m}^2 \cdot 625 \text{ cm}^2$

Rundschnitt $u_0$ [m]	1,0	= 4·0,25
Kosten		10 cm dickes Glas ist extrem teuer

### 15) Hohlprofil aus Glas

Für die Übertragung der zuvor beschriebenen Normalkraft wird eine Grundfläche des Hohlprofils aus Glas von 234 cm<sup>2</sup> benötigt. Dieser Fläche liegt eine mittlere Druckspannung von 114 N/mm<sup>2</sup> zugrunde. Die restliche Grundfläche wird mit Wärmedämmung ( $\lambda_{\text{Wärmedämmung}} = 0,04$ ) versehen.

Wärmeleitfähigkeit $\lambda_m$ [W/(m·K)]	0,47	= 0,374·1,2 + 0,626·0,04
Verhältnis der Druckfestigkeiten [-]	3,0	= 114/38
Dehnsteifigkeit EA [MN]	1755	= 75000 MN/m <sup>2</sup> ·234 cm <sup>2</sup>
Rundschnitt $u_0$ [m]	0,8	= 4·0,20
Kosten		10 cm langes Glasrohr mit dicken Seitenwänden ist extrem teuer

### 16) Mehrere Kerne aus Glas

Für die Übertragung der zuvor beschriebenen Normalkraft wird eine Grundfläche der Glaskerne von 234 cm<sup>2</sup> benötigt. Dieser Fläche liegt eine mittlere Druckspannung von 114 N/mm<sup>2</sup> zugrunde. Die restliche Grundfläche wird mit Wärmedämmung ( $\lambda_{\text{Wärmedämmung}} = 0,04$ ) versehen.

Wärmeleitfähigkeit $\lambda_m$ [W/(m·K)]	0,47	= 0,374·1,2 + 0,626·0,04
Verhältnis der Druckfestigkeiten [-]	3,0	= 114/38
Dehnsteifigkeit EA [MN]	1755	= 75000 MN/m <sup>2</sup> ·234 cm <sup>2</sup>
Rundschnitt $u_0$ [m]	-	Überschneidung einzelner Durchstanzkegel
Kosten		10 cm langes Glasrohr mit dicken Seitenwänden ist extrem teuer

### 17) Hohlprofil aus Keramik

Für die Übertragung der zuvor beschriebenen Normalkraft wird eine Grundfläche des Hohlprofils aus Keramik von 234 cm<sup>2</sup> benötigt. Dieser Fläche liegt eine mittlere Druckspannung von 114 N/mm<sup>2</sup> zugrunde. Die restliche Grundfläche wird mit Wärmedämmung ( $\lambda_{\text{Wärmedämmung}} = 0,04$ ) versehen.

Wärmeleitfähigkeit $\lambda_m$ [W/(m·K)]	0,51	= 0,374·1,3 + 0,626·0,04
Verhältnis der Druckfestigkeiten [-]	3,0	= 114/38
Dehnsteifigkeit EA [MN]	7020	= 300000 MN/m <sup>2</sup> ·234 cm <sup>2</sup>
Rundschnitt $u_0$ [m]	0,8	= 4·0,20
Kosten		Keramik ist sehr teuer

### 18) Mehrere Kerne aus Keramik

Für die Übertragung der zuvor beschriebenen Normalkraft wird eine Grundfläche der Keramikkerne von 234 cm<sup>2</sup> benötigt. Dieser Fläche liegt eine mittlere Druckspannung von 114 N/mm<sup>2</sup> zugrunde. Die restliche Grundfläche wird mit Wärmedämmung ( $\lambda_{\text{Wärmedämmung}} = 0,04$ ) versehen.

Wärmeleitfähigkeit $\lambda_m$ [W/(m·K)]	0,51	= $0,374 \cdot 1,3 + 0,626 \cdot 0,04$
Verhältnis der Druckfestigkeiten [-]	3,0	= 114/38
Dehnsteifigkeit EA [MN]	7020	= $300000 \text{ MN/m}^2 \cdot 234 \text{ cm}^2$
Rundschnitt $u_0$ [m]	-	Überschneidung einzelner Durchstanzkegel
Kosten		Keramik ist sehr teuer

## Anhang B: Materialfestigkeit der Versuchsserie 1

### Beton

Würfel	Datum	Datum	Länge	Breite	Höhe	Masse	Dichte	F	f <sub>c</sub>
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	mm	kg	g	kN	N/mm <sup>2</sup>
W1.1.1	27.01.2015	09.02.2015	149,7	150,5	150,1	7,93	2345	1424	63,2
W1.1.2	27.01.2015	09.02.2015	150,2	149,7	149,8	7,90	2345	1288	57,3
W1.1.3	27.01.2015	09.02.2015	151,3	150,0	150,0	8,05	2365	1407	62,0
W1.2.4	27.01.2015	11.02.2015	150,5	149,8	150,0	7,95	2351	1435	63,7
W1.2.5	27.01.2015	11.02.2015	149,4	150,0	149,7	7,81	2328	1439	64,2
W1.2.6	27.01.2015	11.02.2015	150,2	149,7	149,9	7,96	2362	1364	60,7
W1.3.7	27.01.2015	13.02.2015	150,7	149,9	150,0	7,97	2352	1416	62,7
W1.3.8	27.01.2015	13.02.2015	149,9	149,9	150,0	7,92	2350	1348	60,0
W1.3.9	27.01.2015	13.02.2015	150,0	150,0	150,0	7,86	2329	1404	62,4
W1.4.10	27.01.2015	18.02.2015	149,4	149,6	149,7	7,89	2358	1519	68,0
W1.4.11	27.01.2015	18.02.2015	149,8	149,8	149,9	7,87	2340	1436	64,0
W1.4.12	27.01.2015	18.02.2015	150,0	149,9	149,7	7,94	2359	1563	69,5
W1.5.13	27.01.2015	20.02.2015	149,5	149,6	149,4	7,87	2355	1501	67,1
W1.5.14	27.01.2015	20.02.2015	149,4	148,8	149,4	7,84	2361	1423	64,0
W1.5.15	27.01.2015	20.02.2015	149,6	149,7	151,0	7,91	2339	1495	66,8
W1.28d.16	27.01.2015	24.02.2015	150,2	150,0	150,0	8,08	2391	1606	71,3
W1.28d.17	27.01.2015	24.02.2015	150,3	149,9	149,9	8,01	2372	1510	67,0
W1.28d.18	27.01.2015	24.02.2015	150,0	149,8	150,0	8,10	2403	1468	65,3

### Beton

Zylinder	Datum	Datum	Durchmesser	Höhe	Masse	Dichte	F	f <sub>ct,spalt</sub>	E <sub>c</sub>
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	kg	g	kN	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
Z1.1.1	27.01.2015	09.02.2015	151,8	299,3	12,5	2308	255,9	3,59	-
Z1.1.2	27.01.2015	09.02.2015	150	301,4	12,57	2360	248,9	3,50	-
Z1.1.3	27.01.2015	09.02.2015	151	299,6	12,6	2348	297,1	4,18	-
Z1.2.4	27.01.2015	11.02.2015	150,8	302,5	12,67	2345	316,8	4,42	-
Z1.2.5	27.01.2015	11.02.2015	150,9	301,8	12,47	2310	278,6	3,89	-
Z1.2.6	27.01.2015	11.02.2015	150,5	301	12,45	2325	269,5	3,79	-
Z1.3.7	27.01.2015	13.02.2015	151,3	301,2	12,63	2332	298,2	4,17	-

Z1.3.8	27.01.2015	13.02.2015	151,3	298,2	12,55	2341	286,6	4,04	-
Z1.3.9	27.01.2015	13.02.2015	150,1	299,5	12,64	2385	223,9	3,17	-
Z1.4.10	27.01.2015	18.02.2015	149,9	303	12,52	2341	269,2	3,77	-
Z1.4.11	27.01.2015	18.02.2015	151	298,5	12,62	2361	233,9	3,30	-
Z1.4.12	27.01.2015	18.02.2015	149,9	300,5	12,56	2368	234,5	3,31	-
Z1.5.13	27.01.2015	19.02.2015	149,6	295,2	12,36	2382	-	-	35400
Z1.5.14	27.01.2015	19.02.2015	151,8	297,2	12,56	2335	-	-	33850
Z1.5.15	27.01.2015	19.02.2015	150,3	295,3	12,52	2390	-	-	32581

### Leichtbeton

Würfel	Datum	Datum	Länge	Breite	Höhe	Masse	Dichte	F	f <sub>c</sub>
ID	Prüfalter	Prüfung	mm	mm	mm	kg	g	kN	N/mm <sup>2</sup>
LC1.1.1	>28 d	09.02.2015	99,7	102,4	99,5	1,59	1565	627,0	61,4
LC1.1.2	>28 d	09.02.2015	101,5	99,6	99,8	1,55	1536	593,0	58,7
LC1.2.1	>28 d	11.02.2015	99,8	100,8	99,8	1,56	1554	555,0	55,2
LC1.2.2	>28 d	11.02.2015	99,6	100,2	99,6	1,6	1569	592,0	59,3
LC1.3.1	>28 d	13.02.2015	99,4	99,6	100,0	1,57	1586	575,0	58,1
LC1.3.2	>28 d	13.02.2015	99,8	99,7	100,0	1,5	1548	529,0	53,2
LC1.4.1	>28 d	18.02.2015	99,8	101,9	99,5	1,60	1581	601,0	59,1
LC1.4.2	>28 d	18.02.2015	99,6	100,0	99,4	1,6	1576	612,0	61,4
LC1.5.1	>28 d	20.02.2015	99,5	99,9	101,2	1,58	1571	569,0	57,2
LC1.5.2	>28 d	20.02.2015	99,5	100,5	100,4	1,6	1554	507,1	50,7

## Anhang C: Materialfestigkeit der Versuchsserie 2

### Beton - Würfel

Würfel	Datum	Datum	Länge	Breite	Höhe	Masse	Dichte	F	f <sub>c</sub>
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	mm	kg	g	kN	N/mm <sup>2</sup>
W2_4	08.10.2015	03.11.2015	148,3	149,6	149,7	7,73	2327	997,3	45,0
W2_5	08.10.2015	03.11.2015	149,1	149,7	149,7	7,77	2325	999,8	44,8
W2_6	08.10.2015	03.11.2015	149,5	149,8	149,7	7,77	2318	965,9	43,1
W2_1_28d	08.10.2015	05.11.2015	149,7	151,6	149,8	8,07	2374	924,0	40,7
W2_2_28d	08.10.2015	05.11.2015	150,0	149,7	149,8	7,96	2366	933,5	41,6
W2_3_28d	08.10.2015	05.11.2015	148,1	150,4	150,2	7,96	2379	996,0	44,7
W2_7	08.10.2015	05.11.2015	151,4	150,2	150,1	7,84	2297	1017,3	44,7
W2_8	08.10.2015	05.11.2015	150,7	150,0	150,2	7,84	2309	1041,6	46,1
W2_9	08.10.2015	05.11.2015	152,4	150,1	150,3	8,01	2330	1037,3	45,3

### UHPC - Würfel

Würfel	Datum	Datum	Länge	Breite	Höhe	Masse	Dichte	F	f <sub>c</sub>
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	mm	kg	g	kN	N/mm <sup>2</sup>
UHPC1_28d	01.10.2015	29.10.2015	99,0	100,1	99,7	2,30	2328	1601,4	161,6
UHPC2_28d	01.10.2015	29.10.2015	100,0	99,9	99,8	2,34	2347	1608,0	161,0
UHPC3_28d	01.10.2015	29.10.2015	99,8	98,2	100,3	2,26	2299	1502,6	153,3
UHPC4	01.10.2015	03.11.2015	99,8	99,1	99,7	2,26	2292	1597,6	161,5
UHPC5	01.10.2015	03.11.2015	100,2	100,0	98,2	2,26	2297	1564,5	156,1
UHPC6	01.10.2015	03.11.2015	99,8	100,0	99,8	2,29	2299	1576,0	157,9
UHPC7	01.10.2015	05.11.2015	100,2	100,0	99,6	2,27	2275	1603,8	160,1
UHPC8	01.10.2015	05.11.2015	99,2	99,9	99,7	2,24	2267	1646,6	166,2
UHPC9	01.10.2015	05.11.2015	99,3	99,9	99,7	2,26	2285	1634,3	164,7

### Beton - Zylinder

Zylinder	Datum	Datum	Durchmesser	Höhe	Masse	Dichte	E <sub>c</sub>
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	kg	g	N/mm <sup>2</sup>
Zylinder 1	08.10.2015	12.11.2015	150,0	290,0	12,13	2366,8	31761

Zylinder 2	08.10.2015	12.11.2015	150,0	294,0	12,43	2393,1	31296
Zylinder 3	08.10.2015	12.11.2015	150,0	291,0	12,33	2397,7	34030

#### UHPC - Zylinder

Zylinder	Datum	Datum	Durchmesser	Höhe	Masse	Dichte	$E_c$
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	kg	g	N/mm <sup>2</sup>
UHPC-Zylinder 1	01.10.2015	12.11.2015	150,0	294,0	11,99	2306,8	43682
UHPC-Zylinder 2	01.10.2015	12.11.2015	150,0	292,0	12,10	2344,2	44191
UHPC-Zylinder 3	01.10.2015	12.11.2015	150,0	293,0	11,90	2299,1	46754

## Anhang D: Materialfestigkeit der Versuchsserie 3

### Beton – Würfel (A vor Fließmittelzugabe)

Würfel	Datum	Datum	Länge	Breite	Höhe	Masse	Dichte	F	f <sub>c</sub>
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	mm	kg	g	kN	N/mm <sup>2</sup>
3A1	10.12.2015	16.12.2015	149,6	149,5	149,5	7897	2362	1331	59,5
3A2	10.12.2015	16.12.2015	150,2	151,7	150	8143	2383	1361	59,7
3A3	10.12.2015	16.12.2015	149,7	149,9	149,6	8019	2389	1348	60,1
3a5	10.12.2015	18.12.2015	149	149,00	149,5	8001	2411	1397	62,9
3a4	10.12.2015	18.12.2015	149,8	149,9	149,6	7946	2365	1249	55,6
3a6	10.12.2015	18.12.2015	151,4	150,3	150,3	8107,4	2370	1373	60,4

### Beton – Würfel (C nach Fließmittelzugabe)

Würfel	Datum	Datum	Länge	Breite	Höhe	Masse	Dichte	F	f <sub>c</sub>
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	mm	kg	g	kN	N/mm <sup>2</sup>
3C4	10.12.2015	15.12.2015	149,5	150,3	149,4	8019	2389	1106	49,2
3C8	10.12.2015	16.12.2015	149,3	154,7	149,5	8203	2376	926	40,1
3C7	10.12.2015	16.12.2015	153,1	150	150,2	8194	2376	1091	47,5
3C9	10.12.2015	16.12.2015	149,4	156	149,5	8234	2363	1113	47,8
3c1	10.12.2015	17.12.2015	151,8	150,2	150,3	8168,4	2384	1105	48,4
3c2	10.12.2015	17.12.2015	152,1	150,3	150,1	8172,6	2382	1122	49,1
3c3	10.12.2015	17.12.2015	150	149,1	150,2	8046,8	2395	1083	48,4
3C13_28d	10.12.2015	06.01.2016	150	152,1	149,9	8221	2404	1074	47,1
3C12_28d	10.12.2015	06.01.2016	153,8	150,2	150,3	8359	2408	1268	54,9
3C10_28d	10.12.2015	06.01.2016	150	152,4	150,2	8298	2417	1275	55,8
3C11_28d	10.12.2015	06.01.2016	150,3	152,9	150,1	8343	2419	1217	52,9
3C14_28d	10.12.2015	06.01.2016	149,4	153,6	149,2	8250	2410	1207	52,6

### Beton – Zylinder (A vor Fließmittelzugabe)

Zylinder	Datum	Datum	Durchmesser	Höhe	Masse	Dichte	E <sub>c</sub>	F <sub>spalt</sub>	f <sub>ct,spalt</sub>
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	kg	g	N/mm <sup>2</sup>	kN	N/mm <sup>2</sup>
3a1	10.12.2015	17.12.2015	150,1	294	12485	2400	34371	302	4,36
3a2	10.12.2015	17.12.2015	150	302	12817	2402	33805	313	4,40
3a3	10.12.2015	17.12.2015	150,1	300	12779	2407	34370	315	4,45

### Beton – Zylinder (B+C nach Fließmittelzugabe)

Zylinder	Datum	Datum	Durchmesser	Höhe	Masse	Dichte	$E_c$	$F_{spalt}$	$f_{ct,spalt}$
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	kg	g	N/mm <sup>2</sup>	kN	N/mm <sup>2</sup>
3b3	10.12.2015	17.12.2015	150	300	12641	2384	31331	227	3,21
3b2	10.12.2015	17.12.2015	150	299	12618	2388	32035	277	3,93
3b1	10.12.2015	17.12.2015	150	298	12646	2401	32796	234	3,33
3c1	10.12.2015	17.12.2015	150	299	12608	2386	30874	248	3,52
3c2	10.12.2015	17.12.2015	150	296	12612	2411	31704	253	3,62
3c3	10.12.2015	17.12.2015	150	297	12526	2387	30595	253	3,62

### Leichtbeton

Würfel	Datum	Datum	Länge	Breite	Höhe	Masse	Dichte	F	$f_c$
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	mm	kg	g	kN	N/mm <sup>2</sup>
M4-1	28.10.2015	16.12.2015	99,7	100,5	100	1599	1596	607	60,6
M4-2	28.10.2015	17.12.2015	99,7	99	99,7	1536	1561	537	53,6
M2-1	28.10.2015	16.12.2015	100	99,5	99,5	1585,4	1601	644	64,7
M2-2	28.10.2015	16.12.2015	99,9	99,6	99,4	1527	1544	584	58,7
M3-1	28.10.2015	18.12.2015	99,9	100,3	99,6	1581	1584	596	59,4
M3-2	28.10.2015	18.12.2015	99,6	100,5	99,7	1575	1578	598	59,7

## Anhang E: Materialfestigkeit der Versuchsserie 4

### Beton – Würfel

Würfel	Datum	Datum	Länge	Breite	Höhe	Masse	Dichte	F	f <sub>c</sub>
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	mm	kg	g	kN	N/mm <sup>2</sup>
W1		19.08.2016	146,9	149,5	149,6	7,682	2338	1003	45,7
W2		19.08.2016	148,3	149,4	149,5	7,712	2328	1011	45,6
W3		19.08.2016	150,2	148	150	7,715	2314	1043	46,9
W4		23.08.2016	150	149,8	150,1	7,865	2332	1080	48,1
W5		23.08.2016	150,5	153	149,9	7,972	2310	969	42,1
W6		23.08.2016	149,7	149,4	149,5	7,780	2327	1045	46,7
W7		23.08.2016	150,5	150,9	150,3	7,947	2328	1051	46,3
W8		23.08.2016	150,3	150	150,3	7,924	2338	1038	46,0
W9		23.08.2016	149,4	148,9	149,7	7,799	2342	1008	45,3
W10		23.08.2016	150,1	148,9	151,1	7,879	2333	1054	47,2
W11		23.08.2016	149,6	148,7	149,4	7,814	2351	1012	45,5
W12		23.08.2016	149,8	147,4	149,9	7,749	2341	1045	47,3
W13		23.08.2016	150,7	149	150,1	7,888	2340	1018	45,3
W14		23.08.2016	149,6	148,1	149,6	7,695	2322	1039	46,9

### Beton – Zylinder

Zylinder	Datum	Datum	Durchmesser	Höhe	Masse	Dichte	E <sub>c</sub>	F <sub>spalt</sub>	f <sub>ct,spalt</sub>
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	kg	g	N/mm <sup>2</sup>	kN	N/mm <sup>2</sup>
Z1		23.08.2016/ 24.08.2016	149,9	295,7	12279	2353	32309	193	2,78
Z2		23.08.2016/ 24.08.2016	149,8	288,6	11963	2352	31309	221	3,26
Z3		23.08.2016/ 24.08.2016	149,9	287,9	11868	2336	33321	203	3,00
Z4		23.08.2016/ 24.08.2016	149,9	296,8	12276	2344	33652	218	3,11
Z5		23.08.2016/ 24.08.2016	149,8	296,1	12199	2338	36315	213	3,05
Z6		23.08.2016/ 24.08.2016	149,8	293,6	12102	2339	34078	191	2,76

Z7		23.08.2016/ 24.08.2016	149,8	295	12216	2350	34329	201	2,90
Z8		23.08.2016/ 24.08.2016	149,9	296,4	12259	2344	33963	198	2,84
Z9		23.08.2016/ 24.08.2016	149,8	296,3	12310	2357	35844	217	3,11
Z10		23.08.2016/ 24.08.2016	149,9	296,1	12233	2341	35105	231	3,31
Z11		23.08.2016/ 24.08.2016	149,8	297,1	12317	2352	31482	204	2,92
Z12		23.08.2016/ 24.08.2016	149,7	291,8	12143	2364	36984	194	2,82

#### Leichtbeton - Würfel

Würfel	Datum	Datum	Länge	Breite	Höhe	Masse	Dichte	F	f <sub>c</sub>
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	mm	kg	g	kN	N/mm <sup>2</sup>
LC 2.4		29.08.2016	150	147,2	149,8	5,084	1537	914	41,4
LC 2.5		29.08.2016	149,7	149,7	149,7	5,152	1536	1086	48,5
LC 2.6		29.08.2016	149,7	148	149,8	5,113	1540	1006	45,4
LC 2.3		29.08.2016	150	150,2	149,9	5,292	1567	1123	49,8
LC 1.5		29.08.2016	150	148	149,5	5,215	1571	1145	51,6
LC 1.6		29.08.2016	148,6	149,7	149,3	5,210	1569	1168	52,5
LC 1.3		29.08.2016	149,1	148,2	149,4	5,216	1580	1224	55,4
LC 1.2		29.08.2016	148,6	150,2	149,6	5,309	1590	1253	56,1
LC 1.1		29.08.2016	149,9	150	149,8	5,291	1571	1182	52,6
LC 1.7		29.08.2016	149,8	149,6	149,5	5,298	1581	1266	56,5
LC 1.4		29.08.2016	149,4	149,4	149,5	5,218	1564	1169	52,4
LC 2.2		29.08.2016	149,4	148,7	149,7	5,141	1546	1195	53,8
LC 2.1		29.08.2016	149,8	147,7	149,8	5,176	1562	1117	50,5
LC 1.8		29.08.2016	150	150,3	149,6	5,395	1600	1214	53,8

#### Leichtbeton – Zylinder

Zylinder	Datum	Datum	Durchmesser	Höhe	Masse	Dichte	E <sub>c</sub>	F <sub>spalt</sub>	f <sub>ct,spalt</sub>
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	kg	g	N/mm <sup>2</sup>	kN	N/mm <sup>2</sup>
LC1		06.09.2016	149,3	297,3	8199,6	1575	15983	146	2,10
LC2		06.09.2016	149,5	293,8	8153,0	1581	15561	158	2,29

### UHPC – Würfel

Würfel	Datum	Datum	Länge	Breite	Höhe	Masse	Dichte	F	f <sub>c</sub>
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	mm	kg	g	kN	N/mm <sup>2</sup>
UHPC_1		29.08.2016	100,9	97,2	100,8	2,245	2271	1113	113,5
UHPC_2		29.08.2016	101,2	98	100	2,277	2296	1532	154,5
UHPC_3		29.08.2016	98,8	96,6	98,8	2,194	2327	1319	138,2
UHPC_4		29.08.2016	100,5	98,1	100,3	2,225	2250	1271	128,9
UHPC_5		29.08.2016	100,3	99,1	99,9	2,285	2301	1499	150,8
UHPC_6		29.08.2016	101,1	96,8	101,7	2,255	2266	1438	146,9

### UHPC – Zylinder

Zylinder	Datum	Datum	Durchmesser	Höhe	Masse	Dichte	E <sub>c</sub>	F <sub>spalt</sub>	f <sub>ct,spalt</sub>
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	g	kg/m <sup>3</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN	N/mm <sup>2</sup>
UHPC_1		23.08.2016/ 24.08.2016	149,7	291,6	11878	2314	37981	478	6,97
UHPC_2		23.08.2016/ 24.08.2016	149,7	292,6	11852	2301	38528	592	8,60

