

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

# **Entwicklung einer thermischen Entkoppelung von Stahlbetonwänden im Wand- Deckenknoten**

F 3134

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlussberichtes einer vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) 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

2019

ISBN 978-3-7388-0345-7

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

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00

Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

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

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

---

# Entwicklung einer thermischen Entkoppelung von Stahlbetonwänden im Wand-Deckenknoten

---

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

---



## Abschlussbericht F05-16-2018

---



TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DARMSTADT

Fachbereich  
Bau- und Umweltingenieur-  
wissenschaften

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

Franziska-Braun-Straße 3  
64287 Darmstadt  
Tel. +49 6151 16 - 21400  
Fax +49 6151 16 - 21399  
graubner@massivbau.tu-darmstadt.de

Datum: 10.12.2018

# Abschlussbericht F05-16-2018

Projekt Entwicklung einer thermischen Entkoppelung von Stahlbetonwänden im Wand-Deckenknoten

gefördert durch Forschungsinitiative „Zukunft Bau“, ein Forschungsprogramm des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) des Bundesamtes für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) Deichmanns Aue 31-37

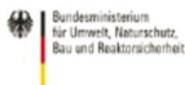
53179 Bonn

Aktenzeichen: SWD-10.08.18.7-16.10

Projektlaufzeit: 20.06.2016 bis 20.12.2018

ausführende Stelle Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau,  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. C.-A. Graubner, Dr.-Ing. Tilo Proske  
Projektbearbeiter: Dipl.-Ing. Jochen Zeier

FORSCHUNGSINITIATIVE  
ZukunftBAU



Bundesinstitut  
für Bau-, Stadt- und  
Raumforschung  
im Bundesamt für Bauwesen  
und Raumordnung



---

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung.....</b>	<b>1</b>
1.1	Problemstellung und Zielsetzung .....	1
1.2	Forschungsansatz und Methodik .....	2
1.3	Arbeitspakete und Zeitplan.....	3
<b>2</b>	<b>Bauphysikalische Anforderungen an den Wand-Decken- Anschluss.....</b>	<b>5</b>
2.1	Überblick .....	5
2.2	Brand.....	5
2.3	Wärme.....	9
2.4	Feuchte.....	13
2.5	Weitere bauphysikalische Anforderungen.....	15
2.5.1	Licht.....	15
2.5.2	Schall .....	15
2.6	Anforderungskatalog .....	16
<b>3</b>	<b>Rechnergestützte Analyse des Wärmedurchgangs.....</b>	<b>17</b>
3.1	Allgemeines .....	17
3.2	System 1 – Innenwandknoten.....	17
3.2.1	Darstellung des System.....	17
3.2.2	Ungestörte Decke.....	18
3.2.3	Dämmung am Wandkopf – konventionelle Lösung .....	18
3.2.4	Wand-Decken-Anschluss am Wand-Decken-Knoten.....	19
3.2.5	Untersuchung der thermischen Modellierung zur Festlegung der maximal zulässigen Wärmeleitfähigkeit .....	21
3.3	System 2 – Außenwandknoten und Außenwandknoten im Erdreich .....	22
3.3.1	Darstellung des System.....	22
3.3.2	Ungestörter Außenwandknoten .....	22
3.3.3	Dämmung am Wandkopf – konventionelle Lösung .....	23
3.3.4	Wand-Decken-Anschluss .....	24

3.3.5	Untersuchung der thermischen Modellierung zur Festlegung der maximal zulässigen Wärmeleitfähigkeit .....	25
3.4	Zusammenfassung .....	27
<b>4</b>	<b>Identifizierung geeigneter Materialien und Variantenuntersuchung.....</b>	<b>29</b>
4.1	Zusammenstellung der Materialien für den Wand-Decken-Knoten.....	29
4.2	Druckfestigkeit .....	30
4.3	Zugfestigkeit .....	32
4.4	Variantenuntersuchung möglicher Lösungen .....	33
4.4.1	Möglichkeiten zur Aufnahme horizontaler Beanspruchungen .....	33
4.4.2	Variante A – Einzelelemente .....	34
4.4.3	Variante B – vollflächig.....	36
4.4.4	Variantenauswahl .....	37
<b>5</b>	<b>Theoretische Untersuchungen zu den Einwirkungen auf den Wand-Decken-Anschluss.....</b>	<b>39</b>
5.1	Randbedingungen .....	39
5.1.1	Allgemeines .....	39
5.1.2	Normative Grundlagen .....	39
5.1.3	Weitere Vorgaben.....	40
5.2	Einwirkungen auf den Wand-Decken-Anschluss aus vertikalen Lasten .....	40
5.2.1	Allgemeines .....	40
5.2.2	Vertikale Lasten.....	40
5.2.3	Schnittgrößen bei biegesteifem Anschluss .....	42
5.2.4	Schnittgrößen bei gelenkigem Anschluss .....	44
5.2.5	Erfahrungen aus der Praxis.....	45
5.3	Einwirkungen auf den Wand-Decken-Anschluss aus Lastfall Temperatur (Horizontalschub) .....	46
5.3.1	Allgemeines .....	46
5.3.2	Temperaturbeanspruchungen.....	46
5.3.3	Normative Berücksichtigung von Temperaturbelastungen in Gebäuden .....	47
5.3.4	Numerisches Modell zur Bestimmung der Einwirkungen infolge Temperatur.....	63
5.3.5	Ergebnisse der linear-elastischen Berechnungen für den Lastfall Temperatur.....	65

5.3.6	Nichtlineare Berechnung der Einwirkung aus Temperatur .....	73
5.4	Weitere horizontale Einwirkungen auf den Wand-Decken-Anschluss (Scheibenrichtung).....	74
5.4.1	Abfließende Hydratationswärme .....	74
5.4.2	Schwinden der Decke .....	75
5.4.3	Aussteifungskräfte .....	75
5.5	Weitere horizontale Einwirkungen auf den Wand-Decken-Anschluss (Plattenrichtung) .....	75
5.5.1	Erddruck .....	75
5.5.2	Anprall.....	76
5.6	Anforderungskatalog/Zusammenstellung.....	76
<b>6</b>	<b>Kleinkörperversuche zum Wand-Decken-Anschluss.....</b>	<b>79</b>
6.1	Vorversuche zur Betonierbarkeit.....	79
6.1.1	Entwurfstechnische Vorüberlegungen.....	79
6.1.2	Darstellung des Versuchsaufbaus und Durchführung der Versuche zur Betonierbarkeit .....	79
6.1.3	Ergebnisse der Versuche zur Praxistauglichkeit.....	81
6.1.4	Auswertung der Versuche zur Praxistauglichkeit.....	83
6.2	Versuchsprogramm zur Schubtragfähigkeit an Kleinkörpern .....	84
6.2.1	Festlegung des Versuchsaufbaus .....	84
6.2.2	Prüfprogramm.....	85
6.2.3	Herstellung der Kleinversuchskörper .....	87
6.2.4	Versuchsaufbau .....	88
6.3	Versuchsergebnisse zur Schubtragfähigkeit.....	90
6.3.1	Versuche mit glatter Fuge.....	90
6.3.2	Versuchsreihen mit verzahnter, unbewehrter Fuge .....	92
6.3.3	Versuchsreihen mit verzahnter, bewehrter Fuge .....	97
6.3.4	Zusammenstellung der maximalen Traglasten .....	101
6.4	Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Schubfugentragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011) .....	101
6.5	Zusammenfassung .....	107

---

<b>7</b>	<b>Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten der Verbundfuge .....</b>	<b>109</b>
7.1	Allgemeines .....	109
7.2	Modellierung.....	109
7.2.1	Allgemeines .....	109
7.2.2	Materialmodelle.....	109
7.2.3	Materialkennwerte des Betons.....	110
7.2.4	Materialkennwerte der Bewehrung.....	111
7.2.5	Eigenschaften der Verbundfuge .....	112
7.3	Vorgehensweise und Kalibrierung .....	113
7.4	Ergebnisse der Modellierung.....	114
7.4.1	Versuchsreihen mit glatter, unbewehrter Fuge .....	114
7.4.2	Versuchsreihen mit verzahnter, unbewehrter Fuge .....	115
7.4.3	Versuchsreihen mit verzahnter, bewehrter Fuge .....	117
7.5	Zusammenfassung .....	119
<b>8</b>	<b>Großversuche .....</b>	<b>121</b>
8.1	Versuchsprogramm.....	121
8.2	Prüfprogramm.....	121
8.3	Herstellung der Versuchskörper .....	123
8.4	Versuchsaufbau.....	124
8.5	Versuchsergebnisse.....	126
8.6	Fazit .....	130
<b>9</b>	<b>Bemessungswerte von Einwirkung und Widerstand .....</b>	<b>133</b>
<b>10</b>	<b>Zusammenfassung.....</b>	<b>137</b>
<b>11</b>	<b>Nutzen und Umsetzung für die Praxis .....</b>	<b>141</b>
<b>12</b>	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>142</b>

# 1 Einleitung

## 1.1 Problemstellung und Zielsetzung

Gegenwärtig werden Wände im Übergangsbereich von unbeheizten zu beheizten Räumen (z. B. Anschluss Außenwände an Decken über Tiefgaragen) nicht oder nur in Teilbereichen gedämmt (siehe Abb. 1-1). Im Falle einer fehlenden bzw. unzureichenden Dämmung entstehen Wärmebrücken, die zu erhöhten Wärmeverlusten sowie zu niedrigen Oberflächentemperaturen mit der Gefahr von Schimmelpilzbildung führen. Derzeit gibt es dafür kein geeignetes integrales System mit Dämmwirkung und lastabtragender Funktion. Ziel des Forschungsvorhabens war es, die wissenschaftlichen Grundlagen für Anschlüsse zur thermischen Entkopplung von Stahlbetonwänden (kurz: Wandanschlüsse) zu schaffen (siehe Abb. 1-1). Die Sicherstellung aller erforderlichen Anforderungen an die Tragfähigkeit des Wand-Decken-Anschlusses bei gleichzeitiger Verringerung des linienförmigen Wärmedurchgangskoeffizienten  $\psi$  (W/m $\cdot$ K) war daher die zentrale Aufgabenstellung.

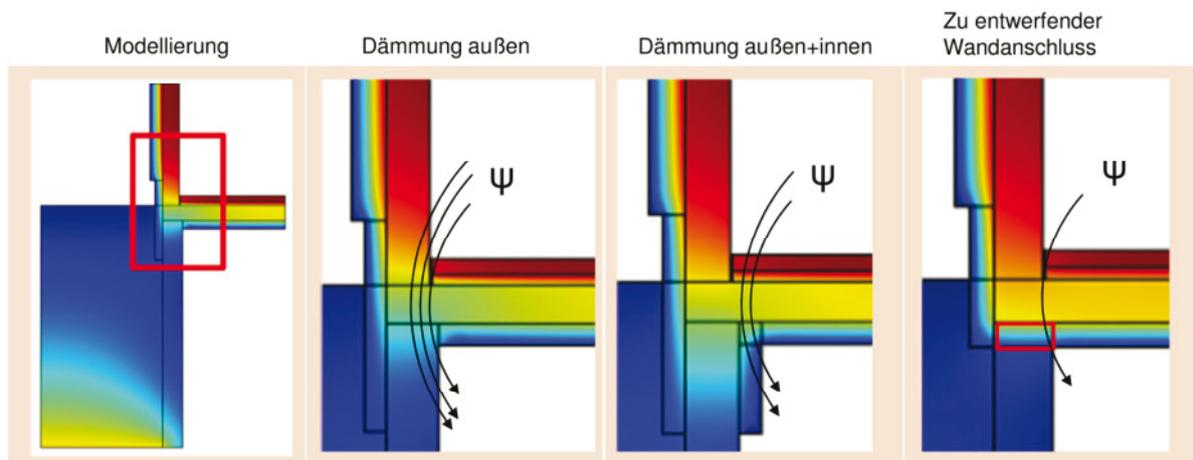


Abb. 1-1: Temperaturverteilung in einem Wand-Decken-Knoten

Das Forschungsvorhaben beinhaltet die Erstellung eines Anforderungskataloges an derartige Wandanschlüsse, die Identifizierung und wissenschaftliche Untersuchung geeigneter Materialien, die Untersuchung möglicher Varianten, die rechnergestützte Modellierung des Tragverhaltens, die Entwicklung und Herstellung von Probekörpern, die Durchführung von Belastungsversuchen an Bauteilen sowie die Überführung der Versuchsergebnisse in einen analytischen Bemessungsansatz.

Durch den Austausch eines Bereichs des Betondruck-, -schub-, und biegebeanspruchtenbauteils durch den neu zu entwerfenden Wand-Decken-Anschluss 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 Stahlbetonwand angeschlossen werden kann. 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 auch bei Innenwänden Lastexzentrizitäten

---

im Anschlussbereich auftreten. Bei Außenwänden wird die Exzentrizität durch Einspannung der Decken, Erddruck und Temperatur erzeugt. Die Stahlbetonwände sollen darüber hinaus aus gestalterischen Gründen dieselben Außenabmessungen haben wie die weiterführenden Wände. Zugleich ist am Finite-Elemente-Modell zu untersuchen, inwiefern Zwangsbeanspruchungen und Unverträglichkeiten berücksichtigt werden müssen. Hierbei werden insbesondere die infolge von Temperaturunterschieden zwischen Decke und Wand auftretenden Zwangsverformungen als besonders relevant eingeschätzt. Die gewählten Materialien und hybriden Bauweisen für den Wandanschluss sind auf eine hinreichende Druck- und Zugfestigkeit bzw. Schubfestigkeit unter den vorgegebenen Belastungen zu testen. Die anzuordnende Wärmedämmung zur Minimierung des Wärmedurchgangskoeffizienten  $U$  ( $W/K \cdot m^2$ ) führt ggf. dazu, dass ein geringerer statischer Querschnitt für den Lastabtrag zur Verfügung steht. Die hierdurch zu erwartende schlanke Form einzelner Komponenten des Wandanschlusses und die auftretenden Lastexzentrizitäten und Schubkräfte im Wand-Decken-Knoten erfordern eine Untersuchung des Wandanschlusses hinsichtlich der auftretenden Spannungen, die zu einem lokalen Versagen des Anschlussbereichs oder ggf. zur Schädigung der anschließenden Bauteile (Wand und Decke) 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.

Eine Vermeidung oder Reduzierung von Wärmebrücken durch die vorgeschlagenen Wandanschlüsse kann erheblich dazu beitragen, eine Erhöhung der wärmedämmenden Eigenschaften des Gebäudes zu erreichen. 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  $CO_2$ -Emissionen und niedrigeren Betriebskosten.

Zur Minimierung von Wärmebrücken im Bereich von überwiegend auf Biegung und Querkraft beanspruchten Stahlbetonanschlüssen gibt es bereits entwickelte Lösungen verschiedener Firmen. Technologischer Vorreiter war hierbei die Firma Schöck, mit deren Unterstützung auch dieses Forschungsvorhaben umgesetzt wurde. Hier konnte auf den langjährigen Erfahrungen der Fa. Schöck mit der Einleitung hochkonzentrierter Druckkräfte in Beton mit Kleinsystemen (Drucklagern) aufgebaut werden.

## **1.2 Forschungsansatz und Methodik**

Der Forschungsansatz bestand darin, einen Wandanschluss zu entwickeln, der unter Einhaltung der ursprünglichen Wandgeometrie (Außenabmessungen) sowohl die Anforderungen an die Wärmedämmeigenschaften erfüllt als auch den Lastabtrag gewährleistet. Des Weiteren sollten die Auswirkungen des Wandanschlusses auf das Gesamtverhalten des Tragwerkes möglichst gering gehalten werden. Dazu waren zunächst die auf den Wandanschluss einwirkenden

---

Lasten (unter Verwendung der FEM) zu ermitteln, wobei neben dem vertikalen Lastabtrag insbesondere die Beanspruchung infolge Biegung und Schub (in Plattenrichtung) einzubeziehen war. Im Bereich der Materialauswahl sollten neben konventionellen Baustoffen auch Hochleistungswerkstoffe, wie z. B. ultrahochfester Beton und Glasfaserbewehrung, herangezogen werden. Auf Grundlage der Materialkennwerte war für verschiedene Anschlussgeometrien eine thermische Modellierung des Anschlusses vorzunehmen. Dies ermöglicht eine Optimierung der thermischen Eigenschaften in Abstimmung mit der Tragfähigkeit des Wandanschlusses. An kleineren Probekörpern war die Eignung der gewählten Materialien für den Wandanschluss hinsichtlich der Tragfähigkeit zu überprüfen. Im Anschluss sollte das Gesamtbauteil mittels FEM modelliert werden. Zur Verifizierung der Berechnungen und zur Erarbeitung eines Bemessungsvorschlags waren Großversuche unerlässlich, wobei in der Bauteilprüfung auch die horizontale Schubtragfähigkeit zwischen Decke und Wand zu analysieren war. Hinsichtlich der Methodik gliedert sich das Vorhaben in drei Teilbereiche: den theoretischen Teil, den experimentellen Teil sowie den analytischen Teil. Im theoretischen Teil (Arbeitspakete (AP 1 bis 4)) werden die Grundlagen für thermisch entkoppelte Anschlüsse von Stahlbetonwänden auf Basis umfangreicher Studien erarbeitet und ein Katalog mit statischen und bauphysikalischen Anforderungen erstellt. Mit ausgewählten Materialien wird anschließend eine theoretische Variantenuntersuchung durchgeführt. Im experimentellen Teil (AP 5, 8 und 10) werden die Baustoffkenngrößen ermittelt sowie die einzelnen Ausführungsvarianten der Wandanschlüsse einem Versuchsprogramm unterzogen. Die statischen Traglastversuche werden sowohl kleinmaßstäblich für Teilbereiche des Anschlusses als auch am einbetonierten Wandanschluss (inkl. Horizontallast bzw. -verschiebung) im Maßstab 1:1 durchgeführt. Im analytischen Teil (AP 6, 7 und 9) werden rechnergestützte Modellierungen der Versuche durchgeführt, sowie ein Bemessungsansatz für den Wandanschluss entwickelt.

### **1.3 Arbeitspakete und Zeitplan**

#### Arbeitspaket 1

Ermittlung der bauphysikalischen Anforderungen an thermisch entkoppelte Stahlbetonwände. Hierbei werden u.a. die erreichbaren Wärmedurchgangswiderstände sowie die brandschutztechnischen Anforderungen an Stahlbetonwände zusammengestellt.

#### Arbeitspaket 2

Ermittlung der statischen Auswirkungen der thermisch entkoppelten Stahlbetonwände auf unterschiedliche Wand-Decken-Systeme mit Fokus auf die möglichen Verformungen (Verschiebungen, Verdrehungen) sowie der Verschiebewiderstand. Ermittlung der anzusetzenden Lasten und Verformungen auf den Wand-Decken-Anschluss.

#### Arbeitspaket 3

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

Theoretische Variantenuntersuchung zur Identifizierung eines geeigneten Wand-Decken-Anschlusses 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 und Bau von Prototypen der thermisch entkoppelten Stahlbetonwände sowie Durchführung von kleinmaßstäblichen, statischen Belastungsversuchen an den Modulen zur Identifizierung geeigneter Systeme. Hierbei sind die Verformungen und Materialdehnungen messtechnisch zu erfassen. Darüber hinaus sind die Gebrauchs- und Traglasten zu erfassen.

#### Arbeitspaket 6

Arbeitspaket 6 umfasste die rechnergestützte Modellierung der kleinmaßstäblichen Belastungsversuche aus Arbeitspaket 5 zur Entwicklung eines geeigneten Finite Elemente (FE) Modells für thermisch entkoppelte Stahlbetonwände. Ziel ist die realitätsnahe Abbildung der auftretenden Schnittgrößen, der zulässigen/zugehörigen Verformungen und Spannungen. Mithilfe des FE-Modells sollte eine Optimierung der Geometrie und ggf. der Materialeigenschaften zur wirtschaftlichen Ausbildung des Wand-Decken-Anschlusses erfolgen.

#### Arbeitspaket 7

Rechnergestützte Analyse des Wärme- und Dampfdiffusionsverhaltens der thermisch entkoppelten Stahlbetonwände mit Hilfe einer Simulations-Software.

#### Arbeitspaket 8

Bau von optimierten, modularen Prototypen thermisch entkoppelter Stahlbetonwände sowie Durchführung kleinmaßstäblicher, statischer Belastungsversuche. Die Messungen am Bauteil erfolgen analog zum Arbeitspaket 5.

#### Arbeitspaket 9

Rechnergestützte Modellierung des Wand-Decken-Anschlusses sowie Entwicklung eines analytischen Bemessungsansatzes.

#### Arbeitspaket 10

Entwicklung eines Versuchskonzeptes sowie Durchführung von statischen Versuchen an Wand-Decken-Systemen im Maßstab 1:1 zur Verifizierung des in Arbeitspaket 9 entwickelten Bemessungsansatzes. Die Messungen am Bauteil erfolgen analog zum Arbeitspaket 5.

#### Arbeitspaket 11

Zusammenfassung der Forschungsergebnisse in einem ausführlichen Bericht.

---

## 2 Bauphysikalische Anforderungen an den Wand-Decken-Anschluss

### 2.1 Überblick

Die in Kapitel 1.1 beschriebenen Vorgaben über die Gesamtenergieeffizienz 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 Wand-Decken-Anschluss besonders relevanten Einflüsse Brand, Wärme und Feuchte werden nachfolgend behandelt, wohingegen die Einflüsse aus Licht und Schall für den zu entwerfenden Wand-Decken-Anschluss von untergeordneter Bedeutung sind. Ziel dieser Untersuchung ist es, die wesentlichen bauphysikalischen Anforderungen an den zu entwerfenden Wand-Decken-Anschluss vollumfänglich zu erfassen.

### 2.2 Brand

Das Auftreten eines Brandes ist eine extreme Belastung auf ein Bauwerk und tritt in der Regel nur zu einer sehr geringen Wahrscheinlichkeit auf. In Deutschland ist der Brandschutz auf Ebene der Bundesländer gesetzlich geregelt, um Leib und Leben im Brandfall zu schützen. Die meisten Landesbauordnungen leiten sich aus der von der Fachkommission Bauaufsicht der ARGEBAU (Bauministerkonferenz) erstellten Musterbauordnung MBO (2012) [vgl. Hosser et al. (2013)] ab.

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 horizontaler 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,
- hochfeuerhemmend und
- feuerhemmend.

Durch diese bauamtliche Bezeichnung ergeben sich Feuerwiderstandszeiten für die ein tragendes Bauteil die Standsicherheit gewährleisten muss. Eine Übersicht über den Zusammenhang zwischen bauaufsichtlicher Benennung und Benennung nach DIN 4102-1 (Mai 1998)

---

<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.

zeigt Tabelle 2-2. Für Stützen und Pfeiler, sowie tragende und aussteifende Wände gibt es 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 nicht-brennbaren 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 nicht-brennbaren Baustoffen	Feuerwiderstandsklasse F 90 und aus nichtbrennbaren Baustoffen	F 90 - A

Dabei unterscheiden sich die Anforderungen an tragende Wände in den einzelnen Landesbauordnungen von den Angaben aus der MBO (2012). Beispielhaft 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 Wände 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 Wand in den wesentlichen Teilen aus nichtbrennbaren Baustoffen herzustellen und nicht ausschließlich. Jedoch ist für Wände 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 relevanten 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 einzuordnen. 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 Wand-Decken-Anschluss 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 Anforderung

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

---

rungen für Wände in Geschossen (außer Keller- und Dachgeschossen) mit F-90A statt F-60A oder F-90BA nur geringfügig höher liegen. Für Wände im Kellergeschoss, dem Hauptanwendungsbereichs des zu entwerfenden Wand-Decken-Anschlusses, 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.

Für ein möglichst breites Anwendungsgebiet des Wand-Decken-Anschlusses sind die strengsten Anforderungen der einzelnen Bundesländer anzusetzen, sodass die Wände „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 Wand-Decken-Anschlusses verbunden.

### **2.3 Wärme**

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].

Bei Wärmebrücken liegt ein erhöhter Wärmefluss gegenüber einem ungestörten Wandaufbau vor. Daraus folgen erhöhte Wärmeverluste aus Wärmeleitung bzw. Transmission (Wärmetransport durch Stoßvorgänge schwingender Moleküle) [vgl. Bogusch & Duzia (2012), Kapitel 4]. Die Grundlagen der Wärmeübertragung sind in Häupl et al. (2013), Kapitel 2.2 zu finden. Zur Vergleichbarkeit von Materialien und Konstruktionen wurden handhabbare Kenngrößen definiert, die nachfolgend aufgeführt und erläutert werden.

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

Die Wärmeleitfähigkeit ist die Wärmemenge [ $W = J/s$ ], 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 nimmt mit größerer Rohdichte und höherem Feuchtigkeitsgehalt des Stoffes zu. Die Wärmeleitfähigkeit beinhaltet alle Mechanismen des Wärmetransports innerhalb des festen Stoffes [vgl. Bounin et al. (2010), Kapitel 2.6].

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

Mit Wärmedurchlasswiderstand  $R$  wird der Widerstand eines Bauteils gegen den Durchfluss von Wärme bezeichnet. Er wird aus der Dicke  $d$  dividiert durch die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  bestimmt.

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

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

Die Wärmemenge [ $W = J/s$ ] die zwischen einem Baustoff mit einer  $1 \text{ m}^2$  großen Fläche und der angrenzenden Luftschicht ausgetauscht wird, ist der Wärmeübergangswiderstand. Dabei besteht eine Abhängigkeit vom Bewegungszustand der Luft und den Temperaturverhältnissen, daher erfolgt eine Unterscheidung zwischen der Bauteilinnenseite  $R_{si}$  und den Übergang in Richtung der Außenluft  $R_{se}$ . Die normative Vorgaben nach DIN EN ISO 6946 (April 2008) sind in Tabelle 2-4 dargestellt. Der Wärmeübergangswiderstand ist nur für den Kontakt zu Luft anwendbar.

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

Wärmeübergangswiderstände [m <sup>2</sup> ·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<sup>2</sup>·K)/W]

Der Wärmedurchgangswiderstand ist der Gesamtwiderstand aus dem Wärmedurchlasswiderstand  $R$  und den Wärmeübergangswiderständen  $R_{si}$  und  $R_{se}$  [vgl. Bounin et al. (2010)].

### Wärmedurchgangskoeffizient $U$ [W/(m<sup>2</sup>·K)]

Anstelle des Wärmedurchgangswiderstands  $R_T$  kann dessen Kehrwert verwendet werden. Dieser wird als Wärmedurchgangskoeffizient  $U$  bezeichnet und kann wie folgt berechnet werden:

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

Aus dem Wärmeverlust resultiert eine verringerte 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)].

Die Wärmebrücken werden in unterschiedliche Untergruppen eingeteilt. Wenn die Außenfläche größer als die Innenfläche eines Bauteils ist, ergeben sich geometriebedingte Wärmebrücken (Abb. 2-1, links), z.B. bei Außenkanten von Gebäuden [vgl. Feldmann & Becker (2008)]. Bei der Verwendung von Materialien mit deutlich unterschiedlichen Wärmeleitfähigkeiten in einer Konstruktion, wie z.B. bei Außenwänden aus Mauerwerk mit Stahlbetonstützen ergeben sich materialbedingte Wärmebrücken (Abb. 2-1, mittig). Eine Kombination aus einer geometrie- und materialbedingten Wärmebrücke, wie der dämmschichtdurchstoßende Wand-Decken-Anschluss, wird als konstruktive Wärmebrücke (Abb. 2-1, rechts) bezeichnet.

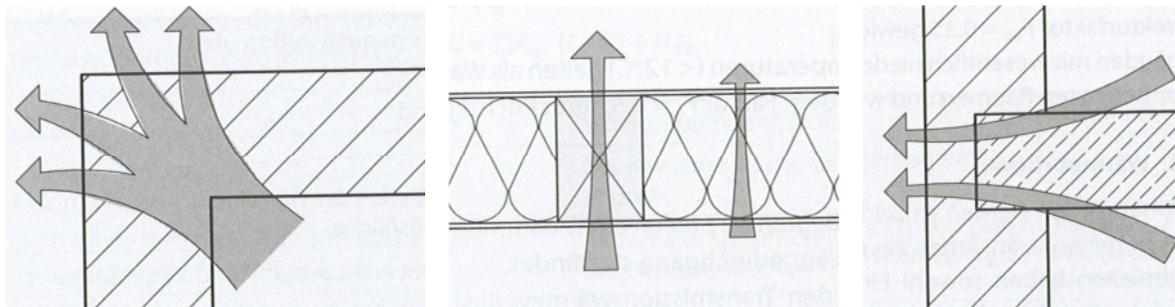


Abb. 2-1: Darstellung der Arten von Wärmebrücken (geometriebedingte (links), materialbedingte (mittig) und konstruktive (rechts) [Bounin et al. (2010)]

Um ferner zu zeigen welche Auswirkungen die Zuschlagsfaktoren auf die Gebäudehülle haben wurde im Planungsatlas Hochbau (2017) dargestellt welche Erhöhung der Dämmschichtdicke der Außenhülle bei verschiedenen Wärmedurchgangskoeffizienten  $U$  der Außenwand erforderlich wäre um die zusätzlichen Verluste auszugleichen (vgl. Abb. 2-2). Hierbei zeigt sich deutlich, dass je besser die Außenwände gedämmt sind, also je kleiner ihr  $U$ -Wert ist, desto höher fällt zu die zusätzliche Dämmung aus. Dies ist gleichbedeutend damit, dass die pauschalen Zuschläge sehr nachteilig sind und somit lässt sich zeigen, dass eine genaue Berechnung der vorhandenen Wärmebrücken bei den heutigen Anforderungen an die Gebäudehülle nach EnEV (2014) zweckmäßig ist.

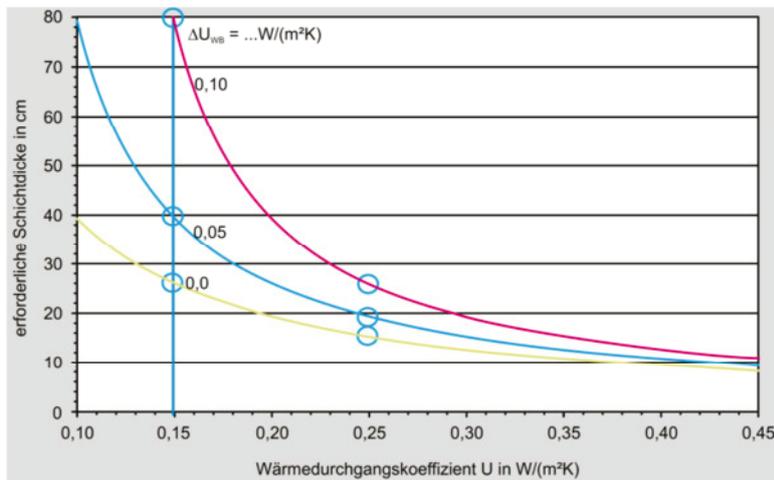


Abb. 2-2: Anforderungen an ein Referenzgebäude nach EnEv 2016 [ Planungsatlas Hochbau (2017)]

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.

Maße in mm; längenbezogener Wärmedurchgangskoeffizient in W/(m·K)

Wand	Leichtbauwand (einschließlich Leichtmauerwerk und Holzleichtwänden)	Dämmschicht	Platte/Stütze	Fensterrahmen
<b>Eingehängte Geschossdecken</b>				
<p><b>GF9</b></p> <p><math>\psi_e = 0,75</math>  <math>\psi_{oi} = 0,95</math>  <math>\psi_i = 0,95</math></p>	<p><b>GF10</b></p> <p><math>\psi_e = 0,65</math>  <math>\psi_{oi} = 0,85</math>  <math>\psi_i = 0,85</math></p>	<p><b>GF11</b></p> <p><math>\psi_e = 0,55</math>  <math>\psi_{oi} = 0,75</math>  <math>\psi_i = 0,75</math></p>	<p><b>GF12</b></p> <p><math>\psi_e = 0,50</math>  <math>\psi_{oi} = 0,70</math>  <math>\psi_i = 0,70</math></p>	
<p><b>GF13</b></p> <p><math>\psi_e = 0,60</math>  <math>\psi_{oi} = 0,80</math>  <math>\psi_i = 0,80</math></p>	<p><b>GF14</b></p> <p><math>\psi_e = 0,45</math>  <math>\psi_{oi} = 0,65</math>  <math>\psi_i = 0,65</math></p>	<p><b>GF15</b></p> <p><math>\psi_e = -0,10</math>  <math>\psi_{oi} = 0,10</math>  <math>\psi_i = 0,10</math></p>	<p><b>GF16</b></p> <p><math>\psi_e = 0,00</math>  <math>\psi_{oi} = 0,20</math>  <math>\psi_i = 0,20</math></p>	

Abb. 2-3: Empfehlungswerte für den anzusetzenden Wärmeverlust bei Linienförmigen Wärmebrücken nach E DIN EN ISO 14683 (Juni 2015), Tabelle C.3, S. 25

Wie in Abb. 2-3 dargestellt, wird in E DIN EN ISO 14683 (Juni 2015) ein auf der sicheren Seite liegender Empfehlungswert für die Wärmeverluste der aufgeführten linienförmigen Wärmebrücken gegeben. Der längenbezogene Wärmedurchgangskoeffizient  $\psi_k$  ist für den vorwiegend zu betrachteten Fall der außenliegenden Dämmung des oberen Geschosses (Abb. 2-3, GF 9) auf  $0,95 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$  zu begrenzen. Dieser längenbezogene Wärmedurchgangskoeffizient  $\psi_k$  beinhaltet die Energieverluste des gesamten Störungsbereich (z. B. eine Balkonplatte) und der Ausstrahlung in die angrenzenden Wände, sodass der längenbezogene Wärmedurchgangskoeffizient mithilfe einer Vergleichsrechnung mit einer ungestörten Wand erfolgt. Die Systemgrenzen muss ausreichend groß gewählt werden, dass alle Effekte in der Modellierung erfasst werden. Eine anschauliche Darstellung des Sachverhaltes für eine die Dämmung der Außenwand durchstoßende Balkonplatte ist in Abb. 2-4 zu finden.