## Anhang F: Materialfestigkeit des Leichtbetons, Materialprüfung

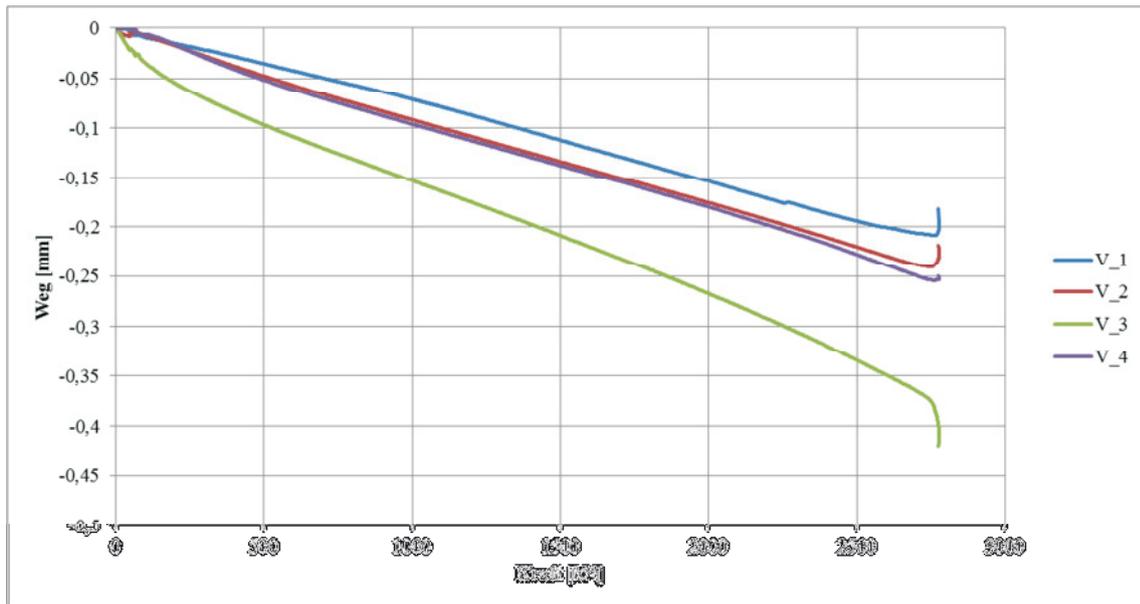
### Leichtbeton – Würfel

Würfel	Datum	Datum	Länge	Breite	Höhe	Masse	Dichte	F	f <sub>c</sub>
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	mm	kg	g	kN	N/mm <sup>2</sup>
W5		12.05.2015	149,0	151,7	148,9	5,492	1631,8	835	36,9
W7		12.05.2015	149,7	151,3	149,9	5,580	1643,5	1245	55,0
W9		12.05.2015	149,8	152,0	149,8	5,536	1623,0	1171	51,4

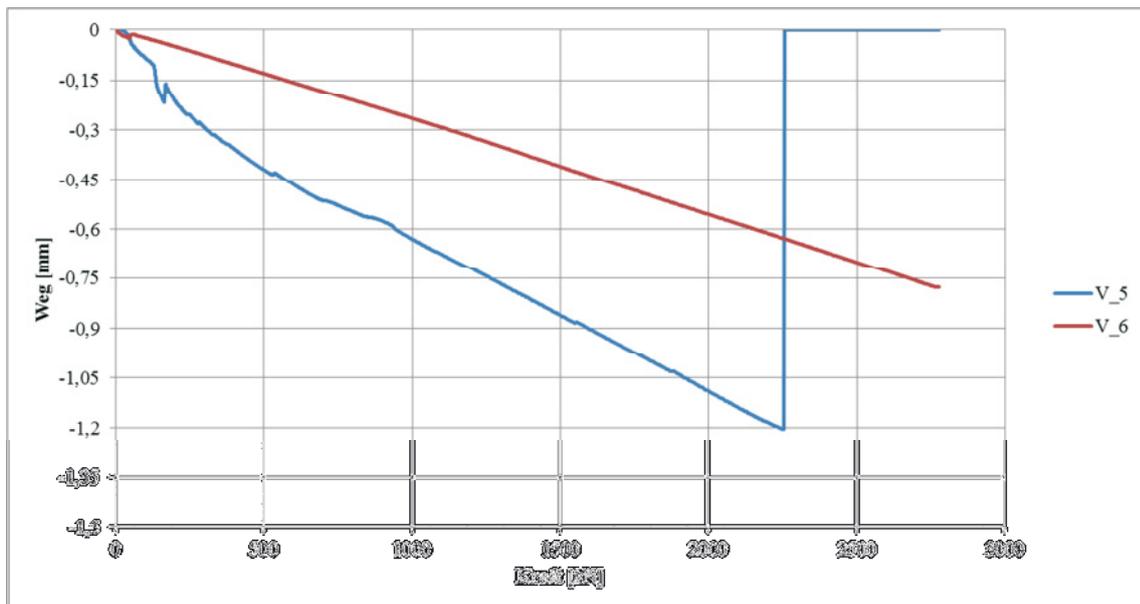
### Leichtbeton – Zylinder

Zylinder	Datum	Datum	Durchmesser	Höhe	Masse	Dichte	F	f <sub>c</sub>	E <sub>c</sub>
ID	Betonage	Prüfung	mm	mm	kg	g	kN	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
Z1		12.05.2015	149,8	292,4	8,492	1650,1	1023	58,1	-
Z2		12.05.2015	149,7	291,0	8,377	1636,6	-	-	18147
Z5		12.05.2015	149,4	292,0	8,395	1640,0	-	-	18542
Z6		12.05.2015	149,4	290,0	8,333	1641,3	935	53,4	-
Z9		12.05.2015	149,5	289,1	8,329	1641,2	969	55,2	-
Z10		12.05.2015	149,4	288,5	8,358	1652,6	-	-	18355

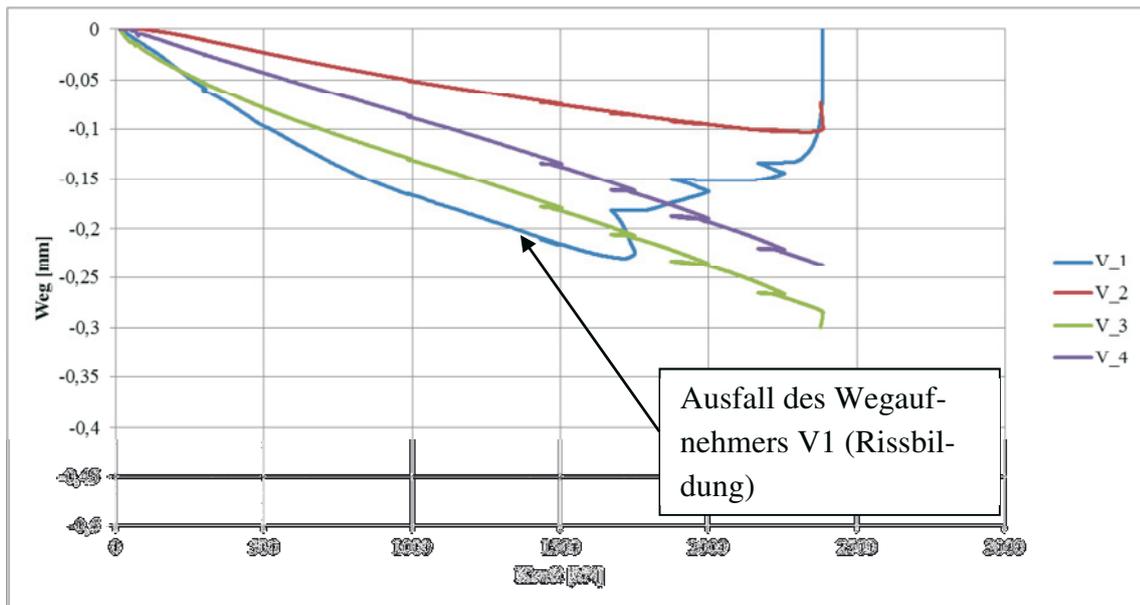
## Anhang G: Weg-Kraft-Diagramme Versuche V1.1 und V1.5



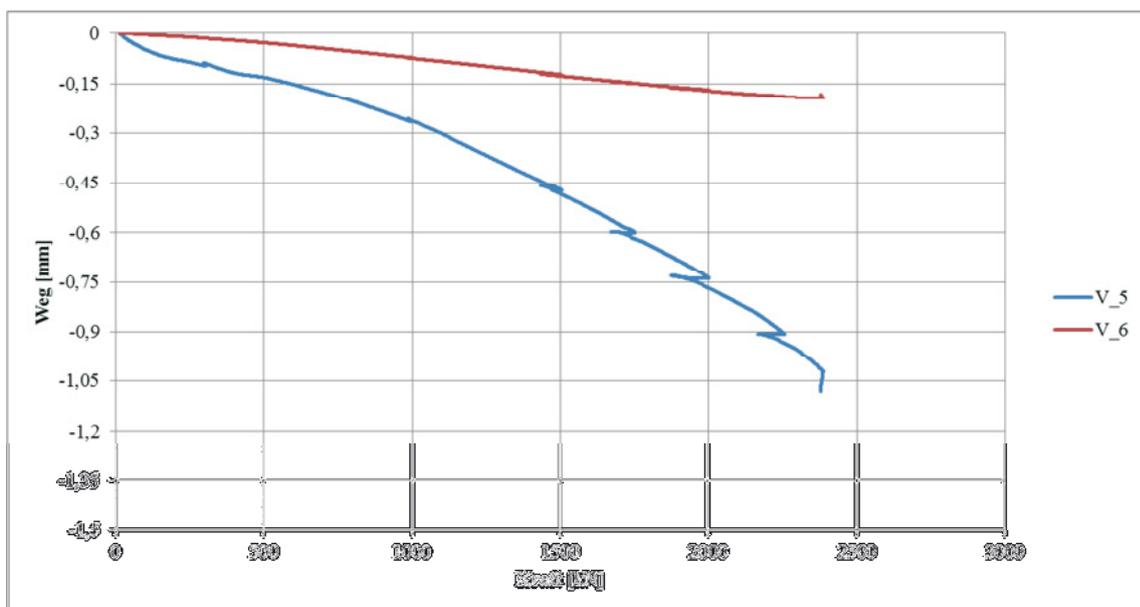
Weg-Kraft-Diagramm von Versuch V1.1 (Leichtbetonelement)



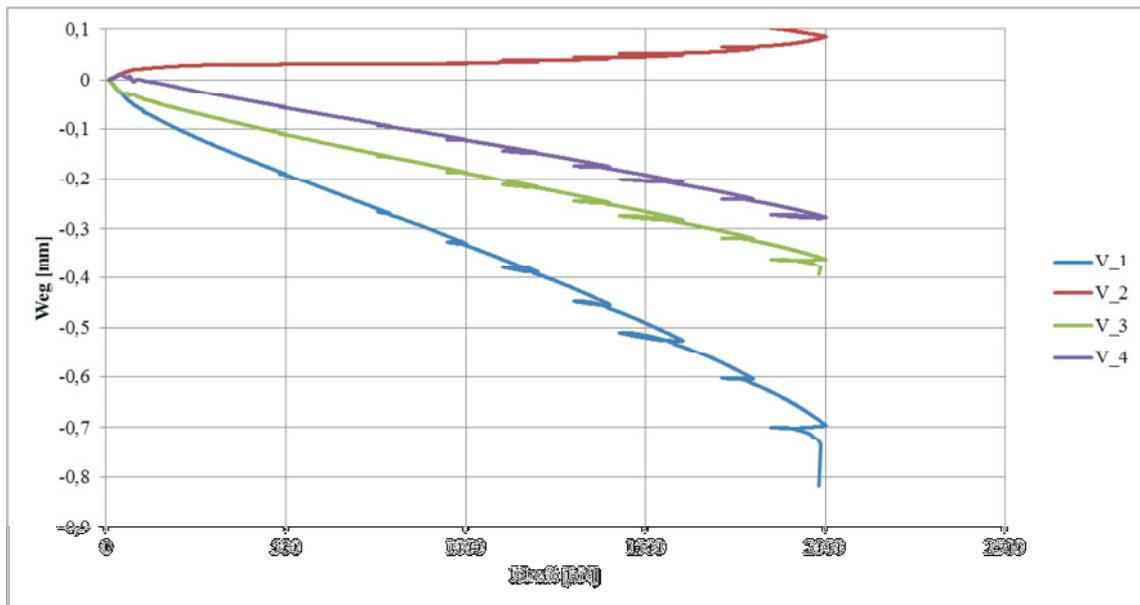
Weg-Kraft-Diagramm von Versuch V1.1



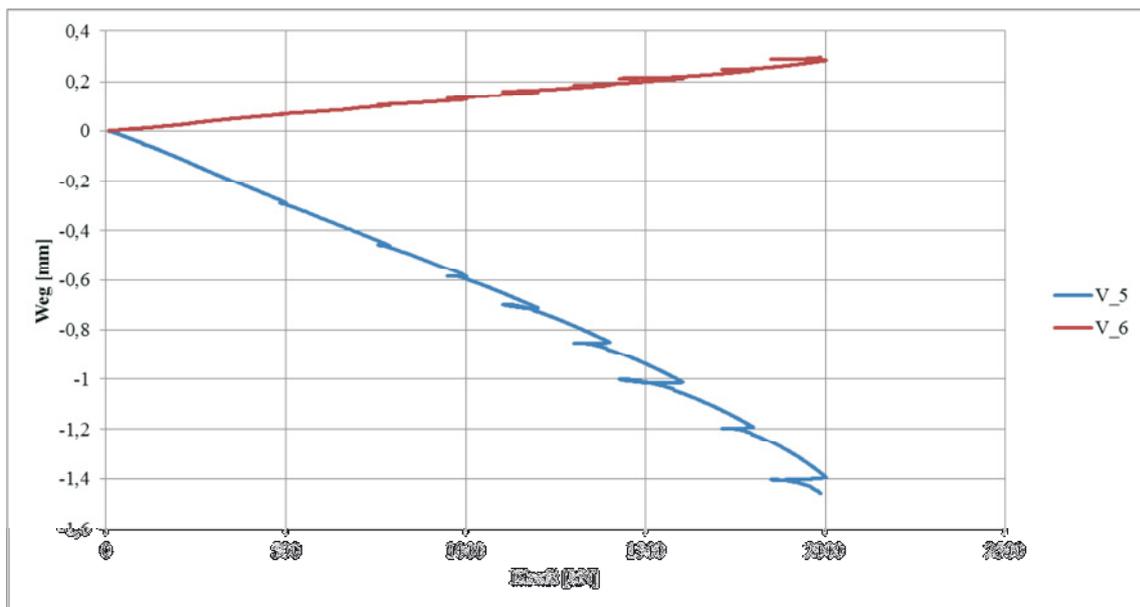
Weg-Kraft-Diagramm von Versuch V1.2 (Leichtbetonelement)



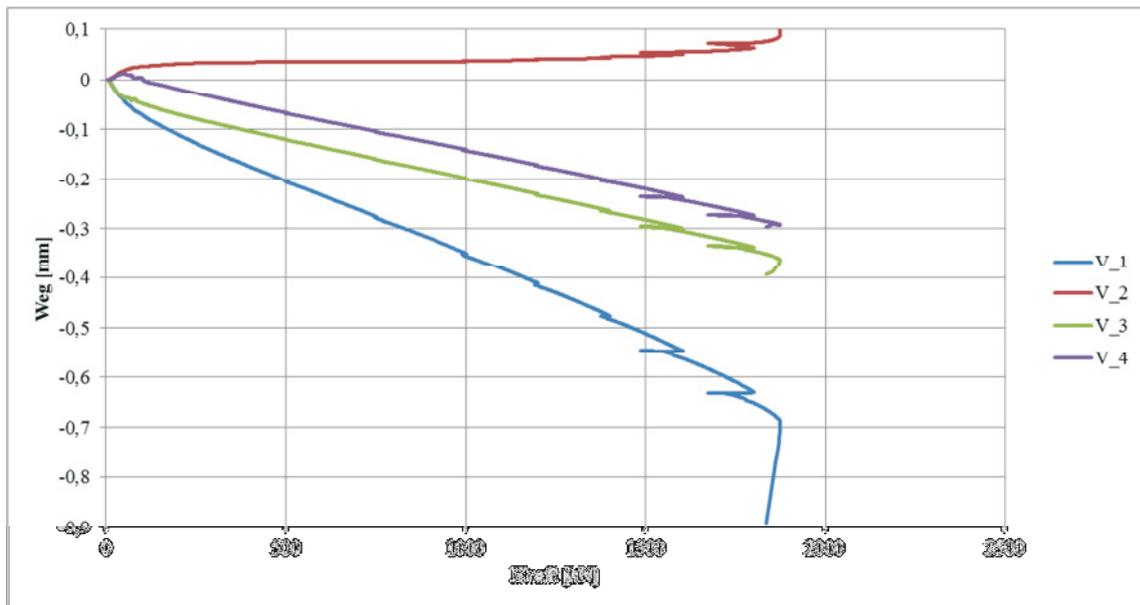
Weg-Kraft-Diagramm von Versuch V1.2



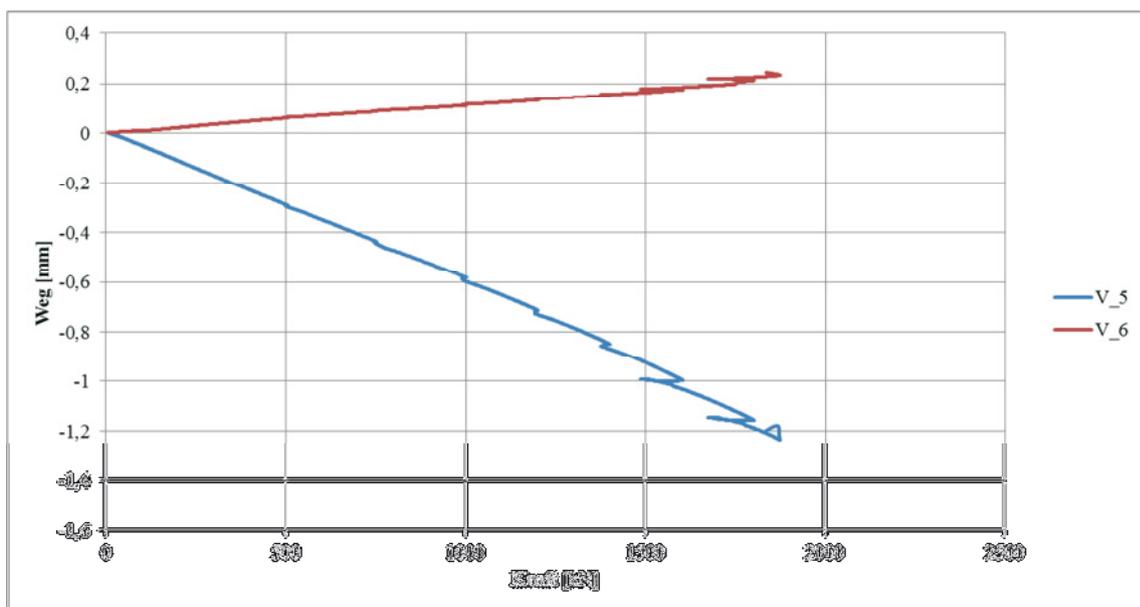
Weg-Kraft-Diagramm von Versuch VI.3 (Leichtbetonelement)



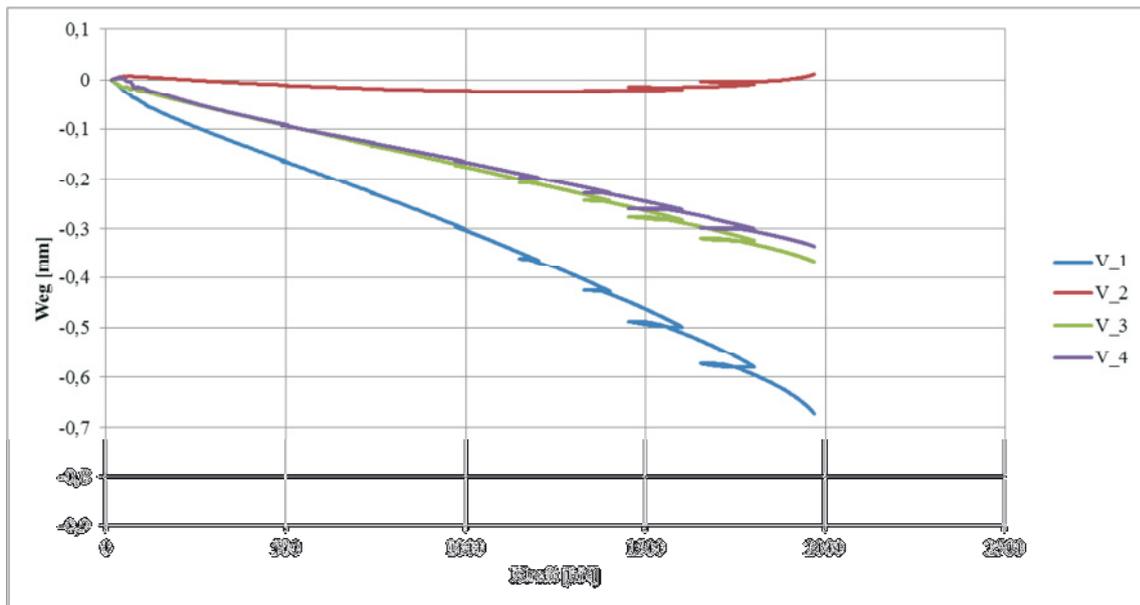
Weg-Kraft-Diagramm von Versuch VI.3



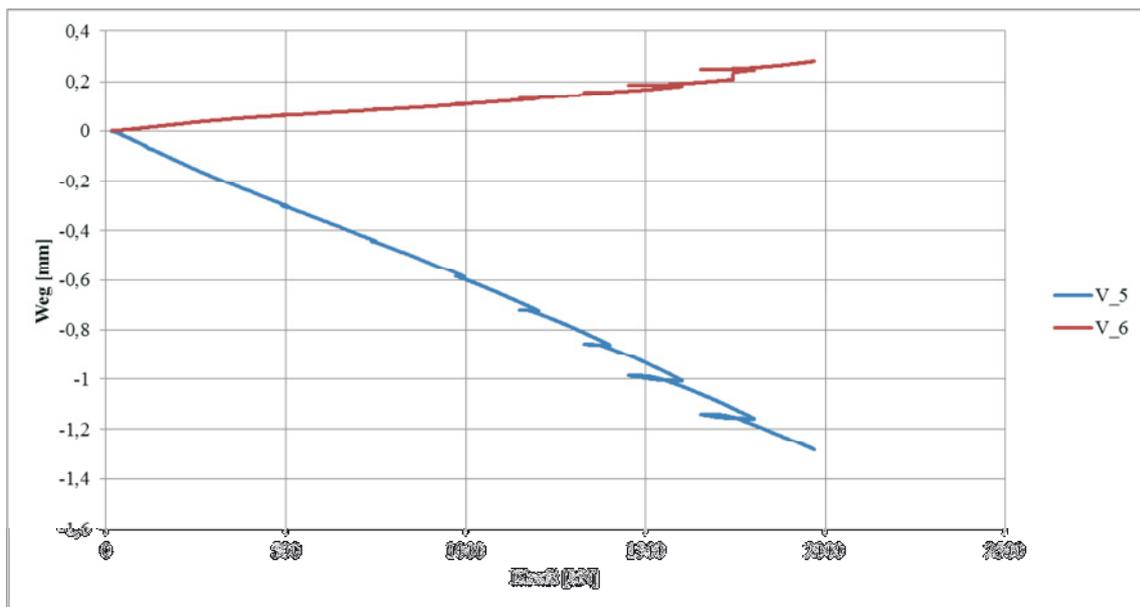
Weg-Kraft-Diagramm von Versuch VI.4 (Leichtbetonelement)



Weg-Kraft-Diagramm von Versuch VI.4



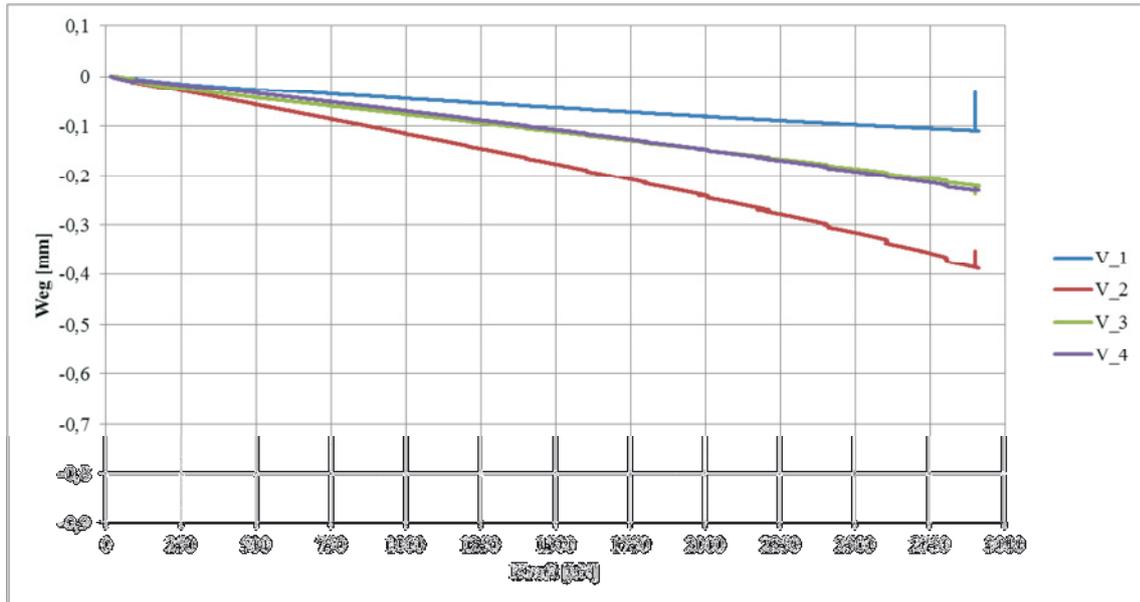
Weg-Kraft-Diagramm V1.5 (Leichtbetonelement)<sup>29</sup>



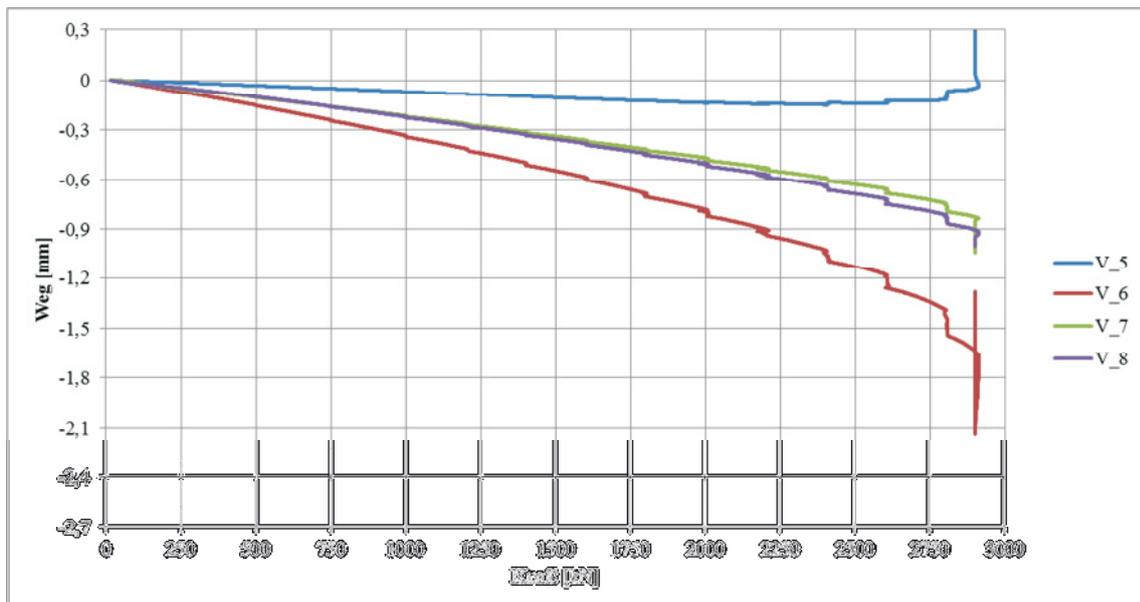
Weg-Kraft-Diagramm V1.5<sup>29</sup>

<sup>29</sup> Aufzeichnung wegen Fehlermeldung des Programmes unmittelbar vor dem Versagen abgebrochen.

## Anhang H: Weg-Kraft-Diagramme der Referenzstütze

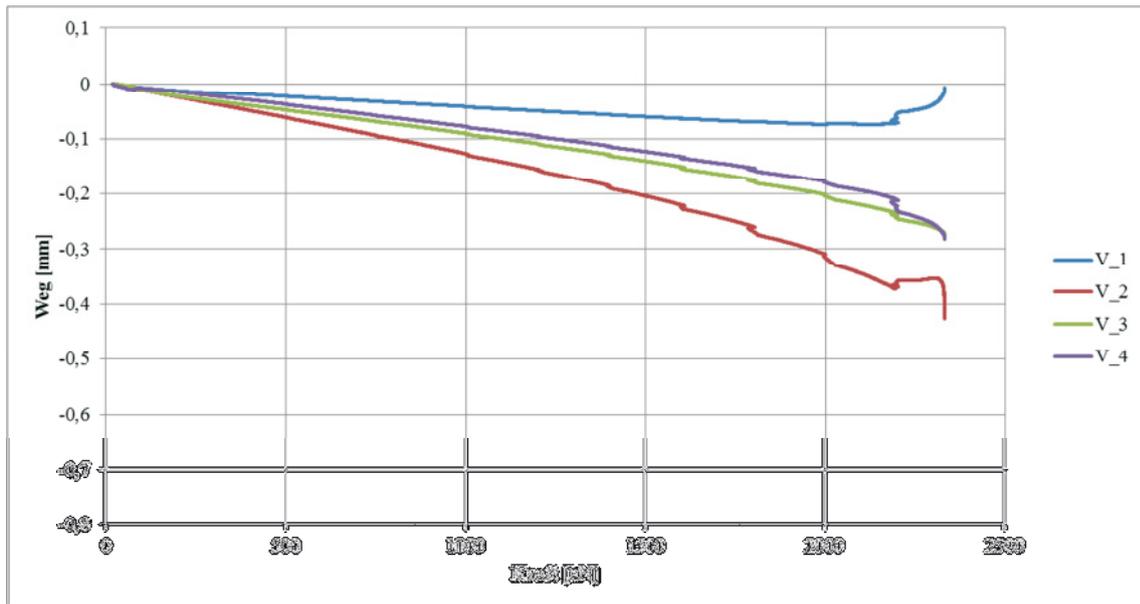


Weg-Kraft-Diagramm Referenz (oben)

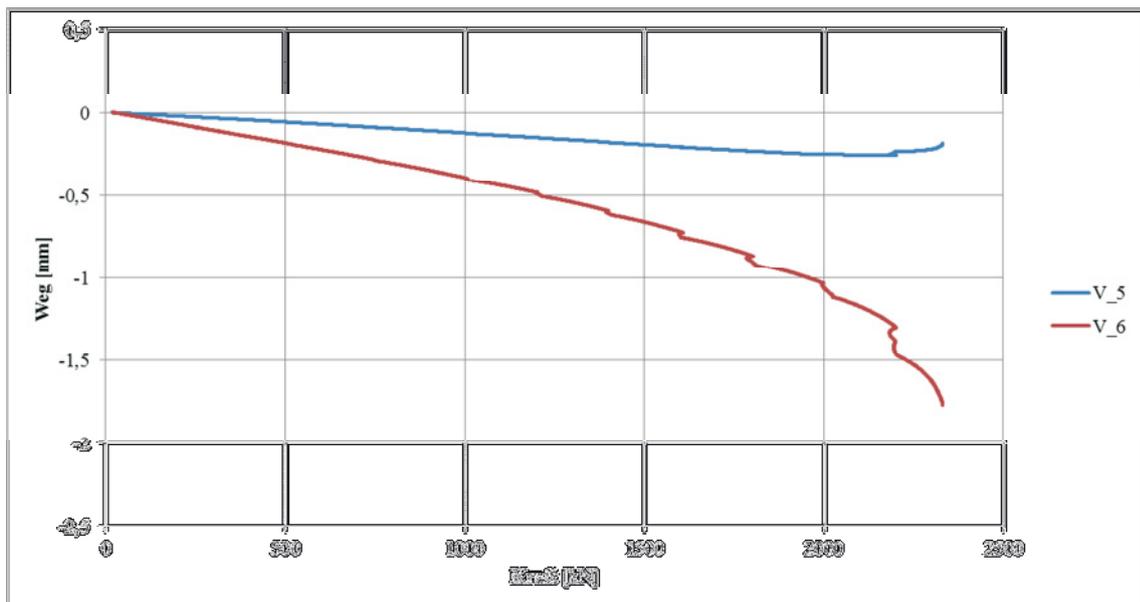


Weg-Kraft-Diagramm Referenz (unten)

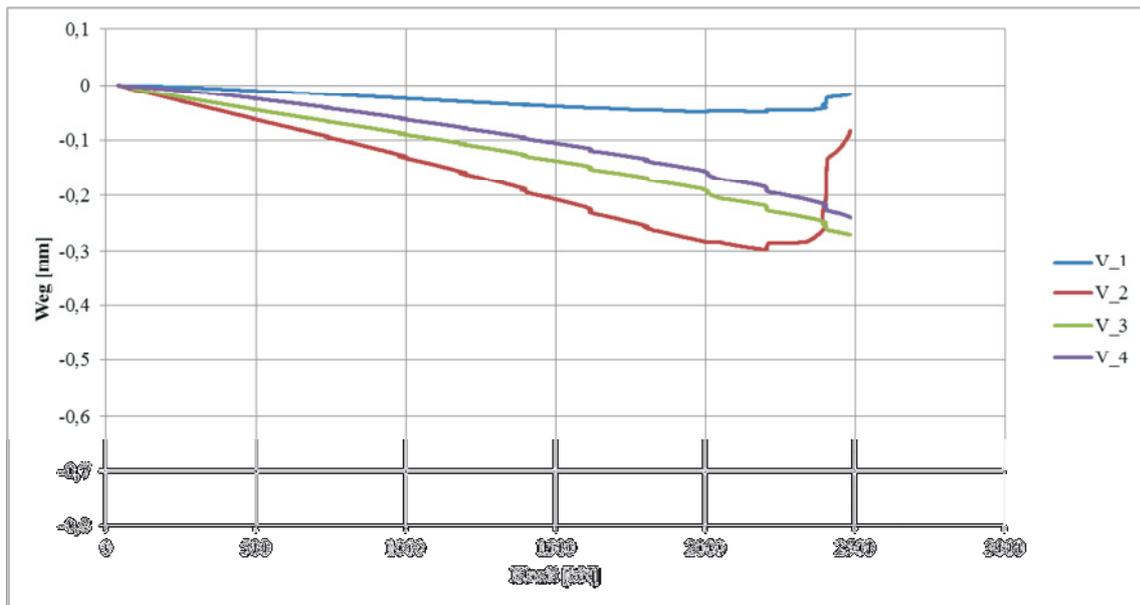
## Anhang I: Weg-Kraft-Diagramme der Versuchsserie 2



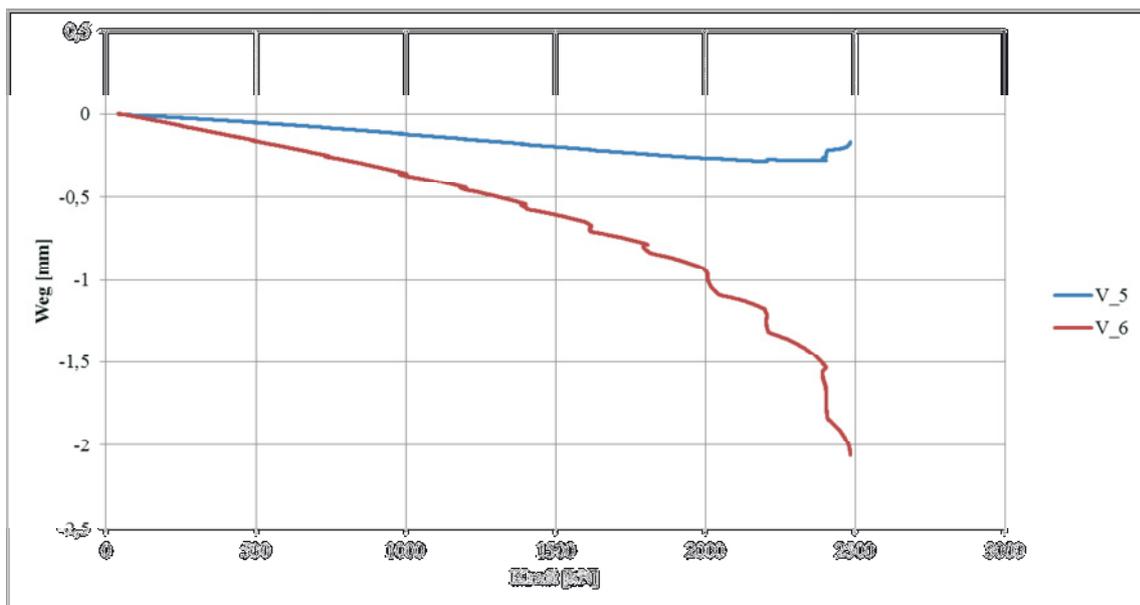
Weg-Kraft-Diagramm V2.1 (oben)



Weg-Kraft-Diagramm V2.1 (unten)

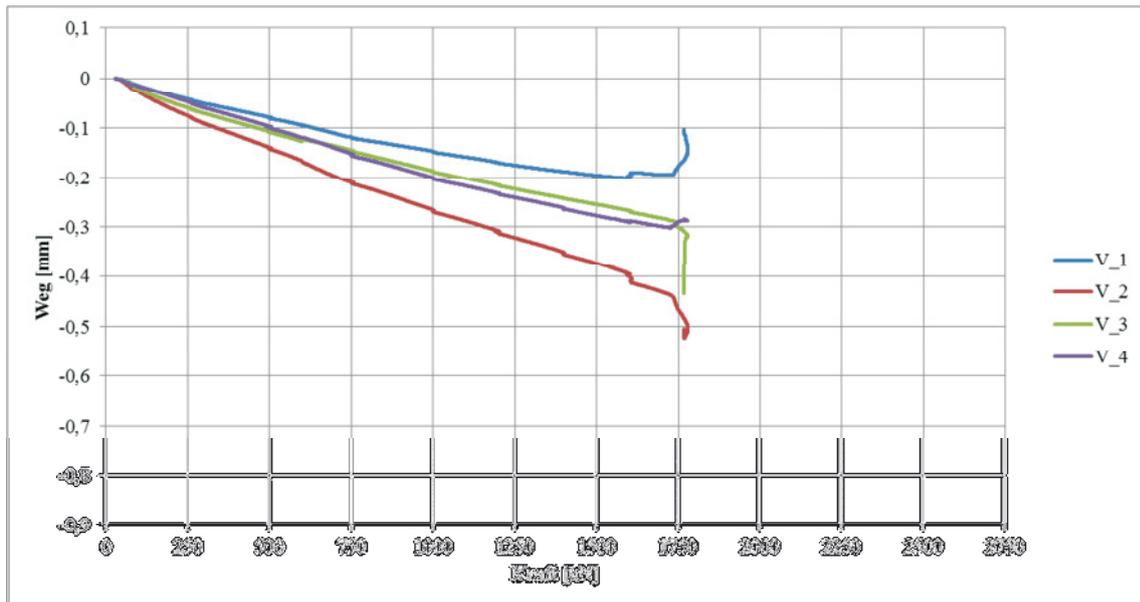


Weg-Kraft-Diagramm V2.2 (oben)

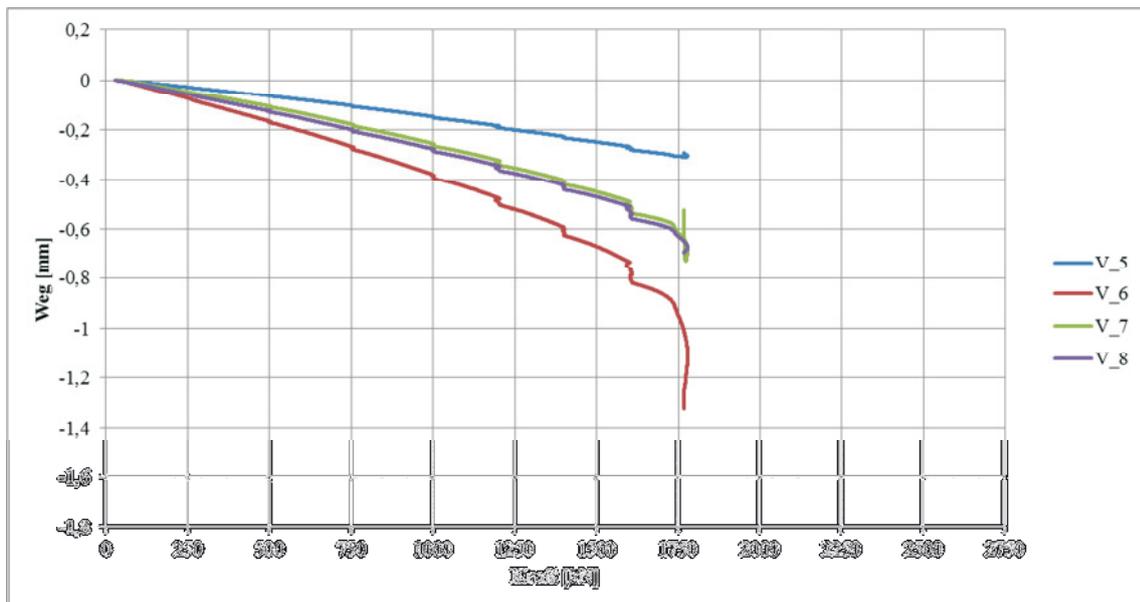


Weg-Kraft-Diagramm V2.2 (unten)

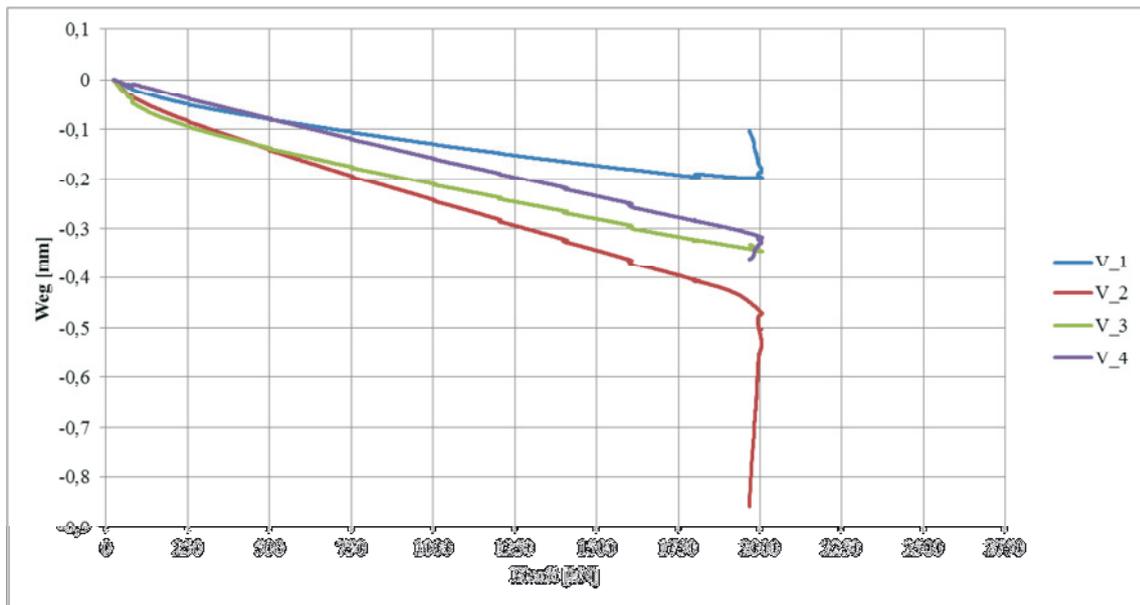
## Anhang J: Weg-Kraft-Diagramme der Versuchsserie 3



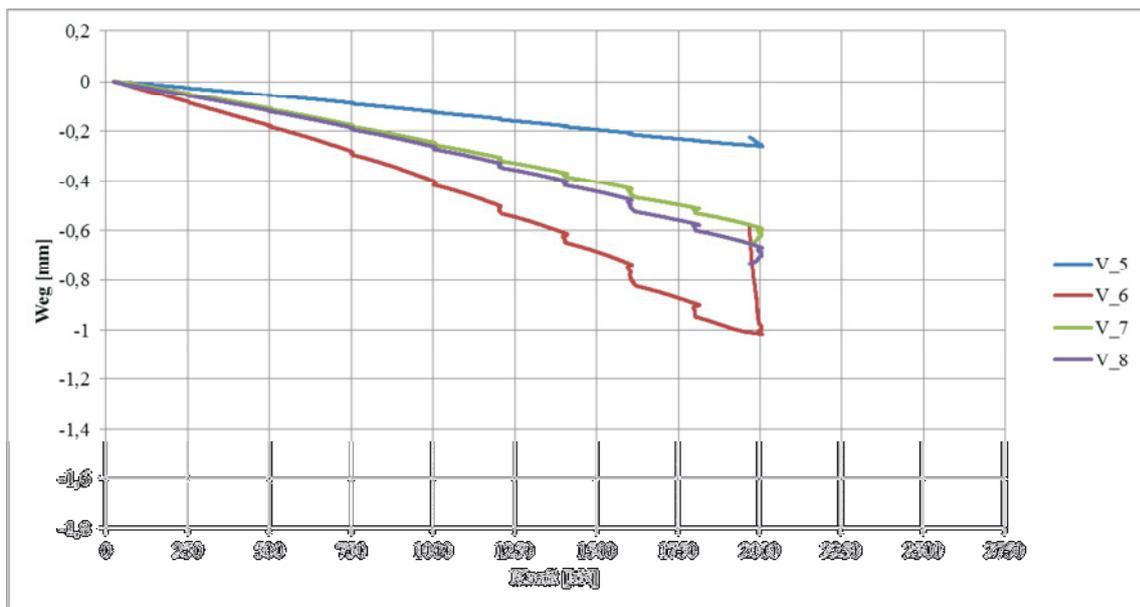
Weg-Kraft-Diagramm V3.1 (oben)



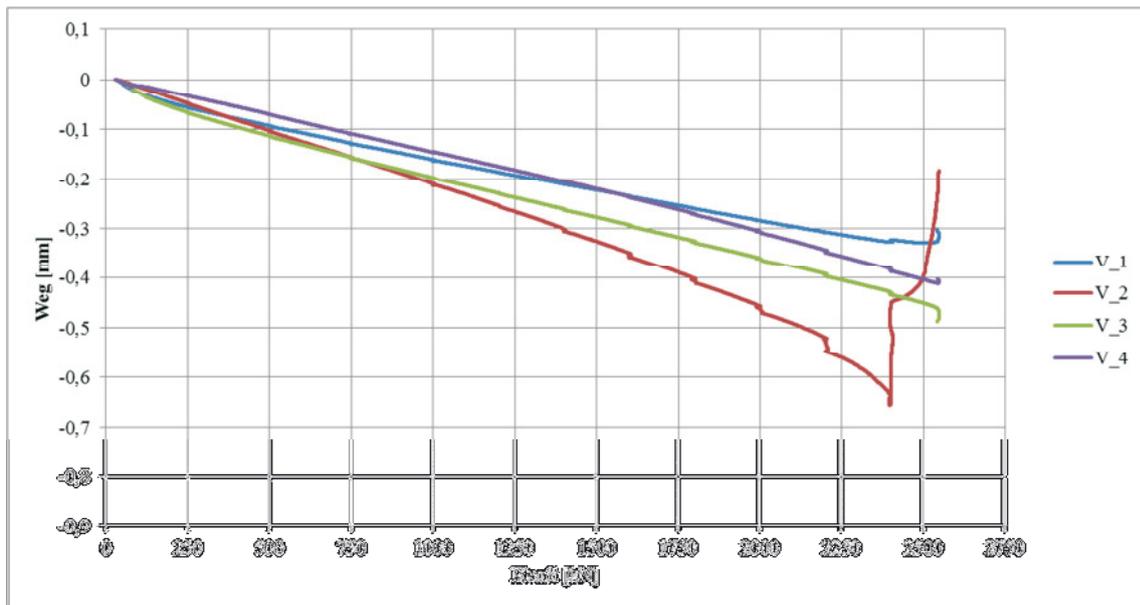
Weg-Kraft-Diagramm V3.1 (unten)



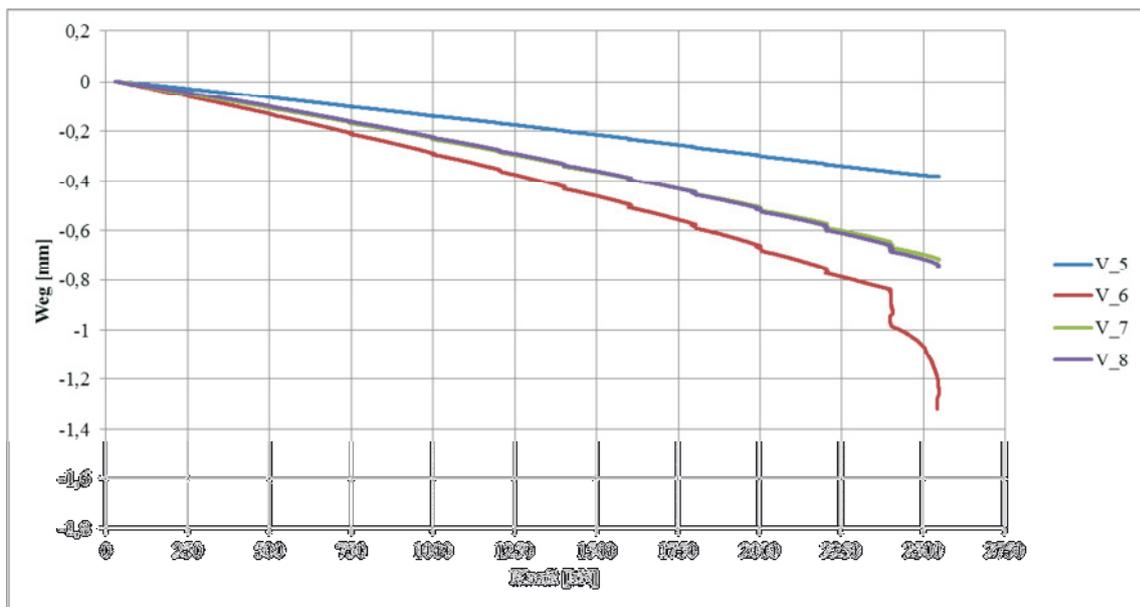
Weg-Kraft-Diagramm V3.2 (oben)



Weg-Kraft-Diagramm V3.2 (unten)