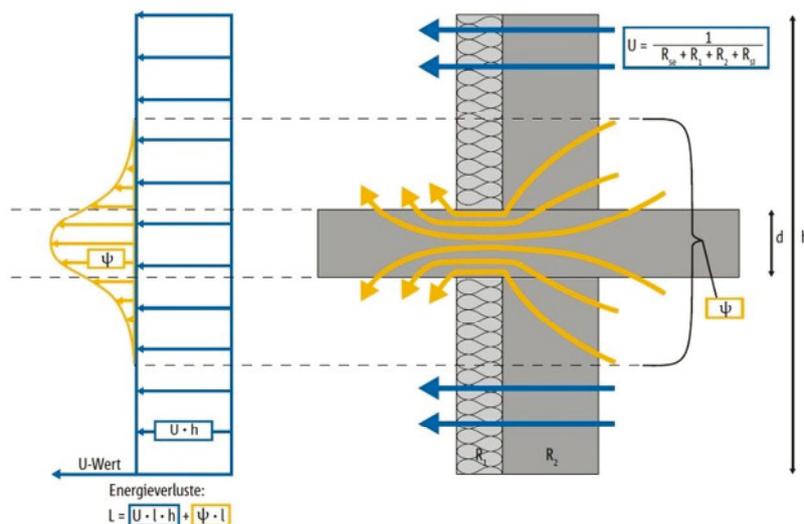


Abb. 2-4: Linienförmige Wärmebrücke<sup>3</sup>

## 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)]. Zur Einhaltung des Feuchteschutzes ist die DIN 4108-3 (November 2014) für Gebäude mit nichtklimatisierten Wohnräumen anzuwenden. 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.

<sup>3</sup> <https://www.schoeck.de/de/waermedurchgangskoeffizienten-psi-und-chi->

Bei einem fehlerhaften Feuchteschutz kann nach Häupl et al. (2013) der Wärmeschutz des Bauwerks und die Nutzbarkeit der Räume beeinträchtigt werden. Zum einen kann es wegen der Durchfeuchtung zu ästhetische 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.

Der zu entwerfende Wand-Decken-Anschluss hat grundsätzlich auf den gesamten Feuchteschutz des Bauwerks einen zu vernachlässigenden Einfluss. Einziger Punkt aus dem sich Anforderungen an den Wand-Decken-Anschluss ergeben ist die Verhinderung der Entstehung von Tauwasserbildung auf Bauteiloberflächen. Die erforderliche raumseitige Oberflächentemperatur kann nach DIN 4108-3 (November 2014) wie folgt berechnet:

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

Mit

$$p_{sat,si} = \frac{\phi_i}{\phi_{si,cr}} \cdot p_{sat,i} = \frac{p_i}{\phi_{si,cr}} \quad \text{Gl. 2-4}$$

Dabei ist:

$\Theta_{si,min}$  Mindestwert der raumseitigen Oberflächentemperatur [ $^{\circ}\text{C}$ ];

$p_{sat,si}$  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. 2-5 ermitteln.

$$f_{Rsi,min} = \frac{\Theta_{si,min} - \Theta_e}{\Theta_i - \Theta_e} \quad \text{Gl. 2-5}$$

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  $\phi_i = 50$  %;

Die kritische Luftfeuchte für einen ausreichenden Schutz gegen Schimmelpilzbildung wird nach DIN 4108-2 (Februar 2013) zu  $\phi_{si,cr} = 80$  festgelegt. Die Außenlufttemperatur beträgt nach DIN 4108-2 (Februar 2013)  $\theta_e = -5$  °C. An der ungünstigsten Stelle der Wärmebrücke ist ein Bemessungstemperaturfaktor  $f_{Rsi,min} \geq 0,7$  [vgl. DIN 4108-2 (Februar 2013), 6.2.1] einzuhalten, sodass sich eine minimale zulässige Oberflächentemperatur im Bereich der linienförmigen Wärmebrücke von 12,6 °C ergibt. 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 Wand-Decken-Anschlusses 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 anerkannt-

---

ten Regeln der Technik genügt ist“<sup>4</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>5</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 Wand-Decken-Anschlusses 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 Wand als flankierendes Bauteil anzusehen. Eine, über die Grundfläche gemittelte, mögliche Verringerung der Dichte des zu entwerfenden Wand-Decken-Anschlusses gegenüber einer reinen Stahlbetonkonstruktion ist zu vernachlässigen und daher ist der Einfluss des zu entwerfenden Wand-Decken-Anschlusses auf die Schallübertragung der Stahlbetonwand als gering anzusehen.

## 2.6 Anforderungskatalog

Der Wand-Decken-Anschluss muss in den kraftübertragenden Bereichen aus nichtbrennbaren Materialien bestehen und im Brandfall 90 Minuten standsicher sein. Aus der EnEV (2014) ergibt sich keine direkte Vorgabe über den Wärmedurchgangskoeffizienten einer einzelnen linienförmigen Wärmebrücke. Die Verwendung der genauen Berechnung des Wärmeverlustes durch Wärmebrücken wird in der Praxis aufgrund der in Kapitel 2.3 beschriebenen Vorteile weiter zunehmen. Daher führt jede Verringerung des Wärmeverlustes an einer Wärmebrücke eins zu eins 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 angewendete konventionelle Lösung als Referenzkonstruktion gewählt und eine Verringerung des Wärmeverlustes relativ zu dieser Referenzkonstruktion ermittelt. Zugleich ist der längenbezogene Wärmedurchgangskoeffizient  $\psi_k$  für den Fall der außenliegenden Dämmung des oberen Geschosses auf der sicheren Seite liegend nach E DIN EN ISO 14683 (Juni 2015) auf  $0,95 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$  zu begrenzen.

---

<sup>4</sup> AZ VII ZR 184/97

<sup>5</sup> AZ VII ZR 54/07

## 3 Rechnergestützte Analyse des Wärmedurchgangs

### 3.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt wird die durchgeführte rechnergestützte Analyse des Wärmedurchgangs für den Wand-Decken-Anschluss näher erläutert. Aufgrund der unterschiedlichen geometrischen Randbedingungen werden die Wand-Decken-Knoten hierin in zwei Basissysteme eingeteilt:

- **System 1 – Innenwandknoten**
- **System 2 – Außenwandknoten und Außenwandknoten im Erdbereich**

Zur Ermittlung der Wärmeverluste an der linienförmigen Wärmebrücke ist es erforderlich den Wärmeverlust an einer ungestörten Konstruktion zu bestimmen. Für jedes der drei Systeme, die in Abschnitt 3.2 und 3.3 beschrieben sind, ergibt die Differenz der Wärmeverluste zwischen der ungestörten Konstruktion und der konventionellen Lösung (Stand der Technik) bzw. dem Wand-Decken-Anschluss den Wärmeverlust der linienförmigen Wärmebrücke.

Auf Grundlage der in 2.3 und 2.4 dargestellten physikalischen Zusammenhänge wird die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  des Wand-Decken-Anschlusses derart bestimmt, dass der Bemessungstemperaturfaktor  $f_{Rsi,min} \geq 0,7$  eingehalten ist. Zugleich wird diejenige Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  bestimmt, die sich aus der konventionellen Lösung (Stand der Technik) entsprechende Ausbildung des Wand-Decken-Anschlusses ergibt. Der gegenwärtige Stand der Technik sieht bei Stahlbetonwänden eine außenliegende beidseitig angebrachte Dämmung im Bereich des Wandkopfes vor. Die äußeren Dämmschichten führen zu unerwünschten, gegliederten Außenansichten der Wände. Der gesuchte Wand-Decken-Anschluss 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.

### 3.2 System 1 – Innenwandknoten

#### 3.2.1 Darstellung des System

Beim Innenwandknoten liegt eine Stahlbetondecke ( $\lambda = 2,3 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ ), deren Unterseite gedämmt ( $\lambda = 0,04 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ ) ist, auf einer Stahlbetonwand ( $\lambda = 2,3 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ ) auf. Für den Wärmestrom ist es kritischer wenn darüber hinaus eine aufgehende Wand in dem oberen Stockwerk vorhanden ist (vgl. Abb. 3-1).

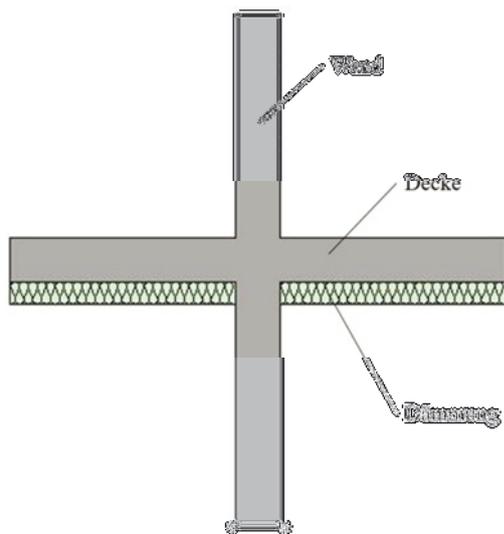


Abb. 3-1: System 1 - Innenwandknoten

### 3.2.2 Ungestörte Decke

Mithilfe dieses Modells wurde der Wärmefluss zunächst für eine ungestörte Decke berechnet. Durch Hinzufügen einer Wärmebrücke erhöht sich der Wärmefluss. Die Differenz aus diesem Wärmefluss und dem Wärmefluss der ungestörten Decke ist der Einfluss der linienförmigen Wärmebrücke. Die Ergebnisse für unterschiedliche Deckengeometrien sind in Tabelle 3-1 bis Tabelle 3-4 dargestellt. Die Decke, die als Ausgangsbasis dient, hat eine Dicke von 0,2 m und eine Länge von 2,4 m. Die Dämmung unterhalb der Decke ist 0,1 m dick. Die Temperatur an der Oberseite beträgt  $T_0 = +20^\circ\text{C}$  bei einem Wärmeübergangswiderstand  $R_{si} = 0,17 \text{ (m}^2\cdot\text{K)/W}$  und an der Unterseite  $T_0 = -5^\circ\text{C}$  bei  $R_{se} = 0,04 \text{ (m}^2\cdot\text{K)/W}$ .

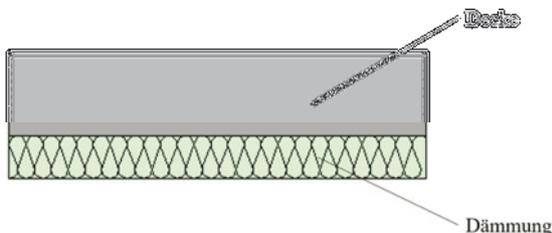


Abb. 3-2: Modell Decke Ansicht

### 3.2.3 Dämmung am Wandkopf – konventionelle Lösung

Die zugrunde gelegte Wand hat eine Dicke von 0,20 m und schließt an eine Decke mit der Dicke von 0,2 m an. Im Zuge der weiteren Untersuchungen wurden auch die Decken- und Wanddicke variiert. Die Dämmung unter der Decke ist 0,1 m dick und liegt im Kopfbereich auf einer Höhe von 0,4 m an der Wand an. Die Systemgrenzen der Decke bzw. der Wand werden gemäß der Vorgaben aus DIN EN ISO 10211 (April 2008) 1 m von dem betrachteten Detail entfernt platziert. Die Temperaturverteilung in Abb. 3-4 zeigt, dass im Randbereich keine Änderung der Temperatur mehr erfolgt und somit der Einfluss der Wärmebrücke nicht bis dorthin reicht und vollumfänglich erfasst ist.

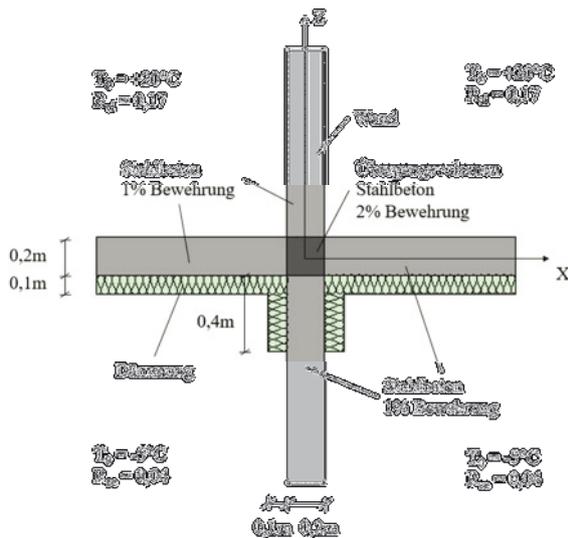


Abb. 3-3: Randbedingungen der Wand mit Dämmung

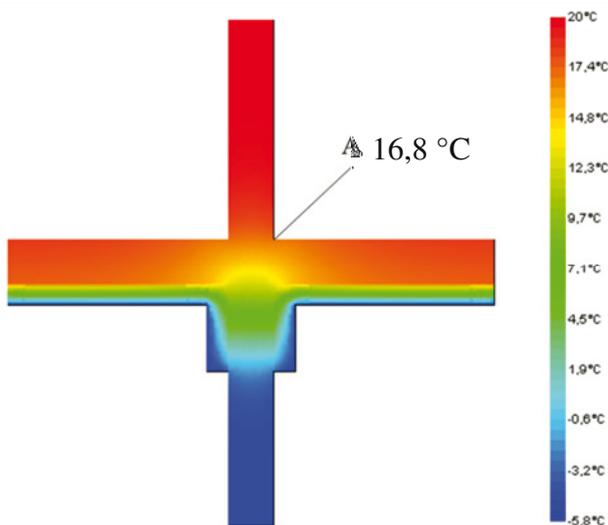


Abb. 3-4: Temperaturverteilung im Wand-Deckenknoten bei der konventionellen Lösung

Die Wärmedämmung mit einer Dämmschicht um die Wand ergibt an der Oberfläche der Decke im Punkt A (siehe Abb. 3-4) eine minimale Temperatur von  $16,8^{\circ}\text{C}$ . Aus Gründen der Taupunkt-Sicherheit darf die Temperatur an der Oberfläche der Decke nicht unter  $12,6^{\circ}\text{C}$  fallen. Dies ist bei der bisherigen konventionellen Ausführung der Wärmedämmung (Dämmschicht um den Wandkopf) gegeben. Die Finite-Elemente Rechnung ergibt einen Wärmestrom durch das Bauteil von  $14,4$  Watt je Meter Wandlänge. Eine Auflistung der Wärmeflüsse und der niedrigsten Oberflächentemperaturen im Punkt A für verschiedene Wand- und Deckenabmessungen ist in Tabelle 3-1 bis Tabelle 3-4 zu finden.

### 3.2.4 Wand-Decken-Anschluss am Wand-Decken-Knoten

Das Ziel des Projektes ist es, die aus architektonischen Gründen störende Dämmung um den Wandkopf herum durch ein bauteilintegriertes wärmedämmendes Bauteil zwischen Wand und Decke zu ersetzen. Daher entfällt die Dämmung um die Wand und es wird ein Wand-Decken-

Anschluss zwischen Wandkopf und Decke eingesetzt (siehe Abb. 3-5). Die restlichen Angaben zur Geometrie entsprechen denjenigen von Abb. 3-3.

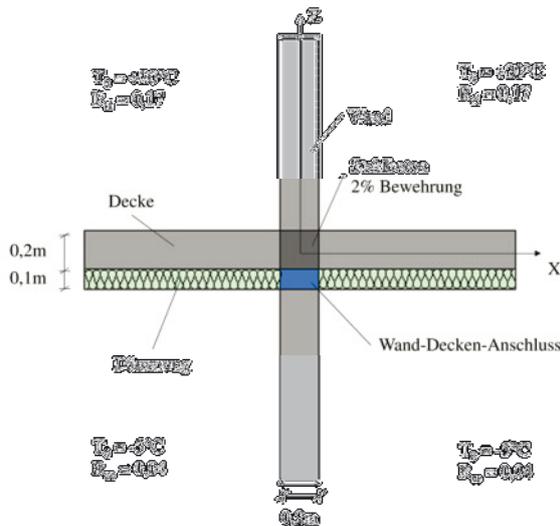


Abb. 3-5: Ansicht und Randbedingungen des Wand-Deckenknoten mit Wand-Decken-Anschluss

Es wird die Wärmeleitfähigkeit des Wand-Decken-Anschlusses im Vergleich zu der konventionellen Lösung mit Dämmung am Wandkopf variiert. Begonnen wird der Vergleich bei Verwendung eines Wand-Decken-Anschlusses aus Stahlbeton mit 1% Bewehrung ( $\lambda = 2,3 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ ). Daraus ergibt sich eine entsprechende Temperaturverteilung im Anschlussbereich Wand-Decke:

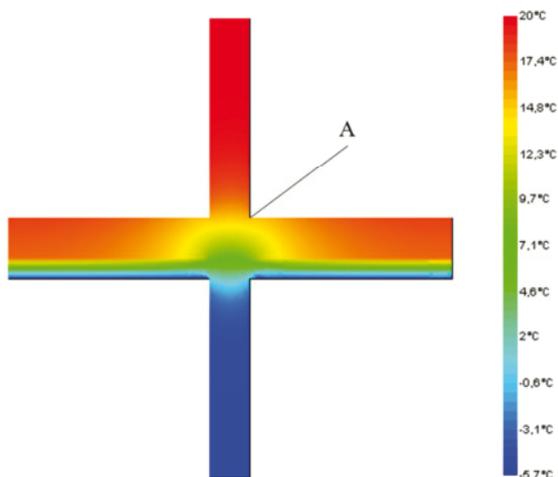


Abb. 3-6: Temperaturverteilung im Wand-Deckenknoten mit bauteilintegriertem Wand-Decken-Anschluss

Bei einem Wand-Decken-Anschluss aus Stahlbeton liegt die Temperatur im Punkt A (siehe Abb. 3-6) nicht unter  $12,6^\circ\text{C}$ , während sich der Wärmestrom von  $14,4 \text{ W}/\text{m}$  (konventionelle Lösung) auf  $26,8 \text{ W}/\text{m}$  erhöht (vgl. Tabelle 3-3). Die Wärmeströme und die Oberflächentemperatur im Punkt A sind in Tabelle 3-1 bis Tabelle 3-4 dargestellt.

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

In Tabelle 3-1 bis Tabelle 3-4 sind die Ergebnisse des Einflusses der Abmessungen von Wand und Decke sowie die Wärmeleitfähigkeit des Wand-Decken-Anschlusses dargestellt. Ziel war hier, einen Wand-Decken-Anschluss zwischen Wand und Decke zu identifizieren, der hinsichtlich der thermischen Eigenschaften der Oberflächentemperatur an der Oberkante der Decke und dem Wärmefluss nicht schlechter ist, als die bis jetzt übliche konventionelle Dämmung des Wandkopfes.

Tabelle 3-1: Oberflächentemperatur [ $^{\circ}\text{C}$ ] an der Oberseite der Decke ( $h = 20 \text{ cm}$ ) im Punkt A für verschiedene Geometrien

Wanddicke d	Monolithische Konstruktion	Dämmung am Wandkopf	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,7$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,6$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,5$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,4$
0,20 m	15,0	16,8	16,7	16,9	17,1	17,4
0,25 m	14,7	16,6	16,4	16,6	16,8	17,1
0,30 m	14,4	16,2	16,1	16,3	16,6	16,9
0,40 m	14,1	15,9	15,7	15,9	16,2	16,6

Tabelle 3-2: Oberflächentemperatur [ $^{\circ}\text{C}$ ] an der Oberseite der Decke ( $h = 25 \text{ cm}$ ) im Punkt A für verschiedene Geometrien

Wanddicke d	Monolithische Konstruktion	Dämmung am Wandkopf	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,7$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,6$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,5$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,4$
0,20 m	15,5	17,1	16,9	17,1	17,3	17,6
0,25 m	15,2	16,8	16,6	16,8	17,1	17,3
0,30 m	14,9	16,6	16,4	16,6	16,8	17,1
0,40 m	14,5	16,2	16,0	16,2	16,5	16,8

Tabelle 3-3: Wärmefluss  $\Psi$  [ $\text{W/m}$ ] für verschiedene Geometrien (Deckendicke  $h = 20 \text{ cm}$ )

Wanddicke d	Monolithische Konstruktion	Dämmung am Wandkopf	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,7$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,6$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,5$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,4$
0,20 m	26,8	14,4	15,3	13,9	12,2	10,2
0,25 m	30,2	16,8	18,3	16,7	14,8	12,6
0,30 m	32,9	18,7	20,0	18,2	16,1	13,6
0,40 m	38,0	23,0	27,7	22,8	20,5	17,7

Tabelle 3-4: Wärmefluss  $\Psi$  [ $\text{W/m}$ ] für verschiedene Geometrien (Deckendicke  $h = 25 \text{ cm}$ )

Wanddicke d	Monolithische Konstruktion	Dämmung am Wandkopf	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,7$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,6$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,5$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,4$
0,20 m	26,3	13,9	15,3	13,9	12,2	10,3
0,25 m	29,3	16,4	17,9	16,3	14,4	12,3
0,30 m	32,6	18,6	20,4	18,6	16,6	14,1
0,40 m	36,7	22,3	24,1	22,3	20,0	17,3

Die rechnergestützte Analyse des Wärmedurchgangs zeigt, dass eine mittlere Wärmeleitfähigkeit von  $\lambda \leq 0,6 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$  für eine vollflächige Ausbildung des Anschlusses einzuhalten ist, um einen geringeren Wärmeverlust zu erhalten, als bei der konventionellen Lösung aktuell

vorhanden ist. Die Mindesttemperatur an der raumseitigen Oberfläche ( $12,6^{\circ}\text{C}$ ) ist bei einer Dämmung nach EnEV (2014) i.d.R. erfüllt. Trotzdem ist eine Verringerung der raumseitigen Oberflächentemperatur für die thermische Behaglichkeit der Nutzer möglichst zu vermeiden.

### 3.3 System 2 – Außenwandknoten und Außenwandknoten im Erdreich

#### 3.3.1 Darstellung des System

Beim Außenwandknoten liegt eine Decke, deren Unterseite gedämmt ist, einseitig auf einer Wand auf. Zusätzlich ist eine auf der Außenseite gedämmte aufgehende Wand in dem oberen Stockwerk vorhanden (vgl. Abb. 3-7, links). Die Wand im unteren Geschoss ist in einem Bereich angeordnet zu dem die Außenluft Zugang hat. Für den Fall, dass Erdreich vorhanden ist, besitzt die Wand auf der Außenseite keinen Zugang mehr zur Außenluft und die anzusetzenden Temperaturen unterscheiden sich (vgl. Abb. 3-7, rechts).

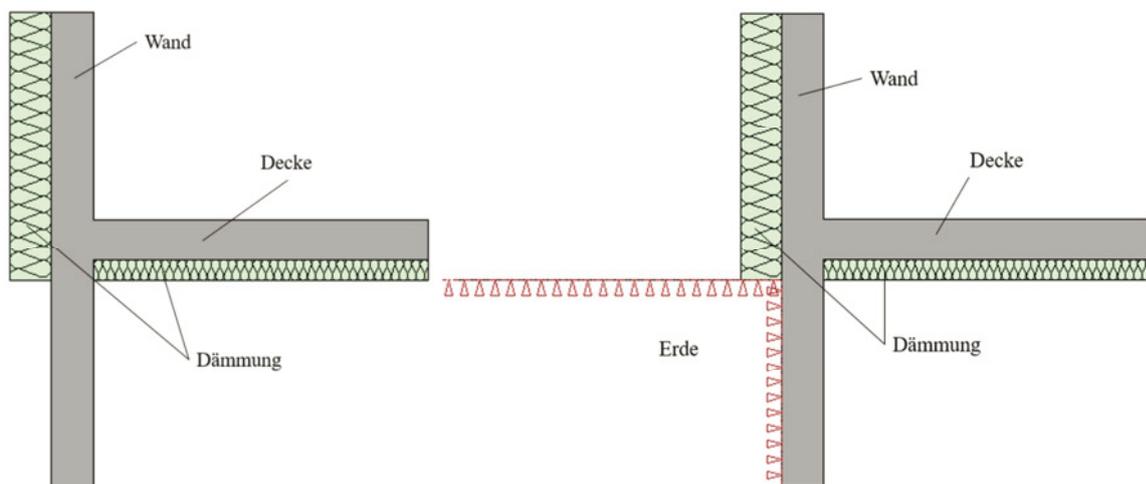


Abb. 3-7: System 2 – Außenwandknoten (links frei zugänglich, rechts mit angrenzendem Erdreich)

#### 3.3.2 Ungestörter Außenwandknoten

Mithilfe des Modells einer Gebäudeecke mit umschließender Wärmedämmung wurde der Wärmefluss für einen ungestörten Bereich berechnet (vgl. Abb. 3-8). Durch Hinzufügen einer Wärmebrücke erhöht sich der Wärmefluss. Die Differenz aus diesem Wärmefluss und dem Wärmefluss des ungestörten Bereichs ist der Einfluss der linienförmigen Wärmebrücke. Die Ergebnisse für unterschiedliche Deckengeometrien sind in Tabelle 3-5 bis Tabelle 3-12 dargestellt.

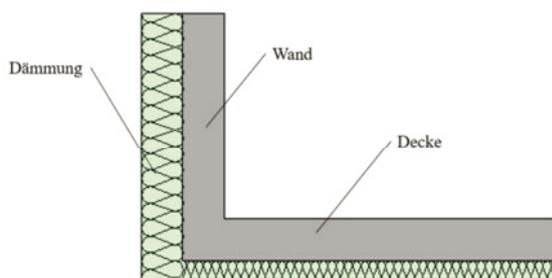


Abb. 3-8: Modell Außenwandknoten Ansicht

Die Randbedingungen lauten:

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

Außenseite Wand:  $T_0 = -24^\circ\text{C}$ , Wärmeübergangswiderstand  $R_{se} = 0,04 \text{ (m}^2\cdot\text{K)/W}$

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

### 3.3.3 Dämmung am Wandkopf – konventionelle Lösung

Die zugrunde gelegte Wand hat eine Dicke von 0,20 m und schließt an eine Decke mit der Dicke von 0,2 m an. Im Zuge der weiteren Untersuchungen wurden auch die Decken- und Wanddicke variiert. Die Dämmung unter der Decke ist 0,1 m dick und liegt im Innenknotenbereich auf einer Länge von 0,4 m an der Wand an. Die aufgehende Wand ist ebenfalls 0,2 m dick. Dort wird von einer außenseitigen Dämmung mit 0,2 m ausgegangen, die auf der gleichen Höhe endet wie die innenseitige Dämmung. Die Systemgrenzen der Decke bzw. der Wand werden gemäß der Vorgaben aus DIN EN ISO 10211 (April 2008) 1 m von dem betrachteten Detail entfernt platziert.

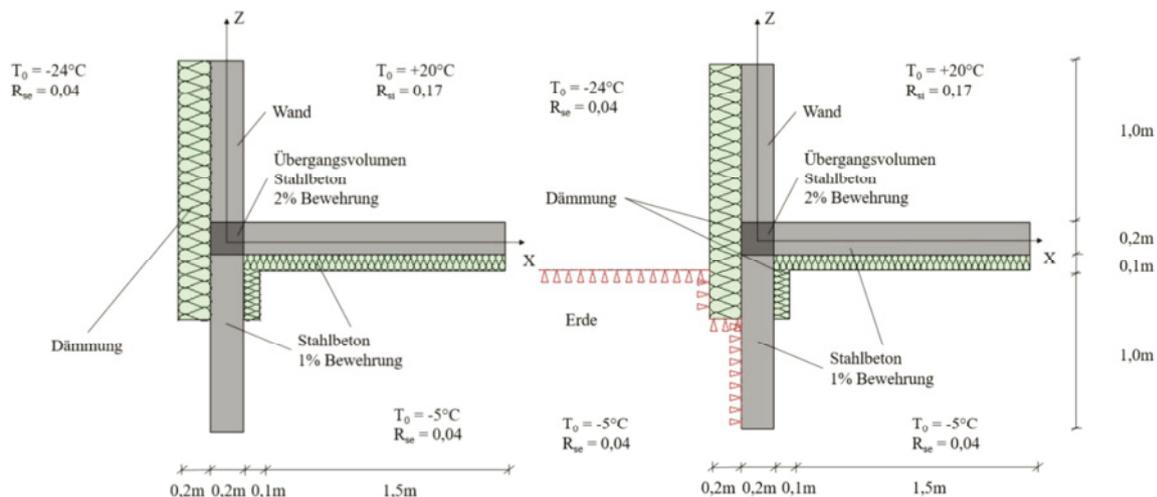


Abb. 3-9: Ansicht und Randbedingungen der Wand mit Dämmung (links frei zugänglich, rechts mit angrenzendem Erdreich)

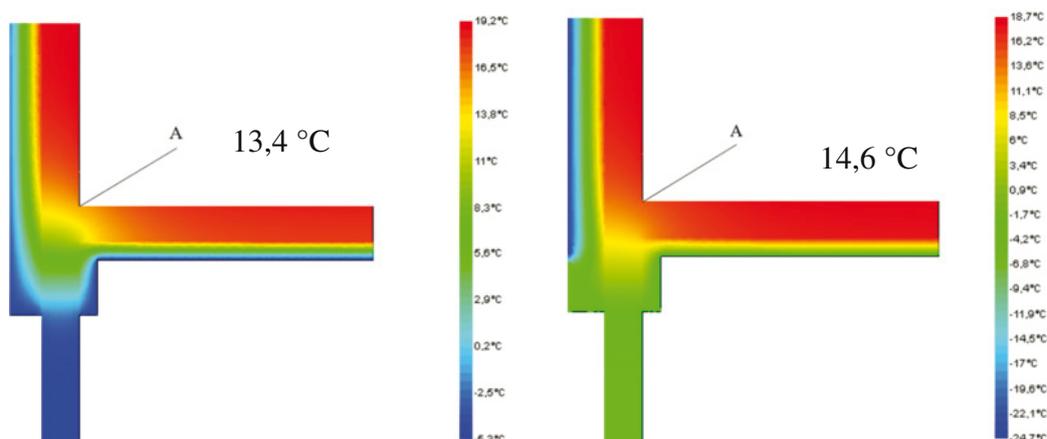


Abb. 3-10: Temperaturverteilung im Wand-Deckenknotten bei der konventionellen Lösung (links frei zugänglich, rechts mit angrenzendem Erdreich)

Die Wärmedämmung mit einer Dämmschicht um die Wand ergibt an der Oberfläche der Decke im Punkt A (siehe Abb. 3-10) eine minimale Temperatur von 13,4°C (bzw. 14,6°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 konventionellen Ausführung der Wärmedämmung (Dämmschicht um den Wandkopf) gegeben. Die Finite-Elemente Rechnung ergibt einen Wärmestrom durch das Bauteil von 17,0 W/m (bzw. 11,4 W/m). Eine Auflistung der Wärmeflüsse und der niedrigsten Oberflächentemperaturen im Punkt A für verschiedene Wand- und Deckenabmessungen ist in Tabelle 3-5 bis Tabelle 3-12 am Ende dieses Kapitels zu finden.

### 3.3.4 Wand-Decken-Anschluss

Durch Ersetzen der aus architektonischen Gründen störenden Dämmung um den Wandkopf herum durch ein wärmedämmendes Bauteil zwischen Wand und Decke ergibt sich der Wand-Decken-Anschluss nach Abb. 3-11. Die restlichen Angaben zur Geometrie entsprechen Abb. 3-9.