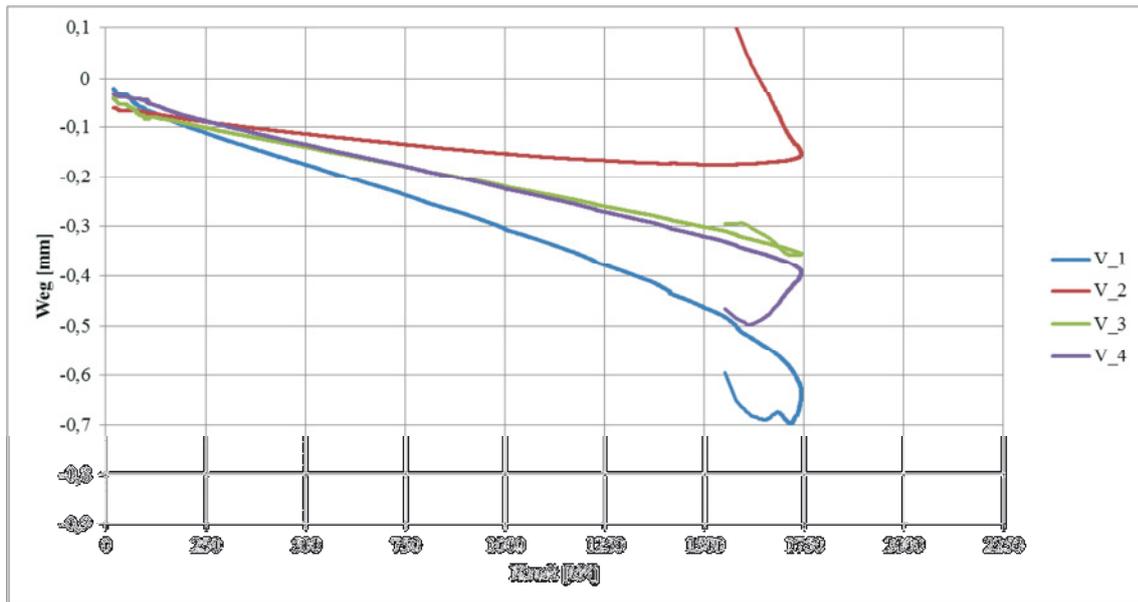


Weg-Kraft-Diagramm V3.3 (oben)

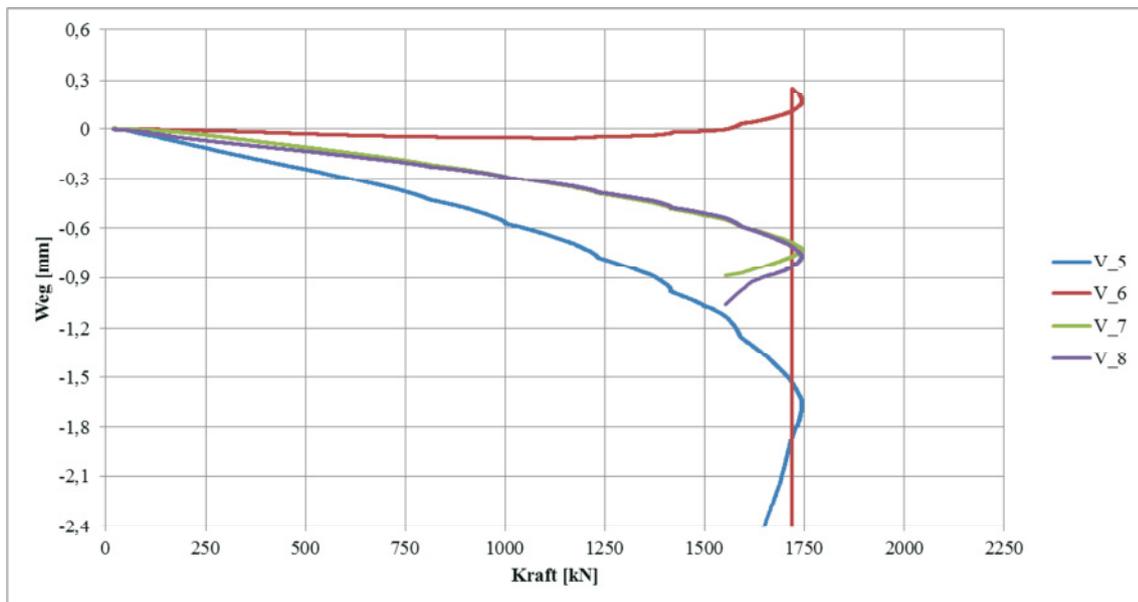


Weg-Kraft-Diagramm V3.3 (unten)

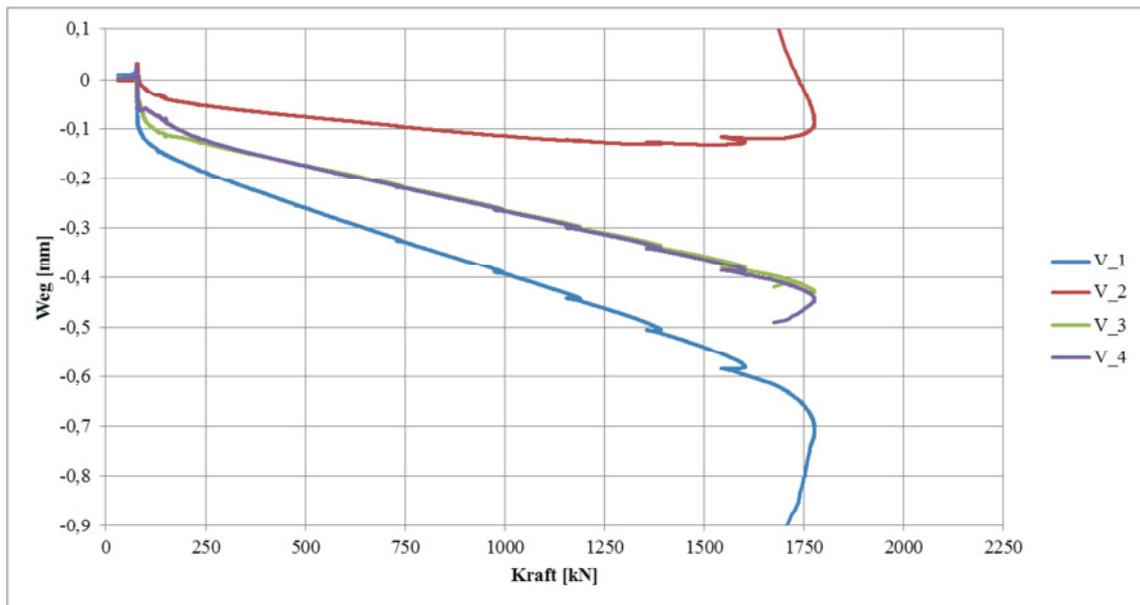
## Anhang K: Weg-Kraft-Diagramme der Versuchsserie 4



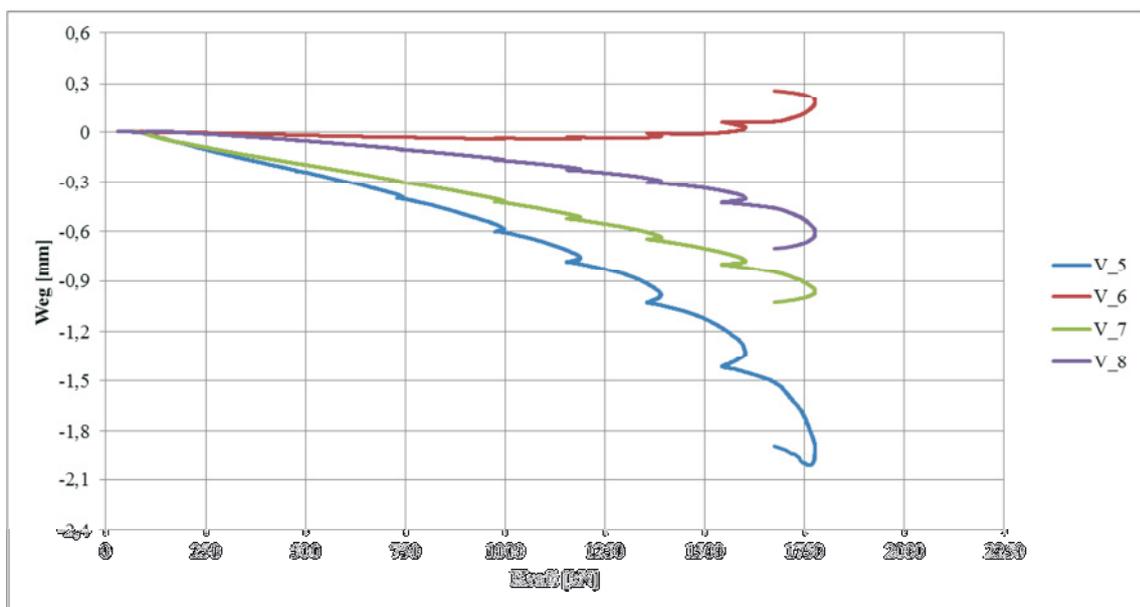
Weg-Kraft-Diagramm V4.1 (oben)



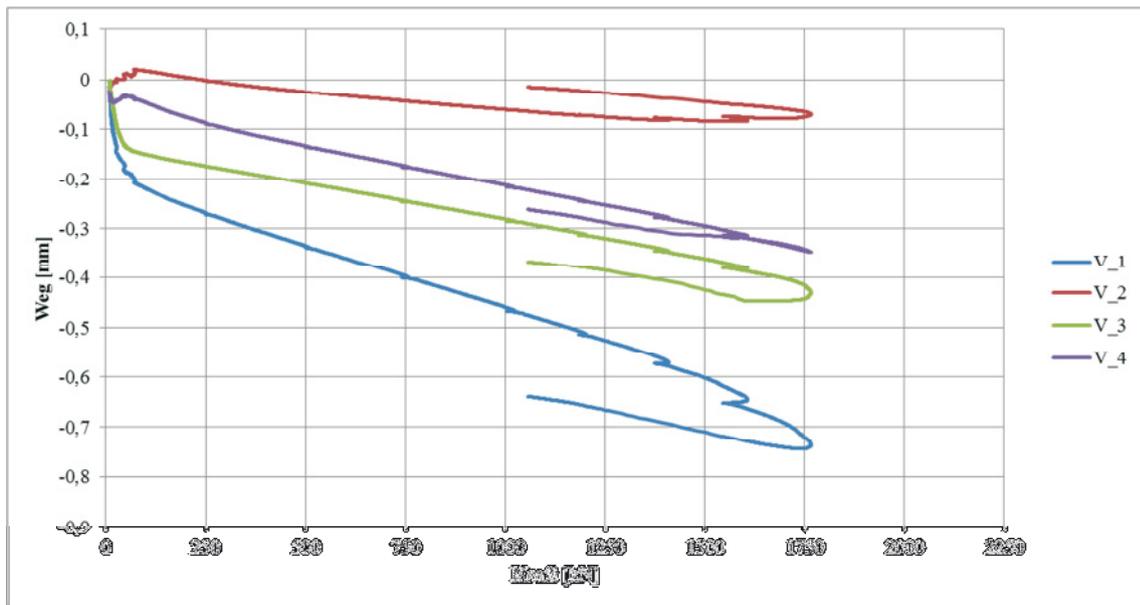
Weg-Kraft-Diagramm V4.1 (unten)



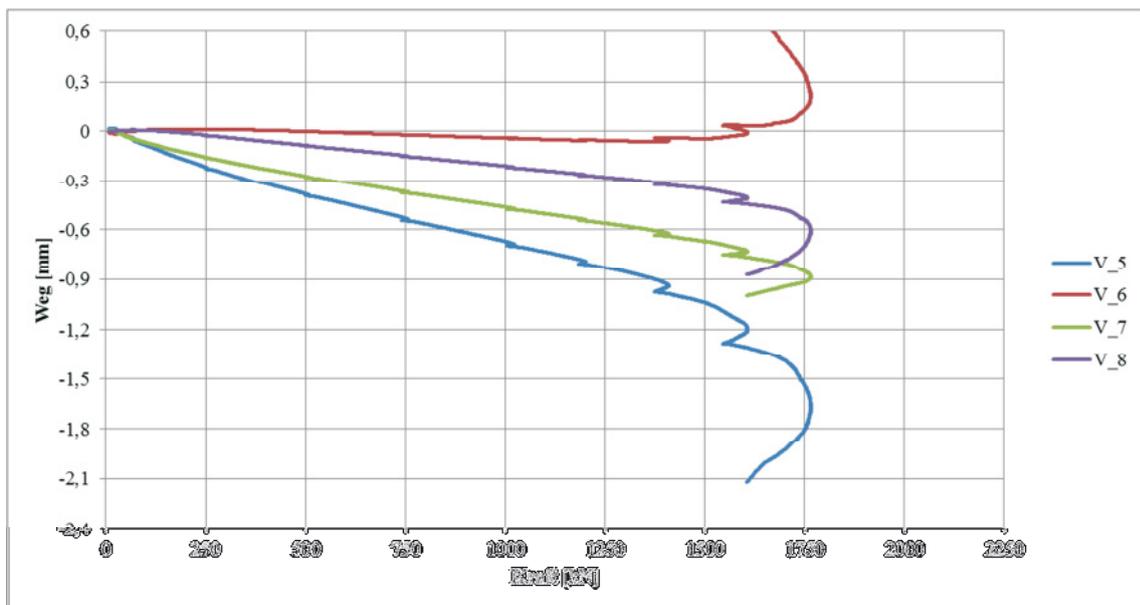
Weg-Kraft-Diagramm V4.2 (oben)



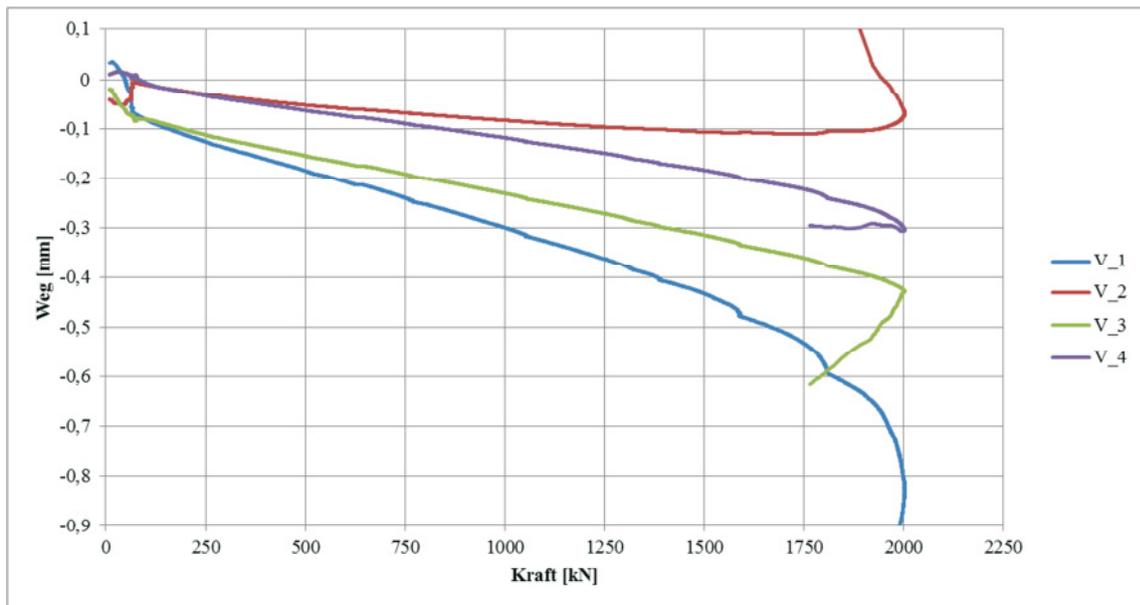
Weg-Kraft-Diagramm V4.2 (unten)



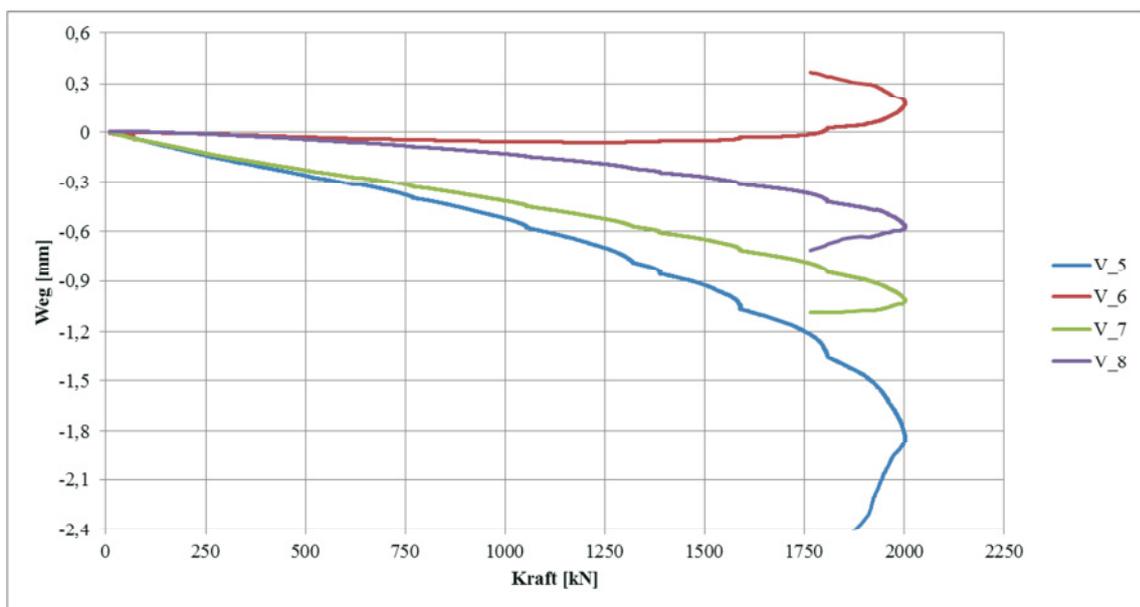
Weg-Kraft-Diagramm V4.3 (oben)



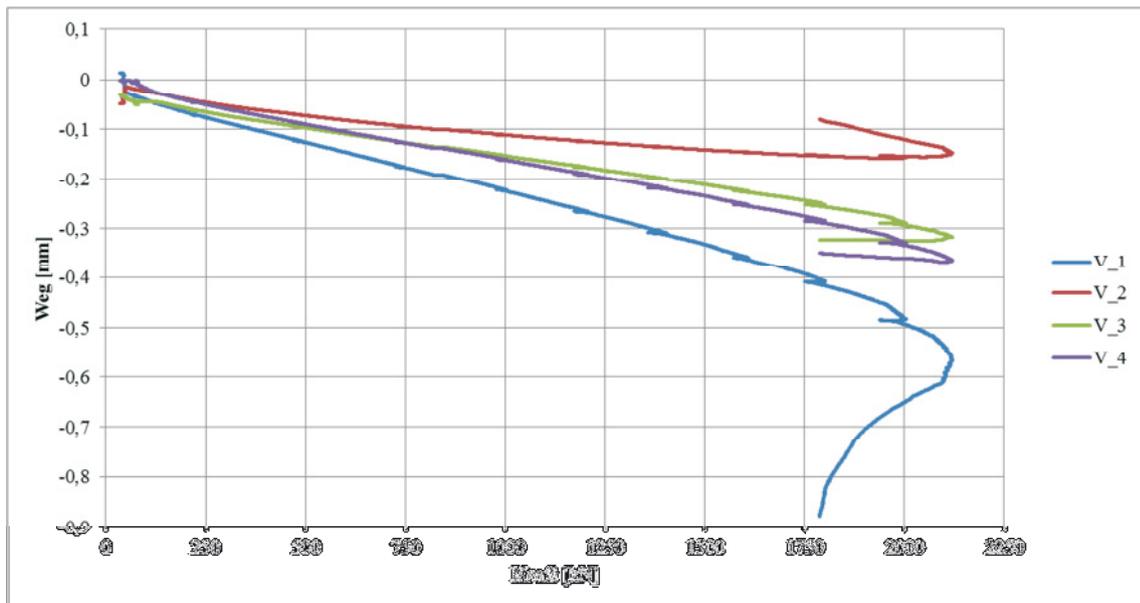
Weg-Kraft-Diagramm V4.3 (unten)



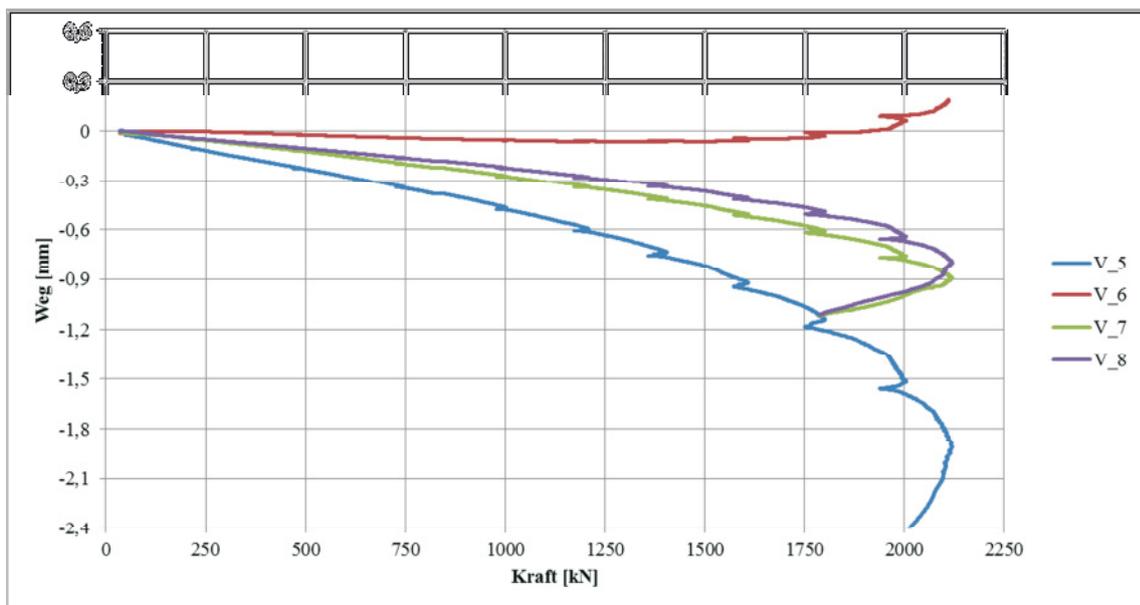
Weg-Kraft-Diagramm V4.4 (oben)



Weg-Kraft-Diagramm V4.4 (unten)

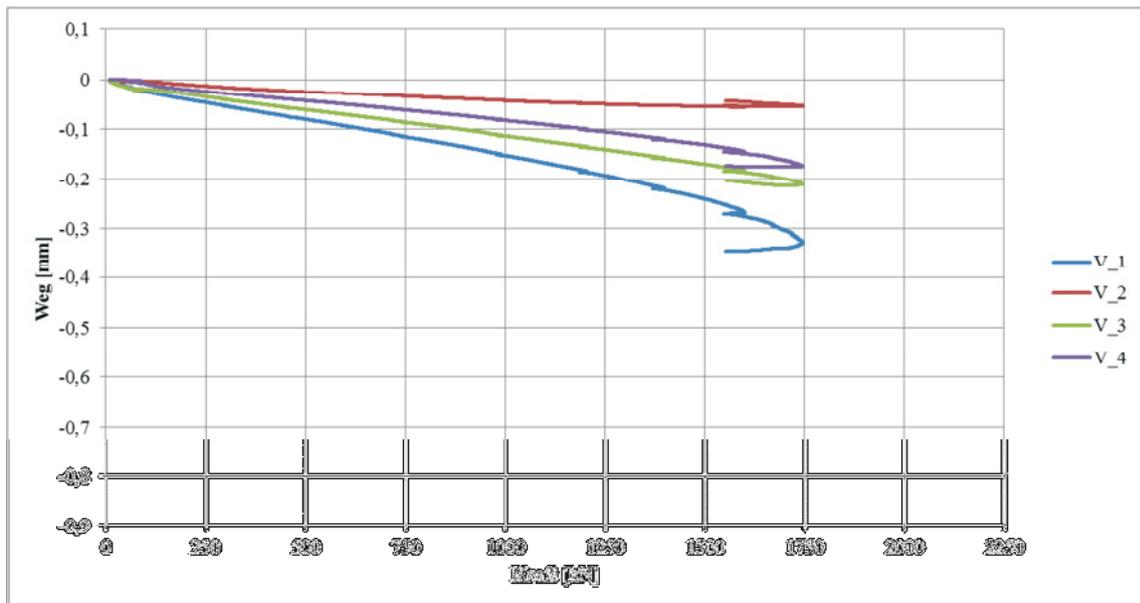


Weg-Kraft-Diagramm V4.5 (oben)

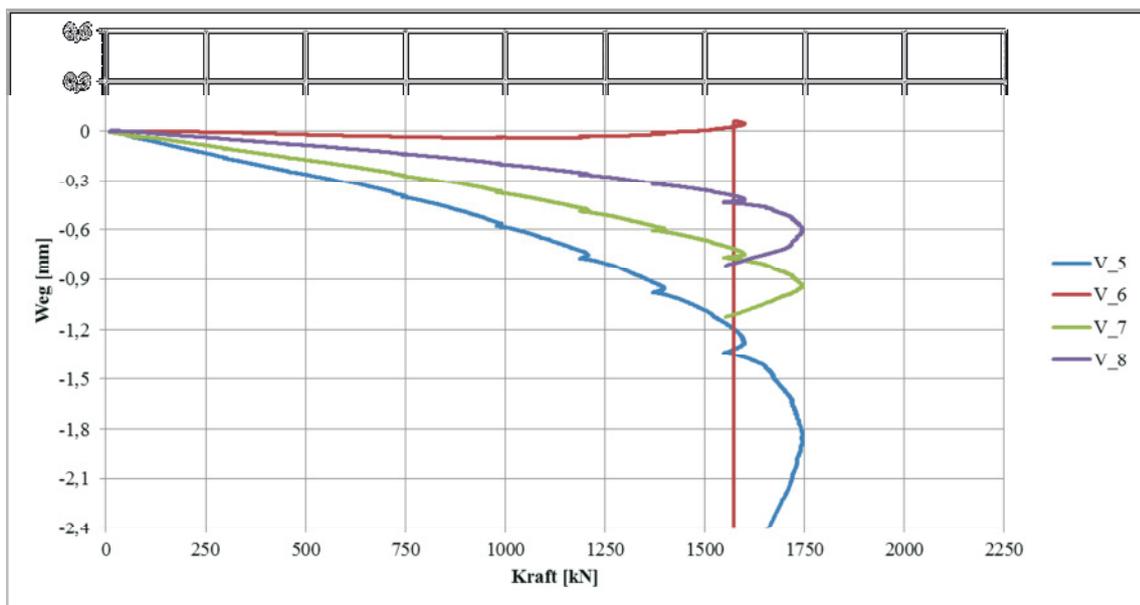


Weg-Kraft-Diagramm V4.5 (unten)

Der Wegaufnehmer V\_6 ist kurz vor dem Versagen aus dem Messbereich herausgelaufen.