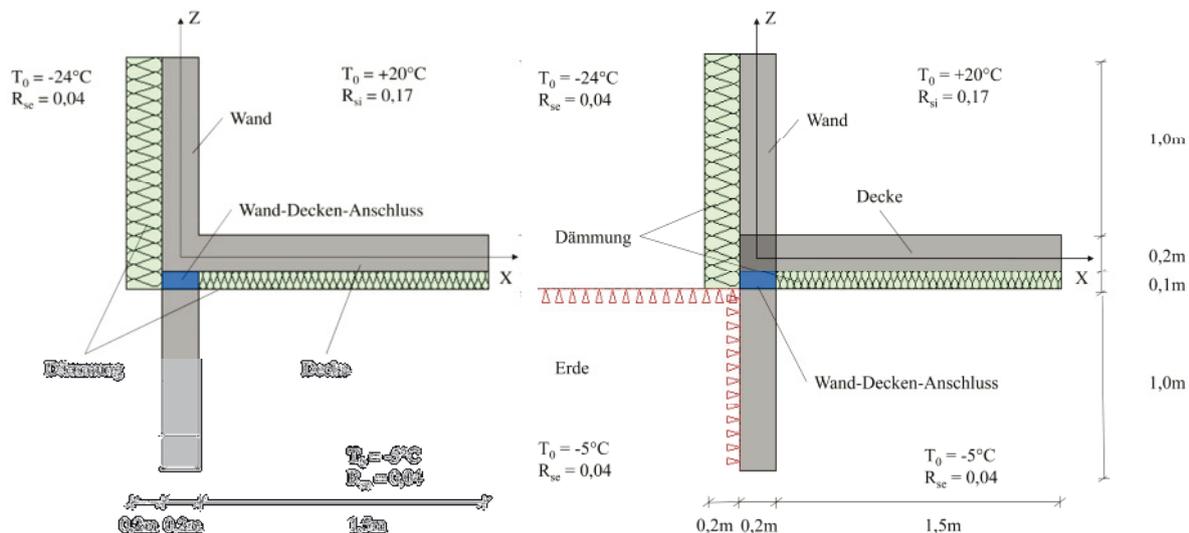


Abb. 3-11: Ansicht und Randbedingungen des Wand-Deckenknotens mit Wand-Decken-Anschluss (links frei zugänglich, rechts mit angrenzendem Erdreich)

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

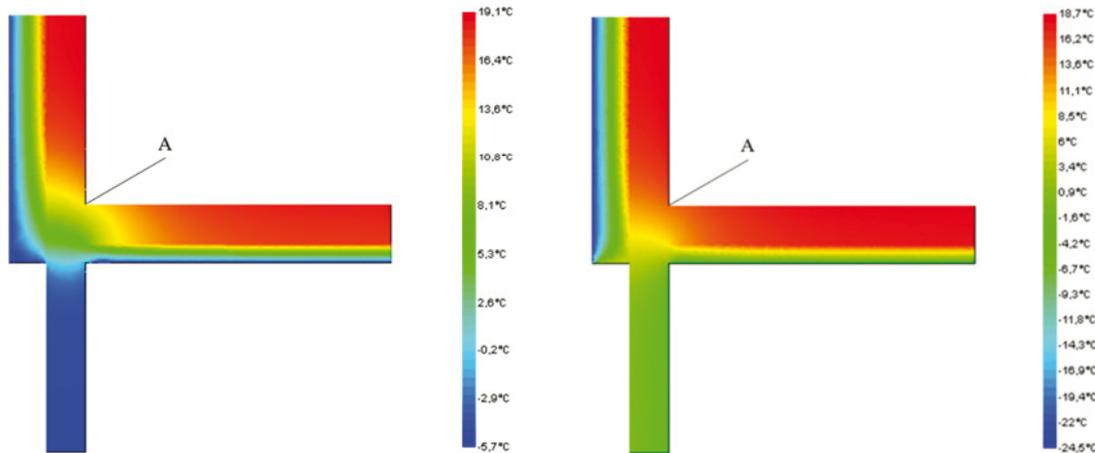


Abb. 3-12: Temperaturverteilung im Wand-Deckenknoten mit Wand-Decken-Anschluss (links frei zugänglich, rechts mit angrenzendem Erdreich)

Es ist erkennbar, dass bei einem Wand-Decken-Anschluss aus Stahlbeton die Temperatur im Punkt A (siehe Abb. 3-12) auf 10,4 °C fällt und somit kleiner ist als die maßgebenden 12,6°C. Der zugehörige Wärmestrom liegt bei 28,5 W/m. Dieser Wert ist erheblich größer als der Wärmestrom von 17,0 W/m der konventionellen entsprechenden Lösung (vgl. Tabelle 3-7 und Tabelle 3-8). Daher müssen für den Wand-Decken-Anschluss niedrigere Werte der Wärmeleitfähigkeit angesetzt werden. Die Wärmeströme und die Oberflächentemperatur im Punkt A sind in Tabelle 3-5 bis Tabelle 3-12 dargestellt.

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

In Tabelle 3-5 bis Tabelle 3-12 sind die Ergebnisse des Einflusses der Abmessungen von Wand und Decke sowie die Wärmeleitfähigkeit des Wand-Decken-Anschlusses dargestellt. Tabelle 3-5 bis Tabelle 3-8 enthalten die Ergebnisse des Außenwandknotens mit freiem Zugang zur Außenluft.

Tabelle 3-5: Oberflächentemperatur [°C] an der Oberseite der Decke ( $h = 20 \text{ cm}$ ) im Punkt A für verschiedene Geometrien

Wanddicke $d$	Monolithische Konstruktion	Dämmung am Wandkopf	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,7$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,6$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,5$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,4$
0,20 m	10,4	13,4	13,0	13,4	13,8	14,3
0,25 m	10,0	13,0	12,6	13,0	13,4	14,0
0,30 m	9,8	12,6	12,3	12,7	13,1	13,7
0,40 m	9,5	12,1	11,9	12,3	12,7	13,3

Tabelle 3-6: Oberflächentemperatur [ $^{\circ}\text{C}$ ] an der Oberseite der Decke ( $h = 25 \text{ cm}$ ) im Punkt A für verschiedene Geometrien

Wanddicke d	Monolithische Konstruktion	Dämmung am Wandkopf	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,7$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,6$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,5$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,4$
0,20 m	11,2	13,8	13,5	13,8	14,2	14,6
0,25 m	10,7	13,4	13,0	13,4	13,8	14,2
0,30 m	10,4	13,0	12,7	13,0	13,4	13,9
0,40 m	10,1	12,5	12,3	12,6	13,0	13,5

Tabelle 3-7: Wärmefluss  $\Psi$  [ $\text{W/m}$ ] für verschiedene Geometrien (Deckendicke  $h = 20 \text{ cm}$ )

Wanddicke d	Monolithische Konstruktion	Dämmung am Wandkopf	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,7$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,6$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,5$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,4$
0,20 m	28,5	17,0	18,3	16,9	15,2	13,1
0,25 m	31,9	19,6	21,1	19,5	17,6	15,4
0,30 m	34,5	22,0	23,4	21,8	19,8	17,4
0,40 m	38,8	26,1	27,4	25,6	23,5	20,8

Tabelle 3-8: Wärmefluss  $\Psi$  [ $\text{W/m}$ ] für verschiedene Geometrien (Deckendicke  $h = 25 \text{ cm}$ )

Wanddicke d	Monolithische Konstruktion	Dämmung am Wandkopf	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,7$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,6$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,5$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,4$
0,20 m	27,5	16,4	17,8	16,4	14,7	12,8
0,25 m	31,0	19,0	20,5	19,0	17,2	15,0
0,30 m	33,6	21,3	22,8	21,2	19,3	17,0
0,40 m	37,8	25,4	26,7	25,0	22,9	20,3

Es lässt sich festhalten, dass bei der monolithischen Konstruktion das Erreichen der Mindesttemperatur an der Innenseite nicht gewährleistet ist. Für die konventionelle Lösung und den Wand-Decken-Anschluss ist die Anforderung hingegen stets erfüllt.

Nachfolgend sind in Tabelle 3-9 bis Tabelle 3-12 die Ergebnisse für den Außenwanddeckenknoten mit Erdanschüttung dargestellt. Bei der Berechnung wurden die Abmessungen von Wand und Decke variiert, um deren Einfluss auf den Wärmeverlust zu ermitteln. Ferner wurden verschiedene Wärmeleitfähigkeiten des Wand-Decken-Anschlusses untersucht.

Tabelle 3-9: Oberflächentemperatur [ $^{\circ}\text{C}$ ] an der Oberseite der Decke ( $h = 20 \text{ cm}$ ) im Punkt A für verschiedene Geometrien

Wanddicke d	Monolithische Konstruktion	Dämmung am Wandkopf	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,7$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,6$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,5$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,4$
0,20 m	12,7	14,8	14,6	14,8	15,1	15,5
0,25 m	12,5	14,5	14,3	14,5	14,9	15,2
0,30 m	12,3	14,3	14,1	14,4	14,7	15,1
0,40 m	12,0	13,9	13,7	14,0	14,3	14,7

Tabelle 3-10: Oberflächentemperatur [ $^{\circ}\text{C}$ ] an der Oberseite der Decke ( $h = 25 \text{ cm}$ ) im Punkt A für verschiedene Geometrien

Wanddicke d	Monolithische Konstruktion	Dämmung am Wandkopf	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,7$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,6$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,5$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,4$
0,20 m	13,2	15,1	14,9	15,1	15,4	15,7
0,25 m	13,0	14,8	14,6	14,8	15,1	15,4
0,30 m	12,7	14,5	14,3	14,6	14,9	15,2
0,40 m	12,5	14,2	14,0	14,2	14,6	14,9

Tabelle 3-11: Wärmefluss  $\Psi$  [ $\text{W/m}$ ] für verschiedene Geometrien (Deckendicke  $h = 20 \text{ cm}$ )

Wanddicke d	Monolithische Konstruktion	Dämmung am Wandkopf	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,7$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,6$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,5$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,4$
0,20 m	19,6	11,4	12,2	11,2	10,0	8,5
0,25 m	21,6	13,2	14,1	12,9	11,6	10,0
0,30 m	23,4	14,7	15,6	14,5	13,0	11,3
0,40 m	26,7	17,3	18,4	17,1	15,6	13,6

Tabelle 3-12: Wärmefluss  $\Psi$  [ $\text{W/m}$ ] für verschiedene Geometrien (Deckendicke  $h = 25 \text{ cm}$ )

Wanddicke d	Monolithische Konstruktion	Dämmung am Wandkopf	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,7$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,6$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,5$	Wand-Decken-Anschluss mit $\lambda=0,4$
0,20 m	18,9	11,0	11,9	10,9	9,7	8,3
0,25 m	20,8	12,8	13,6	12,5	11,2	9,7
0,30 m	22,9	14,3	15,2	14,0	13,7	11,0
0,40 m	25,6	16,9	17,9	16,6	15,1	13,3

Es lässt sich feststellen, dass für eine Wärmeleitfähigkeit des Wand-Decken-Anschlusses von  $\lambda = 0,6 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$  die Temperaturen und der Wärmeverlust nicht wesentlich höher ausfallen als bei der konventionellen Lösung.

### 3.4 Zusammenfassung

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass der Wand-Decken-Anschluss eine Wärmeleitfähigkeit von  $\lambda \leq 0,6 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$  einhalten muss um besser zu sein als die konventionelle Lösung mit heruntergeführter Wärmedämmung. Hierdurch ist das Erreichen der Mindestinnenraumtemperatur nach EnEV (2014) sichergestellt. Auch wenn die Gefahr der Schimmelpilzbildung aufgrund von Tauwasser Bildung daher nicht relevant ist, begrenzt jede Verringerung der raumseitigen Oberflächentemperatur die thermische Behaglichkeit für die Nutzer und sollte daher weitestgehend vermieden werden. Darüber hinaus ist ersichtlich, dass die Wärmeströme um mehr als die Hälfte gegenüber der monolithischen Konstruktion reduziert werden können. Je dicker die Decke ist, desto höher fallen die Innenraumtemperaturen aus. Gleichzeitig gilt, dass für eine zunehmende Wandstärke die Temperaturen im Innenraum abnehmen und die Wärmeströme zunehmen.

Im weiteren Verlauf der Arbeit wird eine konkrete Ausgestaltung der Geometrie des Wand-Decken-Anschlusses mit entsprechenden Materialien erfolgen, sodass im Anschluss sicherge-

---

stellt werden kann, dass die Anforderungen an die mittlere Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  erfüllt werden (vgl. Kapitel 4.4).

## 4 Identifizierung geeigneter Materialien und Variantenuntersuchung

### 4.1 Zusammenstellung der Materialien für den Wand-Decken-Knoten

In diesem Kapitel wird zuerst eine Übersicht über eine Vielzahl verschiedener Materialien gegeben und deren Eigenschaften (Druck- und Zugfestigkeit, Brandverhalten und Wärmeleitfähigkeit) ausgewiesen (vgl. Tabelle 4-1). Im Anschluss wird die Liste um diejenigen Materialien bereinigt, die für den Wand-Decken-Anschluss 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. Tabelle 4-1 ist aus einem vorherigen Forschungsvorhaben entnommen [vgl. Graubner et al. (2016)].

Tabelle 4-1: Gesamtübersicht der untersuchten Materialien nach Graubner et al. (2016)

Material	Festigkeit [MN/m <sup>2</sup> ]		Brandverhalten	Wärmeleitfähigkeit [W/(m·K)]
	Druck	Zug		
Aluminium-Legierungen	35-465 <sup>6</sup>	35-465 <sup>6</sup>	A	160
Beton	20-108	1,6-5,2	A	1,15-2,00
Bronze	200-360	200-360	A	240-380
Edelstahl <sup>7</sup>	400-950	400-950	A	15-25
Glasfaserverstärkte Kunststoffe GFK	480-600	580-3000	B1	0,7
Granit	160-240	10-20 <sup>8</sup>	A	2,8
Kalkstein <sup>9</sup>	20-180	-	A	0,85-2,30
Keramik	500-10000	-	A	1,30
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>10</sup>	A	0,39-1,6 <sup>12</sup>
Massive Kunststoffe	5-125	5-125	B2	0,16-0,5

<sup>6</sup> Informationsbroschüre - NE-Metalle (2008)

<sup>7</sup> Informationsbroschüre Edelstahl Rostfrei (2015)

<sup>8</sup> Biegezugfestigkeit

<sup>9</sup> <http://www.geodienst.de/kalkstein.htm>

<sup>10</sup>  $(0,4+0,6 \cdot \rho/2200) \cdot f_{ctm}$

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>11</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>12</sup>
Trockene Luft	-	-	-	0,03
UHPC	100-300	7-10 (ohne Fasern)	A	1,0-3,0

## 4.2 Druckfestigkeit

Ein über die Außenkanten der Wand hinausragender Wand-Decken-Anschluss wurde von vornhinein ausgeschlossen. Durch die somit erforderliche Druckfestigkeit entfallen die Dämmstoffe (Mineralwolle, Polystyrolschaum und Polyurethanschaum). Grundsätzlich können alle weiteren Werkstoffe ausgeschlossen werden, deren Druckfestigkeit geringer ist als  $15 \text{ N/mm}^2$ . Eine Verwendung von Holz bzw. Kerto ist aufgrund der brandschutztechnischen Vorgaben nicht gestattet. Um ausreichende Festigkeiten zu erreichen sind größere Übertragungsflächen der Mauerwerkssteine erforderlich somit erhöht sich die Rohdichte, die wiederum den Wärmedurchgang erhöht und somit i. allg. keine Verbesserung gegenüber Beton erreicht wird. Aufgrund des Brandverhaltens und wegen des niedrigen E-Moduls und somit großer Verformungen vor allem bei größeren Dicken können auch die massiven Kunststoffe nicht verwendet werden.

Zur besseren Vergleichbarkeit der verbliebenen Materialien wird der Quotient aus der Wärmeleitfähigkeit und der Druckfestigkeit in Anlehnung an Zeier (2018) gebildet (siehe Tabelle 4-2). Der Quotient spiegelt nach Zeier (2018) den Wärmeverlust wieder, der über die Fläche entsteht, die zur Übertragung einer Kraft von 1 MN erforderlich ist. Die Metalle Aluminium, Bronze und Kupfer werden von der weiteren Betrachtung ausgeschlossen, da sie eine geringere Festigkeit als Stahl bzw. Edelstahl bei einer höheren Wärmeleitfähigkeit besitzen.

<sup>11</sup> Kott (2007)

<sup>12</sup> Stark abhängig von dem Bewehrungsgehalt

Tabelle 4-2: Eignung der untersuchten Materialien in Bezug auf das Verhältnis von Wärmeleitfähigkeit zu Druckfestigkeit

Material	Druckfestigkeit [MN/m <sup>2</sup> ]	Wärmeleitfähigkeit [W/(m·K)]	Wärmeleitfähigkeit/Festigkeit [(W·m)/(kN·K)]
Beton	20-108	1,15-2,00	10,6-100,0
Edelstahl <sup>13</sup>	400-950	15-25	15,8-62,5
Glasfaserverstärkte Kunststoffe GFK	480-600	0,7	1,17-1,46
Granit	160-240 <sup>14</sup>	2,8-3,5	11,7-21,9
Kalkstein	20-180	0,85-2,30	4,72-115,0
Keramik <sup>15</sup>	500-10000	1,20-3,0	0,13-6,0
Kohlefaserverstärkte Kunststoffe CFK	120-800	17,0	21,25-142,0
Leichtbeton	17-88	0,39-1,6	4,43-94,1
Natronglas <sup>16</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>17</sup>	21,3-115,0
UHPC	100-300	1,0-3,0	3,33-30,0

Den niedrigsten Quotienten aus Wärmeleitfähigkeit zu Druckfestigkeit besitzen Glas, Glasfaserverstärkte Kunststoffe und Keramik. Bei Glas und Keramik sind die sehr hohen Druckfestigkeiten selten praktisch erreichbar. Für Druckbelastungen von Glas und Keramik gibt es noch keine ausreichend wissenschaftlich abgesicherten Daten in den erforderlichen Schichtdicken (vgl. Wörner et al. (2001)). Weiterhin sind die sich aus den hohen Druckfestigkeiten ergebenden lokalen Lastüberleitungen in den Stahlbeton viel zu groß. Die hohen Kosten von Glas, Glasfaserverstärkten Kunststoffen und Keramik lohnen sich nur bei Ausnutzung der Druckfestigkeiten, um die Materialmenge gering zu halten. Die Metalle Edelstahl und Stahl besitzen einen deutlich höheren Quotienten aus Wärmeleitfähigkeit zu Druckfestigkeit als Beton und sind daher nicht zu verwenden (siehe Tabelle 4-2). Kalkstein und Granit sind in der Bearbeitung als teuer einzustufen und entfallen daher.

Zusammenfassend bietet sich der Lastübertrag der Druckkräfte mit Leichtbeton oder mit UHPC an. Beide Materialien besitzen einen niedrigen Quotienten aus Wärmeleitfähigkeit zu Druckfestigkeit bei vergleichsweise geringen Kosten. Um das Ziel des Forschungsprojektes

<sup>13</sup> Informationsbroschüre Edelstahl Rostfrei (2015)

<sup>14</sup> Schubert (1999)

<sup>15</sup> [http://www.keramverband.de/keramik/deutsch/fachinfo/eigenschaften/eigenschaften\\_thermisch.htm](http://www.keramverband.de/keramik/deutsch/fachinfo/eigenschaften/eigenschaften_thermisch.htm)

<sup>16</sup> Kott (2007)

<sup>17</sup> Abhängig von dem Bewehrungsgehalt

eine schnelle Umsetzung der Lösung in der Praxis zu ermöglichen, ist eine Verwendung von noch nicht normativ behandelten Werkstoffen nicht empfehlenswert.

### 4.3 Zugfestigkeit

Bei Mauerwerk, bei Beton und bei UHPC werden die Zugkräfte nach DIN EN 1996-1-1 (Februar 2013) bzw. nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011) bei der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht berücksichtigt. Auch bei den Natursteinen wie Kalkstein und Granit sind die Zugfestigkeiten deutlich kleiner als die Druckfestigkeiten und es ist daher ersichtlich, dass der Quotient aus der Wärmeleitfähigkeit zur Zugfestigkeit zu hohen Werten führt und diese Materialien schlechter geeignet sind Zugkräfte effektiv zu übertragen als andere Materialien aus Tabelle 4-3.

Tabelle 4-3: Eignung der untersuchten Materialien in Bezug auf das Verhältnis von Wärmeleitfähigkeit zu Zugfestigkeit

Material	Zugfestigkeit [MN/m <sup>2</sup> ]	Wärmeleitfähigkeit [W/(m·K)]	Wärmeleitfähigkeit/ Festigkeit [(W·m)/(kN·K)]
Edelstahl <sup>18</sup>	400-950	15-25	15,8-62,5
Glasfaserverstärkte Kunststoffe GFK	580-3000	0,7	0,233-1,21
Keramik <sup>19</sup>	20-200	1,3-3,0	6,5-150,0
Kohlefaserverstärkte Kunststoffe CFK	900-4000	17,0	4,25-18,9
Natronglas <sup>20</sup>	30-100	1,0-1,05	10,0-35,0
Quarzglas	30-100	1,0-1,05	10,0-35,0
Stahl	400-1100	50	45,4-125,0

Die Zugfestigkeit von Glas und Keramik ist deutlich unterhalb derjenigen von Baustahl, der mit 500 N/mm<sup>2</sup> angesetzt wird. Somit wäre ein zu hoher Anteil an der Gesamtfläche des Anschlusses durch dieses Material zu füllen. Zusätzlich liegt der Quotient aus Wärmeleitfähigkeit und Zugfestigkeit für Glas und Keramik in der Größenordnung desjenigen von Stahl und Edelstahl. Jedoch gibt es bei Glas und Keramik zusätzliche Einschränkungen im Bereich der Zugfestigkeit. Die Zugfestigkeiten von Glas sind z.B. nur für kurzzeitige Belastungen gültig, bei Dauerbelastung ist nach Werkstoffe des Bauwesens Glas (2008) eine Zugfestigkeit von 7 N/mm<sup>2</sup> anzuwenden. Nach Keramverband (2015) sind Zugspannungen bei Keramik auf-

<sup>18</sup> Informationsbroschüre Edelstahl Rostfrei (2015)

<sup>19</sup> ~20 % der Biegezugfestigkeit nach [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)

<sup>20</sup> Kott (2007)

---

grund der geringen Zugfestigkeit möglichst zu vermeiden oder zu minimieren. Edelstahl hat aufgrund seiner niedrigeren Wärmeleitfähigkeit bei gleicher Zugfestigkeit einen niedrigeren Quotienten aus Wärmeleitfähigkeit zu Festigkeit gegenüber Stahl und stellt eine Möglichkeit zur Minimierung der Wärmeverluste dar. Einen noch niedrigen Quotient aus Wärmeleitfähigkeit und Zugfestigkeit haben Kohlefaserverstärkte Kunststoffe (CFK). Bei einer Wärmeleitfähigkeit, die ähnlich derjenigen von Edelstahl ist, und einer deutlich höheren Zugfestigkeit ergibt sich ein gegenüber Edelstahl deutlich niedrigerer Quotient aus Wärmeleitfähigkeit und Zugfestigkeit. Den niedrigsten Quotienten aus Wärmeleitfähigkeit und Zugfestigkeit der vorhandenen Materialien haben Glasfaserverstärkte Kunststoffe (GFK). Aufgrund der deutlich niedrigeren Wärmeleitfähigkeit von GFK liegt der Quotient aus Wärmeleitfähigkeit zu Zugfestigkeit um den Faktor 20 niedriger als bei CFK.

Zusammenfassend ergibt sich bei Lastübertrag der Zugkräfte mittels GFK die mit Abstand stärkste Verringerung des Wärmedurchgangs. Alternativ können die Zugkräfte auch über CFK aufgenommen werden. Aufgrund des deutlich höheren Wärmedurchgangs bei CFK ist dies insbesondere nur dann sinnvoll, wenn die höhere Steifigkeit (Elastizitätsmodul) der CFK gegenüber den GFK explizit benötigt wird. Als drittes Material wird Edelstahl weiterhin betrachtet, auch wenn die Verringerung des Wärmedurchgangs deutlich kleiner ist als bei den beiden erstgenannten Werkstoffen. Der Vorteil des Edelstahls ist, dass er normativ erfasst und deutlich gängiger in der Baupraxis ist.

#### **4.4 Variantenuntersuchung möglicher Lösungen**

##### **4.4.1 Möglichkeiten zur Aufnahme horizontaler Beanspruchungen**

Zur Ausbildung des thermisch entkoppelten Wand-Decken-Anschlusses 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. Nach der Vorstellung der Varianten werden die in Kapitel 4.2 dargestellten Materialien auf ihre Anwendbarkeit hin untersucht. Der Zielwert des Wärmedurchgangskoeffizienten ergibt sich zu  $\lambda \leq 0,6$ . Durch die zuvor beschriebenen Temperatureinwirkungen resultieren Verformungen bzw. Reaktionskräfte bei einer Behinderung dieser Verformungen. Diese Reaktionen können entweder durch ein Zulassen der Verformungen oder durch die kraftschlüssige Übertragung der Reaktionskräfte auf den statischen Gebäudeteil übertragen werden (siehe Abb. 4-1).

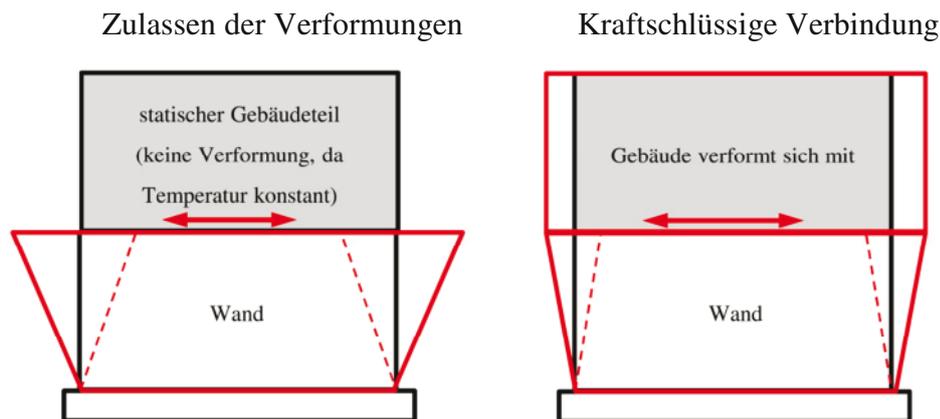


Abb. 4-1: Auswirkungen unterschiedlicher Verbindungsarten des Wand-Decken-Anschlusses (Variante 1 links, Variante 2, rechts)

Keine schubsteife Verbindung: Die Verformungen können durch die Anordnung von verformbaren Elementen aufgenommen werden, wie z.B. Elastomerlager. Alternativ kann auch eine spezielle Gleitebene wie bei Gleitlagern üblich hergestellt werden. Da die Schubsteifigkeit bzw. Gleitkräfte meist nicht auf null verringert werden können, werden die Verformung der Wand geringfügig behindert. Durch das Zulassen einer gewissen Verformung werden die Zwangsbeanspruchungen im System reduziert.

Schubsteife Verbindung: Die Übertragung von Kräften aus dem unteren, durch die Temperatur belasteten, in den oberen Gebäudeteil kann über zwei Ansätze erfolgen. Hierbei kann die horizontal angreifende Kraft aus der Temperatureinwirkung als Querkraft aufgefasst werden. Die Übertragung kann durch Einbauteile erfolgen. Bei dem anderen Ansatz ist die Übertragung der horizontalen Kräfte zwischen den thermisch entkoppelten Gebäudeteilen über die Schubtragfähigkeit der Fugen, die sehr stark von der vorhandenen Auflast bestimmt wird.

Die größte Problematik der Verbindung ohne Schubsteifigkeit ist die Ausbildung des Bereichs am Ende des Gebäudes bei dem eine Relativverschiebung zwischen Wand und Decke auftritt. In diesem Bereich eine saubere, wasserdichte Verbindung zu konstruieren ist äußerst schwierig. Ferner zeigen Gespräche mit den Kunden unseres Industriepartners, dass dort große Bedenken hinsichtlich eines gleitenden Gebäudes auf dem Untergeschoss vorhanden sind. Somit ist die schubsteife Verbindung zu verwenden und der Wand-Decken-Anschluss so auszulegen, dass er nahezu keine Verformungsdifferenzen zwischen Gebäude und Wand im Untergeschoss zulässt. Nachfolgende sind zwei Varianten dargestellt, die eine Schubsteifigkeit besitzen und die Verformung behindern.

#### 4.4.2 Variante A – Einzelelemente

Bei Variante A wird die Belastung durch einzelne hochfeste Elemente aufgenommen und der restliche Zwischenraum mit Wärmedämmung aufgefüllt. Eine Literaturrecherche für die Materialien zeigte, dass es für diese Variante des Wandanschlusses bereits ein vorgefertigtes Produkt gibt, das in der Schweiz bereits zugelassen ist. Es handelt sich hierbei um den Wandanschluss Alphadock der Fa. Frank (vgl. Produktinfo Alphadock (2017)). Der Wandanschluss

besteht aus einem ultrahochfesten Faserbetonelement (Abb. 4-2, 1) in dem kreuzweise Bewehrungsstäbe platziert sind (Abb. 4-2, 2). Dieses Element wird mit Wärmedämmung verkleidet (Abb. 4-2, 3) und abhängig von der Belastung in festgelegten Abständen platziert. Ein Element hat die Abmessungen von  $150 \cdot 100 \cdot 80$  [mm] und kann eine vertikale Bemessungslast im nicht eingebauten Zustand  $N_{Rd} = 800$  kN aufnehmen. In Wandlängsrichtung kann durch ein Anchlusselement eine Bemessungslast  $H_{Rd} = 59$  kN bei einer Wanddicke von mindestens 250 mm übertragen werden. Quer zur Wandrichtung ist die zulässige Bemessungslast  $V_{Rd} = 88$  kN (Wanddicke  $> 250$  mm). Die zulässigen Verformungen infolge Zwangsbeanspruchungen sind auf maximal 2 mm zu begrenzen. Bei gleichzeitiger horizontaler Belastung in beiden Richtungen ist eine Interaktion nach Gl. 4-1 durchzuführen:

$$1 \geq \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} + \frac{H_{Ed}}{H_{Rd}} \quad \text{Gl. 4-1}$$

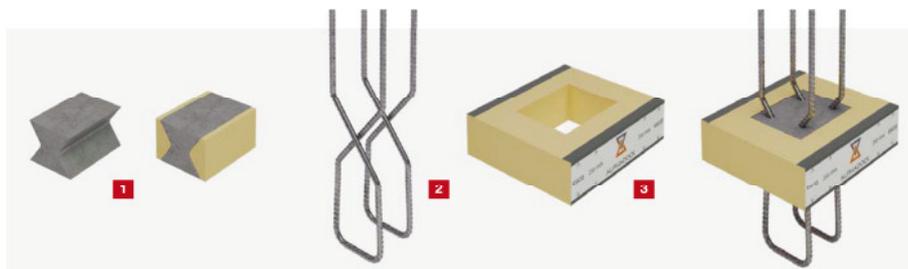


Abb. 4-2: Wandanschluss Alphadock (Produktinfo Alphadock (2017), S. 10)

Durch die Form des Faserbetonelements und der Bewehrung ist der Anschluss gelenkig ausgebildet. Die Anordnung im Verlauf einer Wand kann nachfolgender Abbildung entnommen werden.

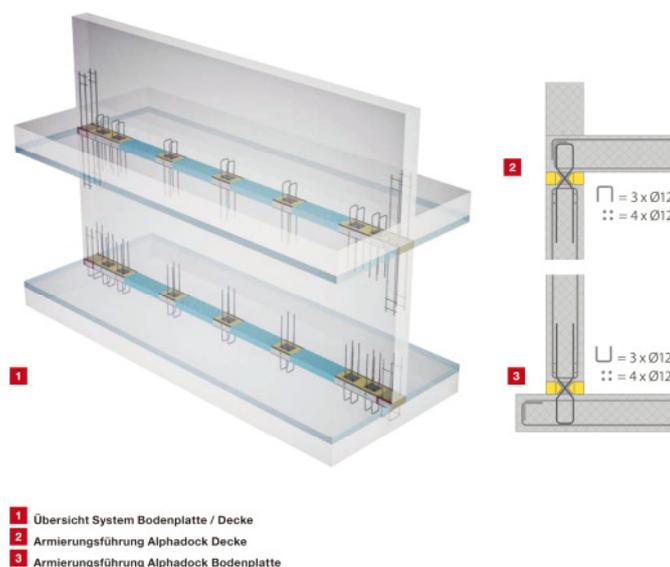


Abb. 4-3: Wandanschluss Alphadock (Produktinfo Alphadock (2017), S. 11)

Die Zwischenräume zwischen den Elementen sind mit Dämmung zu füllen und tragen keine Lasten ab. Die Tragfähigkeit des Anschlusses ist in Tabelle 4-4 enthalten. Wichtig hierbei ist

zu beachten, dass sich im Lasteinleitungsbereich zwischen dem Faserbeton und der Stahlbetonwand ein dreiaxialer Spannungszustand ausbilden kann. Ferner ist nachzuweisen, dass die Wand die Lasten auf die einzelnen Elemente des Wandanschlusses verteilen kann.

Tabelle 4-4: Traglasten des Wandanschlusses bei räumlichen Spannungszuständen [kN/m] nach Produktinfo Alphadock (2017), S.12

Elementabstand [mm]	Wandstärke								
	300 mm			250 mm			200 mm		
	$n_{Rd}$	$v_{Rd}$	$h_{Rd}$	$n_{Rd}$	$v_{Rd}$	$h_{Rd}$	$n_{Rd}$	$v_{Rd}$	$h_{Rd}$
1000	606	88	59	525	88	59	429	66	59
500	1212	176	118	1050	176	118	857	132	118
300	1650	293	197	1429	293	197	1167	220	197

Bei Verwendung des Wandanschlusses ergeben sich folgende Wärmeverluste an der Wärmebrücke je lfdm Wandlänge:

Tabelle 4-5: Eignung der untersuchten Materialien in Bezug auf das Verhältnis von Wärmeleitfähigkeit zu Zugfestigkeit

PSI-Wert [W/m·K]	Anzahl der Elemente je lfdm.		
Stahlbeton	1	2	3
0,98	0,24	0,37	0,50

Der Wandanschluss mithilfe des Alphadock-Anschlusses kann die thermischen Anforderungen erfüllen. Hinsichtlich der in Abschnitt 4 zusammengestellten statischen Anforderungen ist ersichtlich, dass die vertikale Tragfähigkeit ausreichend groß bemessen ist, wenn 1 Element je lfdm. angeordnet wird.

#### 4.4.3 Variante B – vollflächig

Variante B beinhaltet die Stahlbetonwände, 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. Hierbei zeigt sich, dass nur Leichtbeton diesen Kriterien entspricht und somit das Material für die Variante ist. Die dabei erreichte zulässige Wärmeleitfähigkeit beträgt  $\lambda = 0,5 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$  und ist ein nichtbrennbares Material, sodass alle Anforderungen der Kapitel 2 und 3 erfüllt sind.

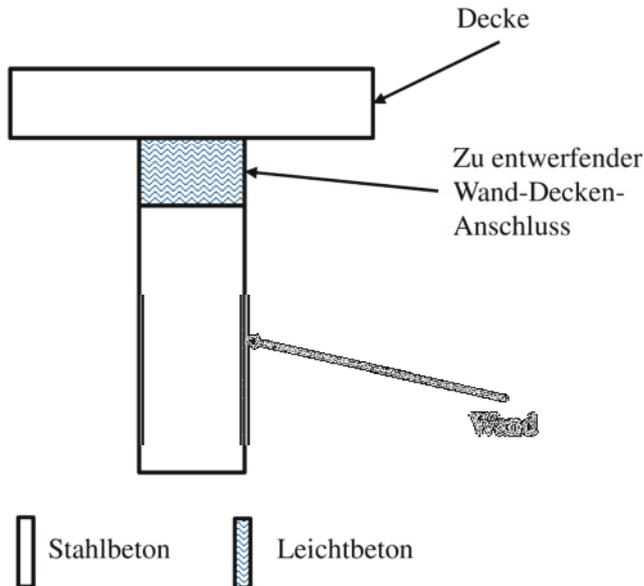


Abb. 4-4: Variante B

#### 4.4.4 Variantenauswahl

Im Folgenden wird ausschließlich Variante B untersucht, da Variante A Relativverformungen zulässt und somit keine vollständig schubsteife Verbindung darstellt. Die maximal aufnehmbaren horizontalen Lasten von 197 kN/m sind wesentlich geringer als die nach Abschnitt 5 erforderlichen. Daher kann der Alphadock-Anschluss nicht verwendet werden. Entsprechend zu Variante B wird der Wand-Decken-Anschluss aus einem vollflächigen Leichtbetonelement in der gleichen Breite der Wand und einer Höhe entsprechend der umliegenden Wärmedämmung von 10 cm gebildet und mit LC-Element bezeichnet. Die nachfolgenden Untersuchungen zur Tragfähigkeit werden auf der Basis des Wand-Decken-Anchlusses mit einem LC-Element geführt.



---

## 5 Theoretische Untersuchungen zu den Einwirkungen auf den Wand-Decken-Anschluss

### 5.1 Randbedingungen

#### 5.1.1 Allgemeines

Die in diesem Kapitel durchgeführte theoretische Untersuchung zum Tragverhalten von Bauwerk und Wand-Decken-Anschluss dient dazu, alle statischen Anforderungen an den zu entwerfenden Wand-Decken-Anschluss zu erfassen. Für den üblichen Hochbau, für den der zu entwerfende Wand-Decken-Anschluss vorgesehen ist, sind die Lasten auf Maximalwerte begrenzt, die nachfolgend erläutert werden. Hierbei wird auf die Nutz-, Schnee- und Windlasten eingegangen. Eine Horizontalkraft die auf die Wand wirkt kann aus einem Anprall, Wind- oder Erddruck, Aussteifungslasten und Temperaturänderungen hervorgerufen werden. Der zu entwerfende Wand-Decken-Anschluss soll für möglichst viele Anwendungsfälle verwendbar sein. Im Folgenden werden daher die relevanten Systeme des üblichen Hochbaus analysiert. Dabei werden insbesondere die Schnittgrößen am Übergang vom Wand-Decken-Anschluss zur Wand unterhalb bzw. zur Decke oberhalb untersucht.

#### 5.1.2 Normative Grundlagen

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 wurden folgende Randbedingungen 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  $5,0 \text{ kN/m}^2$ , [...], bemessen ist [vgl. DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013), NA.1.5.2.5].
- 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.
- Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgt linear-elastisch ohne Berücksichtigung von Schnittgrößenumlagerungen.
- 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)].

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.

Die betrachteten Wände befinden sich in Tiefgaragen oder Erdgeschossen, zu denen die Außenluft Zugang hat. Daher ist eine Expositionsklasse XC3 (ggf. XC4) gegen Bewehrungskorrosion ausgelöst durch Betonkarbonatisierung, sowie ggf. XD1 gegen Bewehrungskorrosion ausgelöst durch Chloride und der Betonangriff durch Frost mit und ohne Taumittel von XF1 (ggf. XF2). Daraus ergibt sich eine Mindestfestigkeitsklasse für Beton von C25/30 (ggf. C35/45) und eine Betondeckung  $c_{\text{nom}}$  von mind. 35 mm.

### **5.1.3 Weitere Vorgaben**

Das Ziel des Forschungsvorhabens ist die Entwicklung eines thermisch entkoppelten Wand-Decken-Anschluss. Hierzu ist es zunächst erforderlich die Grenzen für einen solchen Anschluss zu definieren. Die Wanddicken von Stahlbetonwänden liegen im Bereich von Wohnungsbauwerken in der Praxis zumeist zwischen 0,2 m und 0,4 m. Entsprechend der Definition nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013) muss die Länge einer Wand größer als die vierfache Dicke der Wand sein. Somit ergibt sich eine Mindestlänge der Wand in Abhängigkeit der Wanddicke von 0,8 m bis 1,6 m. Die üblichen Deckenspannweiten liegen im Bereich von 5 m bis 10 m, wobei deren Dicken im Bereich von 0,2 m bis 0,35 m liegen. Hierin werden die gängigen Stockwerkshöhen (2,5 m bis 4,0 m) entsprechend der Praxis untersucht. 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 Außenwand der Tiefgarage vorhanden ist und diese im darüber liegenden Geschoss weitergeführt wird. Für Innenwände wird diese Annahme nicht getroffen.

## **5.2 Einwirkungen auf den Wand-Decken-Anschluss aus vertikalen Lasten**

### **5.2.1 Allgemeines**

Nachfolgend werden die vertikalen Einwirkungen auf den Wand-Decken-Anschluss behandelt. Hierbei wird anhand des statischen Systems zwischen einem biegesteifen und gelenkigen Wand-Decken-Anschluss unterschieden. Zum Ende werden die Einwirkungen mit einer Praxisstudie verglichen, in der aus statischen Berechnungen aus der Praxis die Belastung auf die Wände zusammengestellt wurde.

### **5.2.2 Vertikale Lasten**

Außer den vertikal wirkenden Eigengewichtslasten sind üblicherweise lotrechte Nutzlasten anzusetzen. Diese wirken auf der Decke bzw. den Decken oberhalb des zu untersuchenden

Wand-Decken-Anschlusses. Die Flächenlasten für den üblichen Hochbau sind unter Kapitel 5.1 definiert und auf 5 kN/m<sup>2</sup> begrenzt. Die meisten Nutzungsarten überschreiten diese Flächenlast nicht. Für dieses Forschungsprojekt werden daher nach DIN EN 1991-1-1/NA (Dezember 2010), Tab. 6.1DE 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.

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.

Für die Bemessung einer Stockwerksdecke und auch für die Bemessung von 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 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 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. 5-1 verringert werden.

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \cdot \psi_0}{n} \qquad \text{Gl. 5-1}$$

Dabei ist:

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

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

Für den zu entwerfenden Wand-Decken-Anschluss kann die maximale Auflast maßgebend für die Bemessung sein. 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 Wand-Decken-Anschluss wirken. Die Nutzlast auf die Decken der einzelnen Etagen ist mit 5,0 kN/m<sup>2</sup> 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 kN/m<sup>2</sup> 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 Windeinwirkung angesetzt werden“. Daher ist es ausreichend für die maximale Auflast den maximalen Einzelwert der drei Einwirkungen (Nutz-, Schnee-, und Windlast) zu bestimmen. Die Windlast  $w$  (vertikal) ist mit 1,18 kN/m<sup>2</sup> bei einem 300 m hohen Gebäude viel

kleiner als die Nutzlast der Kategorie Z für eine Dachterrasse von 4,0 kN/m<sup>2</sup>. Der Lastfall Schnee wird erst bei großen Geländehöhen über NN maßgebend (vgl. Tabelle 5-1). 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 kN/m<sup>2</sup> die entsprechende Schneelast anzusetzen.

Tabelle 5-1: Schneelast

Schneelastzone	Erforderliche Geländehöhe über Meeresniveau für eine Schneelast $s_k$ von 4,0 kN/m <sup>2</sup>
Zone 1	800 müNN <sup>21</sup>
Zone 1a	800 müNN <sup>21</sup>
Zone 2	925 müNN
Zone 2a	804 müNN
Zone 3	716 müNN

### 5.2.3 Schnittgrößen bei biegesteifem Anschluss

Die maßgebenden Einflussparameter auf die Normalkraft und das Biegemoment am Wandkopf sind 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 Wand-Decken-Anschlusses
- Auflast aus darüber liegenden Geschossen
- E-Modul der Deckenplatte, der Wand und des zu entwerfenden Wand-Decken-Anschlusses
- Dicke der Deckenplatte
- Dicke der Wand
- Länge der Stützweiten  $l_i$  der einzelnen Felder

Die Schnittgrößen am Wand-Decken-Knoten können anhand des  $C_u$ - $C_o$ -Verfahrens (DAfStb - Heft 240 (1991), Kap. 1.6) ermittelt werden. Das  $C_u$ - $C_o$ -Verfahren stellt ein Näherungsverfahren zur Ermittlung der Einspannmomente am Wand-Deckenknoten anhand des Modells eines Dreifeldträgers dar, der einseitig mit einer oben und unten eingespannten Randstütze verbunden ist. Das Modell gilt auch für die Verbindung von Stahlbetonwänden mit Stahlbetonplat-

---

<sup>21</sup> Die berechnete Geländehöhe ist größer als 800 müNN, jedoch sind die Schneelastzonen 1 und 1a nur bis 800 müNN definiert

ten. Nachfolgend sind die Gleichungen zur Berechnung der wirkenden Momente am Wand-Decken-Anschluss aufgeführt.

$$M_R = \frac{c_o + c_u}{3(c_o + c_u) + 2,5} \cdot \left(3 + \frac{p}{q}\right) \cdot M_R^{(0)} \quad \text{Gl. 5-2}$$

$$M_{S_o} = \frac{c_o}{3(c_o + c_u) + 2,5} \cdot \left(3 + \frac{p}{q}\right) \cdot M_R^{(0)} \quad \text{Gl. 5-3}$$

$$M_{S_u} = \frac{c_u}{3(c_o + c_u) + 2,5} \cdot \left(3 + \frac{p}{q}\right) \cdot M_R^{(0)} \quad \text{Gl. 5-4}$$

wobei

$$C_o = \frac{l_R}{h_o} \cdot \frac{I_{so}}{I_R} \quad \text{Gl. 5-5}$$

$$C_u = \frac{l_R}{h_u} \cdot \frac{I_{su}}{I_R} \quad \text{Gl. 5-6}$$

Dabei ist:

$M_R$  Stützmoment des Rahmenriegels am Rahmenstiel [kNm]

$M_{S_o}$  Einspannmoment des oberen Rahmenstiels am Rahmenriegel [kNm]

$M_{S_u}$  Einspannmoment des unteren Rahmenstiels am Rahmenriegel [kNm]

$M_R^{(0)}$  Stützmoment des beidseits voll eingespannten Rahmenriegels unter Volllast [kNm]

$I_R$  Trägheitsmoment des Rahmenriegels [m<sup>4</sup>]

$I_{S_o}$  Trägheitsmoment des oberen Rahmenstiels [m<sup>4</sup>]

$I_{S_u}$  Trägheitsmoment des unteren Rahmenstiels [m<sup>4</sup>]

Zur Berechnung der maximalen einwirkenden Lasten wurde eine Parameterstudie für die Einflussfaktoren „Dicke der Deckenplatte“, „Dicke der Wand“ sowie „Länge der Stützweiten  $l_i$  der einzelnen Felder“ durchgeführt. Im nachfolgenden Diagramm (Abb. 5-1) werden beispielhaft für eine konstante Deckenstärke von 30 cm und einer Wandhöhe von 4,0 m das wirkende Biegemoment am Wandkopf in Abhängigkeit der Deckenspannweite und für verschiedene Wandstärken gezeigt. Die einwirkenden Bemessungsflächenlasten auf den Geschossdecken werden mit  $g_d = 6,75 \text{ kN/m}^2$  und  $q_d = 7,5 \text{ kN/m}$  angenommen.

## Einspannmoment am Wand-Decken-Knoten in Abhängigkeit der Wanddicke und Deckenspannweite

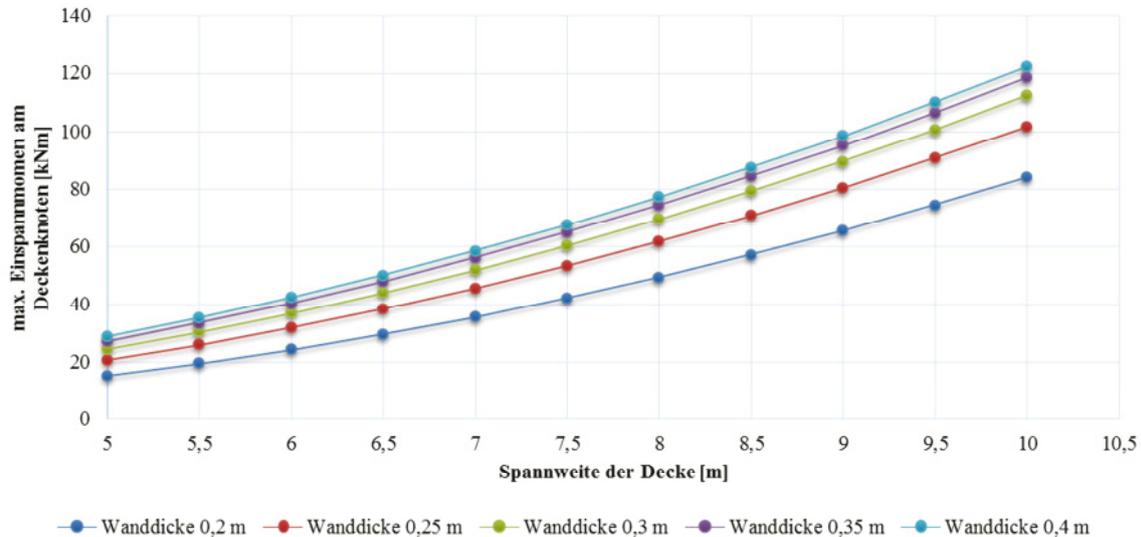


Abb. 5-1: Einspannmoment am Wand-Decken-Knoten in Abhängigkeit der Wanddicke und Deckenspannweite

Wie Abb. 5-1 zeigt, ist der maßgebende Einflussparameter auf das Moment am Wandkopf die Spannweite der Deckenplatte. Weiterhin hat auch die Wanddicke (und somit zunehmende Steifigkeit der Wand) einen starken Einfluss auf die Verteilung des Eckmoments zwischen Deckenplatte und Wandkopf.

Mit dem errechneten maximalen Moment am Wand-Decken-Knoten kann nun über das Kräftegleichgewicht die geringste einwirkende Vertikallast auf die Wand ermittelt werden. Für die Ermittlung der zugehörigen Normalkraft wird ein zweigeschossiges Gebäude mit folgenden Parametern herangezogen:

Wandstärke	0,4 m
Deckenstärke	0,3 m
Volllast auf Decke	14,25 kN/m <sup>2</sup> (Bemessungslast)
Deckenspannweite	10,0 m
Wandhöhe	4,0 m

Mit diesen Randbedingungen ergibt sich eine zu dem maximalen Biegemoment von 122 kNm/m gehörende Normalkraft am Wandkopf von 145 kN/m.

### 5.2.4 Schnittgrößen bei gelenkigem Anschluss

Wird der Wand-Decken-Anschluss gelenkig ausgebildet, wirkt lediglich eine Normalkraft auf die Wand ein. Diese kann einfach durch Aufsummieren aller Geschosslasten sowie Eigenlasten der übereinanderstehenden Wände erfolgen. Für die Betrachtung des gelenkigen Anschlusses wird ein Gebäude mit insgesamt 6 Geschossen herangezogen. Analog zur Betrachtung des biegesteifen Anschlusses, gelten die gleichen Bauteilabmessungen:

Wandstärke	0,4 m
Deckenstärke	0,3 m
Volllast auf Decke	14,25 kN/m <sup>2</sup> (Bemessungslast)
Deckenspannweite	10,0 m
Wandhöhe	4,0 m

Mit diesen Randbedingungen ergibt sich eine maximal wirkende Normalkraft am Wandkopf von 590 kN/m.

### 5.2.5 Erfahrungen aus der Praxis

Der Praxispartner hat im Rahmen einer Studie die Anzahl, die Dicke und die Länge von Wänden sowie deren Belastung von fünf Mehrfamilienhausprojekten im Raum Karlsruhe erfasst und zusammengestellt. Bei diesen zeigte sich, dass 99 % der Stahlbetonwände im Kellergeschoss dieser bis zu viergeschossigen Mehrfamilienhäuser im Mittel eine Belastung (Bemessungswert) von weniger als 500 kN/m erfahren (vgl. Abb. 5-2). Da die mittlere Wanddicke 0,2 m beträgt, ist ersichtlich, dass die Druckfestigkeit des Wandquerschnittes zumeist nur gering ausgenutzt wird. Es ist daher nicht erforderlich den Wandanschluss auf die volle Tragfähigkeit des Stahlbetonquerschnittes der Wand für vertikale Lasten auszulegen. Es erscheint als sinnvoll für dieses Projekt eine große Anzahl der Belastungen abtragen zu können jedoch nicht für jeden Einzelfall eine ausreichende vertikale Traglast abtragen zu können, daher sollte eine Obergrenze für die vertikale Auflast definiert werden, bis zu der der Wandanschluss angewendet werden darf.

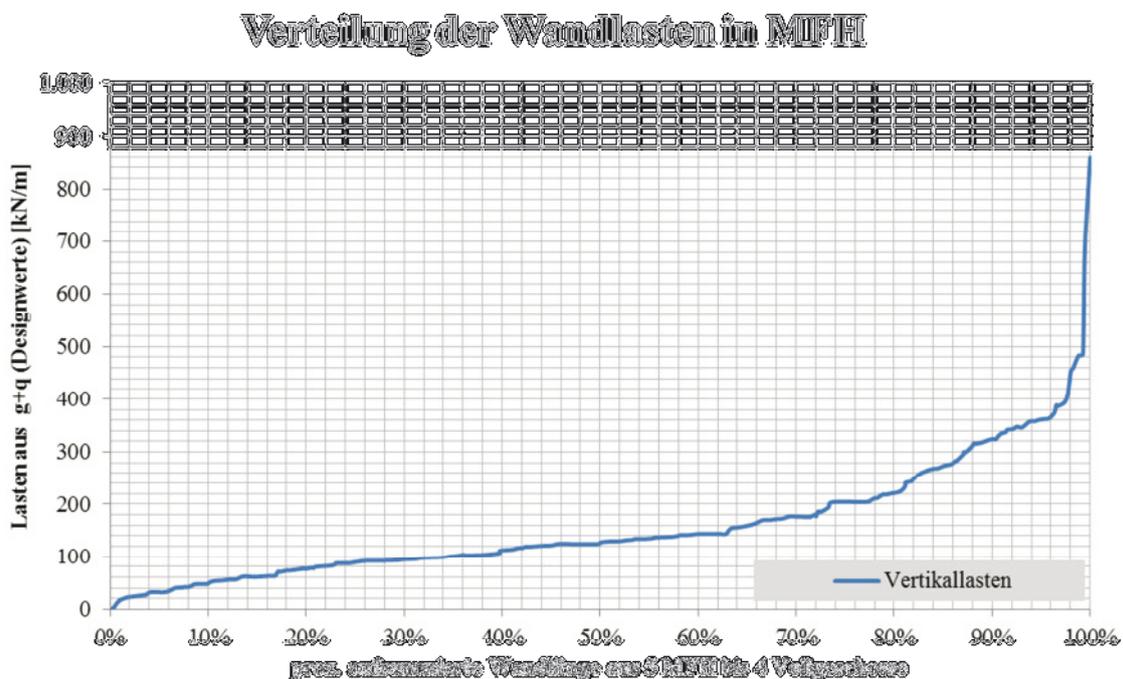


Abb. 5-2: Verteilung der Wandlasten im MFH

## 5.3 Einwirkungen auf den Wand-Decken-Anschluss aus Lastfall Temperatur (Horizontalschub)

### 5.3.1 Allgemeines

Im Folgenden soll auf die Grundlagen der thermischen Belastung von Tragwerken und die daraus resultierenden Beanspruchungen eingegangen werden. Ausgehend von Temperaturänderungen entstehen Verformungen. Können sich diese Verformungen aufgrund eines statisch unbestimmten Systems nicht einstellen, entstehen Zwangsspannungen. Diese können so groß sein, dass die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird und der Querschnitt in den Zustand II übergeht. Die hierdurch aufgenommenen Verformungen verringern die Beanspruchung an das restliche Tragwerk. Eine Behinderung dieser Längenänderungen kann durch das Bauteil selbst (innere Verformungsbehinderung) oder von außen z. B. durch starre Festhalterungen der Bauteile erfolgen (äußere Verformungsbehinderung) (vgl. Mangold (1994), S. 15). In einem statisch bestimmten System treten aufgrund der möglichen Verformungsfähigkeit des Systems keine Zwangsschnittgrößen auf.

### 5.3.2 Temperaturbeanspruchungen

#### Gleichmäßige Temperaturbeanspruchung

Wird ein Bauteil über den Querschnitt einer konstanten Temperaturbeanspruchung  $\Delta T$  ausgesetzt, so ändert dieses die Länge um den Betrag  $\Delta l$ . Diese Volumen- bzw. Längenzunahme ist entsprechend des Temperatúrausdehnungskoeffizienten  $\alpha_T$  proportional zur Temperaturerhöhung  $\Delta T$  sowie zur ursprünglichen Länge  $l_0$ . Diese ist bei Beton abhängig von dessen Zusammensetzung und kann im Mittel mit  $1,0 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$  angenommen werden. Der Temperaturausdehnungskoeffizient von Baustahl beträgt  $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ . Die Längenänderung eines Bauteils bei unbehinderter Verformung lässt sich über nachfolgende Gleichung (Gl. 5-7) berechnen:

$$\Delta l = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot l_0 \qquad \text{Gl. 5-7}$$

Mit  $\Delta l$  Längenänderung [mm]

$\alpha_T$  Temperaturdehnzahl [mm/(mm·K)]

$\Delta T$  Temperaturdifferenz [K]

$l_0$  Ausgangslänge [mm]

#### Ungleichmäßige Temperaturbeanspruchung

Verändert sich die Temperaturdifferenz über den Querschnitt, liegt eine ungleichmäßige Temperaturbelastung vor. Hierbei erfahren Ober- und Unterseite eines Bauteils unterschiedliche Temperaturdehnungen, was zu einer Krümmung führt. Diese Krümmung kann über das Formänderungsmaß  $f$  charakterisiert und mithilfe von Gl. 5-8 berechnet werden.

$$f = \alpha_T \cdot \frac{\Delta T}{h} \cdot \frac{l_0^2}{8}$$

Gl. 5-8

Mit  $f$  maximales Stichmaß [mm]

$h$  Dicke des Bauteils [mm]

$l_0$  Ausgangslänge [mm]

### 5.3.3 Normative Berücksichtigung von Temperaturbelastungen in Gebäuden

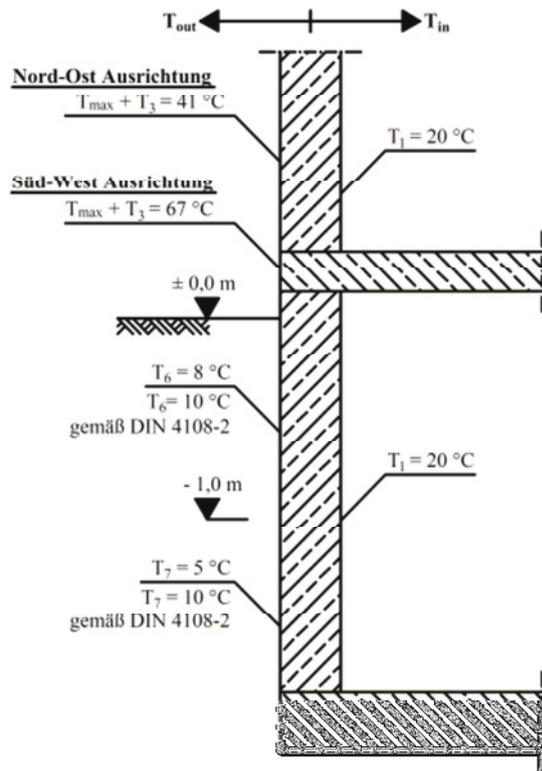
DIN EN 1991-1-5 (2010) und DIN EN 1991-1-5/NA (2010) sehen die Berücksichtigung von Temperatureinwirkungen in Gebäuden vor, wenn diese als maßgebende Einwirkung die Tragfähigkeit beeinflussen. Die Tragfähigkeit von Gebäuden wird durch die aus der Verformungsbehinderung resultierenden Zwangsschnittgrößen beeinflusst. Zur Bestimmung der Temperatureinwirkungen sind klimatische und betriebsbedingte Temperaturwechsel zu erfassen. Bei den klimatischen Beanspruchungen sind die tages- und jahreszeitlichen Veränderungen der Temperatur und die Sonneneinstrahlung zu berücksichtigen. Die betriebsbedingten Beanspruchungen (z. B. Heizung, technische oder industrielle Prozesse) sind gemäß den Projektrahmenbedingungen festzulegen (vgl. DIN EN 1991-1-5 (2010), S. 13).

Die innere Umgebungstemperatur  $T_{in}$  kann nach DIN EN 1991-1-5 (2010) ermittelt werden. Bei der Ermittlung der maßgebenden Außenumgebungstemperatur ist zunächst zwischen Gebäuden unter und über der Erde zu unterscheiden. Liegt das Gebäude oberirdisch, so ist für die maßgebende Umgebungstemperatur  $T_{out}$  im Winter eine minimale Außenlufttemperatur  $T_{min}$  von  $-24 \text{ °C}$  anzunehmen (vgl. DIN EN 1991-1-5/NA (2010), S. 5). Die maximale Außenlufttemperatur  $T_{max}$  wird gemäß nationalem Anhang auf  $+37 \text{ °C}$  begrenzt. Bei der Ermittlung von  $T_{out}$  im Sommer ist allerdings die Absorption der durch die Sonne bestrahlten Oberflächen sowie die Ausrichtung dieser Flächen zu berücksichtigen und die maximale Außenlufttemperatur  $T_{max}$  dementsprechend zu erhöhen (vgl. DIN EN 1991-1-5/NA (2010)). Die Innentemperatur für unbeheizte Tiefgaragen im Winter ist aufgrund der ungünstigeren Wirkung nach DIN 4108-2 (Februar 2013) mit  $T_{in} = -5 \text{ °C}$  anzunehmen. Eine übersichtliche Darstellung der Temperatureinwirkungen auf Gebäude ist in Abb. 5-3 dargestellt.

Die Berechnung des Temperaturverlaufes über den Bauteilquerschnitt erfolgt nach DIN EN 1991-1-5 (2010), Anhang D unter Verwendung der Theorie der Wärmeleitung, die bereits in Abschnitt 2.3 erläutert wurden. Die Ermittlung der Oberflächentemperatur erfolgt mit Hilfe des FE - Programmes HYDRA von Sofistik (Version 2016).

## Temperaturverteilung im Sommer

gemäß DIN EN 1991-1-5 und DIN 4108-2



## Temperaturverteilung im Winter

gemäß DIN EN 1991-1-5 und DIN 4108-2

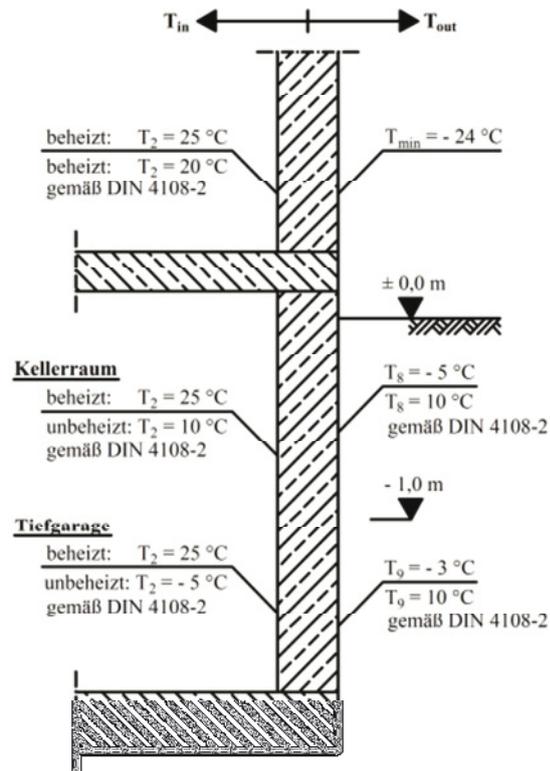


Abb. 5-3: Zusammenstellung der inneren und äußeren Oberflächentemperaturen im Sommer und Winter gemäß DIN EN 1991-1-5 (2010)

### Belastungen

Durch die unterseitige Dämmung der Decke (Standardfall in Wohnungsbauten) ist gewährleistet, dass die Decke im Verlauf der Jahreszeiten keine wesentlichen Temperaturänderungen erfährt. Bei einem üblichen Deckenaufbau mit vorhandener Fußbodenheizung im Estrich und einer Dämmung zwischen diesem und der Decke ist sichergestellt, dass die Temperatur der Decke im Mittel nicht beeinflusst wird. Zusammenfassend sind folgende Einschränkungen daher gültig: Die Berechnungen gelten nur für eine Decke über einer Tiefgarage mit unterseitiger Dämmung. Zwischen einer ggf. vorhandenen Fußbodenheizung und der Decke ist ebenfalls Dämmung anzuordnen. Die Wand muss die Verformungen aus dem Lastfall Temperatur aufnehmen und die Decke als Festhaltung mit der entsprechenden Steifigkeit betrachtet werden.

Für die Temperaturbeanspruchung wird eine Temperaturverteilung gemäß DIN EN 1991-1-5 (2010) und DIN EN 1991-1-5/NA (2010) zugrunde gelegt. Dabei werden die Temperaturdifferenzen zum Einbauzustand mit einer definierten Einbautemperatur ermittelt, bei denen die Wand zwangsfrei auf dem Fundament aufliegt. Das Fundament erfährt durch die Temperaturschwankungen zwischen Sommer und Winter genauso wie die Wand eine Temperaturdifferenz, welche eine Längenänderung hervorruft. Deshalb ist nur die relative Temperaturänderung zwischen dem Fundament und der Wandscheibe sowie der Deckenscheibe im numeri-

---

schen Modell zu untersuchen. Die sich ergebende Temperaturverteilung in der Wand wurde mittels einer stationären Temperaturberechnung mit dem Programm Hydra von Sofistik berechnet. Da in dem Berechnungsprogramm von Sofistik nur eine konstante Temperaturverteilung in Elementrichtung und eine lineare veränderliche Temperatur in Querrichtung (in Richtung der Dicke) der Elemente vorgegeben werden kann und dies nicht zu dem berechneten Temperaturverlauf passt, werden über die Wandhöhe abschnittsweise konstante Temperaturdifferenzen als Grundlage für die eigentliche Berechnung der statischen Auswirkung benutzt. Nachfolgend werden die beiden Lastfälle Winter und Sommer behandelt. Im Zuge der numerischen Untersuchung wird stets der erste Zyklus angesetzt, d.h. für den Lastfall Sommer wird von einem Einbau im Winter ausgegangen und für den Lastfall Winter von einem Einbau im Sommer.

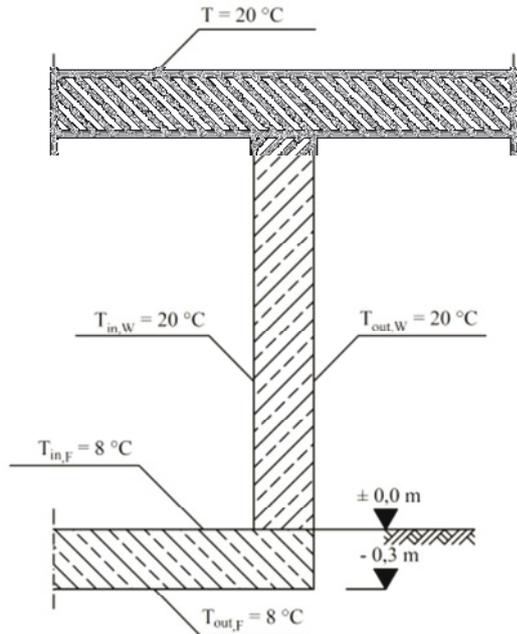
#### Lastfall Winter

Die Differenzen zwischen dem Temperaturverlauf im Winter zum verwendeten Verlauf im Einbauzustand sind in Abb. 5-4 dargestellt. Für den Einbau im Sommer wird eine Temperatur von 20 °C angenommen, bei der die Wand zwangsfrei auf dem Fundament, dessen Temperatur selbst 8°C beträgt, aufliegt. Die Differenz zwischen der Bauteiltemperatur und der Einbautemperatur ergibt die zu berücksichtigenden Änderungen der Bauteiloberflächentemperatur  $\Delta T$ . Auf der sicheren Seite wird eine Verformungsbehinderung des Fundaments durch den Erdboden nicht berücksichtigt.