Weg-Kraft-Diagramm V4.6 (oben)



Weg-Kraft-Diagramm V4.5 (unten)

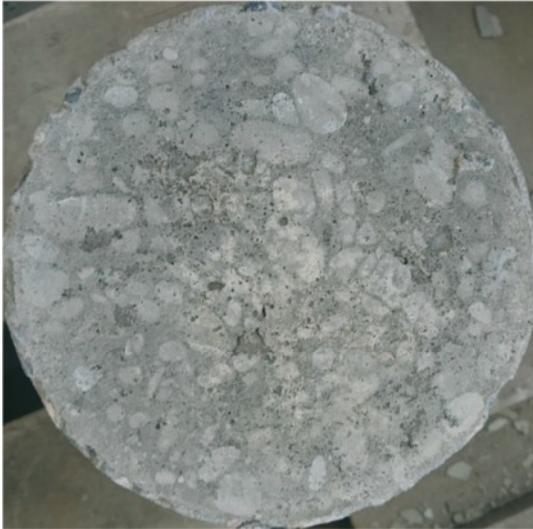
Der Wegaufnehmer V\_6 ist kurz vor dem Versagen aus dem Messbereich herausgelaufen.

## Anhang L: Überprüfung der Kontaktzone - Druckprüfungen

Zylinder	Datum	Datum	Prüfalter	d <sub>Frischbeton</sub>	d <sub>FT</sub>	h <sub>Frischbeton</sub>	h <sub>FT</sub>	Gewicht	F	f <sub>cm,dry,cube</sub>	f <sub>c,cyl</sub>
ID	Betonage	Prüfung	Tage	mm	mm	mm	mm	g	kN	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
1-1 NB t0	30.05.2016	27.06.2016	28	150,3	144,1	202,0	99,8	12155	800,2	48,7	49,1
1-2 NB t0	30.05.2016	27.06.2016	28	149,7	144,3	205,6	96,4	12149	713,2	48,7	43,6
1-3 NB t0	30.05.2016	27.06.2016	28	149,7	143,8	205,8	98,6	12296	778,2	48,7	47,9
2-4 NB t0+R	30.05.2016	27.06.2016	28	149,8	144,2	198,3	99,7	11921	487,8	46,0	29,9
1-5 NB t30	30.05.2016	27.06.2016	28	149,7	144,1	198,9	100,9	11908	792,9	48,7	48,6
1-6 NB t30+R	30.05.2016	27.06.2016	28	149,7	144,8	200,5	100,3	12101	717,6	48,7	43,6
1-7 NB t60	30.05.2016	27.06.2016	28	149,6	143,1	208,6	97,9	12392	770,3	48,7	47,9
1-8 NB t60+R	30.05.2016	27.06.2016	28	149,7	143,8	200,0	99,7	12062	711,7	48,7	43,8
2-1 LC t0	01.06.2016	29.06.2016	28	150,3	143,0	199,9	99,0	10736	693,9	47,8	43,2
1-2 LC t0	31.05.2016	28.06.2016	28	149,7	143,7	195,6	99,9	10626	715,8	47,3	44,1
1-3 LC t0	31.05.2016	28.06.2016	28	149,7	144,8	199,9	99,9	10863	739,8	47,3	44,9
2-4 LC t0+R	01.06.2016	29.06.2016	28	149,8	143,2	197,7	101,0	10611	717,7	47,8	44,6
2-5 LC t30	01.06.2016	29.06.2016	28	149,7	143,3	198,2	98,8	10703	726,3	47,8	45,0
1-6 LC t30+R	31.05.2016	28.06.2016	28	149,7	144,1	197,2	99,6	10728	613,0	47,3	37,6
1-7 LC t60	31.05.2016	28.06.2016	28	149,6	143,1	195,4	100,1	10695	682,5	47,3	42,4
1-8 LC t60+R	31.05.2016	28.06.2016	28	149,7	145,0	199,7	99,8	10848	639,3	47,3	38,7
Avoll,NB,1	10.05.2016	07.06.2016	28	150	144	195	99	11905	710,3	48,0	43,6
Avoll,NB,2	10.05.2016	07.06.2016	28	150	144	197	100	12074	730,9	48,0	44,9
Avoll,NB,3	10.05.2016	07.06.2016	28	150	144	194	99	11960	708,5	48,0	43,5
Avoll,LC,1	11.05.2016	08.06.2016	28	150	144	196	99	10731	700,1	45,7	43,0
Avoll,LC,2	11.05.2016	08.06.2016	28	150	144	194	100	10543	701,2	45,7	43,1
Avoll,LC,3	11.05.2016	08.06.2016	28	150	144	195	98	10594	731,5	45,7	44,9
300 mm,1	10.05.2016	07.06.2016	28	150	0	294	0	12198	731,9	48,0	41,4 <sup>30</sup>
300 mm,2	10.05.2016	07.06.2016	28	150	0	294	0	12282	726,2	48,0	41,1 <sup>30</sup>
300 mm,3	10.05.2016	07.06.2016	28	150	0	295	0	12328	698,0	48,0	39,5 <sup>30</sup>

<sup>30</sup> Bezogen auf einen Durchmesser von 150 mm statt 144 mm wie bei den anderen Werten

## Anhang M: Überprüfung der Kontaktzone - Sichtprüfungen



*NB,t<sub>0,1</sub>*



*LC,t<sub>0,1</sub>*



*NB,t<sub>0,2</sub>*



*LC,t<sub>0,2</sub>*



*NB,t<sub>0,3</sub>*



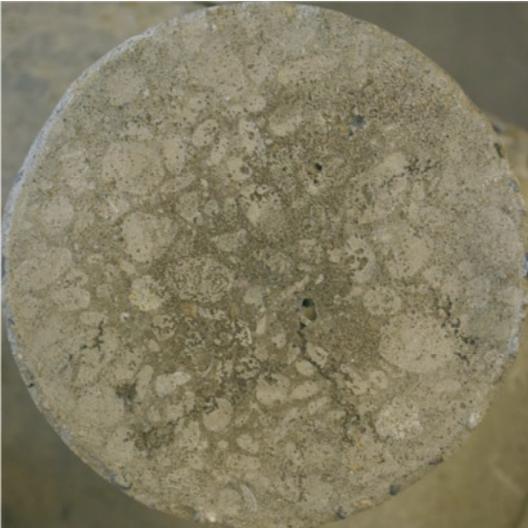
*LC,t<sub>0,3</sub>*



*NB, t<sub>30</sub>*



*LC, t<sub>30</sub>*



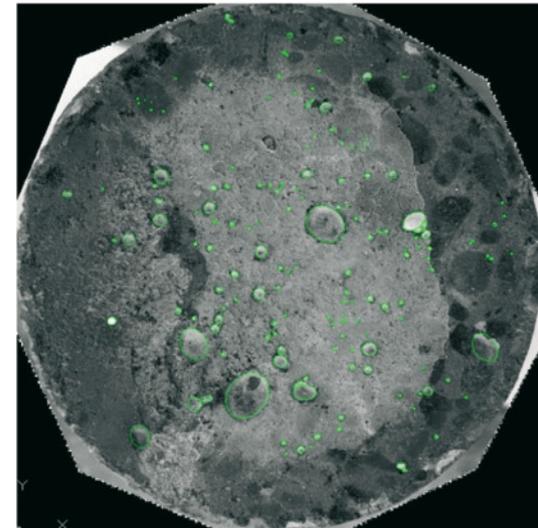
*NB, t<sub>60</sub>*



*LC, t<sub>60</sub>*



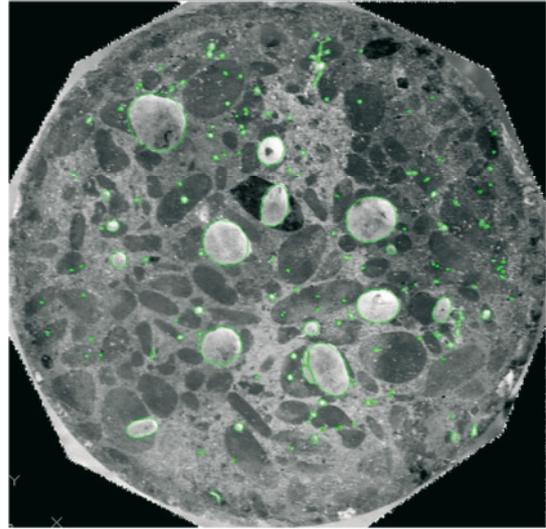
*NB, t<sub>0+R</sub>*



*NB, t<sub>0+R</sub>, bearb*



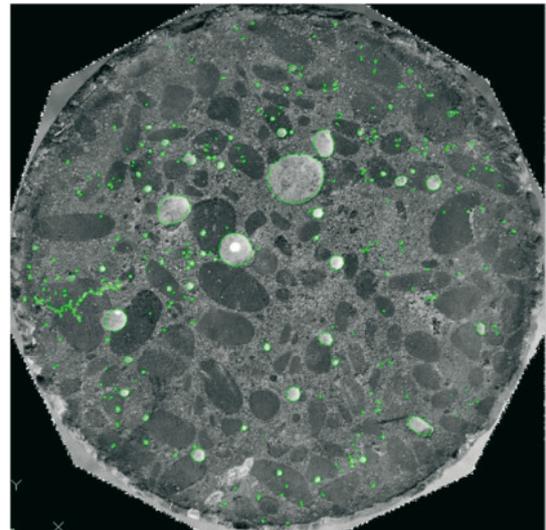
*NB,t<sub>30+R</sub>*



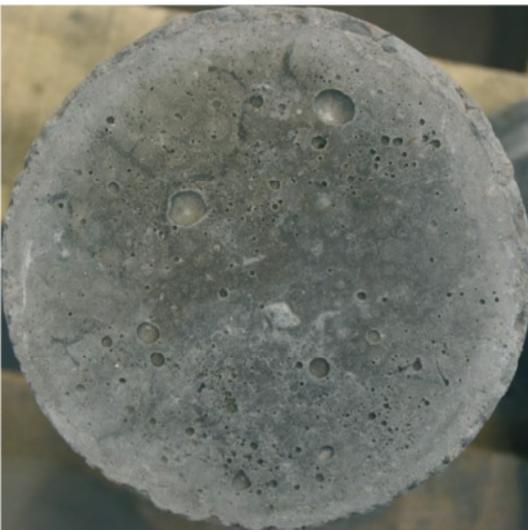
*NB,t<sub>30+R</sub>,bearb*



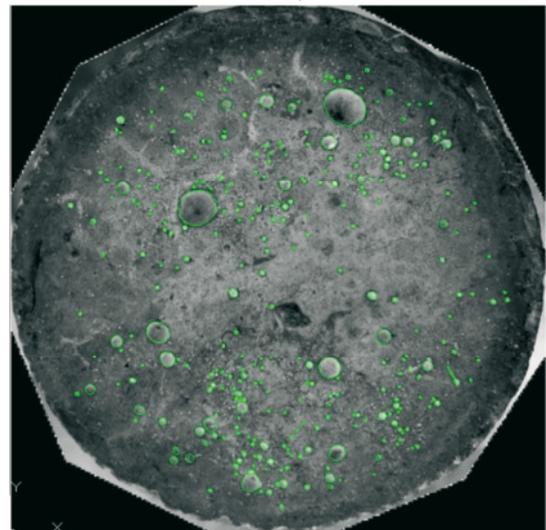
*NB,t<sub>60+R</sub>*



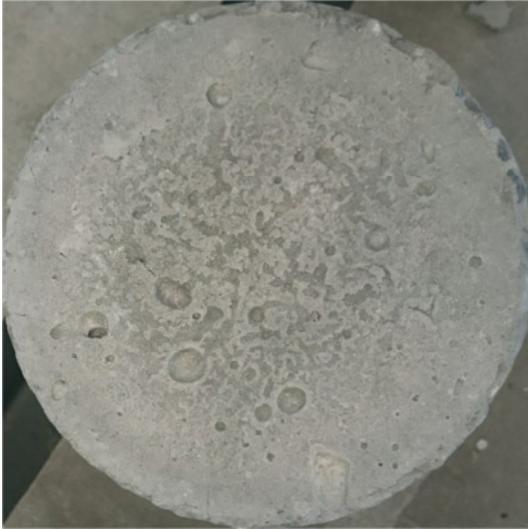
*NB,t<sub>60+R</sub>,bearb*



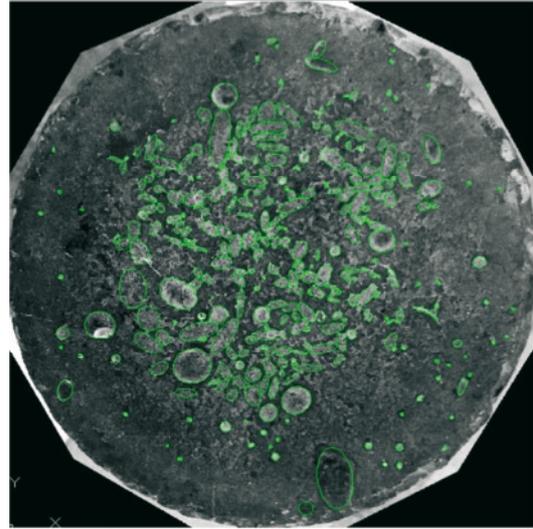
*LC,t<sub>0+R</sub>*



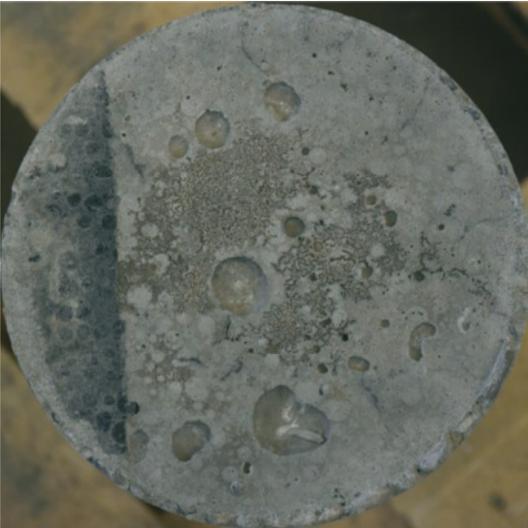
*LC,t<sub>0+R</sub>,bearb*



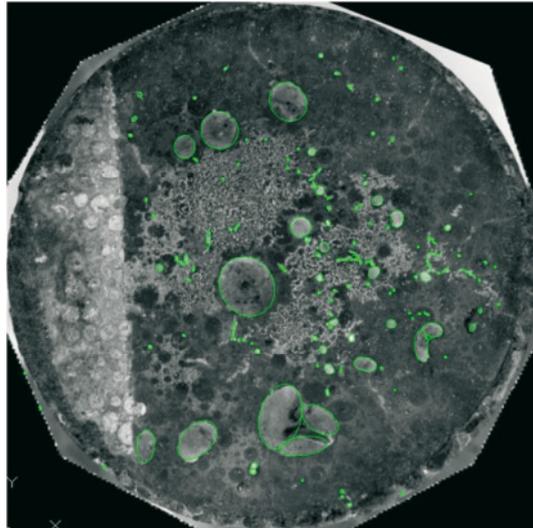
*LC,t<sub>30+R</sub>*



*LC,t<sub>30+R,bearb</sub>*



*LC,t<sub>60+R</sub>*



*LC,t<sub>60+R,bearb</sub>*

## Anhang N: Überprüfung der Kontaktzone – Definierte Fehlstellen

Normalbeton:

Prüfkörperbezeichnung		Prüfalter	Kontaktfläche	d <sub>Frishbeton</sub>	d <sub>FT</sub>	h <sub>Frishbeton</sub>	h <sub>FT</sub>	Ge- wicht	F <sub>max</sub>	f <sub>cm,dry,cube</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>
ID	Kontakt	[d]	[cm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
2-2-8	A <sub>i 1/4</sub>	28	41	150	144	19,4	9,8	11,915	311	47,8	76,3	17,6
2-2-6	A <sub>i 1/2</sub>	28	81	150	144	19,5	10,0	11,913	503	47,8	61,8	28,5
2-2-4	A <sub>i 3/4</sub>	28	122	150	144	19,5	10,0	11,912	665	47,8	54,4	37,6
2-2-2	A <sub>i 7/8</sub>	28	143	150	144	20,0	9,7	12,061	705	47,8	49,5	39,9
2-2-7	A <sub>a 1/4</sub>	28	41	150	144	19,5	9,8	11,894	170	47,8	41,9	10,5
2-2-5	A <sub>a 1/2</sub>	28	81	150	144	19,7	9,7	11,895	316	47,8	38,8	19,4
2-2-3	A <sub>a 3/4</sub>	28	122	150	144	19,7	9,8	12,019	541	47,8	44,3	33,2
2-2-9	A <sub>a 7/8</sub>	28	143	150	144	19,5	9,8	12,028	661	47,8	46,4	40,6
1-1-9	A <sub>s 3/4</sub>	28	122	150	144	19,5	10,0	11,906	512	45,7	41,9	31,4
1-1-7	A <sub>s 7/8</sub>	28	143	150	144	19,4	10,0	11,840	594	45,7	41,7	36,5
1-2-4	A <sub>r 1/4</sub>	28	41	150	144	19,6	9,8	11,854	437	47,8	107,3	26,8
1-2-3	A <sub>r 1/2</sub>	28	81	150	144	19,5	9,8	11,717	653	47,8	80,2	40,1
1-2-2	A <sub>r 3/4</sub>	28	122	150	144	19,8	10,0	11,951	747	47,8	61,2	45,9
1-2-1	A <sub>r 7/8</sub>	28	143	150	144	19,5	10,0	11,881	740	47,8	51,9	45,4
2-1-5	A <sub>voll1</sub>	28	163	150	144	19,5	9,9	11,905	710	48,6	43,6	43,6
2-1-7	A <sub>voll2</sub>	28	163	150	144	19,7	10,0	12,074	731	48,6	44,9	44,9
2-1-7	A <sub>voll3</sub>	28	163	150	144	19,4	9,9	11,960	709	48,6	43,5	43,5

Mit σ<sub>1</sub> Mittlere Spannung in der Kontaktzone (Versuchslast bezogen auf die Kontaktfläche)

σ<sub>2</sub> Mittlere Spannung bezogen auf die Fläche des Fertigteils

## Leichtbeton:

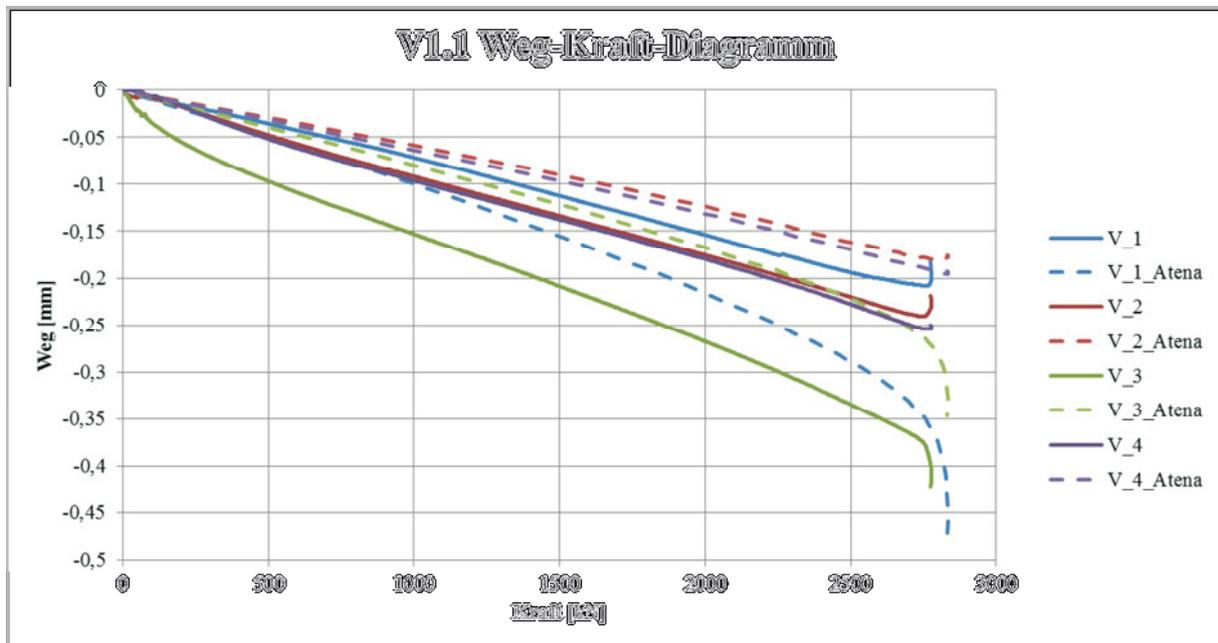
Prüfkörperbezeichnung		Prüfalter	Kontaktfläche	$d_{\text{Frischbeton}}$	$d_{\text{FT}}$	$h_{\text{Frischbeton}}$	$h_{\text{FT}}$	Gewicht	$F_{\text{max}}$	$f_{\text{cm,dry,cube}}$	$f_{\text{c,cyl}}$	$f$
ID	Kontakt	[d]	[cm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
2-6	A <sub>i 1/4</sub>	28	41	150	144	19,9	10,0	10,583	182	47,6	44,8	10,3
3-6	A <sub>i 1/2</sub>	28	81	150	144	19,5	9,6	10,713	519	47,6	63,8	29,4
2-8	A <sub>i 3/4</sub>	28	122	150	144	19,6	9,8	10,718	694	47,6	56,8	39,3
2-9	A <sub>i 7/8</sub>	28	143	150	144	19,5	10,0	10,618	709	47,6	49,7	40,1
3-5	A <sub>a 1/4</sub>	28	41	150	144	19,0	9,6	10,384	134	47,6	32,9	8,2
3-4	A <sub>a 1/2</sub>	28	81	150	144	19,5	9,6	10,416	302	47,6	37,1	18,6
3-9	A <sub>a 3/4</sub>	28	122	150	144	19,2	10,0	10,670	478	47,6	39,1	29,3
3-8	A <sub>a 7/8</sub>	28	143	150	144	19,5	9,8	10,624	608	47,6	42,7	37,3
1-8	A <sub>s 3/4</sub>	28	122	150	144	19,5	10,0	10,622	533	45,7	43,7	32,7
1-9	A <sub>s 7/8</sub>	28	143	150	144	19,0	10,1	12,074	616	45,7	43,2	37,8
2-1	A <sub>r 1/4</sub>	28	41	150	144	19,5	9,9	10,655	350	47,6	85,9	21,5
2-7	A <sub>r 1/2</sub>	28	81	150	144	19,4	9,9	10,583	571	47,6	70,1	35,1
2-5	A <sub>r 3/4</sub>	28	122	150	144	19,4	10,0	10,671	694	47,6	56,8	42,6
2-2	A <sub>r 7/8</sub>	28	143	150	144	19,5	9,8	10,747	729	47,6	51,1	44,7
4-2	A <sub>voll1</sub>	28	163	150	144	19,5	10,0	10,731	700	45,7	43,0	43,0
4-1	A <sub>voll2</sub>	28	163	150	144	19,4	10,0	10,543	701	45,7	43,0	43,0
4-3	A <sub>voll3</sub>	28	163	150	144	19,5	9,8	10,594	732	45,7	44,9	44,9

Mit  $\sigma_1$  Mittlere Spannung in der Kontaktzone (Versuchslast bezogen auf die Kontaktfläche)