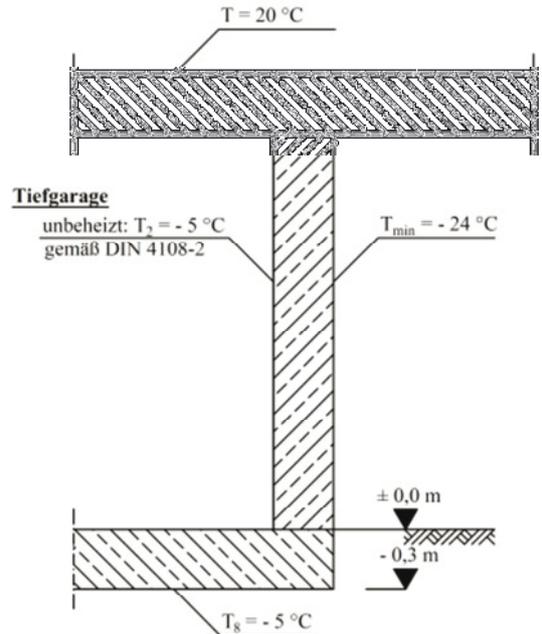
## Temperaturverteilung im Winter

gemäß DIN EN 1991-1-5 und DIN 4108-2

Annahme Einbautemperatur  $T_0 = 20\text{ °C}$



Temperaturverteilung Winter



### Resultierende Temperaturdifferenzen zwischen Decke und Wand bzw. Fundament

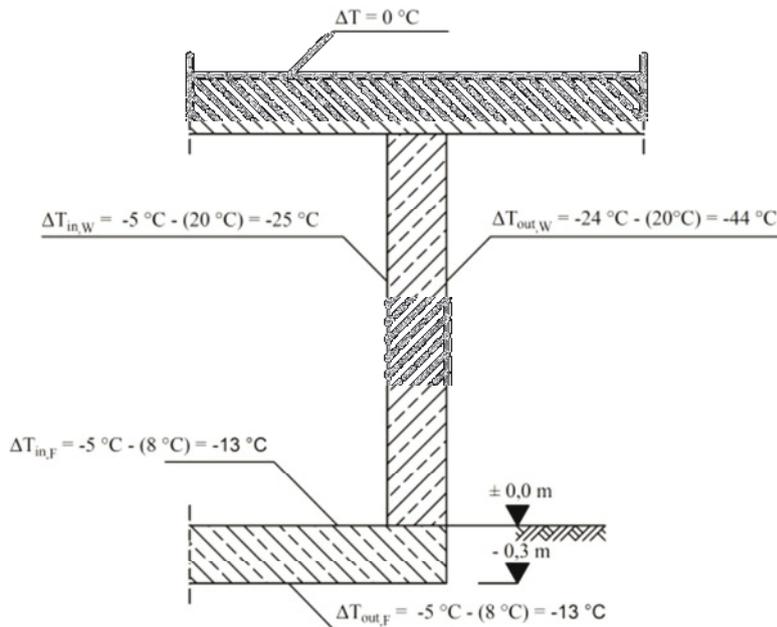


Abb. 5-4: Ermittlung der maßgebenden Oberflächentemperaturen im Winter für eine Außenwand nach DIN EN 1991-1-5 (2010)

Es werden drei Systeme untersucht. Eine monolithische Ausführung aus Stahlbeton (Monolithisch), die konventionelle Lösung mit zusätzlicher Dämmung am Wandkopf (Konventionelle Lösung) und der Lösung mit einem Wand-Decken-Anschlusselement aus Leichtbeton (LC-Element) nach Abschnitt 4.4.3. Systemskizzen für den Außenwandknoten sind in Abb. 5-5 zu finden. Es zeigt sich eine nahezu gleichförmige Abkühlung der Wand. Der Temperaturgradient über den Querschnitt der Wand spielt hierbei eine untergeordnete Rolle. Insgesamt ist in Abb. 5-5 ein Gefälle der Temperatur sowohl über die Wandhöhe als auch über den Wandquerschnitt zu beobachten. Die Decke ist in allen Fällen konstant zu null gesetzt. Um diese Problematik in das Finite-Elemente-Modell zu übertragen wurden in Richtung der Wandhöhe Bereiche mit konstanter Temperaturdifferenz gebildet. Die Unterteilung der Wandhöhen erfolgte daher wie in Abb. 5-6 dargestellt. Die Auswertung dieser Temperaturberechnung erfolgte mit Hilfe von Microsoft Excel, womit die Temperaturdifferenzen sowohl über die Wandhöhe als auch über den Wandquerschnitt ermittelt wurden. Der idealisierte Temperaturverlauf, der in der Modellierung angesetzt wurde, ist in Abb. 5-6 in roter Farbe dargestellt. Dabei wird für das Fundament eine konstante Temperatur von  $-13^{\circ}\text{C}$  angesetzt.

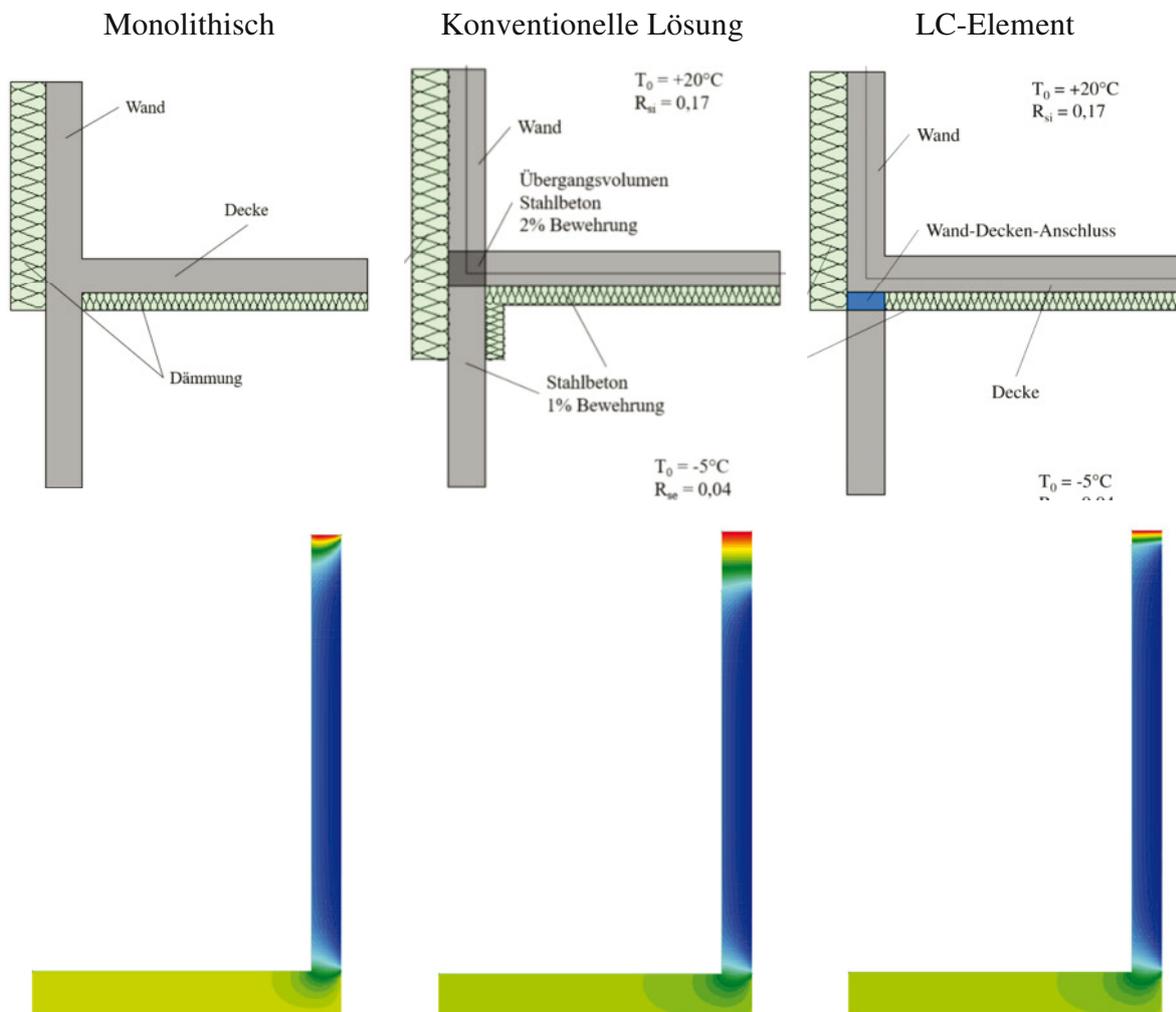


Abb. 5-5: Temperaturverlauf für den Lastfall Winter in Abhängigkeit des Systems

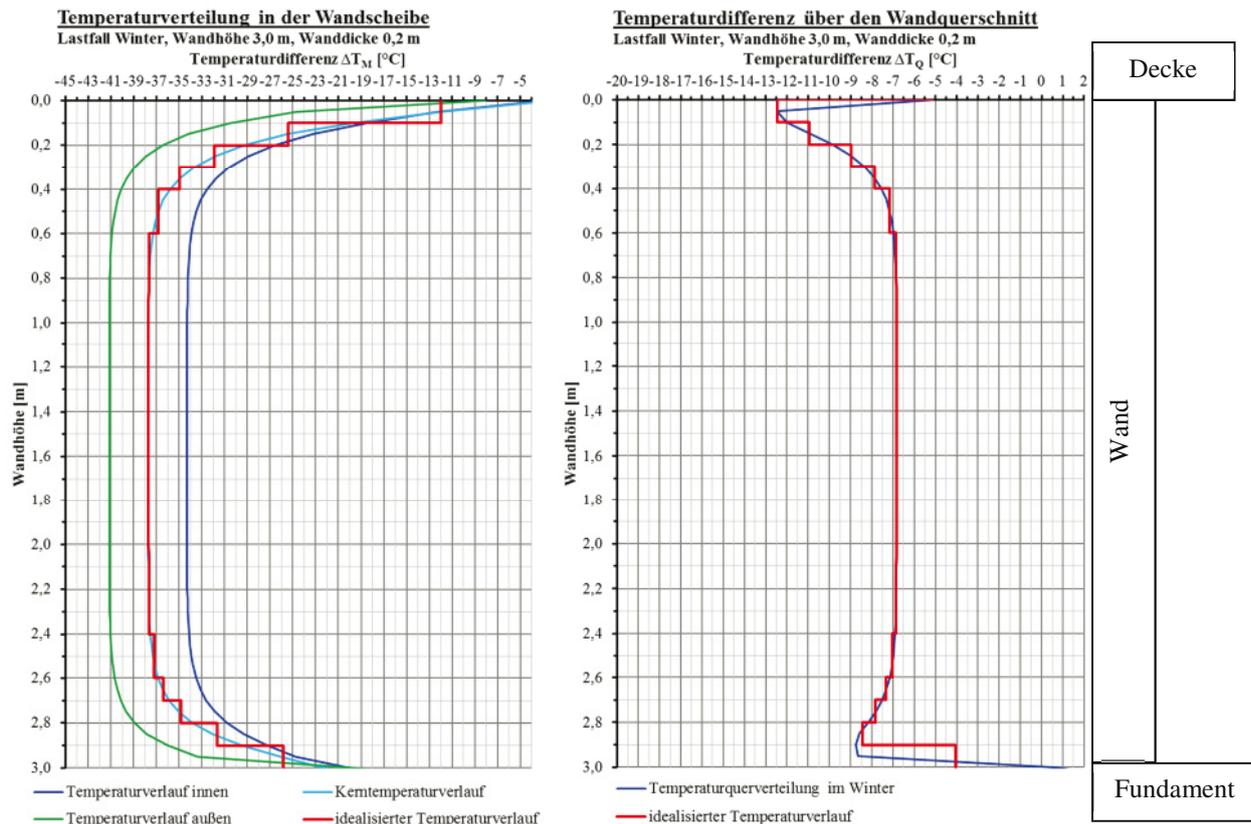


Abb. 5-6: Temperaturverlauf über die Wandhöhe (links) und die Temperaturdifferenz im Wandquerschnitt (rechts) gemäß Temperaturbeanspruchung im Winter für eine Außenwand nach DIN EN 1991-1-5 (2010)

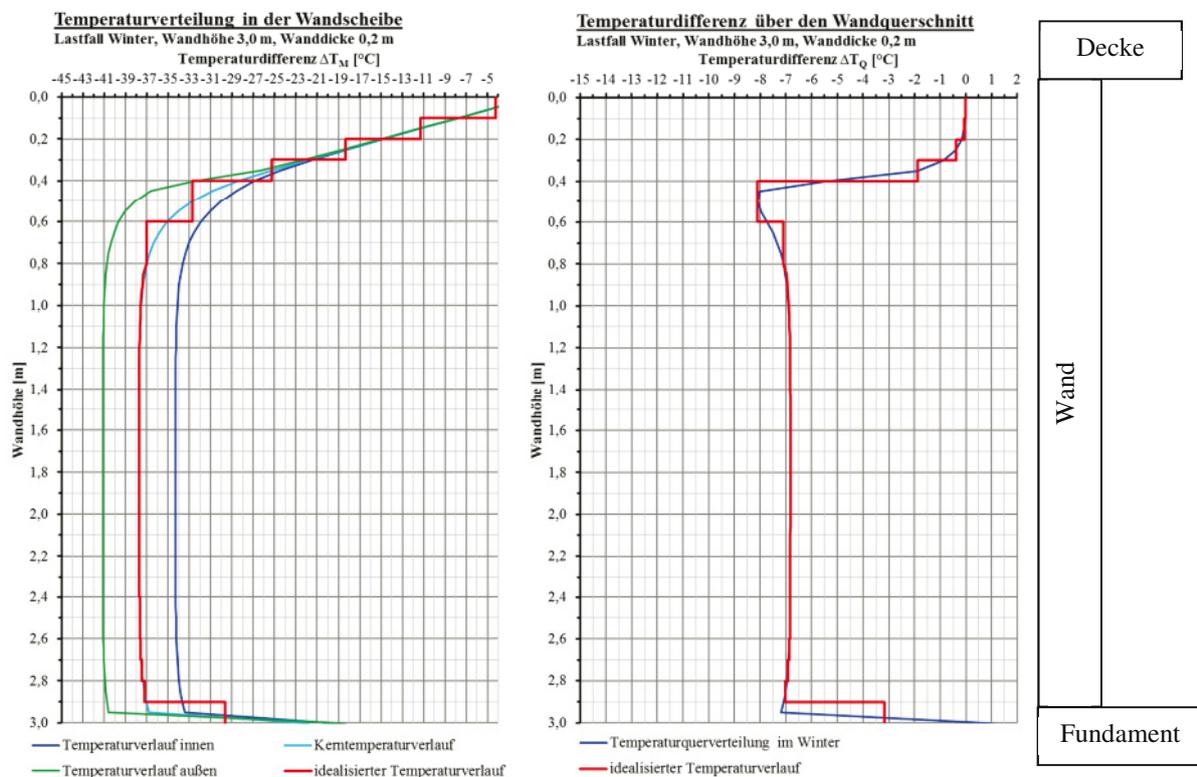


Abb. 5-7: Temperaturverlauf über die Wandhöhe (links) und die Temperaturdifferenz im Wandquerschnitt (rechts) gemäß Temperaturbeanspruchung im Winter (konventionell) für eine Außenwand nach DIN EN 1991-1-5 (2010)

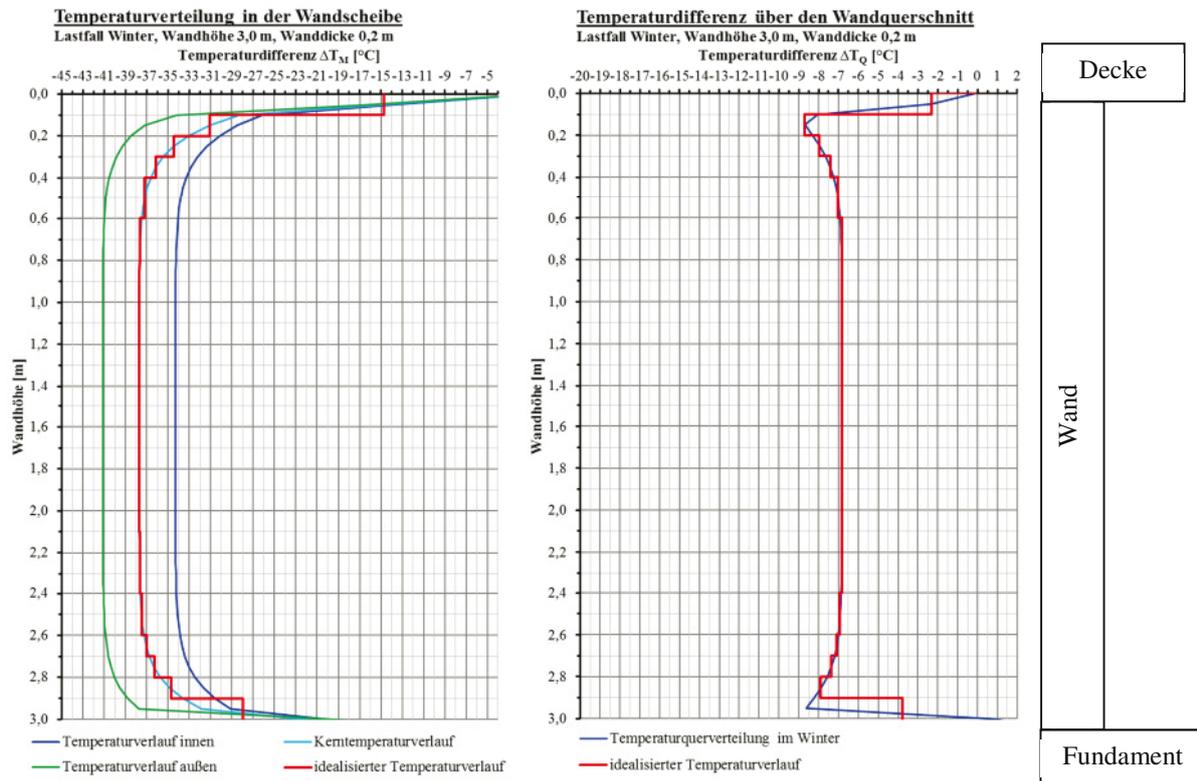


Abb. 5-8: Temperaturverlauf über die Wandhöhe (links) und die Temperaturdifferenz im Wandquerschnitt (rechts) gemäß Temperaturbeanspruchung im Winter (LC-Element) für eine Außenwand nach DIN EN 1991-1-5 (2010)

Zur Verdeutlichung sind die Bereiche mit den einheitlichen Temperaturbeanspruchungen, deren Abmessungen und Temperaturdifferenzen, die sich aus Abb. 5-6 bis Abb. 5-8 ergeben, in Tabelle 5-2 dargestellt. Die Wandhöhe  $h$  der jeweiligen Bereiche ist angegeben. Die die Kerntemperatur des Bauteils, welche eine gleichmäßige Belastung bewirkt, ist mit  $\Delta T_M$  bezeichnet. Aufgrund des Temperaturunterschiedes zwischen der Innen- und Außenseite der Wand erfährt diese eine ungleichmäßige Temperaturbelastung, welche eine Krümmung des Bauteils hervorruft. Diese Temperaturdifferenz über den Wandquerschnitt wird mit  $\Delta T_Q$  bezeichnet. Die Temperaturverteilung nach Tabelle 5-2 wird für die numerische Berechnung als Belastung angesetzt, dabei wird zwischen den drei Systemen „Monolithisch“, „Konventionell“ und „LC-Element“ unterschieden. Für Innenwände mit Zugang zur Außenluft sind die anzusetzenden Temperaturen betragsmäßig geringer (vgl. Tabelle 5-3). Daher verringern sich zum einen die Kerntemperaturen für die gleichmäßige Temperaturbelastung und zum anderen entfällt der Temperaturgradient über den Querschnitt der Wand.

Tabelle 5-2: Bereiche mit konstanter Temperaturdifferenz für den Lastfall Winter (Außenwand)

Temperaturbereich	Wandhöhe h [m]	Monolithisch		Konventionell		LC-Element	
		$\Delta T_M$ [°C]	$\Delta T_Q$ [°C]	$\Delta T_M$ [°C]	$\Delta T_Q$ [°C]	$\Delta T_M$ [°C]	$\Delta T_Q$ [°C]
Bereich 1	0,1	-12,0	-5,2	-4,3	0,0	-14,7	-0,1
Bereich 2	0,1	-25,4	-11,0	-11,3	-0,1	-31,1	-8,7
Bereich 3	0,1	-31,9	-9,0	-18,3	-0,4	-34,5	-8,0
Bereich 4	0,1	-35,0	-7,9	-25,3	-1,9	-36,1	-7,4
Bereich 5	0,2	-36,8	-7,2	-32,7	-8,1	-37,2	-7,0
Bereich 6	hges-1,3	-37,7	-6,9	-37,7	-7,0	-37,7	-6,8
Bereich 7	0,3	-37,2	-7,0	-37,7	-6,8	-37,4	-6,9
Bereich 8	0,2	-36,4	-7,3	-37,6	-6,9	-37,0	-7,1
Bereich 9	0,1	-34,9	-7,8	-37,4	-6,9	-36,2	-7,4
Bereich 10	0,1	-31,7	-8,5	-37,2	-7,0	-34,7	-7,9
Bereich 11	0,1	-25,9	-4,1	-29,6	-3,2	-27,9	-3,8
Fundament		-13	0	-13	0	-13	0

Tabelle 5-3: Bereiche mit konstanter Temperaturdifferenz für den Lastfall Winter (Innenwand)

Temperaturbereich	Wandhöhe h [m]	Monolithisch		Konventionell		LC-Element	
		$\Delta T_M$ [°C]	$\Delta T_Q$ [°C]	$\Delta T_M$ [°C]	$\Delta T_Q$ [°C]	$\Delta T_M$ [°C]	$\Delta T_Q$ [°C]
Bereich 1	0,1	-7,9	-2,2	-2,8	0,0	-9,7	0,0
Bereich 2	0,1	-16,8	-2,9	-7,4	0,0	-20,6	-1,4
Bereich 3	0,1	-21,1	-1,5	-12,1	-0,1	-22,8	-0,8
Bereich 4	0,1	-23,2	-0,7	-16,6	-0,3	-23,9	-0,4
Bereich 5	0,2	-24,4	-0,2	-21,6	-1,1	-24,6	-0,1
Bereich 6	hges-1,3	-25,0	0,0	-25,0	-0,1	-25,0	0,0
Bereich 7	0,3	-24,7	-0,1	-25,0	0,0	-24,9	-0,1
Bereich 8	0,2	-24,3	-0,2	-24,9	0,0	-24,7	-0,1
Bereich 9	0,1	-23,6	-0,5	-24,9	-0,1	-24,3	-0,3
Bereich 10	0,1	-22,1	-0,9	-24,7	-0,1	-23,5	-0,5
Bereich 11	0,1	-19,3	0,1	-21,1	0,6	-20,3	0,3
Fundament		-13	0	-13	0	-13	0

---

### Lastfall Sommer

Für den Sommer ist für Wände nach DIN EN 1991-1-5 (2010) grundsätzlich zwischen einer Nord-Ost- und Süd-West-Ausrichtung zu unterscheiden. Dadurch wird der Einfluss der Sonneneinstrahlung auf die Temperatur berücksichtigt, welche bei einer nach Süd-West ausgerichteten Wand ausgeprägter ausfällt. Die Ermittlung der maßgebenden Temperaturdifferenzen wurde analog zum vorherigen Lastfall ausgeführt, wobei hier eine Einbautemperatur von 5 °C (Winter) für alle Bauteile angenommen wurde. Die Temperaturbeanspruchungen sind Abb. 5-9 zu entnehmen. Dabei wird eine Betonwand als helle, farbige Oberfläche definiert und eine maximale Oberflächentemperatur von 67°C angesetzt. Dunklere Außenwände sind gesondert zu untersuchen. Auf der sicheren Seite wird die Behinderung des Fundaments durch den Erdboden auch hierbei nicht berücksichtigt.

## Temperaturverteilung im Sommer (Süd-West Ausrichtung)

gemäß DIN EN 1991-1-5 und DIN 4108-2

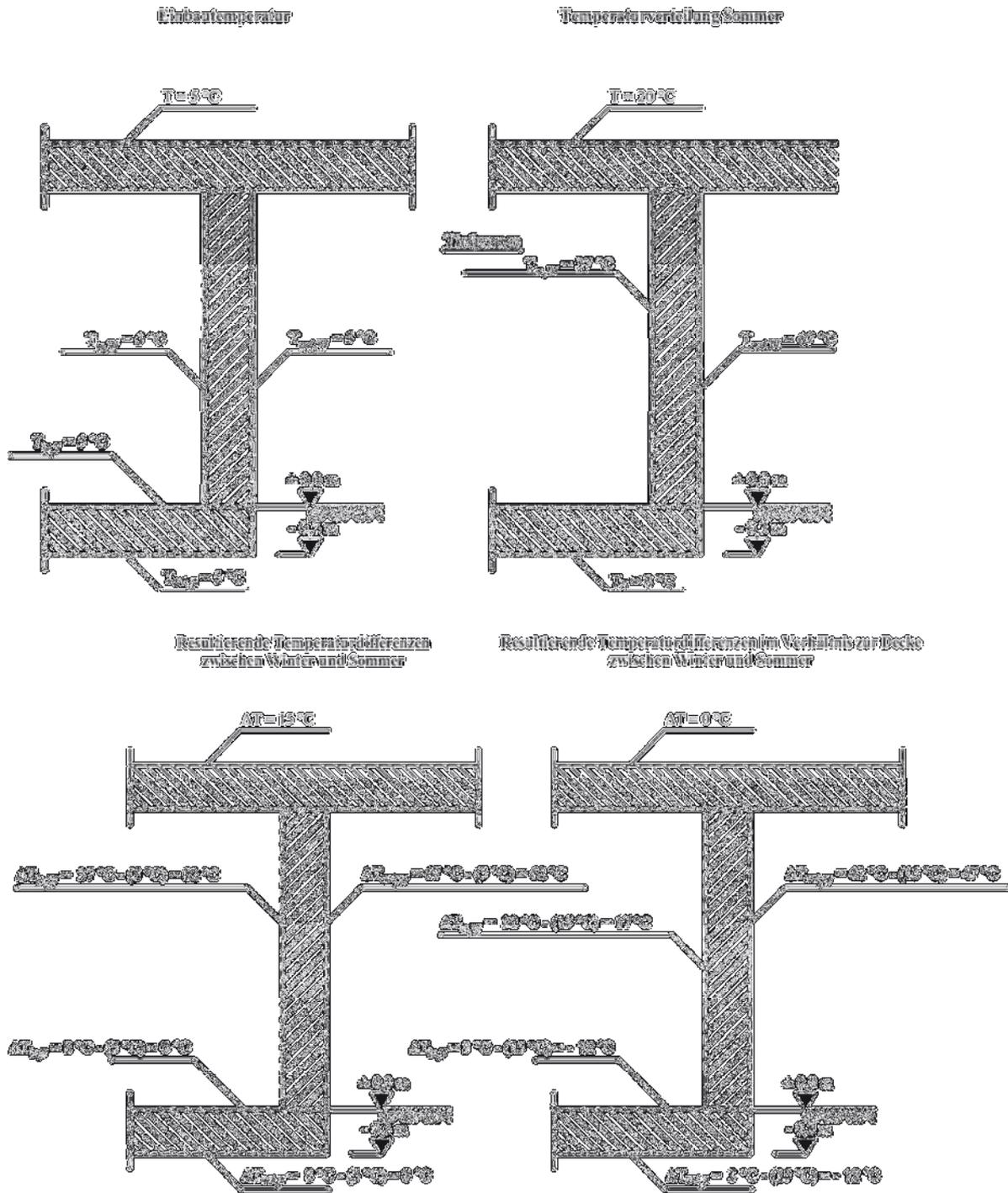


Abb. 5-9: Ermittlung der maßgebenden Oberflächentemperaturen im Sommer nach DIN EN 1991-1-5 (2010) für ein Außenbauteil mit Süd-West Ausrichtung

Der Temperaturverlauf wurde analog zum Lastfall Winter idealisiert und ist Abb. 5-10 bis Abb. 5-12 zu entnehmen.

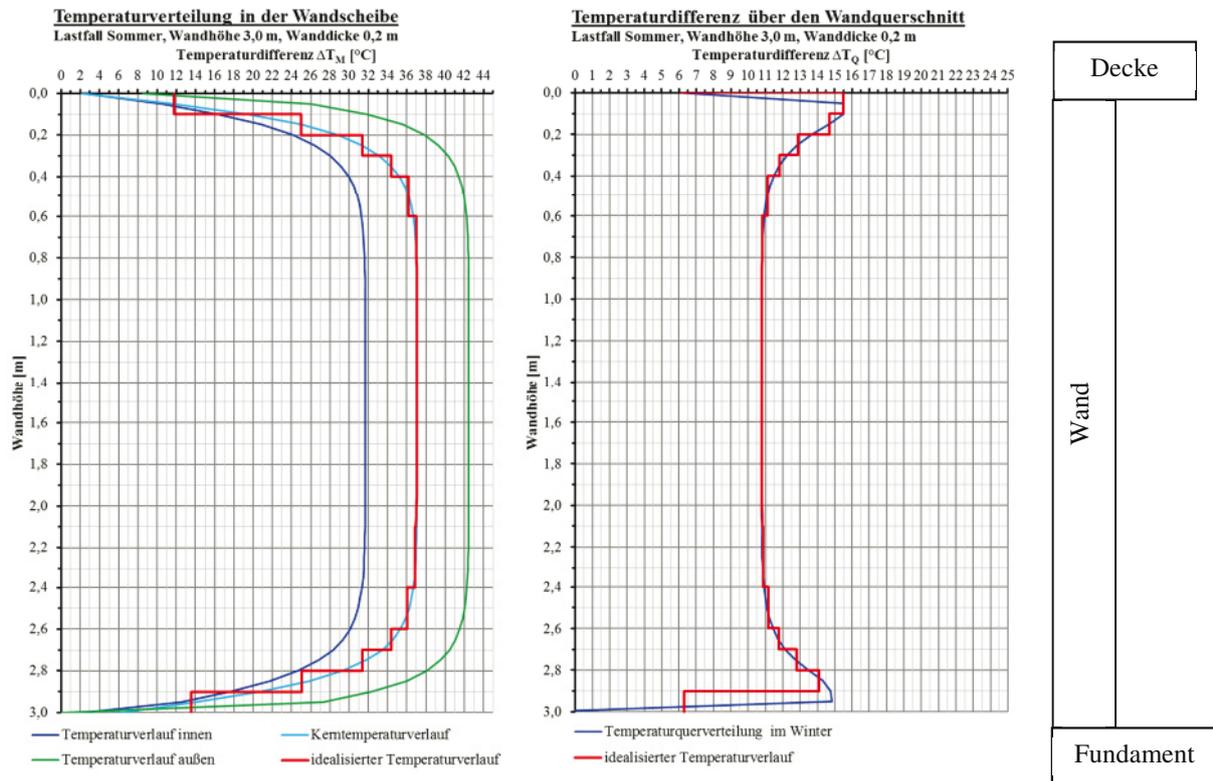


Abb. 5-10: Temperaturverlauf über die Wandhöhe (links) und die Temperaturdifferenz im Wandquerschnitt (rechts) gemäß Temperaturbeanspruchung im Sommer (Süd-West) für eine Außenwand nach DIN EN 1991-1-5 (2010)

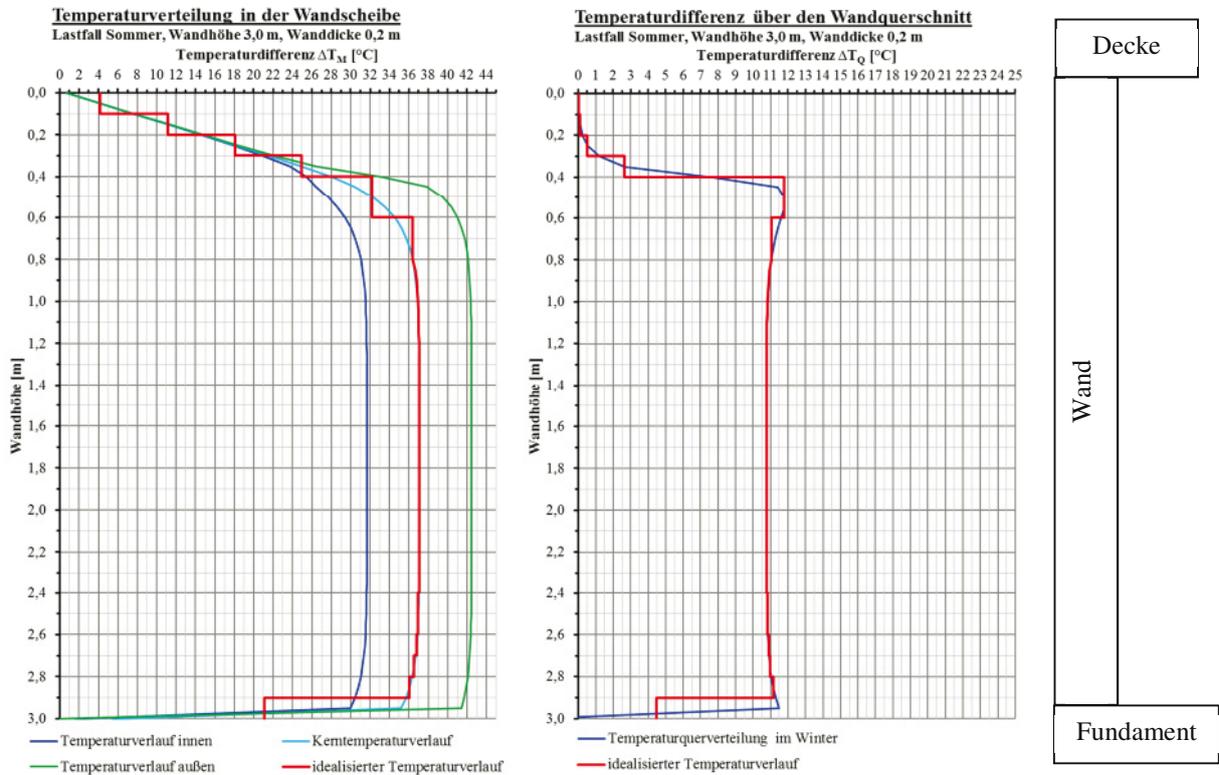


Abb. 5-11: Temperaturverlauf über die Wandhöhe (links) und die Temperaturdifferenz im Wandquerschnitt (rechts) gemäß Temperaturbeanspruchung im Sommer (Süd-West, konventionell) für eine Außenwand nach DIN EN 1991-1-5 (2010)

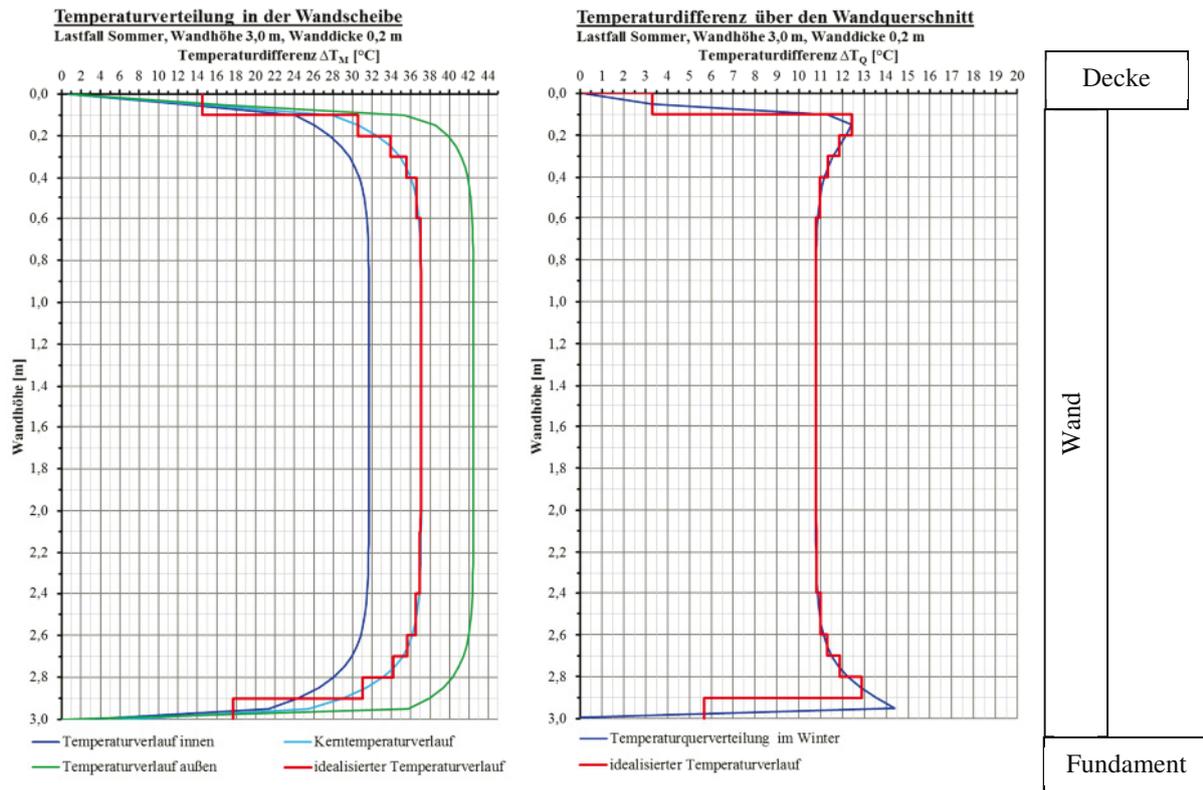


Abb. 5-12: Temperaturverlauf über die Wandhöhe (links) und die Temperaturdifferenz im Wandquerschnitt (rechts) gemäß Temperaturbeanspruchung im Sommer (Süd-West, LC-Element) für eine Außenwand nach DIN EN 1991-1-5 (2010)

In Tabelle 5-4 ist die Einteilung der Wand in vertikal übereinanderliegender Bereiche mit einer definierten Temperatur zusammengestellt. Die Wandhöhe  $h$  der Bereiche ist jeweils angegeben. Diese Temperatur wird in der nachfolgenden numerischen Berechnung als Belastung auf die Wand angesetzt.