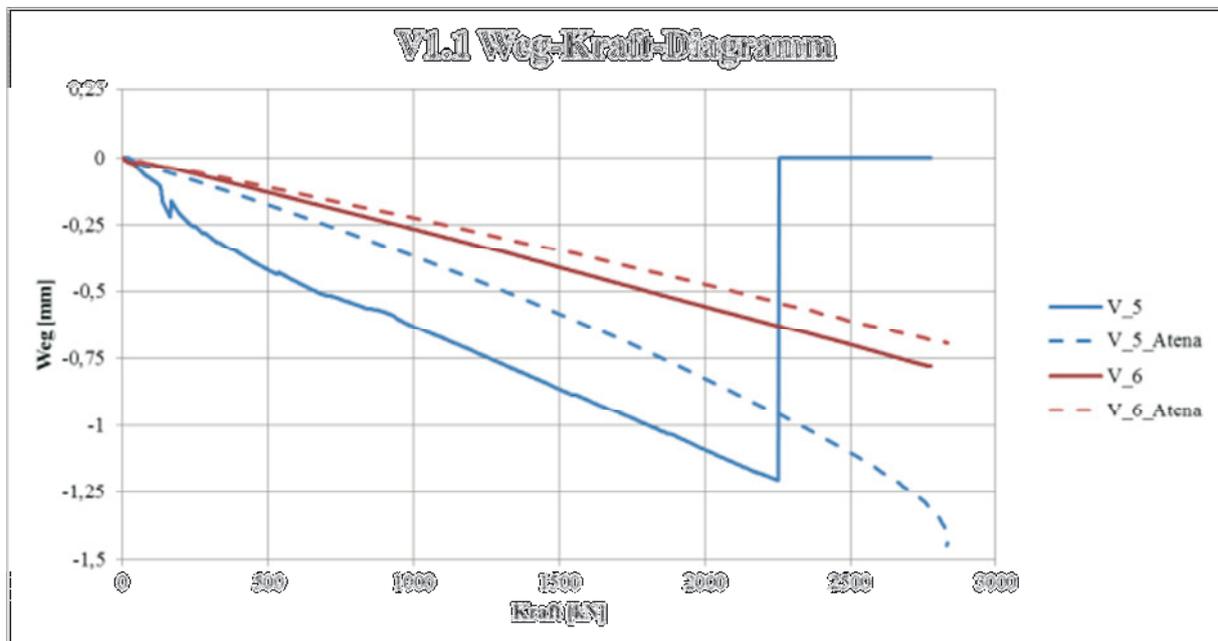
$\sigma_2$  Mittlere Spannung bezogen auf die Fläche des Fertigteils