Tabelle 5-4: Bereiche mit konstanter Temperaturdifferenz für den Lastfall Sommer (Südwest)

Temperaturbereich	Wandhöhe $h$ [m]	Monolithisch		konventionell		LC-Element	
		$\Delta T_M$ [°C]	$\Delta T_Q$ [°C]	$\Delta T_M$ [°C]	$\Delta T_Q$ [°C]	$\Delta T_M$ [°C]	$\Delta T_Q$ [°C]
Bereich 1	0,1	11,8	6,2	4,2	0,0	14,5	0,2
Bereich 2	0,1	25,0	14,7	11,1	0,1	30,6	12,4
Bereich 3	0,1	31,4	12,9	18,1	0,5	33,9	11,9
Bereich 4	0,1	34,4	11,8	24,9	2,7	35,6	11,3
Bereich 5	0,2	36,2	11,1	32,2	11,8	36,6	11,0
Bereich 6	$h_{ges}-1,3$	37,1	10,8	37,1	10,8	37,1	10,8
Bereich 7	0,3	36,0	11,2	37,0	10,8	36,5	11,0
Bereich 8	0,2	34,4	11,8	36,8	10,9	35,7	11,3
Bereich 9	0,1	31,4	12,8	36,5	11,0	34,2	11,9
Bereich 10	0,1	25,1	14,1	36,1	11,2	31,1	12,9
Bereich 11	0,1	13,6	6,3	21,1	4,5	17,7	5,7
Fundament		-12	0	-12	0	-12	0

---

### Lastfall Sommer ohne direkte Sonneneinstrahlung

Für den Sommer ist für Wände zu denen die Außenluft Zugang hat, aber keine direkte Sonneneinstrahlung erfolgt, nach DIN EN 1991-1-5 (2010) eine Außentemperatur von 37°C anzusetzen. Diese Wände entsprechen hinsichtlich der thermischen Beanspruchung Innenwänden in Tiefgaragen. Die Ermittlung der maßgebenden Temperaturdifferenzen wurde analog zum vorherigen Lastfall ausgeführt, wobei hier eine Einbautemperatur für alle Bauteile von 5 °C (Winter) berücksichtigt wurde. Die Temperaturbeanspruchungen sind Abb. 5-13 zu entnehmen. Der Temperaturverlauf wurde analog zum Lastfall Winter idealisiert und ist in Abb. 5-14 bis Abb. 5-16 zusammengestellt.

Für den Fall, dass eine der beiden Wandseiten mit Erde, bei der nach DIN EN 1991-1-5 (2010) eine Außentemperatur von 8 °C anstelle von 37 °C anzusetzen ist, reduzieren sich die Temperaturen erheblich.

**Temperaturverteilung im Sommer (Nord-Ost Ausrichtung)**  
 gemäß DIN EN 1991-1-5 und DIN 4108-2

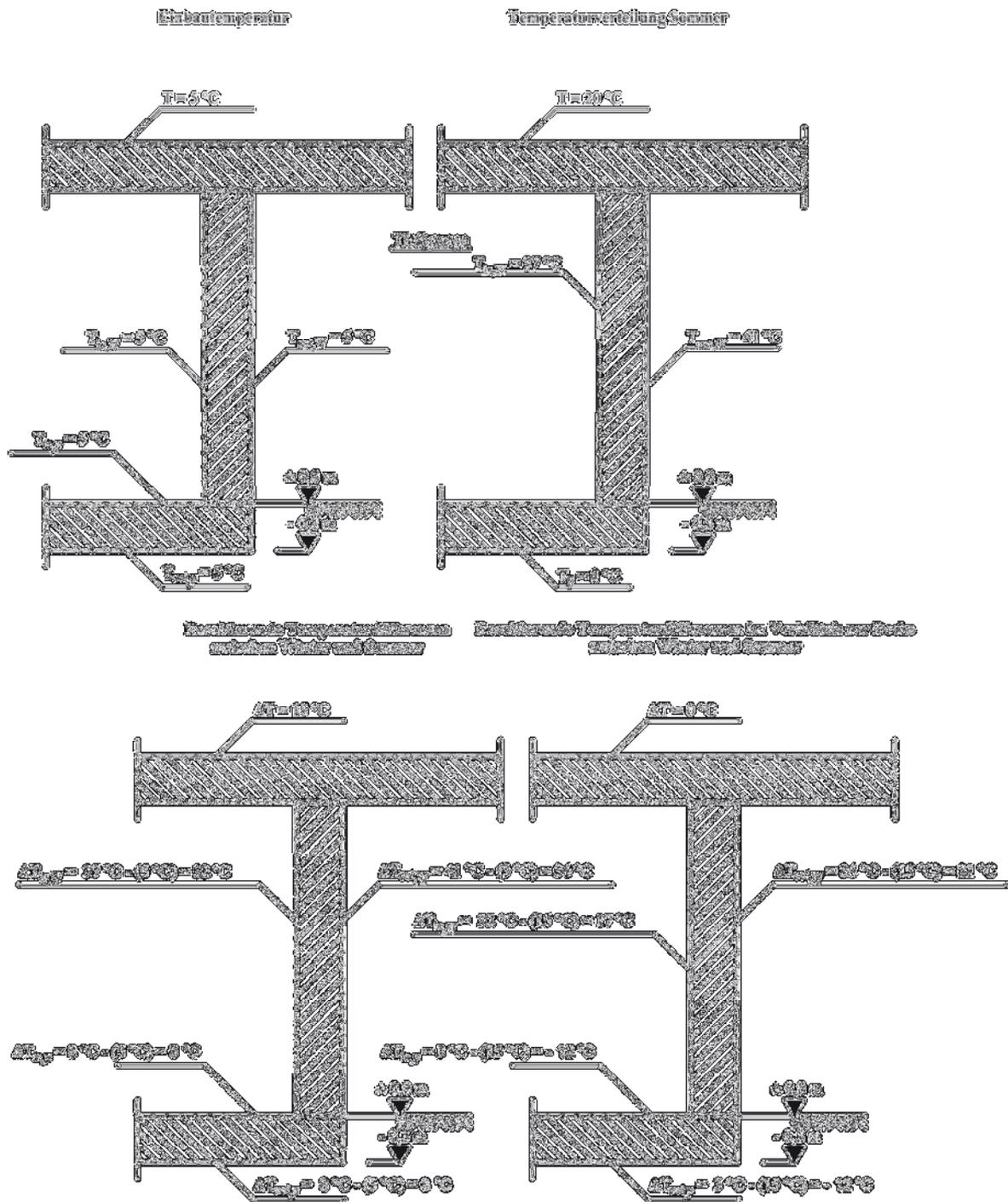


Abb. 5-13: Ermittlung der maßgebenden Oberflächentemperaturen im Sommer nach DIN EN 1991-1-5 (2010) für ein Außenbauteil mit Nord-Ost Ausrichtung oder ein Innenbauteil

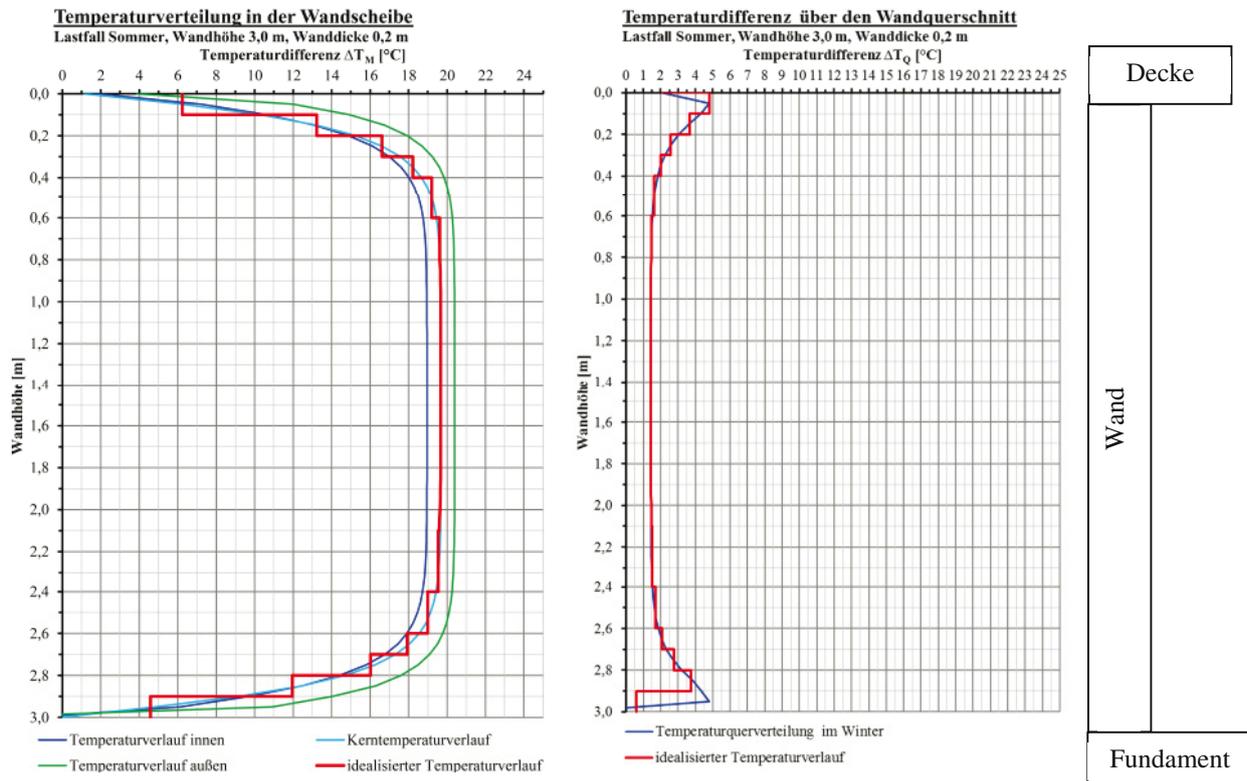


Abb. 5-14: Temperaturverlauf über die Wandhöhe (links) und die Temperaturdifferenz im Wandquerschnitt (rechts) gemäß Temperaturbeanspruchung im Sommer (Nord-Ost) für eine Außenwand nach DIN EN 1991-1-5 (2010)

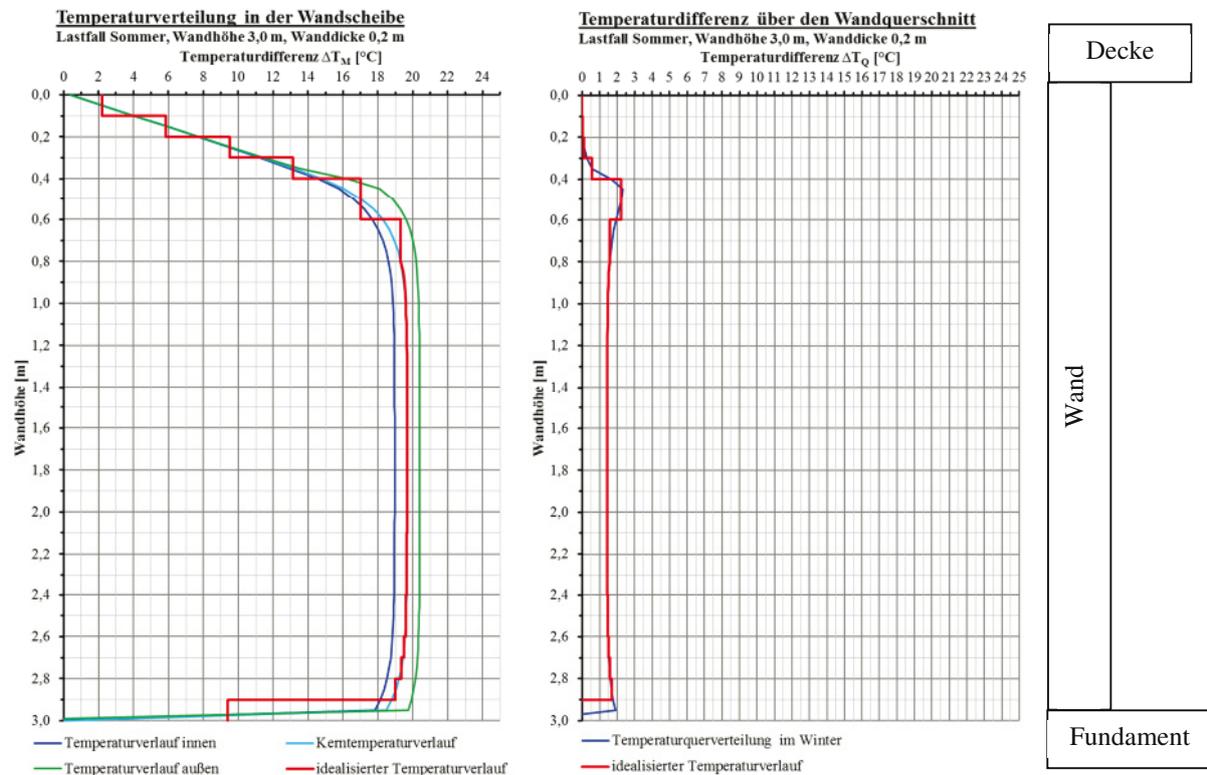


Abb. 5-15: Temperaturverlauf über die Wandhöhe (links) und die Temperaturdifferenz im Wandquerschnitt (rechts) gemäß Temperaturbeanspruchung im Sommer (Nord-Ost, konventionell) für eine Außenwand nach DIN EN 1991-1-5 (2010)

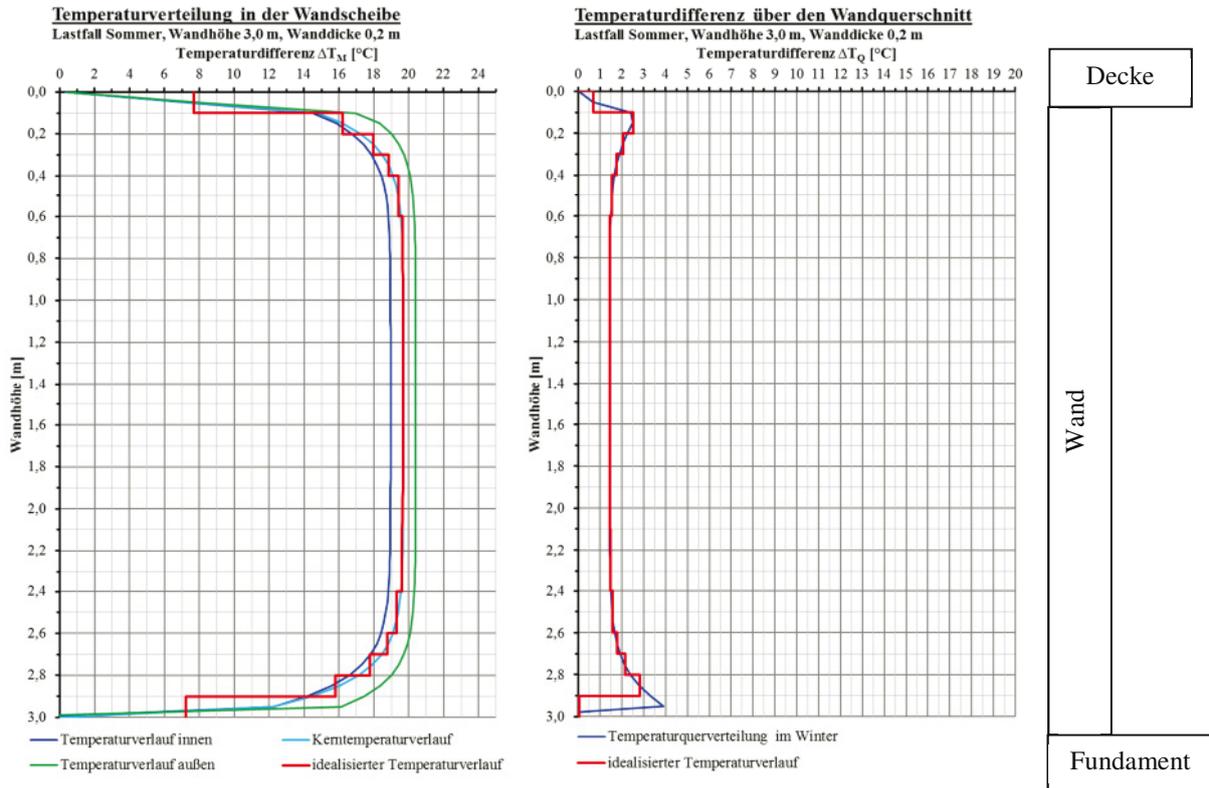


Abb. 5-16: Temperaturverlauf über die Wandhöhe (links) und die Temperaturdifferenz im Wandquerschnitt (rechts) gemäß Temperaturbeanspruchung im Sommer (Nord-Ost, LC-Element) für eine Außenwand nach DIN EN 1991-1-5 (2010)

Tabelle 5-5: Bereiche mit konstanter Temperaturdifferenz für den Lastfall Sommer (Nord-Ost) für eine Außenwand

Temperaturbereich	Wandhöhe h [m]	Monolithisch		Konventionell		LC-Element	
		$\Delta T_M$ [°C]	$\Delta T_Q$ [°C]	$\Delta T_M$ [°C]	$\Delta T_Q$ [°C]	$\Delta T_M$ [°C]	$\Delta T_Q$ [°C]
Bereich 1	0,1	6,2	2,1	2,2	0,0	7,7	0,0
Bereich 2	0,1	13,2	3,7	5,9	0,0	16,2	2,5
Bereich 3	0,1	16,6	2,6	9,5	0,1	18,0	2,0
Bereich 4	0,1	18,2	2,0	13,1	0,6	18,9	1,7
Bereich 5	0,2	19,2	1,6	17,0	2,2	19,4	1,5
Bereich 6	$h_{ges} - 1,3$	19,7	1,4	19,7	1,4	19,7	1,4
Bereich 7	0,3	19,0	1,7	19,6	1,5	19,3	1,6
Bereich 8	0,2	17,9	2,1	19,5	1,5	18,8	1,8
Bereich 9	0,1	16,0	2,8	19,3	1,6	17,8	2,1
Bereich 10	0,1	12,0	3,8	19,0	1,7	15,8	2,8
Bereich 11	0,1	4,6	0,6	9,4	-0,7	7,2	0,1
Fundament		-12	0	-12	0	-12	0

---

## Zusammenfassung der Belastungen im Winter und Sommer

Zusammenfassend ergibt sich die höchste mittlere Temperaturdifferenz für den Lastfall Sommer und direkter Sonneneinstrahlung, gefolgt von dem Lastfall Winter und einer Belastung im Sommer ohne direkte Sonneneinstrahlung. Zu beachten ist hierbei, dass die Wand sich im Sommer im Vergleich zur Decke ausdehnt und im Winter zusammenzieht. Somit treten im Sommer in der Wand Druckbeanspruchungen und im Winter Zugbeanspruchungen in der Wand auf. In der Decke sind die Beanspruchungen umgekehrt. Bei einer Beschränkung auf Innenwände und erdangeschüttete Wände reduziert sich die mittlere Temperaturdifferenz im Winter und Sommerfall deutlich.

### **5.3.4 Numerisches Modell zur Bestimmung der Einwirkungen infolge Temperatur**

Die Untersuchungen werden an einer Wand aus einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit einer Dicke von 0,2 m, bei einer Wandhöhe von 3 m durchgeführt. Für das Materialverhalten wird ein linear-elastischer Ansatz gewählt. Als Einzugsfläche für die Bestimmung der Steifigkeit der Decke ( $d = 0,25$  m) werden 4 m angesetzt und eine 2 m hohe Wand ( $d = 0,2$  m) im Geschoss oberhalb.

#### Lagerungsbedingungen

Um den Einfluss der Lagerung auf die Verformung bzw. die Schnittgrößen zu ermitteln, wurden bei der Berechnung verschiedene Lagerungen berücksichtigt. Hierfür werden vier Modelle mit jeweils unterschiedlicher Lagerung (starr und elastisch) erfasst. Die ersten beiden Modelle berücksichtigen die Verformung der Wand relativ zum Fundament. Das letzte Modell berücksichtigt die Verformung des Fundaments und der Wand relativ zur Decke.

Modell 01: Beim ersten Modell wird die Wand lediglich an der Wandunterseite in die Bodenplatte eingespannt. Das Ziel dieser Lagerung ist die Ermittlung der maximalen Verformungen sowohl in Wandlängs- als auch in Wandquerrichtung.

Modell 03 Zur Ermittlung der auftretenden Auflagerkräfte in Folge einer vollständigen Verformungsbehinderung am Wandkopf wird dieser in Modell 03 starr gehalten. Hieraus resultieren die maximalen Auflagerkräfte in Scheibenrichtung.

Modell 05 Das Modell 05 ist eine Weiterentwicklung von Modell 03. Hierbei werden die starren Auflager am Wandkopf durch elastische Halterungen ersetzt, wodurch Verformungen in gewissem Umfang zugelassen werden. Die Steifigkeit der elastischen Halterung wurde aus einer vorhandenen Deckenscheibe und einer darüber liegenden Wand ermittelt. Unter Berücksichtigung der Deckensteifigkeit als endlicher Wert reduzieren sich die aufzunehmenden Schubkräfte zum Teil erheblich reduzieren. Es wird eine Wand mit einer aufliegenden durchlaufenden Decke (Dicke 0,25 m, Spannweite je Feld  $>4$  m) betrachtet. Zusätzlich wird eine darüber liegende Wand ( $d = 0,2$  m) mit einer Höhe von 4 m angesetzt. In beiden Fällen wird die halbe Spannweite bzw. Wandhöhe als Lasteinzugsfläche angenommen und die als fest verbundener Balken am Wandkopf angesetzt. Somit ergibt sich eine Federsteifigkeit von

---

46200 MN/m, die auf die einzelnen Federelemente verteilt wird. Die Materialvorgaben für die numerische Berechnung können nachfolgender Tabelle entnommen werden.

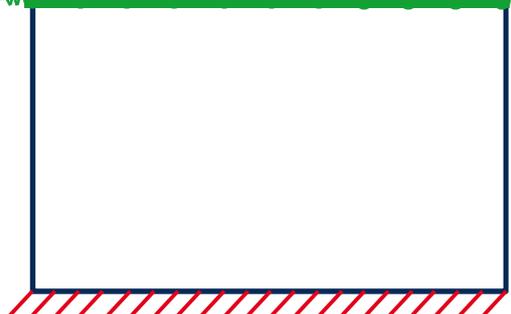
Materialvorgaben:

In der numerischen Berechnung wurden die Materialvorgaben nach Tabelle 5-6 verwendet. Dabei wird für alle die Materialien die Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013) angesetzt.

*Tabelle 5-6: Materialvorgaben*

	Material	Festigkeits- klasse	Temperatur- ausdehnungs- koeffizient	E-Modul
Wand	Beton	C30/37	$\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-6}$	33000
Wand-Decken-Anschluss	Leichtbeton	LC40/44	$\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-6}$	15000
Decke	Beton	C25/30	$\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-6}$	30000

Tabelle 5-7: Übersicht über die Modelle für verschiedene Lagerungsbedingungen für die Modellierung

<p><b><u>Modell 01</u></b></p>  <p>Halterung am Wandfuß: fest          Seitliche Halterung: frei          Halterung am Wandkopf: frei</p>	<p><b><u>Modell 05</u></b></p>  <p>Halterung am Wandfuß: fest          Seitliche Halterung: frei          Halterung am Wandkopf: elastisch</p>
<p><b><u>Modell 03</u></b></p>  <p>Halterung am Wandfuß: fest          Seitliche Halterung: frei          Halterung am Wandkopf: starr</p>	

### 5.3.5 Ergebnisse der linear-elastischen Berechnungen für den Lastfall Temperatur

In den nachfolgenden Abschnitten werden die durch die FE-Berechnung ermittelten Verformungen und Reaktionskräfte ausgewertet und dargestellt. Generell können die Verformungen in eine gleichmäßige Verformung in Wandlängsrichtung sowie eine Verformung in Wandquerrichtung (Krümmung) unterschieden werden. Die gesamte Verformungsfigur kann Abb. 5-17. Dabei ist ersichtlich, dass sich die Ränder zur Wandmitte hin verformen und die Größe der Verformung selbst zur Wandmitte hin abnimmt und genau in Wandmitte null ist. In y-Richtung ist die Verformung am Anfang und Ende der Wand am größten und nimmt ebenfalls zur Wandmitte hin ab. Im Unterschied zur x-Richtung wirkt die Verformung jedoch in die gleiche Richtung und der Wert in Wandmitte ist größer als null.

## Ergebnisse Lastfall Winter

Tabelle 5-8: Verformungen nach Modell 1 - Lastfall Winter

Länge der Wand [m]	1,2	3,0	6,0	18,0
Verformung in x-Richtung [mm]	-0,15	-0,38	-0,77	-0,80
Verformung in y-Richtung [mm]	1,40	1,62	1,85	1,92

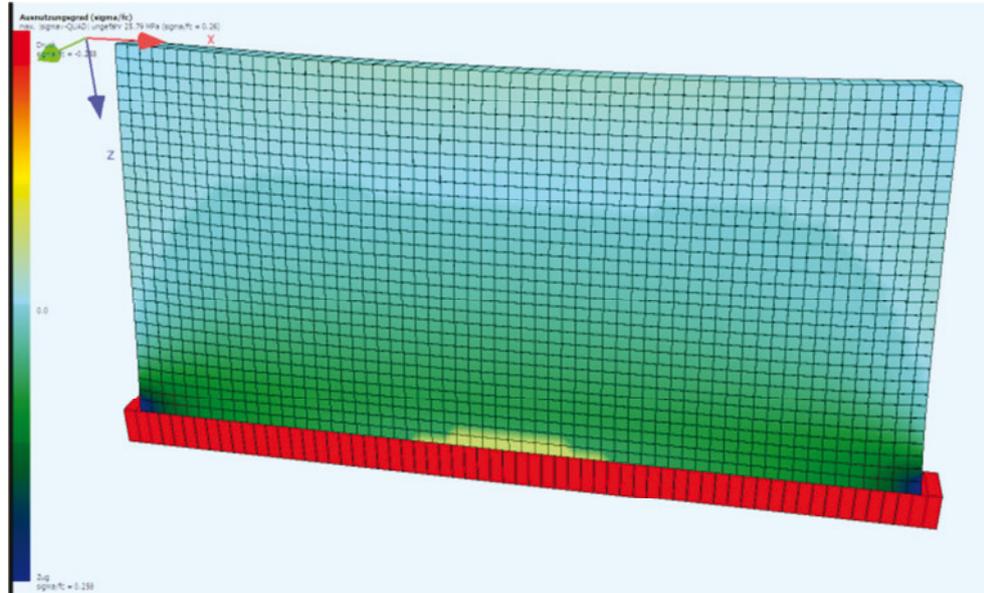


Abb. 5-17: Verformungen am Wandkopf im Lastfall Winter bei einer 6 m langen Wand

Wenn man die Verformung durch ein festes Lager verhindert ergibt sich für den höchstbelasteten 1 m – Wandstreifen folgende erforderliche Kraft (vgl. Tabelle 5-9). Das Element und die Verbindungsfuge zwischen Element und Wand bzw. Decke sind für diese Schubkraft zu dimensionieren. Die Auflagerkräfte verhalten sich entsprechend der Verformung und nehmen zur Wandmitte hin auf null ab. Die grundsätzliche Ausrichtung an den Enden ist entgegengesetzt.