## Anhang O: Weg-Kraft-Diagramme von ATENA gegenüber den Versuchen

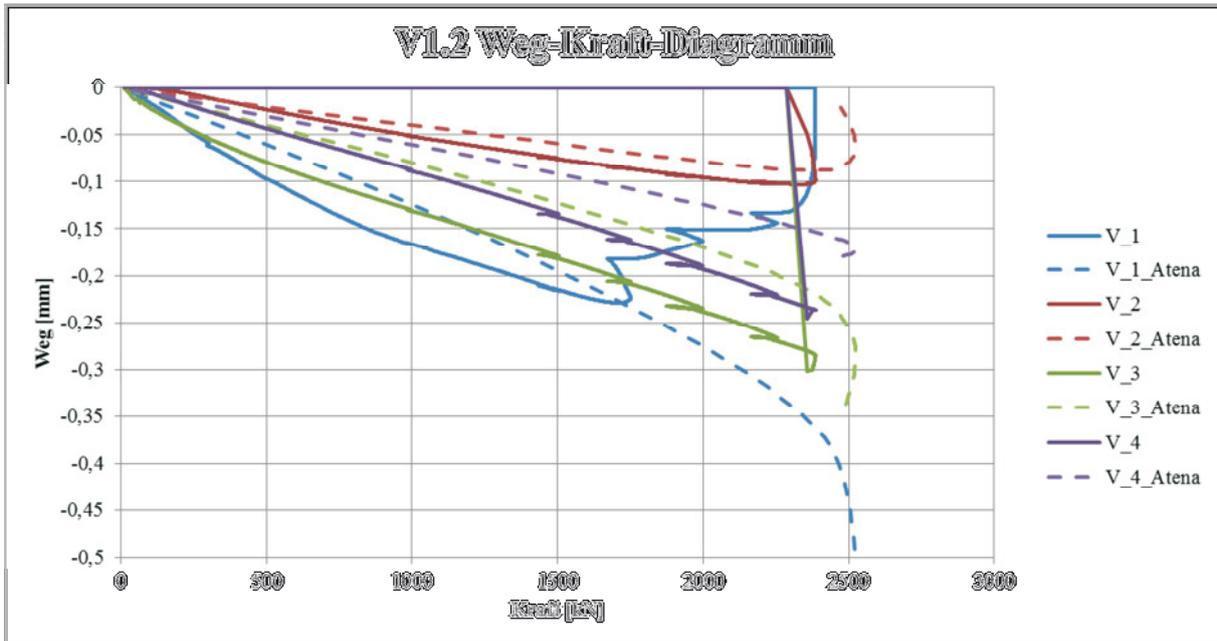
Oben



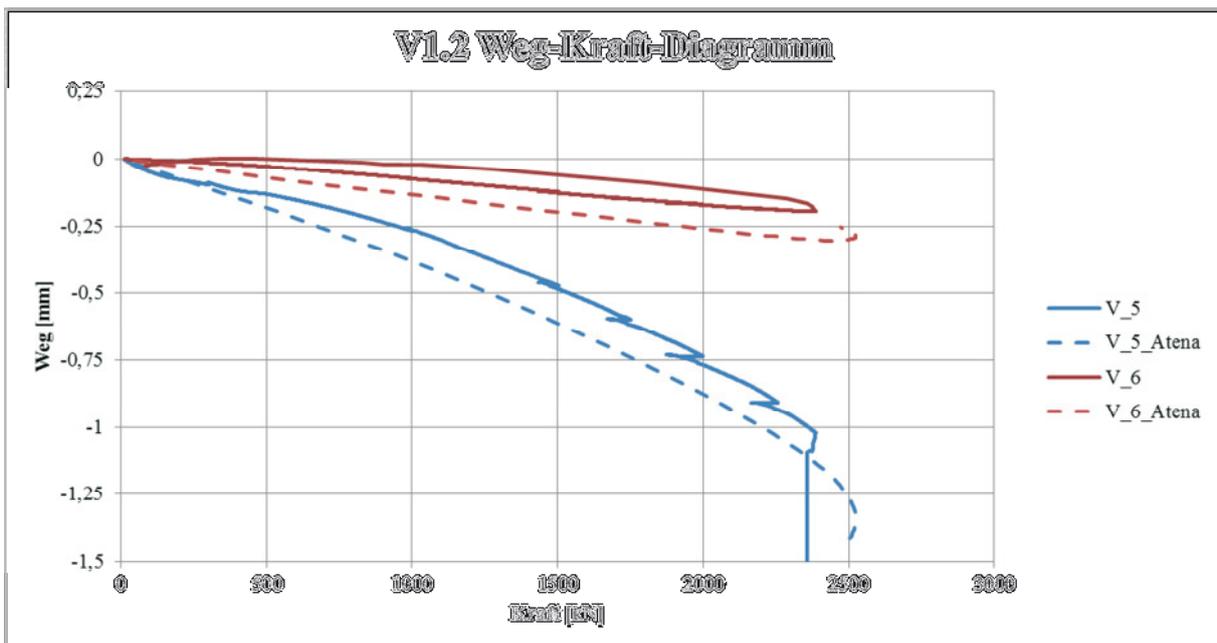
Unten



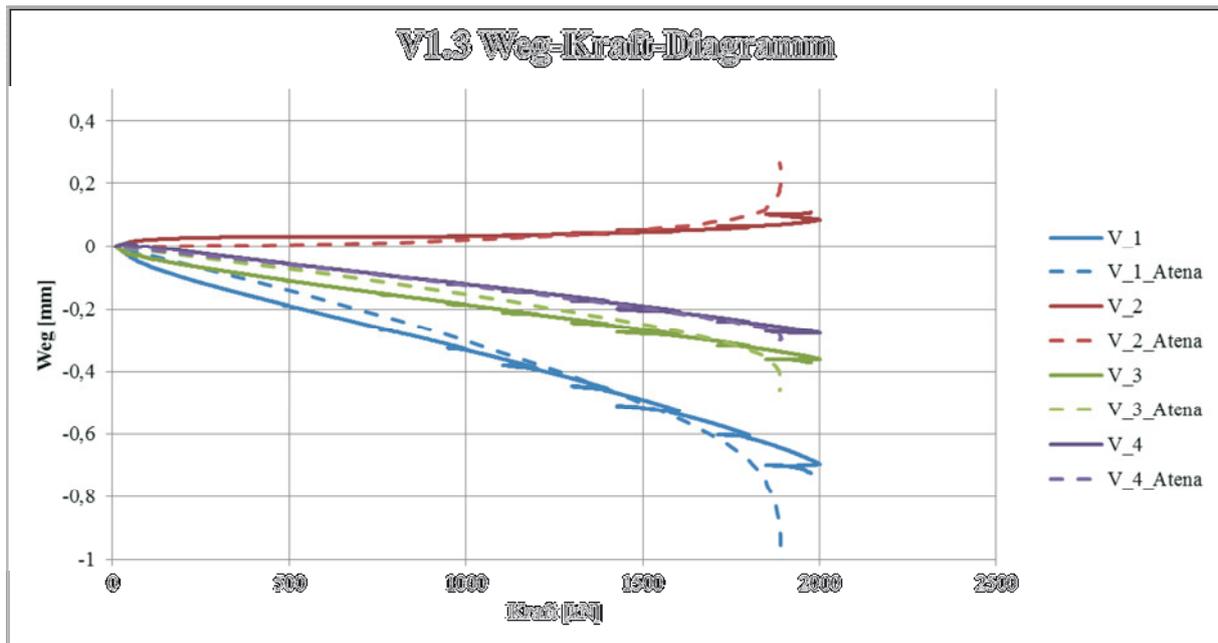
Oben



Unten



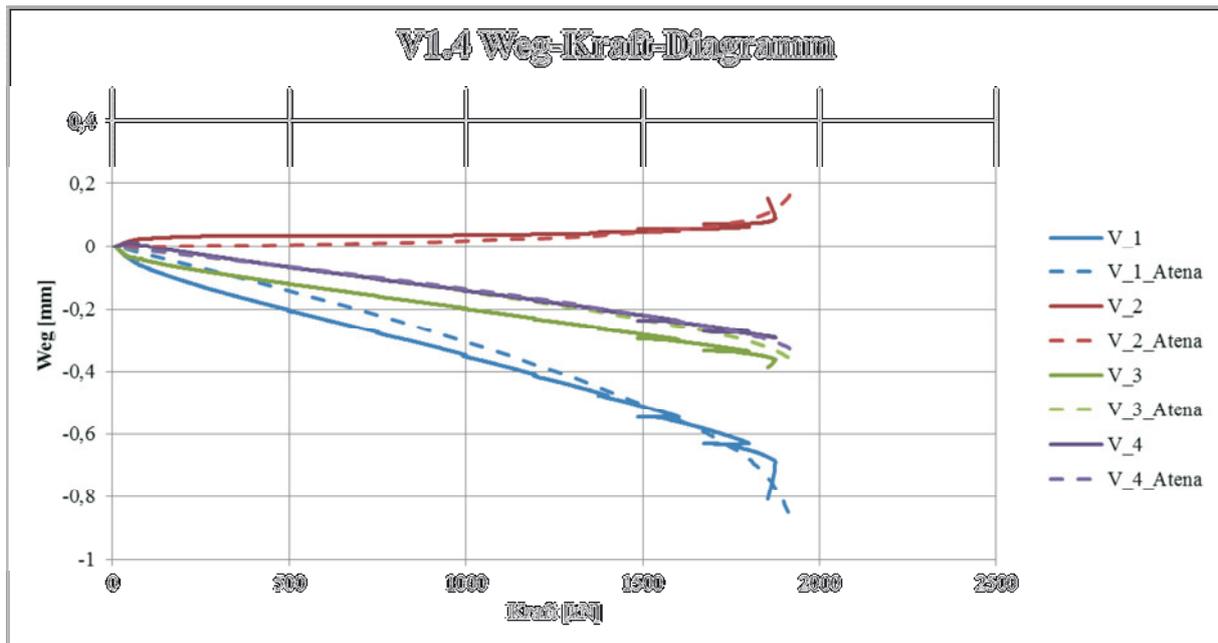
Oben



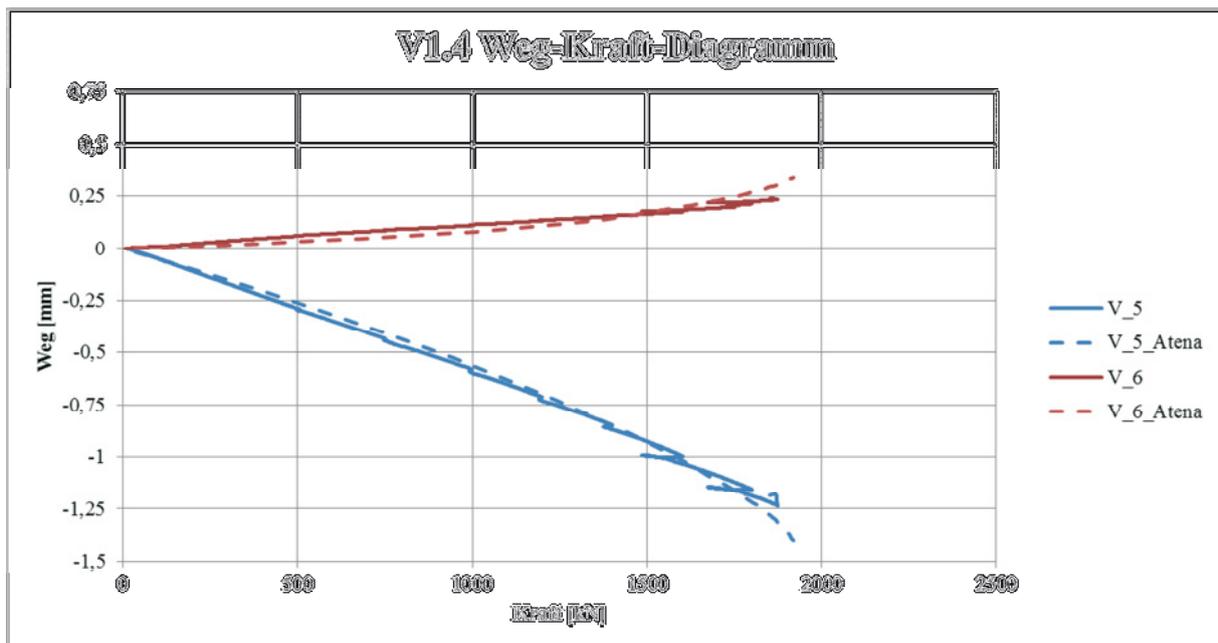
Unten



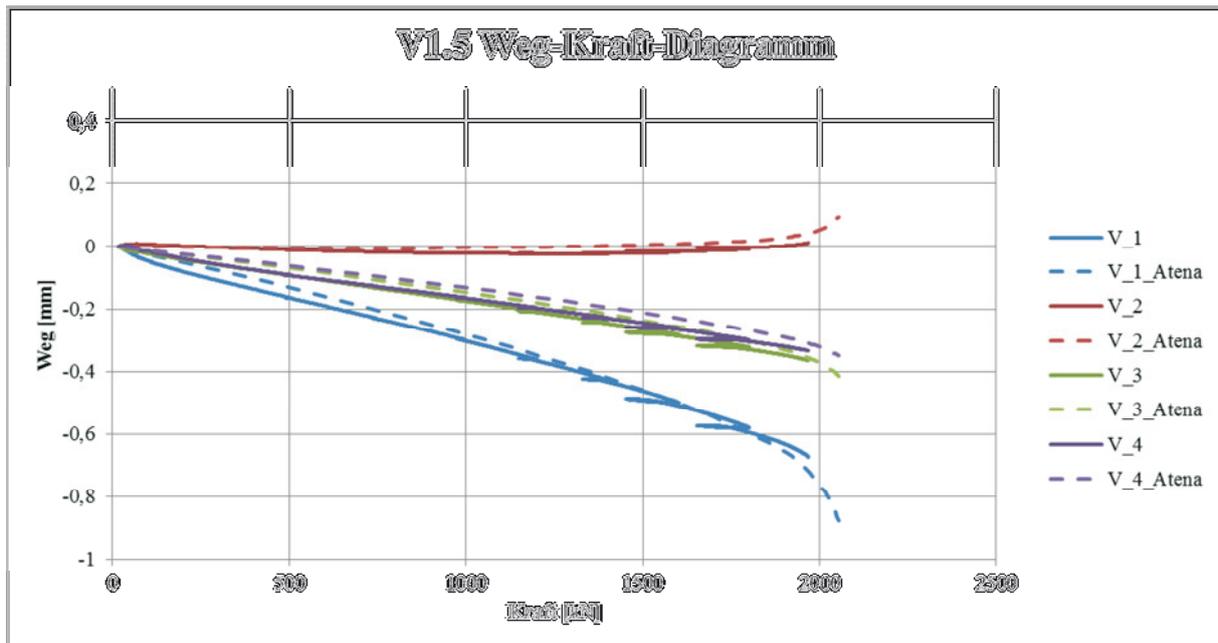
Oben



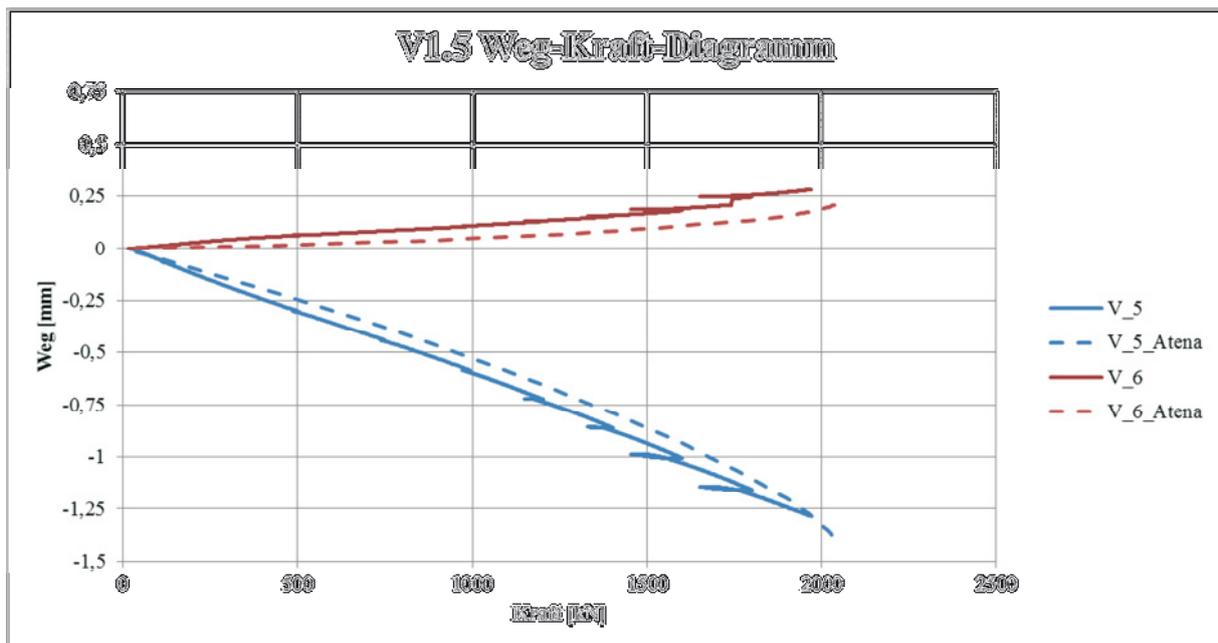
Unten



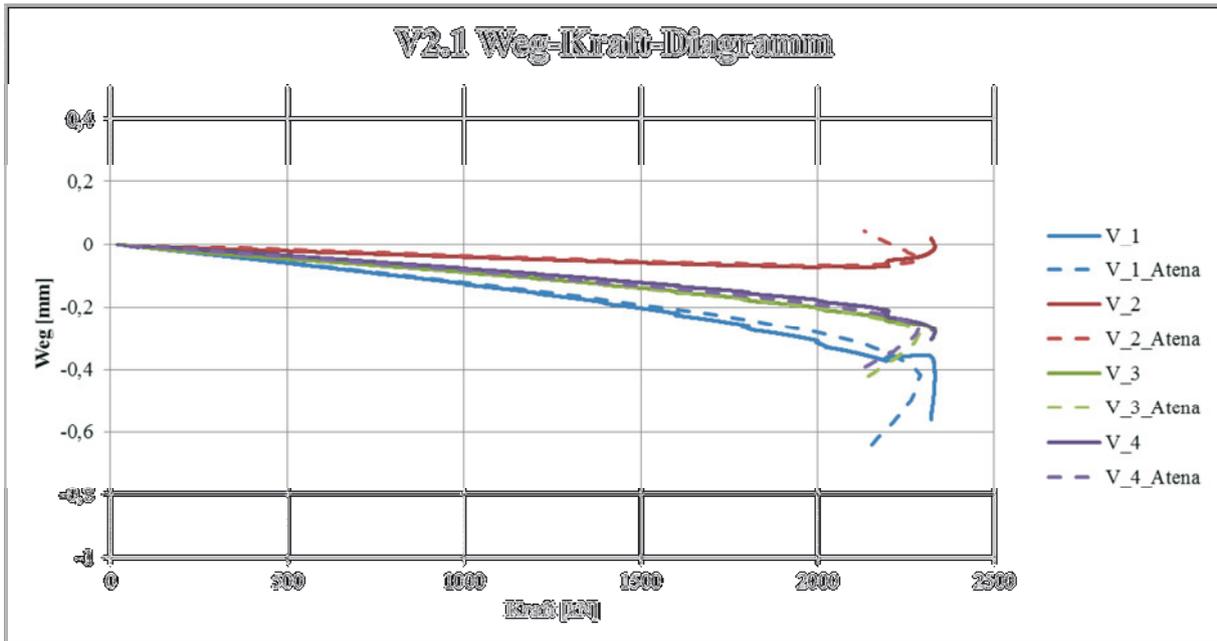
Oben



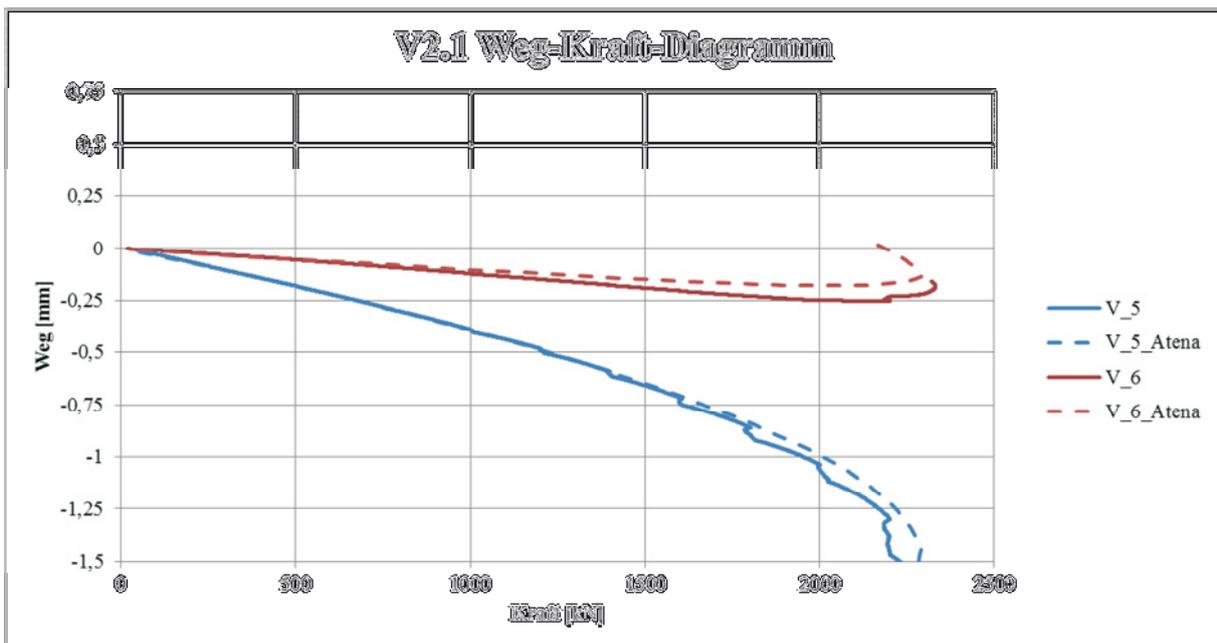
Unten



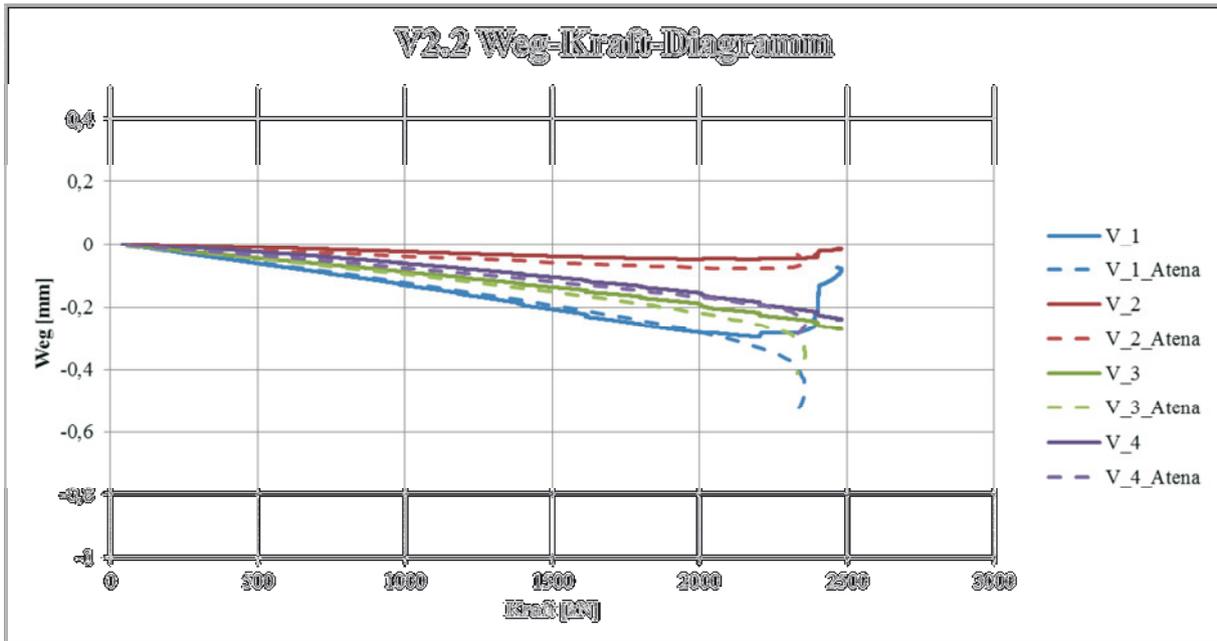
Oben



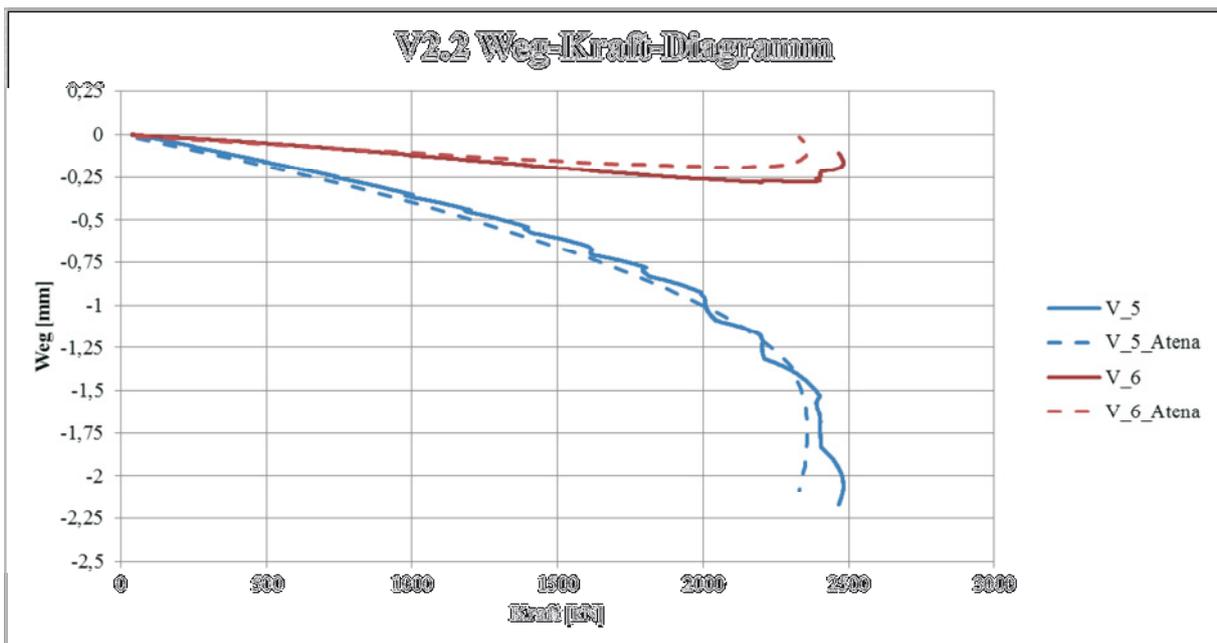
Unten



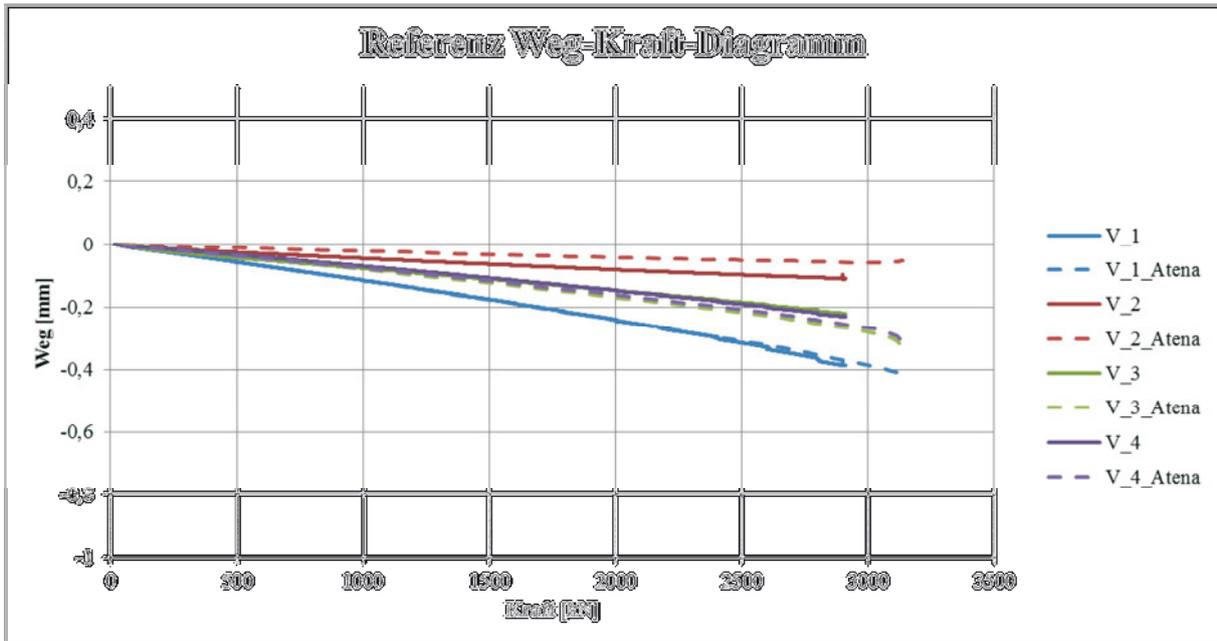
Oben



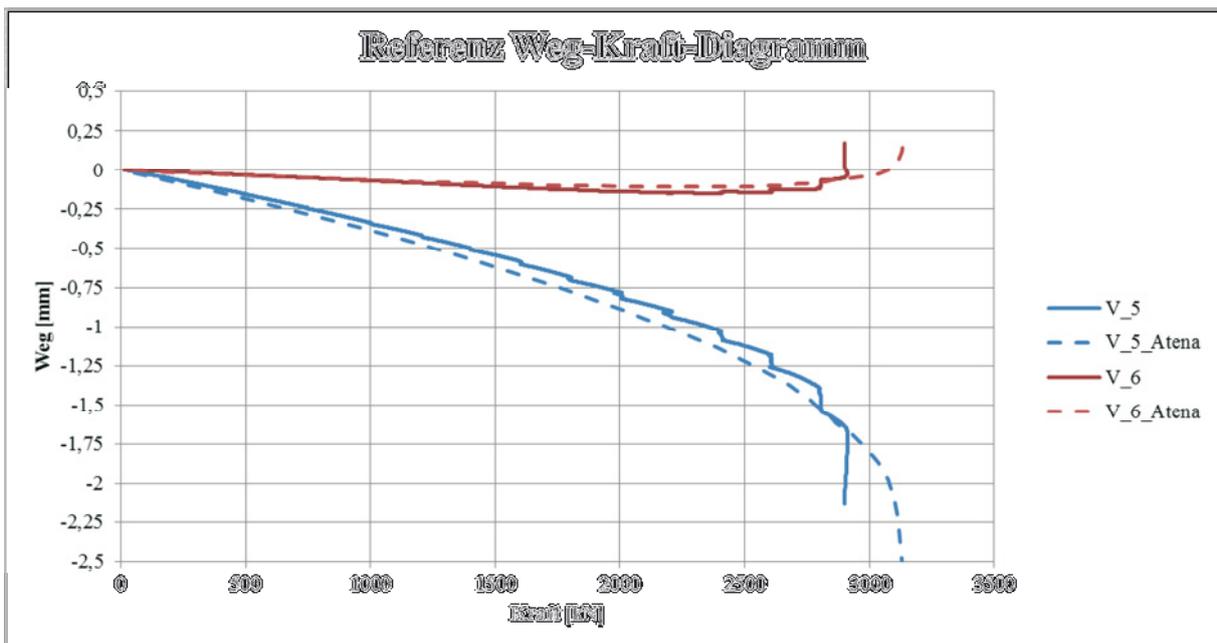
Unten



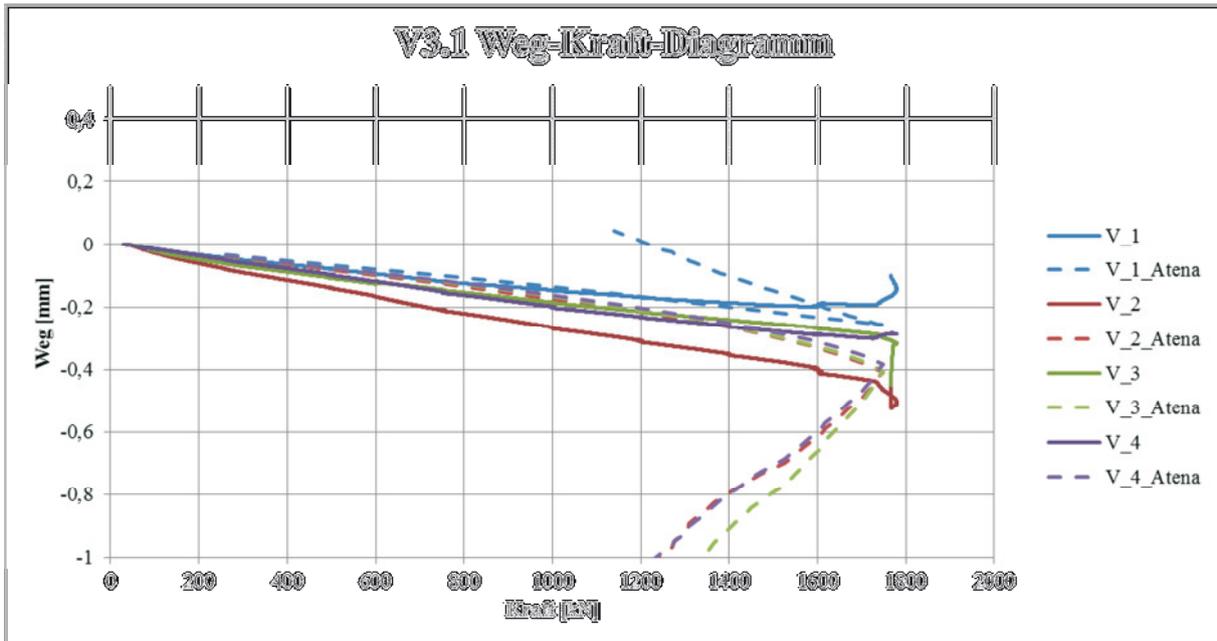
Oben



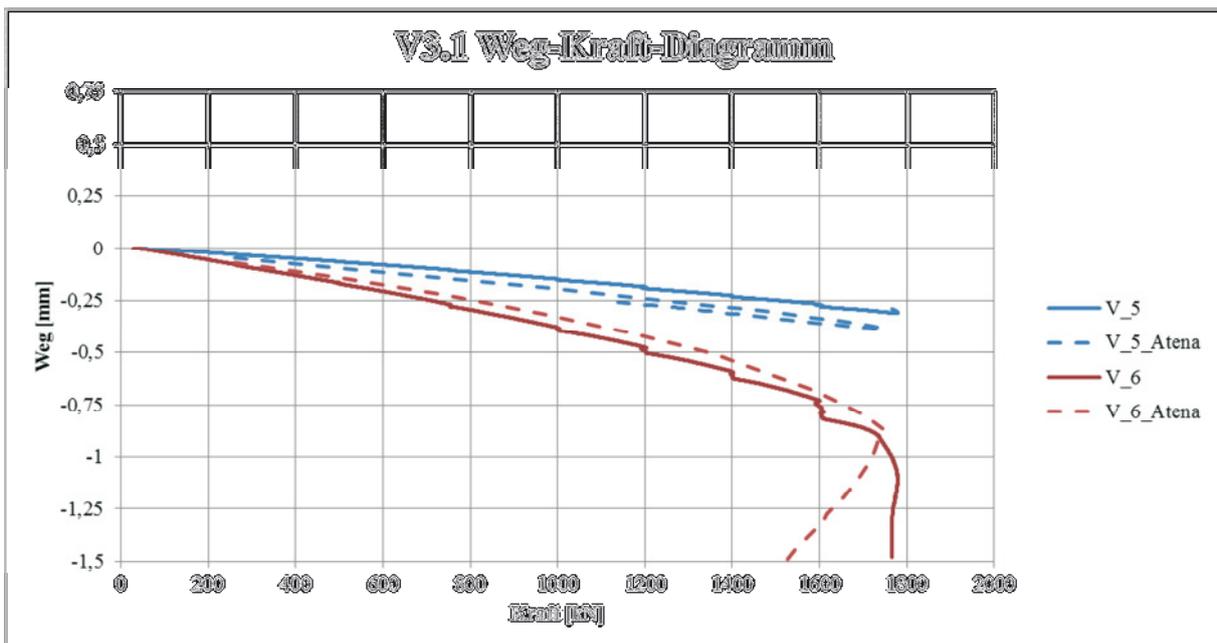
Unten



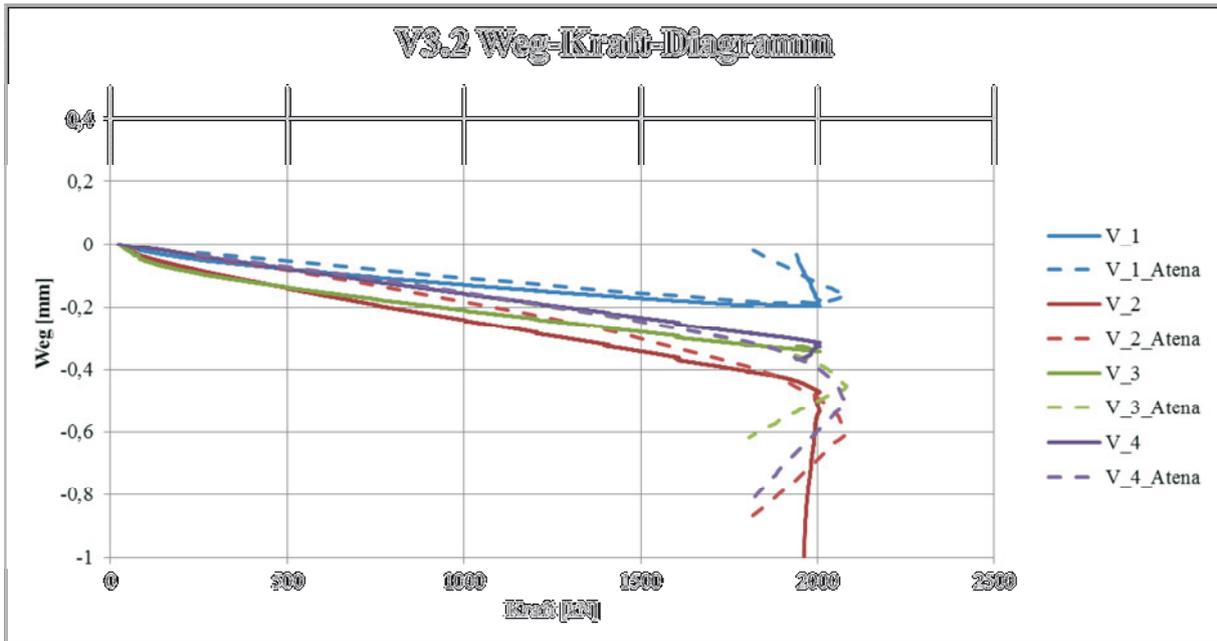
Oben



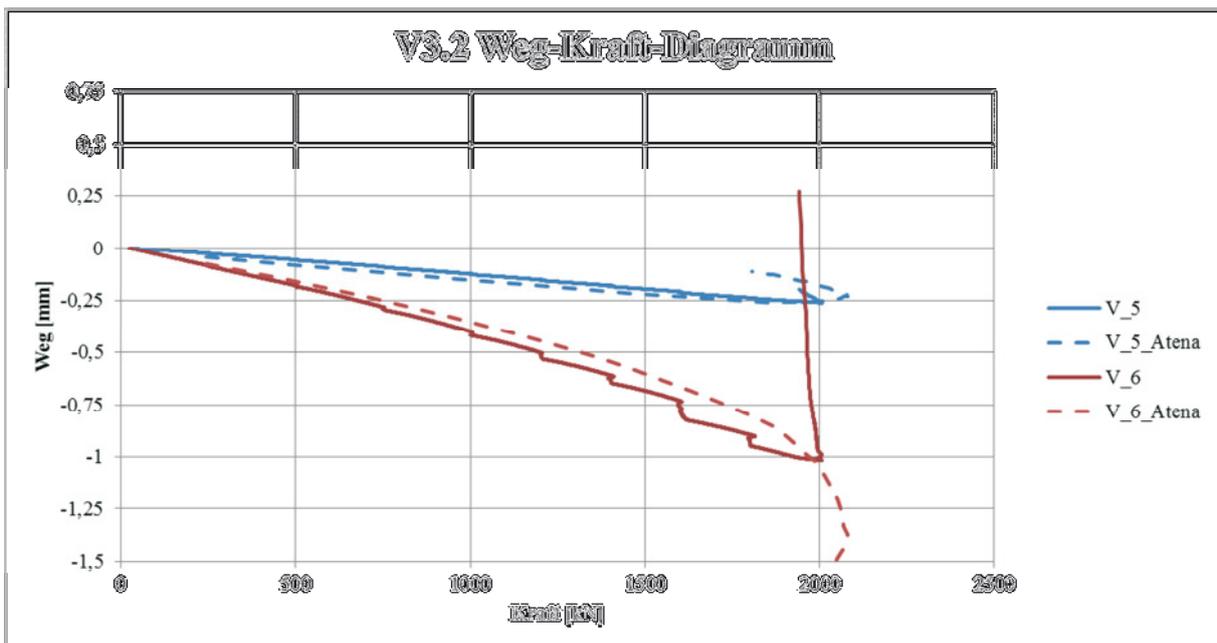
Unten



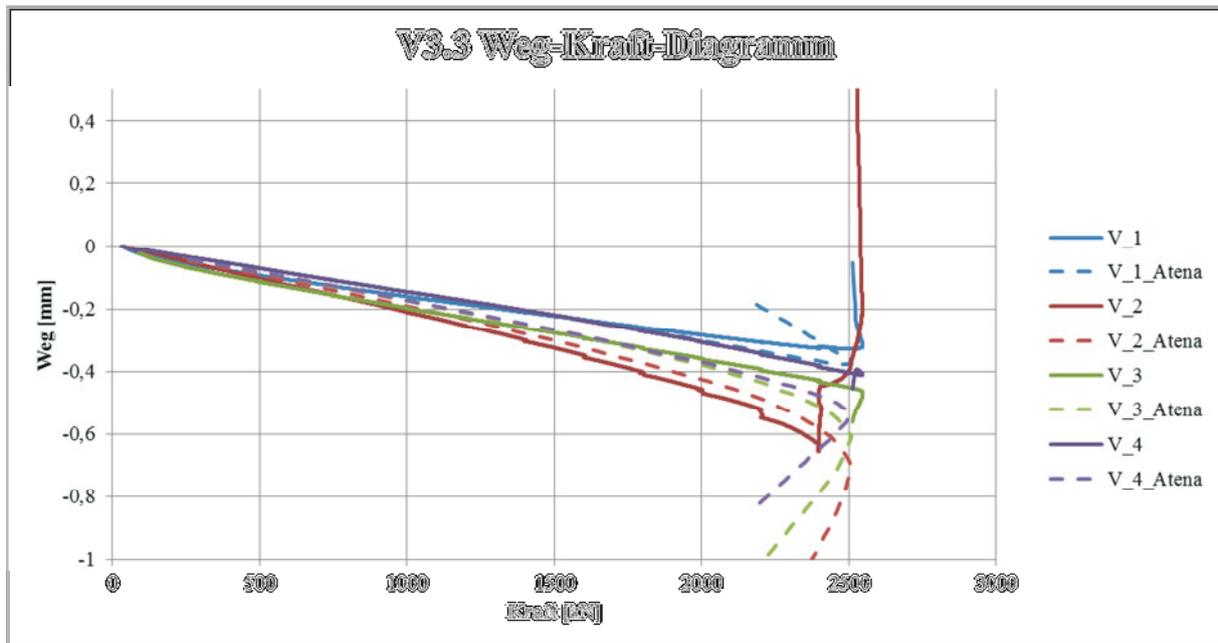
Oben



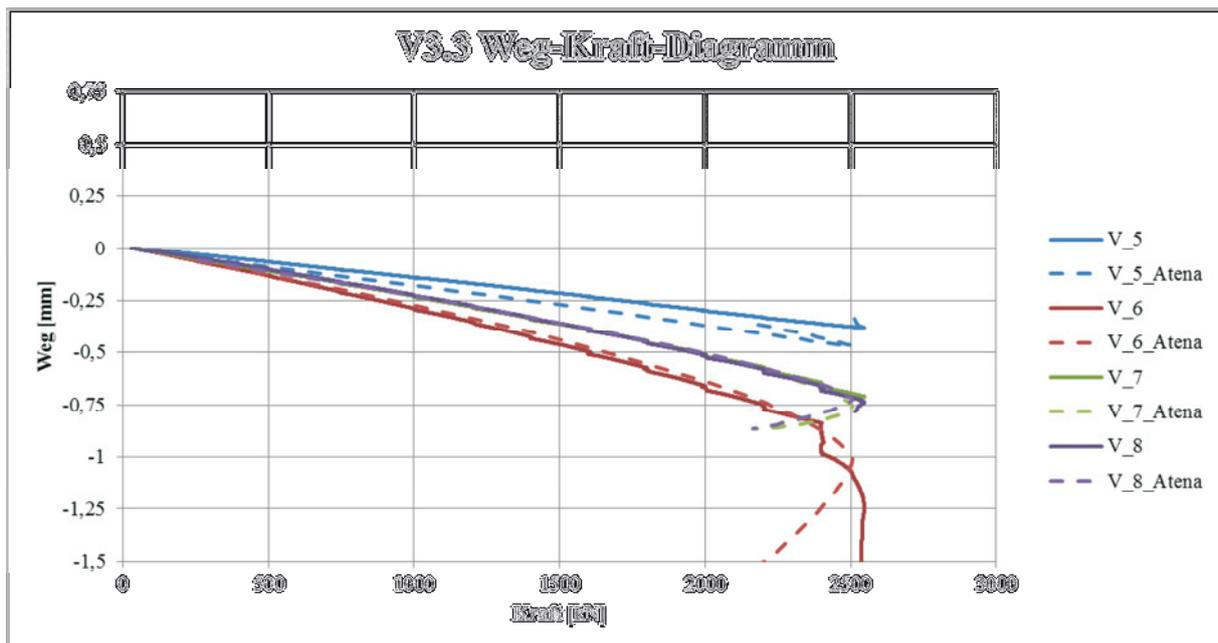
Unten



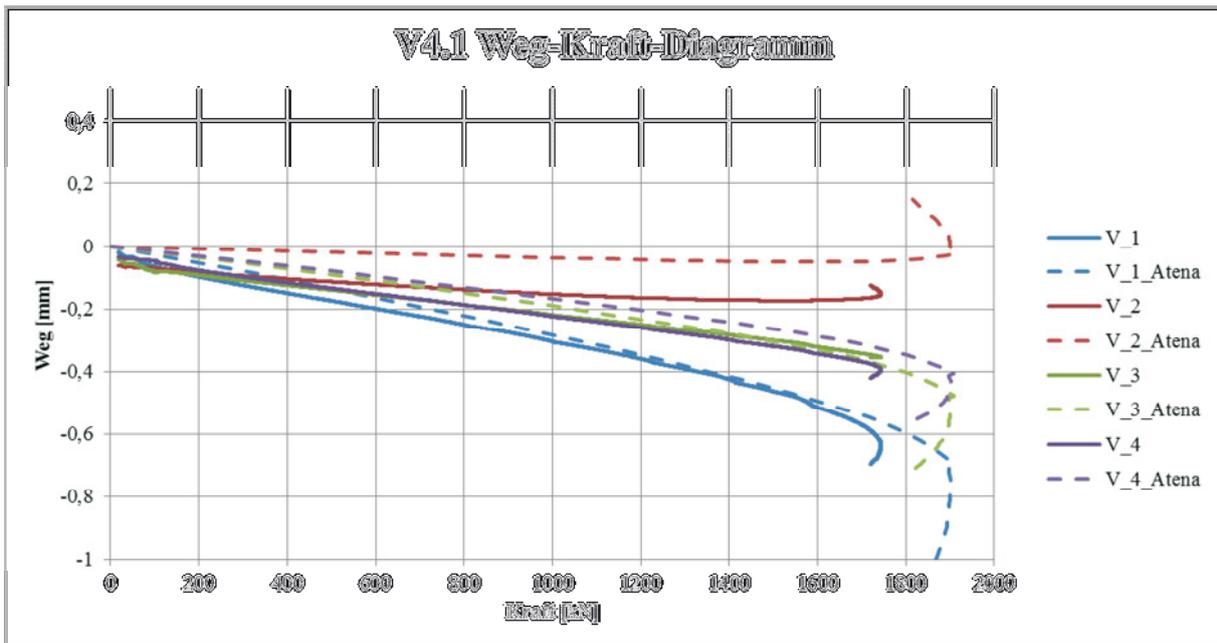
Oben



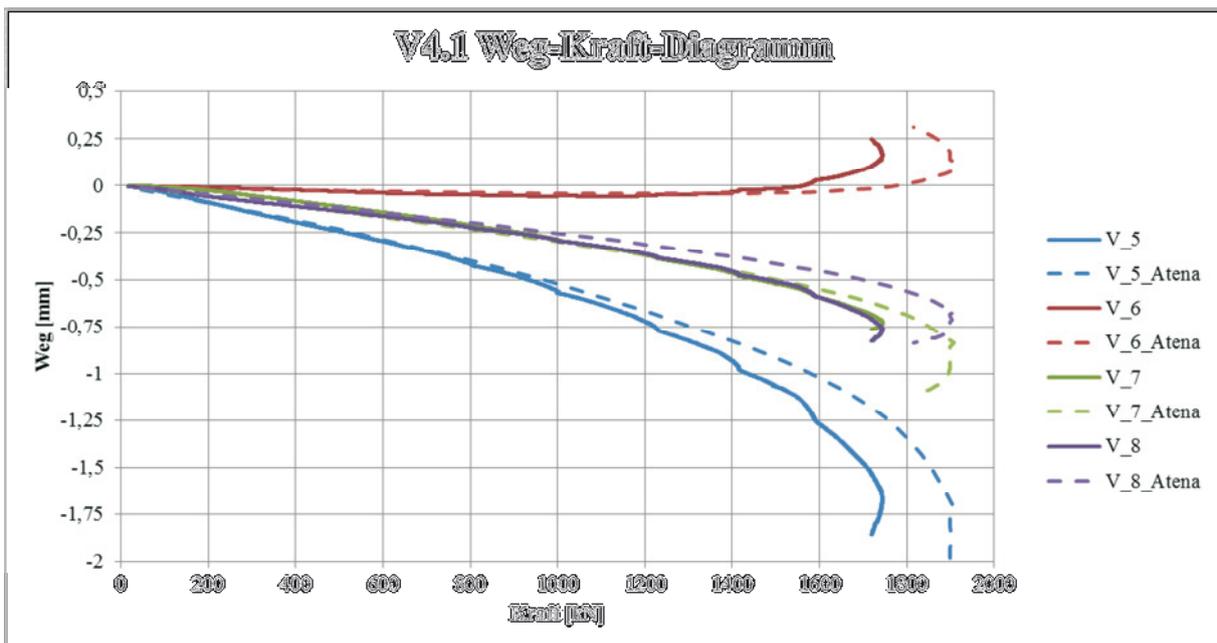
Unten



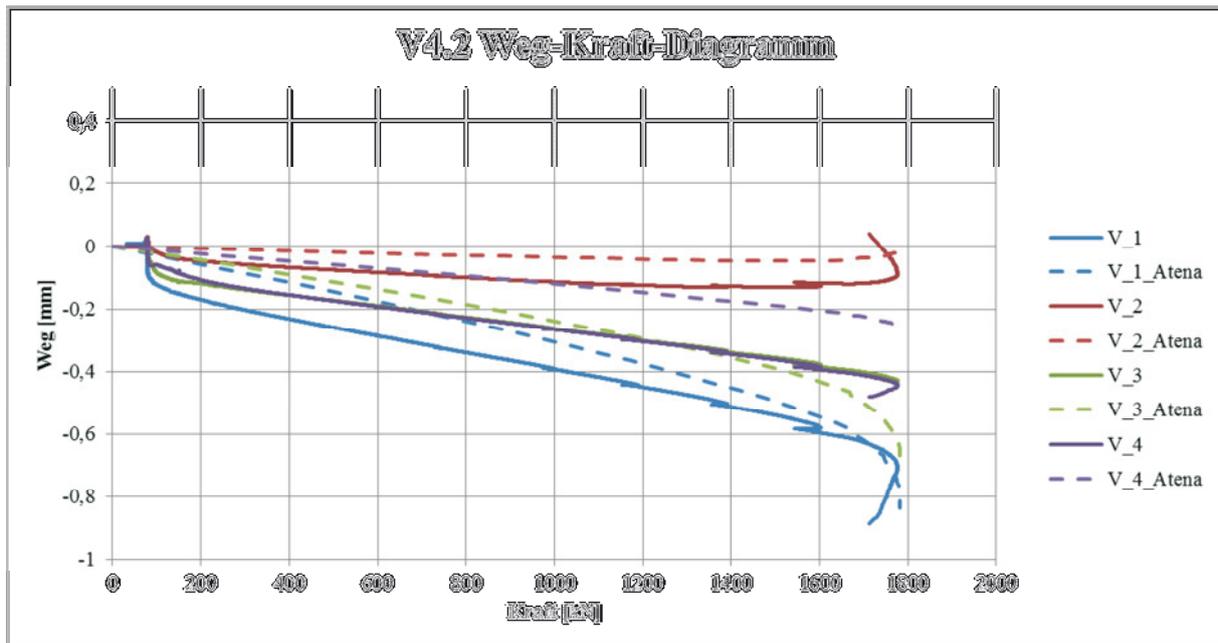
Oben



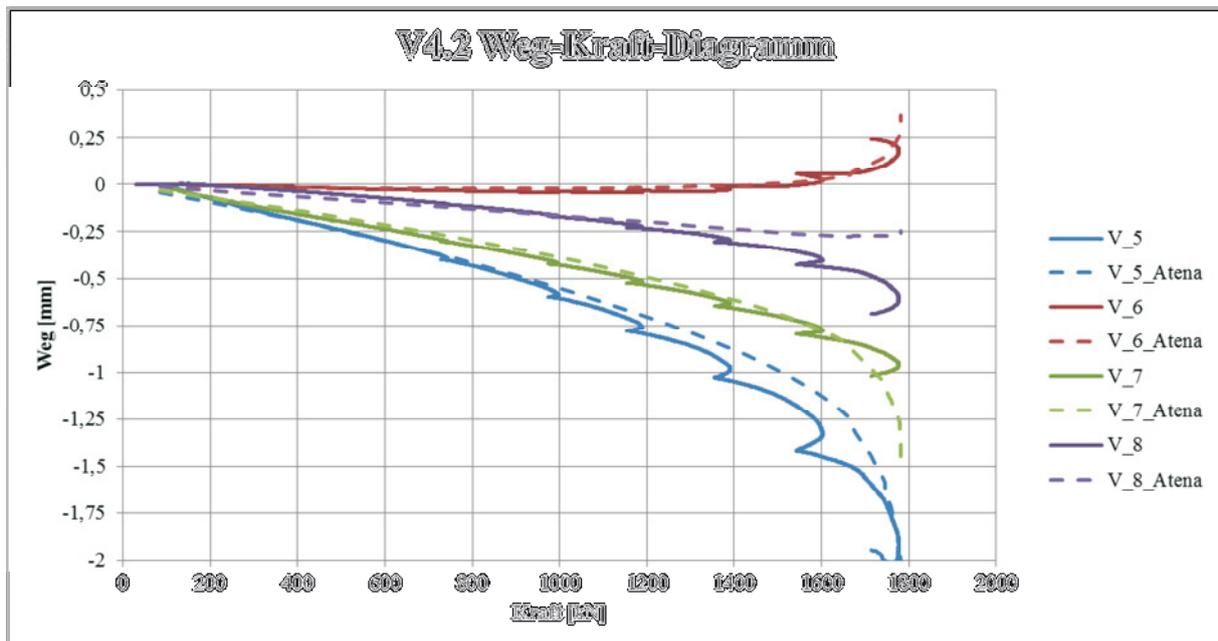
Unten



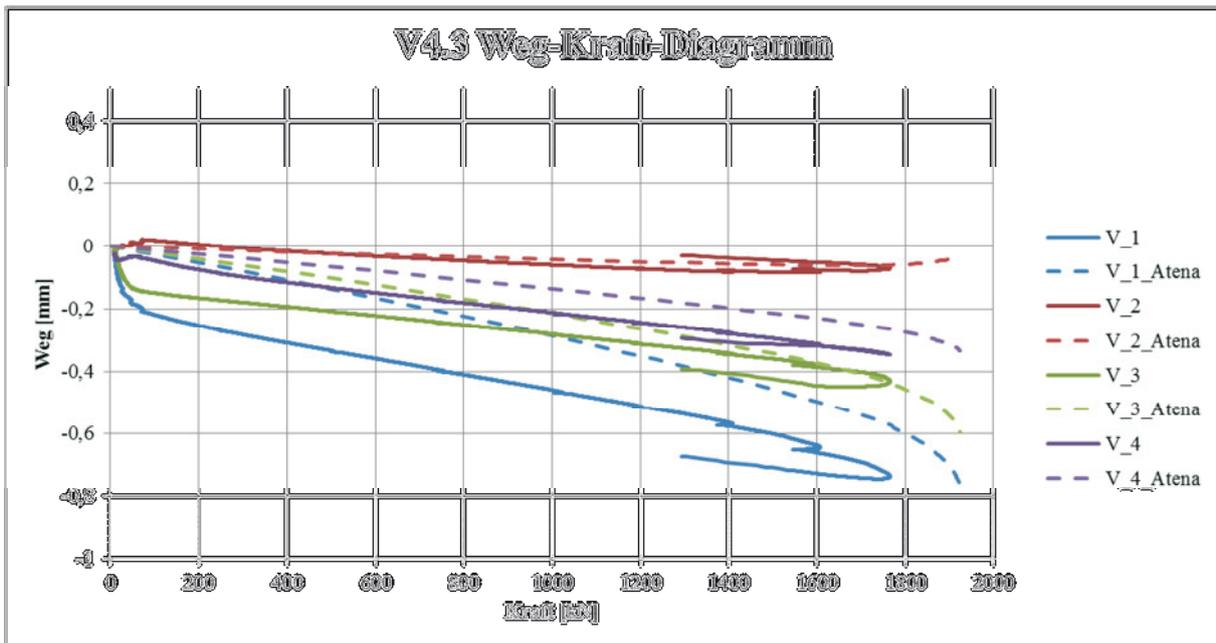
Oben



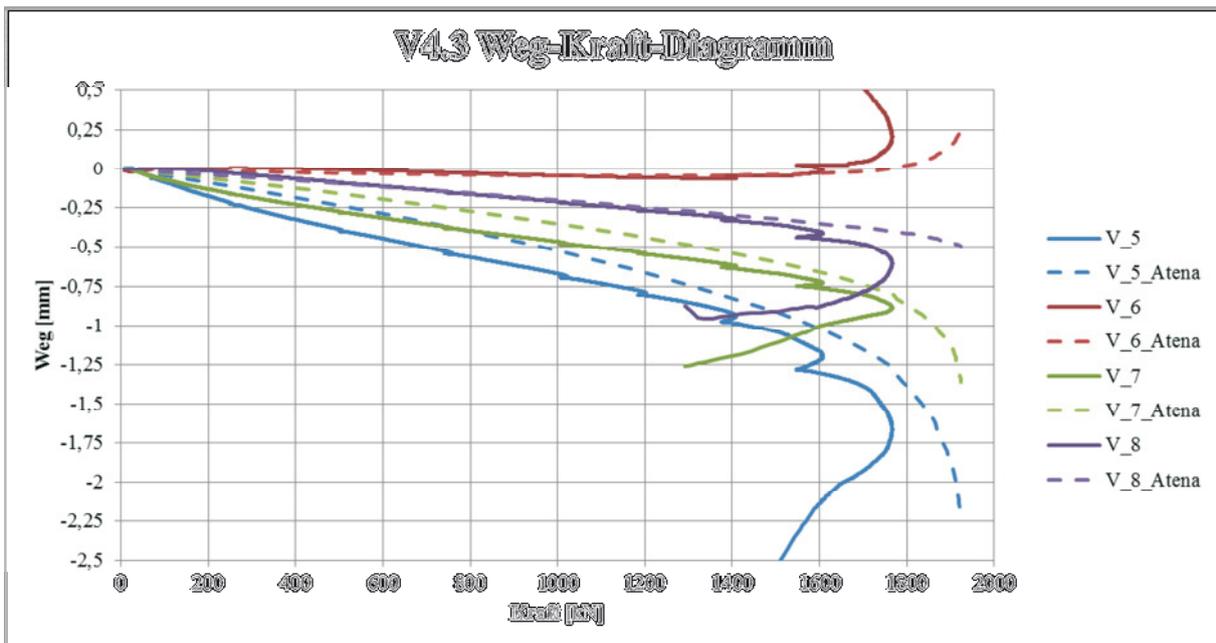
Unten



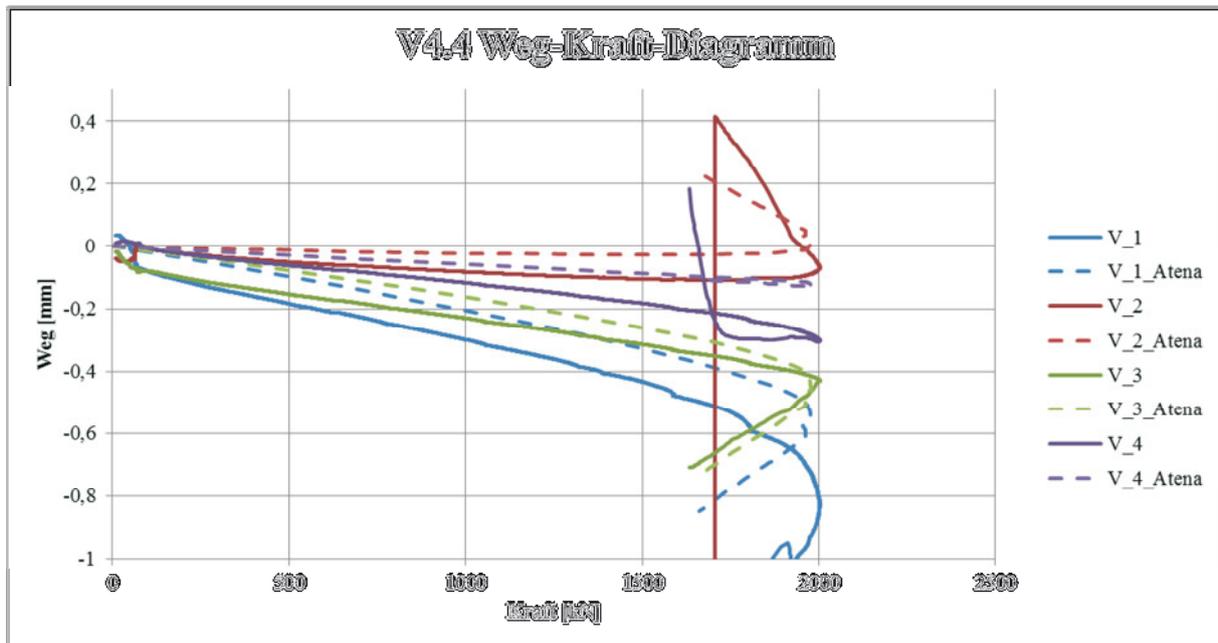
Oben



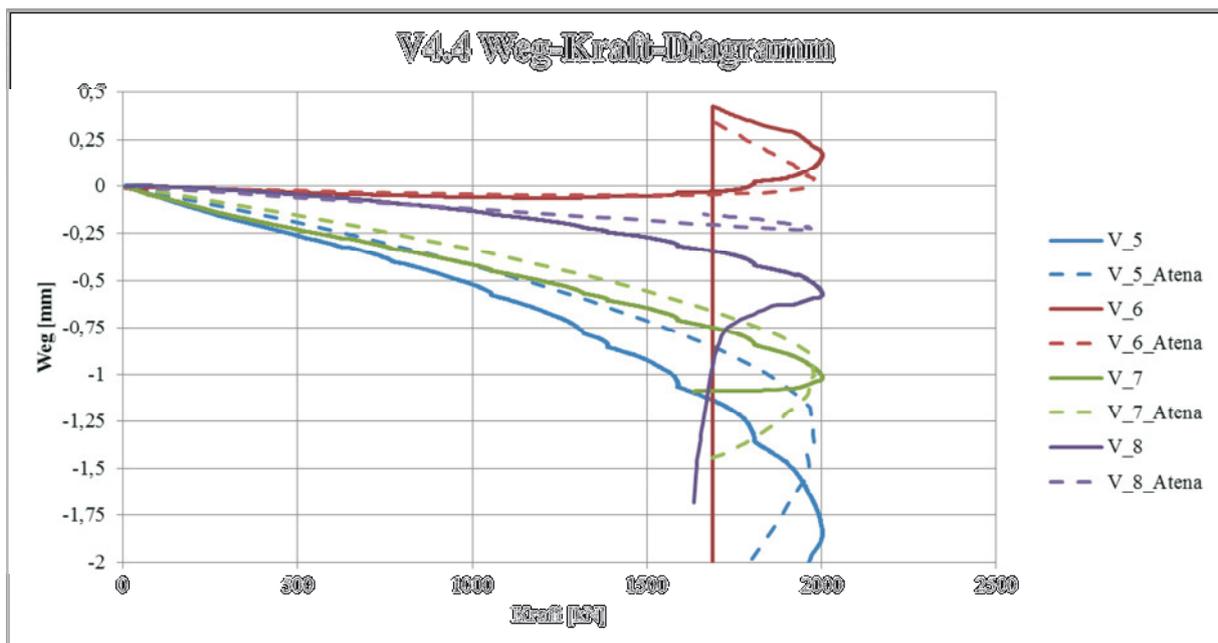
Unten



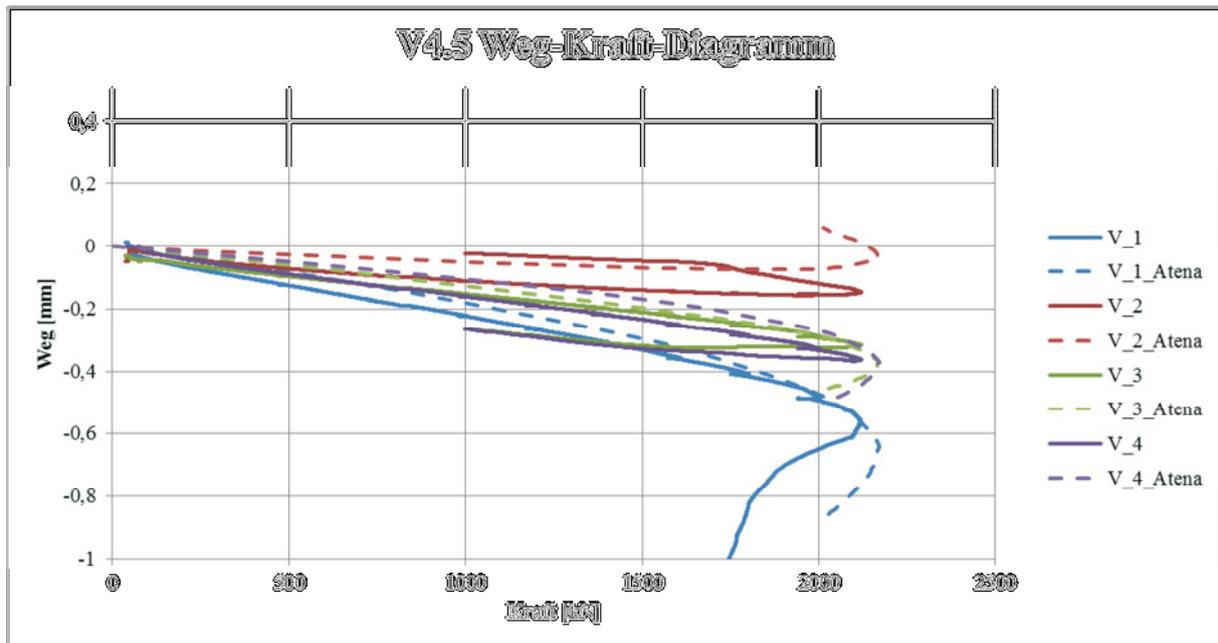
Oben



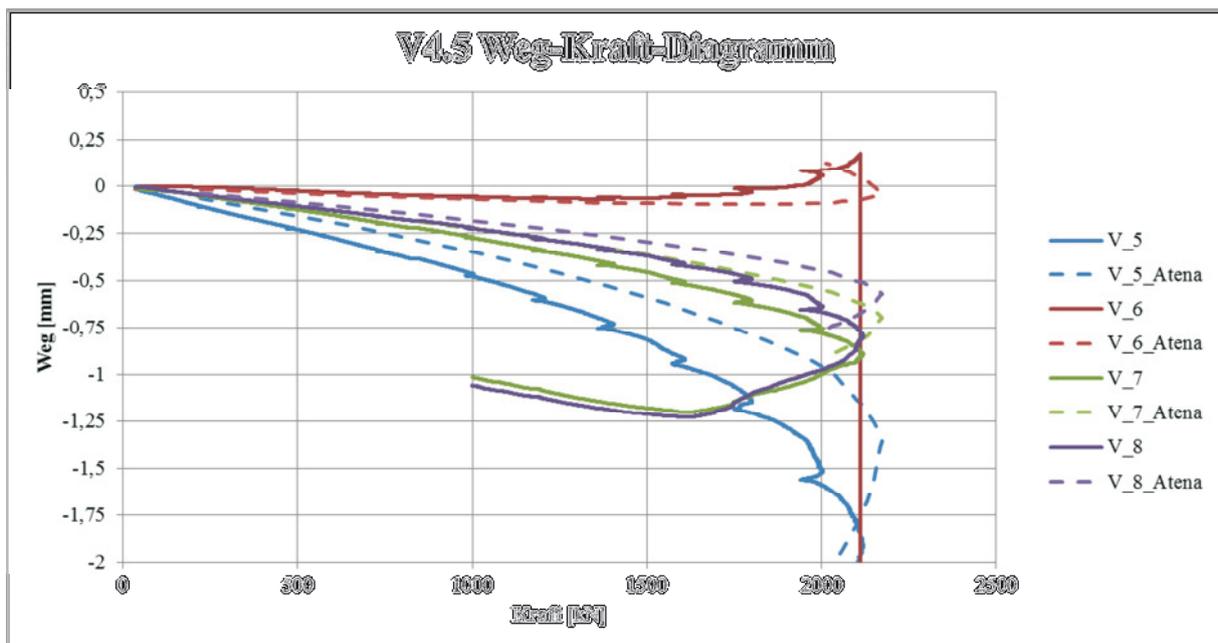
Unten



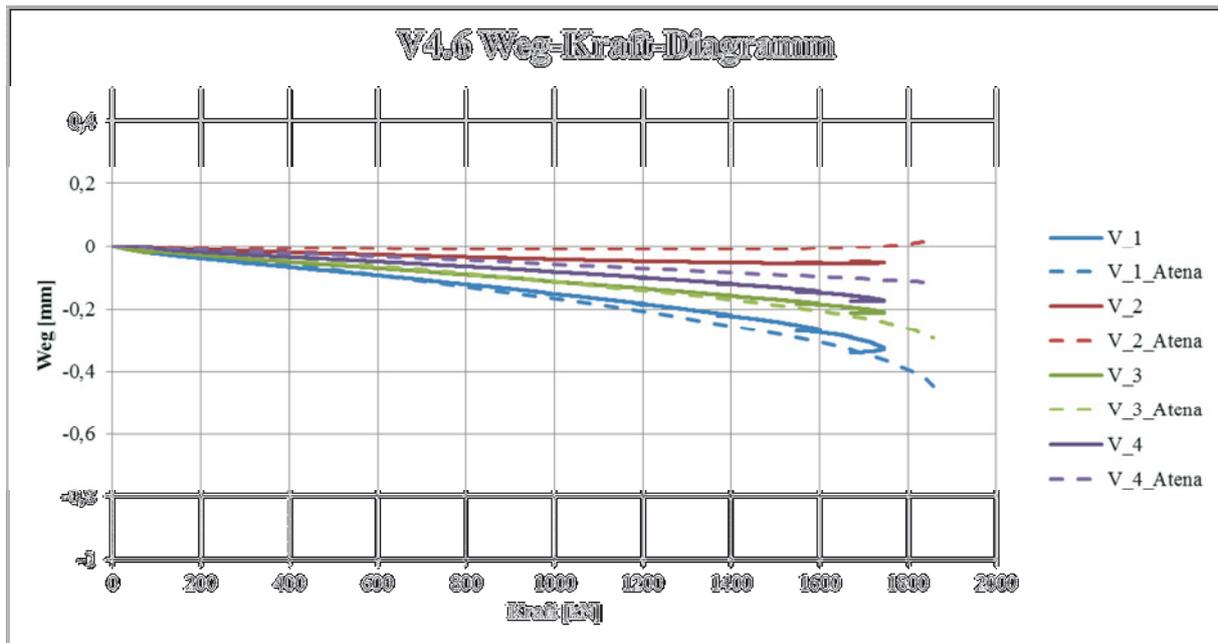
Oben



Unten



Oben



Unten