Tabelle 5-9: Maximale Schubkraft nach Modell 3 - Lastfall Winter (Außenwand)

Länge der Wand [m]	2,0	6,0	18,0
Monolithisch [kN/m]	453	1104	1165
Konventionell [kN/m]	249	858	919
LC-Element [kN/m]	418	1072	1144

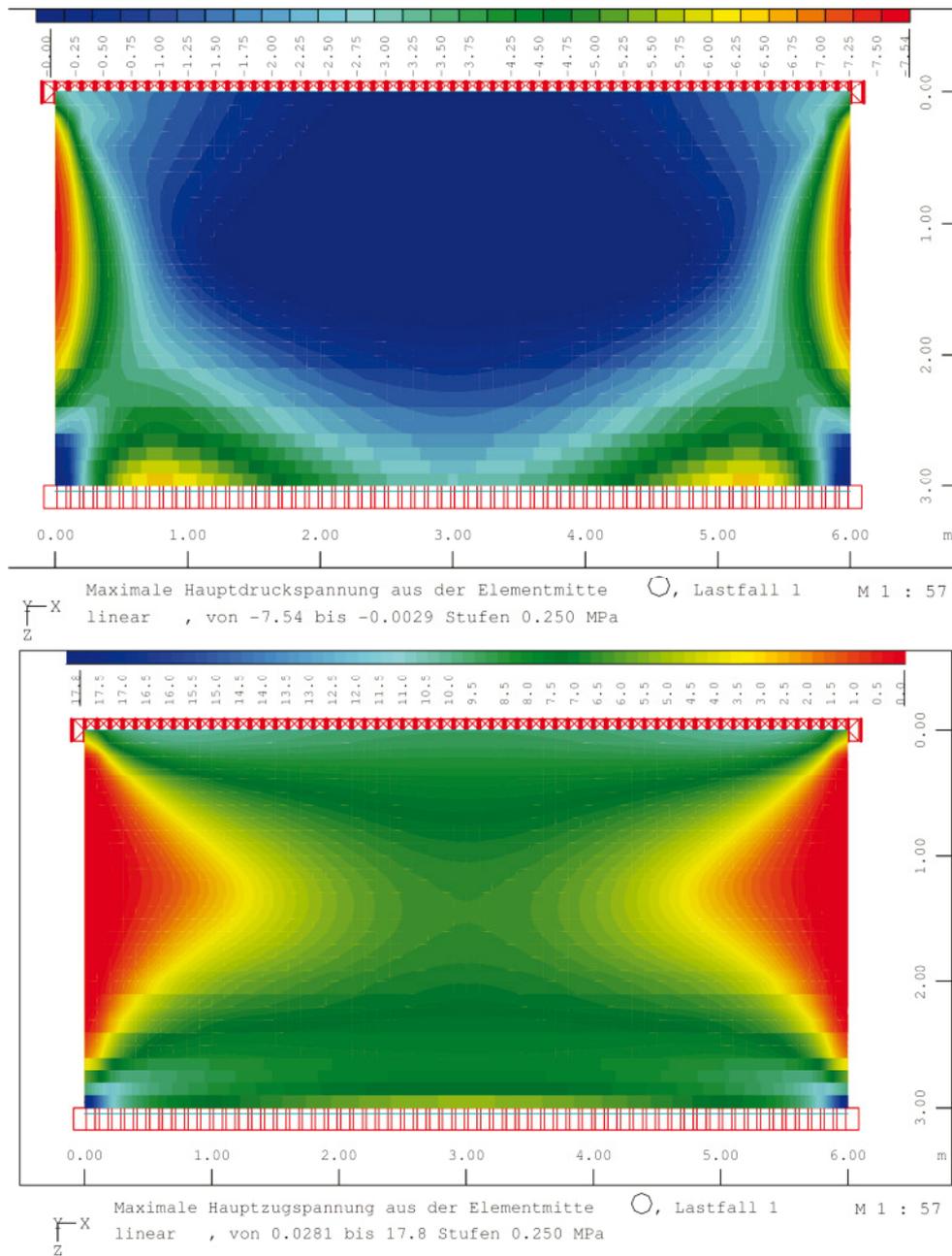


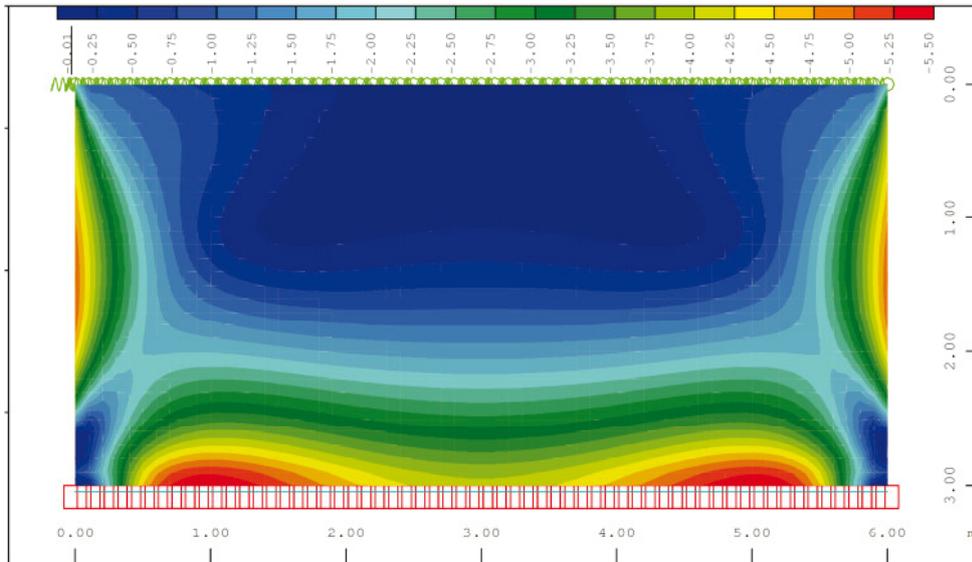
Abb. 5-18: Maximale Hauptspannungen im Lastfall Winter bei einer 6 m langen Wand (links: Druck, rechts: Zug)

Die maßgebenden Schubkräfte für den Wand-Decken-Anschluss sind in Tabelle 5-10 zu finden. Die Hauptspannungen von Modell 5 (Abb. 5-19) sind im Vergleich zu Modell 3 (Abb. 5-18) mehrheitlich deutlich geringer nur die FE-Spannungsspitzen an der unteren Lagerung bleiben nahezu gleich groß. Diese ist jedoch für den Wand-Decken-Anschluss an der Oberkante der Wand nicht relevant. Es zeigt sich, dass die Zugspannungen über die gesamte Querschnittshöhe im Grunde in x-Richtung verlaufen und die Druckspannungen nur an den Rändern in vertikaler Richtung auftreten. Es ist ersichtlich, dass ab einer Wandlänge in Höhe der

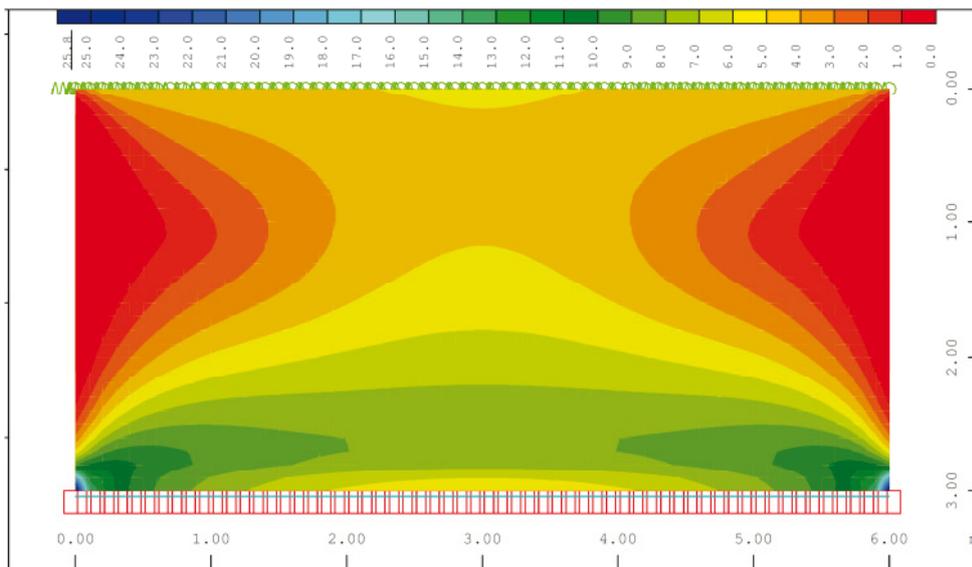
doppelten Wandhöhe keine nennenswerte Zunahme der maximalen Schubkraft mehr erfolgt, da das starre Fundament eine Verformung der Wand verhindert.

Tabelle 5-10: Maximale Schubkraft nach Modell 5 - Lastfall Winter (Innen- oder erdangeschüttete Außenwand)

Länge der Wand [m]	2,0	6,0	18,0
Monolithisch	453	855	869
Konventionell	249	665	676
LC-Element	418	846	860



Maximale Hauptdruckspannung im Knoten  $\bigcirc$ , Lastfall 1 linear , M 1 : 56  
 von -5.50 bis -0.0072 Stufen 0.250 MPa



Maximale Hauptzugspannung im Knoten  $\bigcirc$ , Lastfall 1 linear , M 1 : 56  
 von 0.0126 bis 25.8 Stufen 1.00 MPa

Abb. 5-19: Maximale Hauptspannungen im Lastfall Winter bei einer 6 m langen Wand mit elastischer Lagerung des Wandkopfs (links: Druck, rechts: Zug)

Tabelle 5-11: Maximale Schubkraft im Lastfall Winter bei einer 6 m langen Wand

[kN/m]	Winter Außen		Winter Innen	
	Modell 3	Modell 5	Modell 3	Modell 5
Monolithisch	1104	855	731	566
Konventionell	858	665	567	440
LC-Element	1072	846	710	560

### Ergebnisse Lastfall Sommer

Auch für den Lastfall Sommer werden die drei Systeme berechnet. Dabei ist ersichtlich, dass sich die Ränder von der Wandmitte weg verformen. Die Verformung selbst nimmt zur Wandmitte hin ab und ist genau in Wandmitte null. In y-Richtung ist die Verformung am Anfang und Ende der Wand am größten und nimmt zur Wandmitte hin ab. Im Unterschied zur x-Richtung zeigt die Verformung an den Wandenden jedoch in die gleiche Richtung und der Wert in Wandmitte ist größer als null.

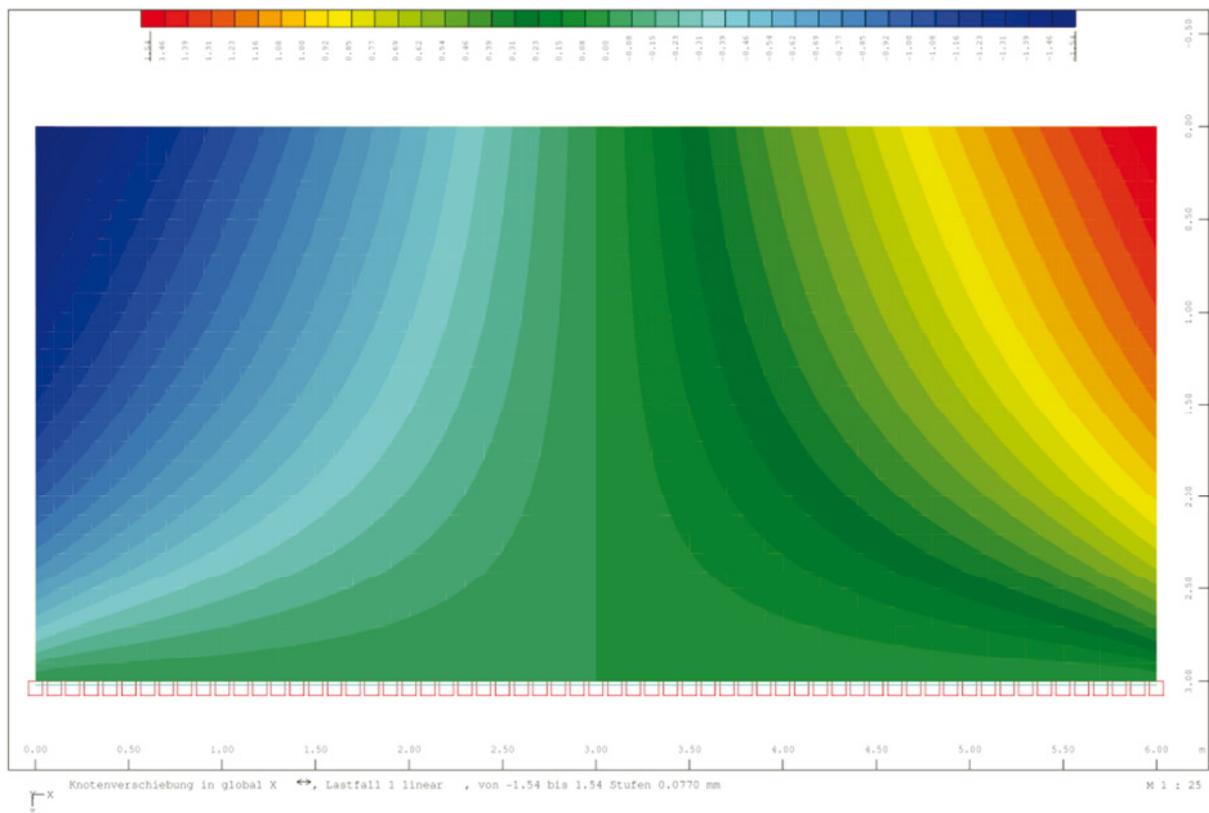


Abb. 5-20: Verformungen in x-Richtung am Wandkopf im Lastfall Sommer (Außenwand) bei einer 6 m langen Wand

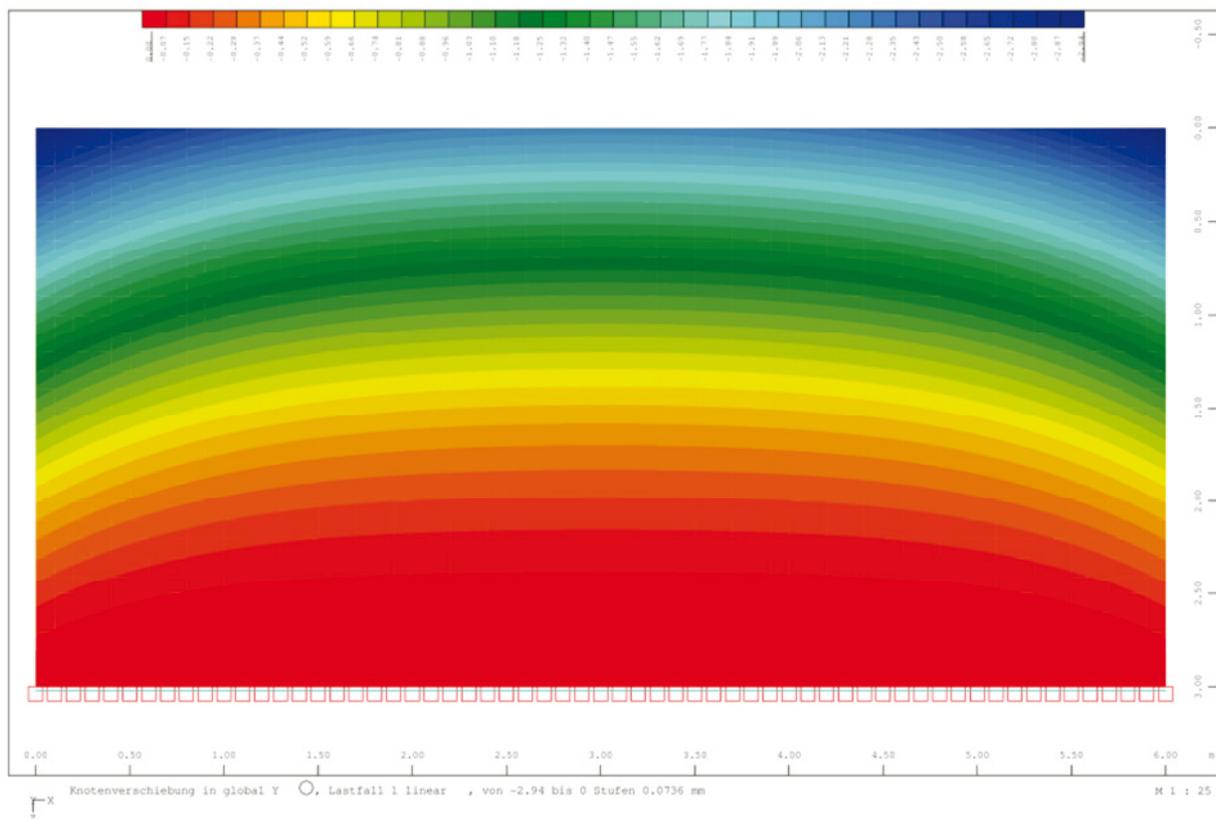
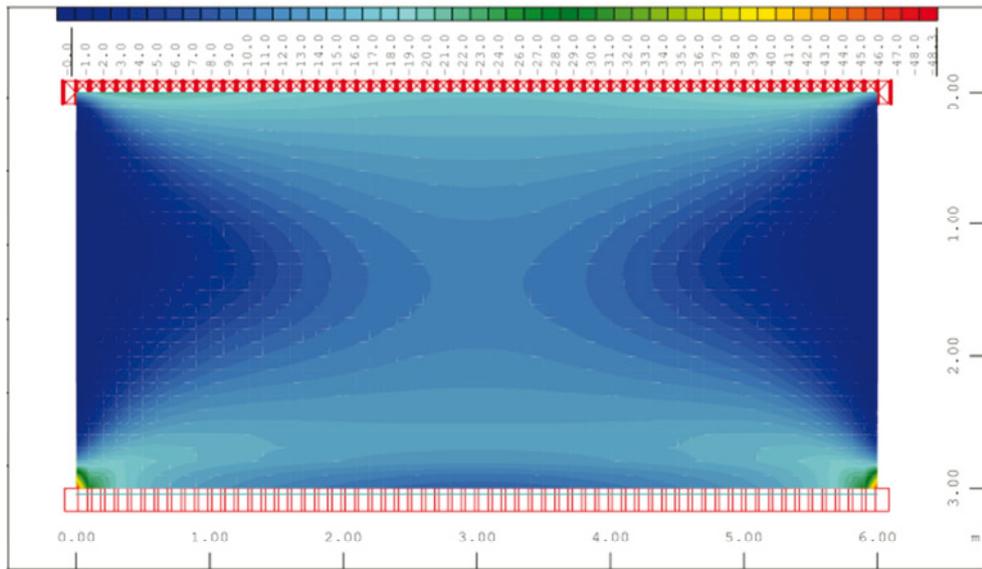
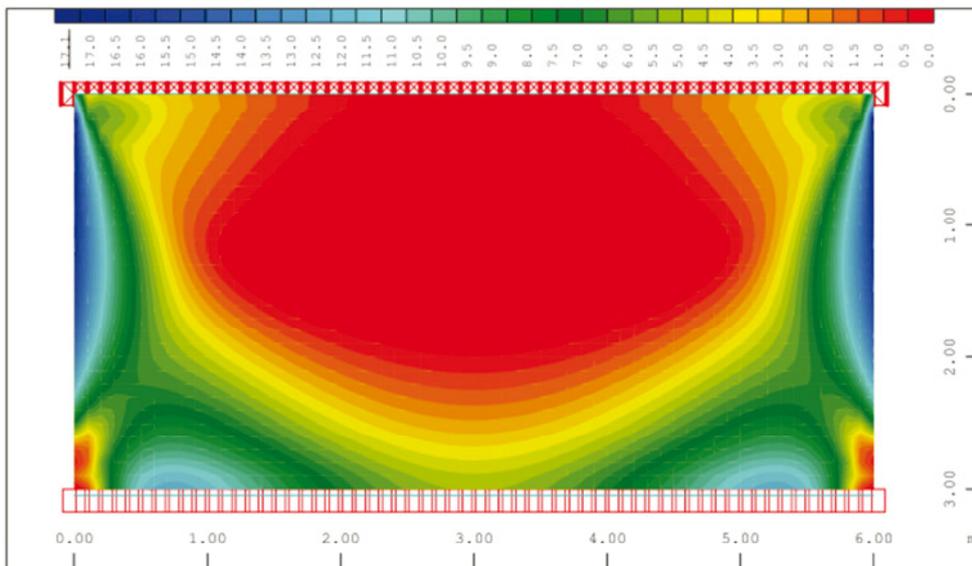


Abb. 5-21: Verformungen in y-Richtung am Wandkopf im Lastfall Sommer (Außenwand) bei einer 6 m langen Wand

Wenn man die Verformung durch ein festes Lager verhindert, ergibt sich für die höchstbelasteten 1 m – Wandstreifen folgende maximale Schubkraft (vgl. Tabelle 5-12). Das Element und die Verbindungsfuge zwischen Element und Wand bzw. Decke sind für diese Schubkraft zu dimensionieren. Im Gegensatz zu dem Lastfall Winter will sich die Wand nun ausdehnen und wird von der Decke (festen Lagerung am Wandkopf) daran gehindert. Hierdurch wird ersichtlich, dass in der Wand in x-Richtung Druckspannungen resultieren müssen und die Auflagerkräfte in entgegengesetzter Richtung zum Lastfall Winter wirken (vgl. Abb. 5-22).



Maximale Hauptdruckspannung im Knoten  $\bigcirc$ , Lastfall 1 linear , M 1 : 57  
 von -48.3 bis -0.0352 Stufen 1.00 MPa



Maximale Hauptzugspannung im Knoten  $\bigcirc$ , Lastfall 1 linear , M 1 : 57  
 von 0.0037 bis 17.1 Stufen 0.500 MPa

Abb. 5-22: Maximale Hauptspannungen im Lastfall Sommer (Außenwand) bei 6 m Wandlänge (links: Druck, rechts: Zug)

Die starre Halterung der Wand am Wandkopf führt zu sehr hohen zu übertragenden Druckkräften. Unter Berücksichtigung der Deckensteifigkeit als endlicher Wert reduzieren sich die Kräfte zum Teil erheblich. Es wird dieselbe Steifigkeit wie für den Lastfall Winter angesetzt und gleichmäßig als Feder als oberes Lager angesetzt. Der Verlauf der Auflagerkräfte ist grundsätzlich ähnlich zu dem Modell mit den festen Lagern. Die maßgebenden Kräfte für den Wand-Decken-Anschluss sind in Tabelle 5-12 zu finden. Die Hauptspannungen von Modell 5 (Abb. 5-23) sind im Vergleich zu Modell 3 (Abb. 5-22) mehrheitlich deutlich geringer. Auch hier sind die FE-Spannungsspitzen im Bereich des unteren Lagers nahezu unverändert. Es zeigt sich, dass die Druckspannungen über die gesamte Querschnittshöhe im Grunde in x-

Richtung verlaufen und die Zugspannungen nur an den Rändern in vertikaler Richtung auftreten.

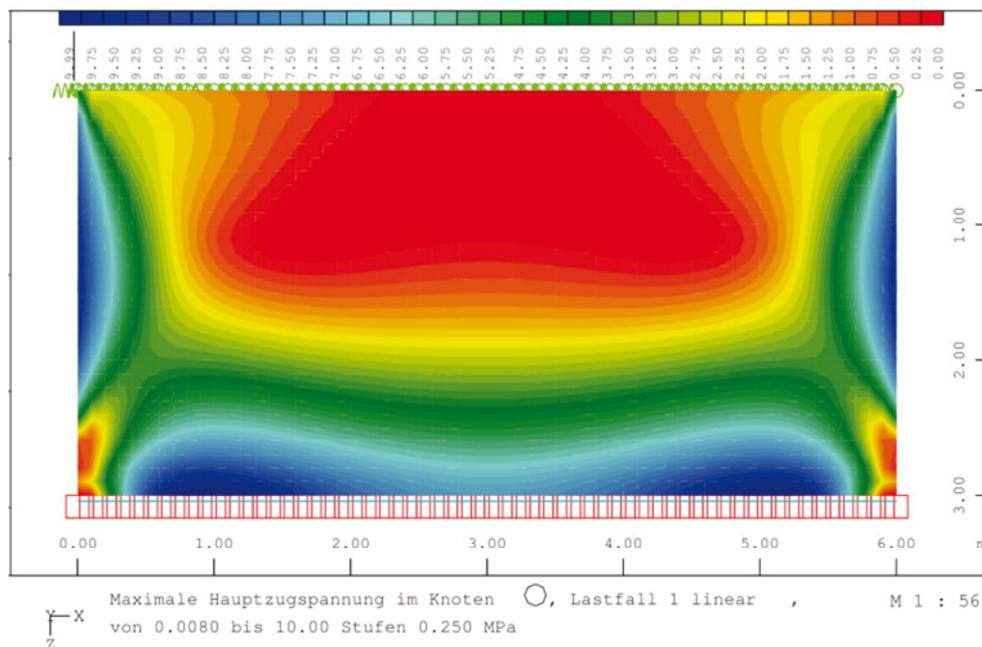
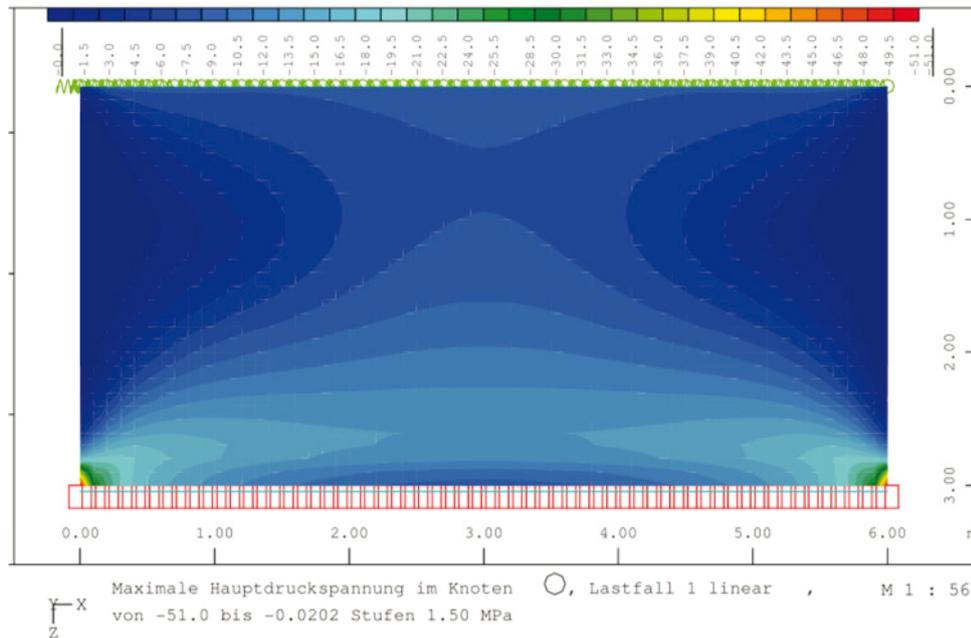


Abb. 5-23: Maximale Hauptspannungen im Lastfall Sommer (Außenwand) bei 6 m Wandlänge mit elastischer Lagerung des Wandkopfs (links: Druck, rechts: Zug)

Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Tabelle 5-12 dargestellt. Es zeigt sich, dass bei dieser sehr hohen Belastung auch sehr große Kräfte im meistbelasteten Meterstreifen entstehen. Insbesondere für die starre Lagerung am Wandkopf. In den nachfolgenden Abschnitten werden die durch die FE-Berechnung ermittelten Verformungen und Reaktionskräfte ausgewertet und dargestellt. Die erdangeschüttete Wand führt zu einer wesentlich geringeren Anforderung, da die anzusetzende Temperatur wesentlich geringer ist (vgl. 5.3.3). Für den Lastfall Sommer ohne direkte Sonneneinstrahlung sinkt die Anforderung an den Wand-Decken-

Anschluss erheblich. Die Spannungsverteilung entspricht im Großen und Ganzen derjenigen des Lastfalls Sommer und wird daher nicht explizit dargestellt.

Tabelle 5-12: Maximale Schubkraft im Lastfall Sommer (Außenwand)

	Sommer Südwest		Sommer Nordost (inkl. Innenwand)	
	Modell 3	Modell 5	Modell 3	Modell 5
Monolithisch	1086	841	570	441
Konventionell	845	655	447	347
LC-Element	1054	833	559	442

### Zusammenfassung

Zusammenfassend ist für den Lastfall Sommer bei linear-elastischer Berechnung eine maximale Schubkraft von 841 kN/m (442 kN/m ohne direkte Sonneneinstrahlung) für eine elastische Lagerung am Wandkopf mittels Federn auf dem höchstbelasteten Meterstreifen am Wandanfang anzusetzen. Auch wenn sich die Temperaturverläufe innerhalb der Wand unterscheiden sind ist der Maximalwert der Schubkraft unabhängig davon, ob das LC-Element vorhanden ist oder eine monolithische Konstruktion vorliegt. Für den Lastfall Winter ist für eine Außenwand mit elastischer Lagerung am Wandkopf eine entgegengesetzte maximale Schubkraft von 855 kN/m zu übertragen. Für eine Innenwand reduziert sich diese Kraft auf 566 kN/m. Für kleinere Systeme kann die Einzugsfläche der Decke reduziert werden. Durch eine weichere Decke reduziert sich die erforderliche Schubkraft. In Abb. 5-18, Abb. 5-19, Abb. 5-22 und Abb. 5-23 ist erkennbar, dass große Bereiche der Wand bei der linear-elastischen Berechnungen Zugspannungen oberhalb der Zugfestigkeit des Beton der Wand von  $2,9 \text{ N/mm}^2$  erfährt. In einer nichtlinearen Berechnung kann die daraus entstehende Rissbildung berücksichtigt werden, eine Reduktion der maximalen Schubkraft ist dabei zu erwarten.

### **5.3.6 Nichtlineare Berechnung der Einwirkung aus Temperatur**

Zur Bestimmung der Einwirkungen aus Temperatur wird eine nichtlineare Berechnung durchgeführt, da eine Rissbildung in der Wand und ggf. in der Decke zu erwarten ist. Hierzu ist eine Erweiterung der bestehenden Modelle erforderlich. Außer der Deckenplatte wird zusätzlich die Bodenplatte berücksichtigt. Beide Platten werden als Balken idealisiert und mit dem Wandkopf bzw. -fuß gekoppelt. An diesem Modell wird eine nichtlineare Berechnung zur Berücksichtigung der Rissbildung durchgeführt. In diesem Modell können zusätzlich Temperaturänderungen des Fundamentes gegenüber der Deckenplatte berücksichtigt werden. Dabei zeigt sich, dass eine konstante Abkühlung des Fundamentes um  $13 \text{ °C}$  nach Abb. 5-4 nahezu keine Auswirkungen auf die Schubkraft am Wandkopf besitzt. Für die nichtlineare Berechnung werden die gleichen Materialkennwerte wie für die linear-elastische Berechnung angesetzt (vgl. Tabelle 5-6). Wobei für die Zugfestigkeit bei der nichtlinearen Berechnung auf

der sicheren Seite der obere charakteristische Fraktilwert der Zugfestigkeit eines C30/37 in Höhe von  $3,8 \text{ N/mm}^2$  angesetzt wird, da die Rissbildung reduzierend auf die erforderliche Schubkraft wirkt. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung wird nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011) angesetzt, wobei die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen berücksichtigt wird. Als Bewehrung wird eine Mindestbewehrung in Höhe von  $0,003 A_c$  nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011) berücksichtigt.

Für den Fall einer 6 m langen Wand mit einem LC-Element ergibt sich für den Lastfall Winter nach einer nichtlinearen Berechnung eine Beanspruchung am Wandkopf von 358 kN/m. Dabei wurde die Bewehrung so lange iteriert, bis eine Rissweite von 0,3 mm für die Wand nicht überschritten wird. Hierfür ist eine Bewehrung von  $12 \text{ cm}^2/\text{m}$  (horizontal) und  $6 \text{ cm}^2/\text{m}$  (vertikal) je Wandseite erforderlich. Für eine Rissweite von 0,1 mm erhöht sich die Beanspruchung am Wandkopf auf 412 kN/m und die erforderliche Bewehrungsmenge ist  $24 \text{ cm}^2/\text{m}$  (horizontal) und  $12 \text{ cm}^2/\text{m}$  (vertikal). Beide Schubkräfte liegen deutlich unterhalb der linear-elastischen Anforderung von 846 kN/m. Die linear-elastische Berechnung liefert für eine Rissweite von 0,1 eine Schubkraft, die um etwa den Faktor 2,0 oberhalb der Schubkraft der nichtlinearen Berechnung unter Berücksichtigung der Rissbildung liegt. Für den Lastfall Sommer zeigt sich, dass die Belastung bei einer nichtlinearen Berechnung gleich groß zu derjenigen aus der linearen Berechnung des Lastfalls Sommer ist. Da die Schubkraft in der Wand nur zu einer Zugspannung von etwa  $1 \text{ N/mm}^2$  führt und somit nicht in der Lage ist die Decke und die darüber liegende Wand aufzureißen, können sich die Kräfte nicht durch eine Rissbildung abbauen.

## **5.4 Weitere horizontale Einwirkungen auf den Wand-Decken-Anschluss (Scheibenrichtung)**

### **5.4.1 Abfließende Hydratationswärme**

Durch die entstehende Hydratationswärme bei der Erhärtung des Betons der Wand entsteht eine Zwangsbeanspruchung zwischen der Wand (Ausdehnung aufgrund der Hydratationswärme) und dem Fundament (konstant). In der Regel entstehen durch diese Beanspruchung Risse in der Stahlbetonwand, deren Rissweite über eine Rissbreitenbeschränkung mithilfe von Bewehrung gesteuert wird. Diese Rissbildung reduziert die Steifigkeit der Wand und besitzt somit einen Einfluss auf die Schnittgrößen aus Zwangsverformungen. Des Weiteren entsteht aus der Ausdehnung der Decke durch deren Hydratation eine Zwangsbeanspruchung in der Wand, die ebenfalls i.d.R. zu einer Rissbildung der Wand führt. Die hierbei entstehende Reduktion der Steifigkeit reduziert die Beanspruchung durch Zwang der zur Öffnung der Risse führt. In entgegengesetzter Richtung schließen sich die Risse und die volle Steifigkeit wird aktiviert. Für den Fall, dass sich die Wand aufgrund der Temperatur verkürzen möchte (Lastfall Winter), ergibt sich aufgrund der Rissbildung eine geringere Beanspruchung. Da dies nur im Lastfall Winter auftritt wird der Effekt in der numerischen Berechnung nicht berücksichtigt.

## 5.4.2 Schwinden der Decke

Außer der Hydrationswärme entsteht bei der Erhärtung des Betons auch ein Schwindprozess, der zu einer Verkürzung führt. Dieser Effekt verläuft i.d.R. zeitlich versetzt zu dem Abfließen der Hydrationswärme. Die Decke verkürzt sich durch den Schwindprozess, was zu einer eingepprägten Zwangsbeanspruchung der Wand in Scheibenrichtung führt, was hierin vereinfachend ebenfalls nicht berücksichtigt wird.

## 5.4.3 Aussteifungskräfte

In der numerischen Untersuchung werden vereinfachend keine Aussteifungskräfte berücksichtigt. In der Realität ist davon auszugehen, dass aus Erddruck, Wind oder Schiefstellung Kräfte auf die Wand in Scheibenrichtung wirken.

## 5.5 Weitere horizontale Einwirkungen auf den Wand-Decken-Anschluss (Plattenrichtung)

### 5.5.1 Erddruck

Der Erdruchdruck dient bei bautechnischen Berechnungen als wichtige Ausgangsgröße zur Ermittlung der einwirkenden Last auf die Wand. Der Erdruchdruck setzt sich aus dem Eigengewichtsanteil des Bodens und einer gleichmäßig verteilten, vertikalen Auflast aus Verkehrslasten zusammen. Als Randbedingungen für diese Betrachtung wird eine Wandhöhe von 4,0 m, welche am Wandkopf gleichauf mit der Geländeoberkante liegt, und eine mittlere Wichte des Bodens von  $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$  mit einem Reibungswinkel von  $\varphi = 40^\circ$  angenommen. Die Berechnung des Erdruchdrucks aus Eigengewicht des Bodens erfolgt mittels Gl. 5-9:

$$E_{\text{ogh}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_{\text{ogh}} \quad \text{Gl. 5-9}$$

Vereinfachend können der Wandneigungswinkel  $\alpha$  und der Geländeneigungswinkel  $\beta$  zu null gesetzt werden. Für den Sonderfall, dass der Erddruckneigungswinkel  $\delta=0$  ist, gilt:

$$K_{\text{ogh}} = K_{\text{oph}} = 1 - \sin \varphi \quad \text{Gl. 5-10}$$

Der Erdruchdruck aus der vertikalen Auflast errechnet sich mit folgender Gleichung und ist bei einem homogenen Boden gleichmäßig über die Wandhöhe verteilt:

$$E_{\text{ogh}} = p_v \cdot h \cdot K_{\text{oph}} \quad \text{Gl. 5-11}$$

Somit ergibt sich eine resultierende Erddruckkraft aus Eigenlast des Bodens  $E_{\text{ogh}}$  von 81 kN/m in der Tiefe von 2,68 m unter Geländeoberkante. Für eine beidseitige Einspannung der Wand ergibt sich am Wandkopf eine horizontale Linienlast von 18 kN/m. Aus der vertikalen, gleichmäßig verteilten Flächenlast aus Verkehr von 5 kN/m<sup>2</sup> erfolgt eine zusätzliche horizontale Linienlast von 1 kN/m. Die beiden Linienlasten sind als Bemessungslasten zu verstehen.

## 5.5.2 Anprall

Nach DIN EN 1991-1-7 (Dezember 2010), Abs. 4.1 (2)P sind im Hochbau bei 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 (nur Pkw, geringe Geschwindigkeit). Daher gibt es nur plastische Verformungen beim Anprallobjekt. Bei Parkgaragen für PKW mit weniger als 30 kN Gesamtgewicht ist nach DIN EN 1991-1-7/NA (Dezember 2010), Tabelle NA.2-4.1 in Fahrtrichtung eine Kraft  $F_{dx} = 40$  kN anzusetzen und  $F_{dy} = 25$  kN rechtwinklig zur Fahrtrichtung. Für von PKW befahrene Verkehrsflächen, wie z. B. Hofräume ist in Fahrtrichtung eine Kraft  $F_{dx} = 50$  kN anzusetzen. Da die in diesem Forschungsgebiet betrachteten Wände beiden Kategorien zugeordnet werden können wird die höhere Anforderung angesetzt. In beiden Fällen ist die Anpralllast für PKW in einer Höhe von 0,5 m über der Fahrbahnoberfläche auf einer Fläche von  $b/h$  von maximal 0,5 m / 0,2 m anzusetzen (vgl. DIN EN 1991-1-7/NA (Dezember 2010), NDP zu 4.3.1(3)). Untersuchungen an einer Wand haben gezeigt, dass aufgrund der niedrigen Höhe des Lastangriffspunktes die Hauptlast unabhängig vom statischen System über den horizontal gehaltenen Wandfuß abgetragen wird (vgl. Tabelle 5-13). Es ist ferner nicht zu erwarten, dass der Wand-Decken-Anschluss steifer ausgebildet wird als der Anschluss der Wand an das Fundament, daher kann die Variante mit einem gelenkigen Wandfuß und einer Einspannung am Wandkopf entfallen. Auf der sicheren Seite liegend kann somit eine erforderliche übertragbare Horizontalkraft von 9,1 kN für eine beidseitig gelenkige Lagerung angenommen werden. Die in der Realität zu erwartende Last bei einer (teilweise) eingespannten Lagerung ist deutlich geringer (vgl. Tabelle 5-13).

Tabelle 5-13: Ergebnisse Horizontallast

Lagerung Wandfuß	Lagerung Wandkopf	Horizontalkraft am Wandkopf [kN]
Eingespannt	Eingespannt	4,4
Eingespannt	Gelenkig	2,6
Gelenkig	Eingespannt	13,5
Gelenkig	Gelenkig	9,1

## 5.6 Anforderungskatalog/Zusammenstellung

Unter Beachtung der normativen Grundlagen für Wand-Decken-Anschlüsse und den definierten geometrischen Vorgaben konnten die vertikalen Einwirkungen auf den Wand-Decken-Anschluss für zwei verschiedene statische Systeme ermittelt werden. Zugleich konnten Erfahrungswerte aus der Baupraxis ermittelt werden, sodass von einer maximalen vertikalen Bemessungslast von 500 kN/m auszugehen ist. In horizontaler Richtung wurden die Einwirkun-

---

gen aus Erddruck, Anprall und Temperatur untersucht. Hierbei zeigte sich, dass die Einwirkungen aus Temperatur am größten sind. Es ist im Wand-Decken-Anschluss von einer maximalen horizontalen Kraft von 855 kN/m im höchstbelasteten 1m-Wandstrefen bei einer linear-elastischen Schnittgrößenermittlung auszugehen. Wobei die Schubkraft aufgrund der unterschiedlichen Temperaturen für Winter und Sommer in beide Richtungen wirkt. Diese Anforderung ist mit den weiteren Belastungen zu superponieren.

Mithilfe einer nichtlinearen Berechnung konnte gezeigt werden, dass sich die maximale Kraft im Winterfall aufgrund der Rissbildung in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades reduziert. Hierbei ist zu beachten, dass das Superpositionsprinzip nicht mehr gültig ist und daher alle Effekte auf die Rissbildung zu berücksichtigen sind. Das zyklische Verhalten wurde numerisch nicht erfasst. Aufgrund der Vielzahl der Einflussfaktoren (Temperatur, Hydratationswärme der Wand und Decke, Schwinden der Wand und der Decke, Reibung des Fundamentes auf dem Boden, Aussteifungskräfte, Vertikallasten aus Nutzlast und Eigengewicht, Wind, Bewehrungsgrad von Wand, Fundament und Decke, sowie der Betonfestigkeit) und der Untersuchung notwendiger Überlagerungen ergibt sich für die numerische Berechnung ein zu komplexes System. Daher wird nachfolgend auf der sicheren Seite liegend die Kraft aus der linear-elastischen Berechnung als Vergleichswert verwendet. Wohlwissend, dass diese aufgrund der nicht berücksichtigten Rissbildung deutlich zu groß ist. Aus Tabelle 5-11 und Tabelle 5-12 geht hervor, dass keine Erhöhung der Traglast durch den geänderten Temperaturgradienten bei Verwendung des LC-Elementes gegenüber einer monolithischen Konstruktion erforderlich ist.



## 6 Kleinkörperversuche zum Wand-Decken-Anschluss

### 6.1 Vorversuche zur Betonierbarkeit

#### 6.1.1 Entwurfstechnische Vorüberlegungen

Ein Eindringen des LC-Elementes in den Frischbeton wird aus diversen Gründen nicht verfolgt. Favorisiert wird folgende Lösung: Die LC-Elemente aus Leichtbeton als Fertigteil sind von oben in die Wandschalung einzusetzen und zu fixieren. Im Anschluss wird der Ortbeton in Zwischenräumen eingefüllt. Der in der Schalung aufsteigende Beton wird somit von unten an die Leichtbetonelemente heranbetoniert. Ob eine solche Ausführung möglich ist, wird mittels Vorversuchen untersucht.

#### 6.1.2 Darstellung des Versuchsaufbaus und Durchführung der Versuche zur Betonierbarkeit

Zur Untersuchung der Verdichtungsproblematik der Fuge zwischen Wand und Dämmelement wurden Versuche bzgl. der Praxistauglichkeit durchgeführt. Zur realistischen Abbildung des Herstellverfahrens ist der oberste Wandabschnitt dargestellt, bei dem links und rechts neben dem Dämmelement mit einem Innenrüttler ( $\varnothing 30$ ) der Frischbeton verdichtet werden kann. Der Versuchsaufbau stellt dabei einen ein Meter langen und 20 cm dicken Wandabschnitt dar (vgl. Abb. 6-1).

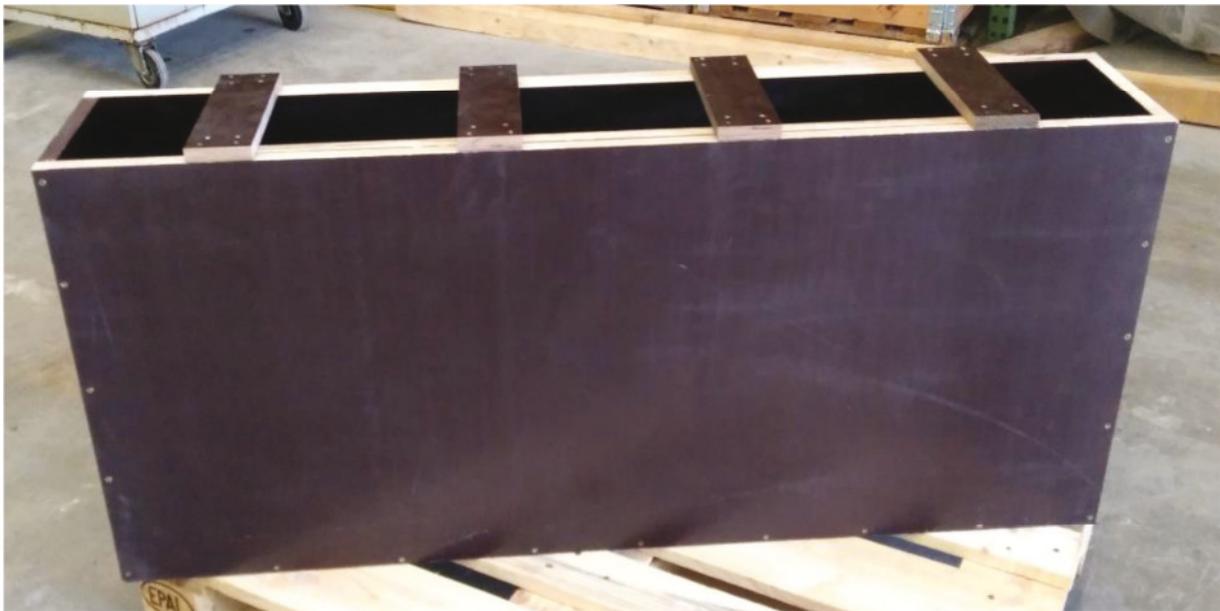


Abb. 6-1: Schalkasten der Vorversuche

Das Dämmelement ist durch einen in die Schalung eingesetzten Verdrängungskasten mit angebrachter Verzahnung dargestellt (vgl. Abb. 6-2). Der verwendete Beton war ein C25/30 der Konsistenzklasse F4.

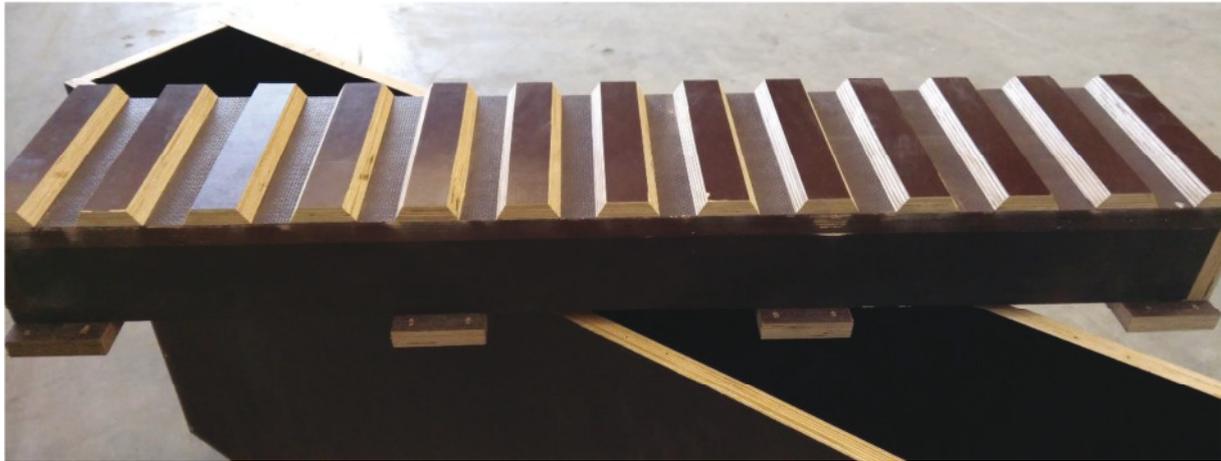


Abb. 6-2: Verdrängungskörper der Vorversuche zur Repräsentation des LC-Elementes

Die Verzahnung ist 15 mm tief ausgebildet, um bei einem möglicherweise auftretenden Verdichtungsproblem noch auf einen Puffer zum Erreichen der notwendigen Verzahnungstiefe von 10 mm nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011) zurückgreifen zu können. Die beschriebene Schalung wird für zwei Versuchsaufbauten verwendet. Im ersten Versuch sollte der unterschiedliche Luftporenanstieg untersucht werden, indem eine Hälfte des Verdrängungskastens mit und die andere Hälfte ohne Entlüftungslöchern ( $\text{Ø}6$  mm) versehen wurde (vgl. Abb. 6-3). Die gesamte Fugenoberfläche wurde mit Schalöl behandelt.

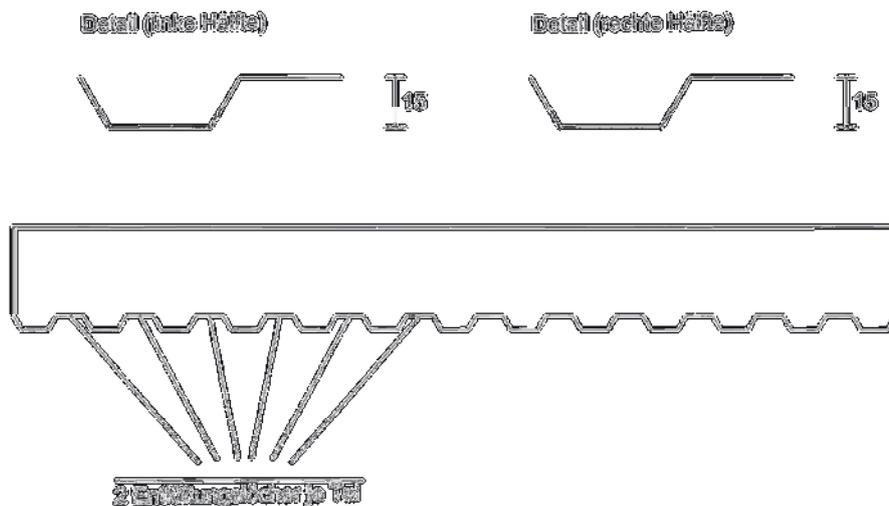


Abb. 6-3: Verzahnung des Dämmelementes im ersten Vorversuch

Anschließend erfolgte das Einfüllen des Frischbetons abwechselnd an der linken und rechten Seite. Nach Erreichen der halben Höhe wurde an beiden Seiten verdichtet, sowie ein weiteres Mal nach Auffüllen bis zur Oberkante. Nach einer Wartezeit von 15 bis 20 Minuten, bevor ein erstes Ansteifungsverhalten des Frischbetons verzeichnet werden konnte, wurde zum dritten Mal mit einem Innenrüttler verdichtet. Danach wurde der Frischbeton am linken und rechten Ende bis auf das Niveau der Fuge wieder entfernt und abgedeckt. Nach sieben Tagen wurde der Betonkörper ausgeschalt.

Im zweiten Versuch ist die Geometrie der Zähne in der linken Hälfte, um das Abwandern der Luftporen zu verbessern. Auf den Bergen der Verzahnung wurden Dreikantleisten mit 5 mm Höhe angebracht, während die Täler an den Kanten zu den Zähnen mit Silikon ausgekleidet waren. Die Geometrie der rechten Hälfte blieb wie im ersten Versuch erhalten (vgl. Abb. 6-4). Auf der gesamten Kontaktfläche befanden sich nun Lüftungslöcher sowie ein Anstrich mit Klarlack anstelle von Schalöl. Betonage und Nachbehandlung entsprachen dem ersten Versuch.

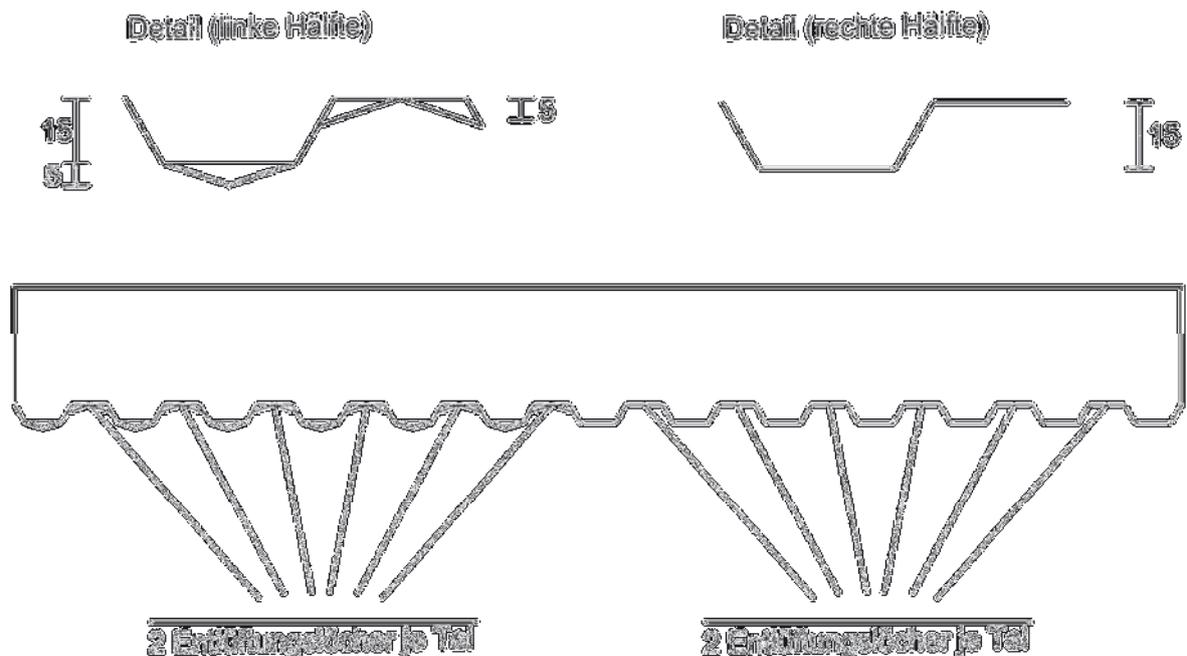


Abb. 6-4: Verzahnung des Dämmelements im zweiten Vorversuch

### 6.1.3 Ergebnisse der Versuche zur Praxistauglichkeit

Nach Entfernen der Schalung waren im ersten Versuch eine Vielzahl von Luftporen an der Fugenoberfläche zu erkennen, welche eine Tiefe von 3-5 mm aufweisen (vgl. Abb. 6-5 und Abb. 6-6). Dabei fiel auf, dass die dadurch entstandenen Fehlstellen hauptsächlich auf den Bergen der Verzahnung - also den Tälern des Verdrängungskastens - auftraten, aber in der mit Entlüftungslöchern versehenen Hälfte geringer ausfielen. Auf den nachfolgenden Abbildungen sind die Lüftungsbohrungen jeweils links vorhanden. In diesem Teil wiesen die meisten Täler Fehlstellen von rund 10-30 % auf. Auf den Bergen konnten teilweise Luftporen mit einem lokalen Flächenanteil von ca. 60 % verzeichnet werden. Im rechten Teil gestalten sich die Täler ähnlich, aber die Berge sind zum Teil mit bis zu 80 % Fehlstellen behaftet. Zum qualitativen Vergleich der unterschiedlichen Versuchsanordnungen genügt das Aufmaß mit einem Messschieber.



Abb. 6-5: Ergebnis der Verzahnung im ersten Versuch (Draufsicht)



Abb. 6-6: Ergebnis der Verzahnung im ersten Versuch (Ansicht)

Durch die Veränderungen der Verzahnung im zweiten Durchlauf waren zwar ebenfalls Luftporen mit einer ähnlichen Tiefe wie im ersten Versuch erkennbar, jedoch treten diese in den Tälern seltener auf (vgl. Abb. 6-7). Im direkten Vergleich der beiden Hälften wird ersichtlich, dass alle Berge großflächigere Fehlstellen von bis zu ca. 80 % der lokalen Fläche aufweisen. Beim Vergleich der Täler fällt jedoch auf, dass in der rechten Hälfte mehr Luftporen als in der linken - mit Dachprofilen und Silikon versehenen - Hälfte aufgetreten sind.



Abb. 6-7: Ergebnis der Verzahnung im zweiten Versuch

In beiden Versuchen waren keine Fehlstellen aufgrund von Luftporenbildung an den Schrägen der Betonzähne erkennbar.

#### 6.1.4 Auswertung der Versuche zur Praxistauglichkeit

Die Untersuchungen ergaben, dass das Anbringen von Lüftungslöchern einen positiven Einfluss hat. Der Unterschied der Fehlstellen in den Tälern lag bei rund 20 %. Aufgrund der Ungenauigkeit des geometrischen Aufmaßes ist dieser Wert nur als leichte Verbesserung zu betrachten. Weiterhin kann ein positiver Einfluss der profilierten Ausführung der Zähne zumindest für die Täler verzeichnet werden. Die Fehlstellen verringerten sich um mehr als 60 %, sodass hier von einer erkennbaren Verbesserung vorliegt (vgl. Tabelle 6-1).

Tabelle 6-1: Fehlstellen in der Fuge

Fehlvolumen	Vorversuch 1	Vorversuch 2
Gesamt in cm <sup>3</sup>	3368	4703
rechts in cm <sup>3</sup>	115	176
links in cm <sup>3</sup>	92	59
Verbesserung	20 %	66 %

Die Berge wiesen weiterhin Fehlstellen auf (vgl. Abb. 6-8), was sich durch den mangelnden Kontakt negativ auf den Haftverbund auswirkt. Ein grundsätzliches Verdichtungsproblem beim Einfüllen des Frischbetons ist nicht festzustellen, denn der Beton konnte in allen Verzahnungen bis auf die planmäßige Höhe der Berge von 15 mm ansteigen.



Abb. 6-8: Aufmaß der Verzahnungstiefe

Aufgrund aufsteigender Luftporen verteilt sich der Beton nicht ausreichend in der Verzahnung und erzeugt somit ein mangelndes Kontaktverhalten an den Bergen. Die Versuche zeigen, dass die aufsteigenden Luftporen die Oberfläche der Fuge stark beeinträchtigen können. Daher sind Maßnahmen zum sicheren Ableiten selbiger vorzusehen. Das Verändern der Verzahnung von einer glatten Berg- und Talfläche zu abgeschrägten Profilierungen stellt hier nur einen Vorschlag dar. Stattdessen könnte das Dämmelement auf der Unterseite an den Bergen mit einem Stichmaß von wenigen Millimetern abgerundet werden. In den Tälern könnte die Oberfläche glatt belassen und der dadurch entstehende Fehlkontakt von bis zu 5 mm Tiefe mit einer Minimierung der Verzahnung auf eine Tiefe von 10 mm rechnerisch berücksichtigt werden (vgl. Abb. 6-9). Bei der hier untersuchten Konstruktion handelt es sich um eine reine Ortbetonbauweise der Wand und der Geschossdecke. Dieser Vorgang wurde im Rahmen von Versuchen des Institutes für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt nachgeahmt. Hierbei wurde festgestellt, dass kein durchgängiger Verbund zwischen Alt- und Neubeton gewährleistet werden kann. Es wurde ein Spalt von maximal 5 mm gemessen. Diese Fehlstellen im Verbund werden im Zuge der Kleinkörperversuche durch die Einlage von Styrodurstreifen in die Zahn-Täler des Altbetons simuliert. Bei den Versuchsreihen mit verzahnter Fuge (8 bis 12) werden in jeweils zwei der drei Prüfkörper Styrodurstreifen mit einer Dicke von 5 mm eingesetzt. Der Dritte wird mit durchgängigem Verbund ausgeführt.

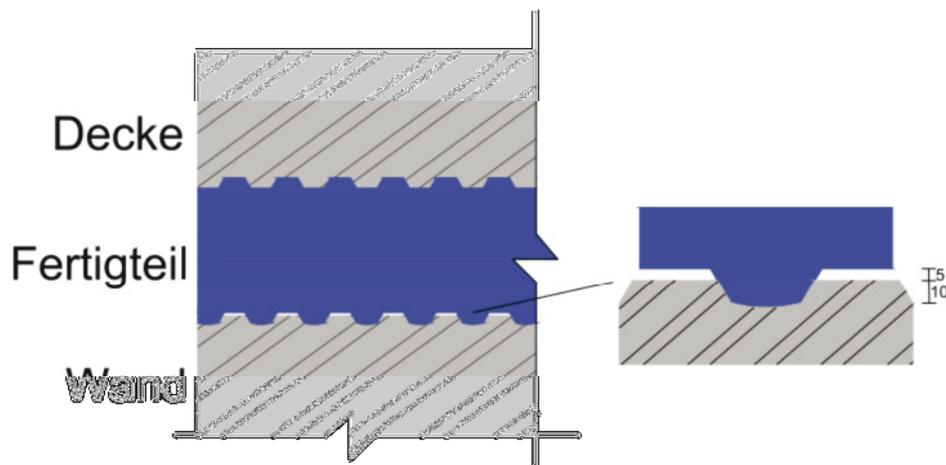


Abb. 6-9: Vorschlag zur Profilierung der Verzahnung zur Berücksichtigung des Luftaufstiegens während der Betonage

## 6.2 Versuchsprogramm zur Schubtragfähigkeit an Kleinkörpern

### 6.2.1 Festlegung des Versuchsaufbaus

Zur experimentellen Ermittlung von Schubtragfähigkeiten an Betonfugen gibt es eine Vielzahl unterschiedlicher Möglichkeiten zum Versuchsaufbau. I.d.R. ist das Ziel eine Exzentrizität bei der Lasteinleitung zu vermeiden. Einige Aufbauten können den Einfluss von Normalspannungen senkrecht zur Fuge mit einbeziehen. Insbesondere bei reinen Schubversuchen ist die Einleitung der Last in der Fugenebene ein Problem, da sie immer leicht versetzt an einem oder beiden Teilkörpern angebracht werden muss und sich bereits durch diese kleinen Aus-

mitten Momente bzw. Normalspannungen ergeben. Abb. 6-10 zeigt eine nicht abschließende Aufstellung von in der Literatur bisher angewendeten Versuchsaufbauten.

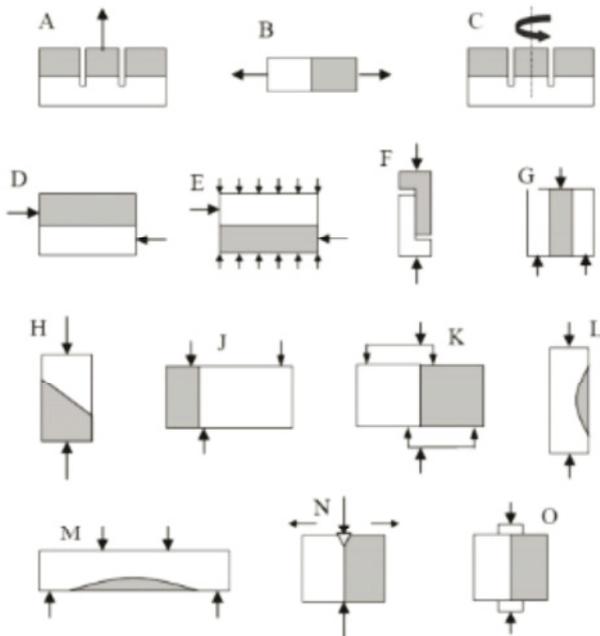


Abb. 6-10: Übersicht an möglichen Versuchsaufbauten zur Bewertung der Tragfähigkeit von Betonfugen nach Reinecke (2004)

Die Versuchsaufbauten A und B zeigen Haftzugversuche, welche die reine Adhäsion untersuchen. Bei C bis K handelt es sich um Scherversuche, welche die Kohäsion sowie teilweise die Reibung infolge Normalspannungen berücksichtigen. Bei L handelt es sich um einen zentrischen Druckversuch mit einem nachträglich anbetonierten Querschnittsteil, bei M um einen Vierpunkt-Biegeversuch und bei den Aufbauten N und O um Varianten eines Spaltzugversuchs. Für die Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit wurde eine L-förmige Geometrie der Teilkörper wie in F ausgewählt. Hierbei dient der vordere Teil zur Lasteinleitung und Lastverteilung. Zusätzlich wurde die Neigung der Fuge in Anlehnung an H verändert, um eine Aussage über das Verhältnis von Normal- zu Schubspannungen treffen zu können.

## 6.2.2 Prüfprogramm

Die Schubkraftübertragung in Fugen wird zunächst mit Hilfe von Kleinkörperversuchen experimentell untersucht. Hierfür werden Kleinversuchskörper mit Abmessungen von circa 64/20/20 cm verwendet. Diese bestehen aus zwei Teilen, welche nacheinander hergestellt werden. Der zweite Abschnitt wird an den ersten anbetoniert, um im Anschluss die mögliche Schubübertragung der Fuge überprüfen zu können. Hierbei werden keine Verbundbrecher, wie beispielsweise Schalöl, verwendet. Die Oberflächen der Fugen sind schalglatt.

Insgesamt werden zwölf unterschiedliche Versuchsreihen mit jeweils drei Prüfkörpern hergestellt. Diese variieren in den folgenden Parametern der Fugenausführung:

- Fugengeometrie: glatt / verzahnt
- Fugenneigung: 0° / 15° / 25°
- Fugbewehrung: unbewehrt / Stabstahl / Edelstahl / Glasfaser

Zusätzlich werden für die beiden Teile der Kleinkörper verschiedene Betonarten verwendet. Für den zuerst hergestellten Teil wird zum einen Normalbeton der Festigkeitsklasse C25/30 und zum anderen Leichtbeton der Festigkeitsklasse LC40/44 verwendet. Die zweite Hälfte des Versuchskörpers wird an den erhärteten Beton anbetoniert und mit einem Normalbeton der Festigkeitsklasse C20/25 hergestellt. Die untersuchten Kombinationen werden in Tabelle 6-2 dargestellt. Versuchsreihe 1 ist ein monolithischer Kleinkörper ohne Fuge, der einen Referenzwert für die folgenden Versuche liefert. Die Versuchsreihen 2, 3, 4 und 6 beschreiben glatte Fugen. Alle weiteren Versuchsreihen werden mit verzahnter Fuge ausgeführt. Es werden drei verschiedene Bewehrungsarten untersucht: konventionelle Stabstahlbewehrung, sowie die thermisch günstigeren Materialien, Edelstahl und Glasfaser. Diese werden in Kombination mit einer verzahnten, nicht geneigten Fuge ausgeführt (Versuchsreihen 8 bis 10).

Tabelle 6-2: Prüfplan

Nr.	Fugen- geometrie	Anzahl	Fugen- neigung	Fugen- bewehrung (Anzahl & Durchmesser)	Betongüte (1. Betonage / 2. Betonage)	Geometrie	Versagens- art Ver- suchskörper 1-3
1	monoli- tisch	3	keine Fuge	-	C20/25		-
2	glatt	3	0°	-	C20/25 / C25/30		A/A/A
3	glatt	3	15°	-	C20/25 / C25/30		A/A/A
4	glatt	3	25°	-	C20/25 / C25/30		A/A/A
5	verzahnt	3	0°	-	C20/25 / C25/30		ZZ/ZZ/ZZ
6	glatt	3	0°	-	C20/25 / LC40/44		A/A/A
7	verzahnt	3	0°	-	C20/25 / LC40/44		ZZ/ZZ/ZZ
8	verzahnt	2+1*	0°	Glasfaser 4 Ø8	C20/25 / LC40/44		K/K/K
9	verzahnt	2+1*	0°	Edelstahl 4 Ø8	C20/25 / LC40/44		K/K/K
10	verzahnt	2+1*	0°	Stabstahl 4 Ø8	C20/25 / LC40/44		K/K/K
11	verzahnt	2+1*	15°	-	C20/25 / LC40/44		ZD/ZD/ZD
12	verzahnt	2+1*	25°	-	C20/25 / LC40/44		ZD/ZD/ZD

\* 5 mm Styrodur als definierte Fehlstelle der Kontaktzone

A – Adhäsion; ZZ – Betonzähne auf Zug; K – Ausbruch eines Kegels aus dem Prüfkörper Fuge intakt; ZD – Betonzähne auf Druck

Die Kraftübertragung zwischen den beiden Hälften der Kleinkörper soll ausschließlich über die Fuge erfolgen. Aus diesem Grund werden für die Herstellung Einlagen in die Berührungsbereiche, welche nicht zur Fuge gehören, eingelegt. Diese werden im Zuge des Ausschalens entfernt. Die Kleinkörper haben somit in der Ansicht ein „S“-förmiges Erscheinungsbild. In der folgenden Abb. 6-11 werden die Geometrie und die Abmessungen der Kleinkörper dargestellt. Die Kleinkörper mit glatter Fuge werden links und die mit verzahnter Fuge rechts abgebildet. Die Abmessungen variieren geringfügig in Abhängigkeit von der Fugeneigung. Oben werden die Kleinkörper ohne Neigung, in der Mitte mit einer Fugeneigung von 15° und unten mit 25° illustriert. Die Breite senkrecht zur Blattebene beträgt für alle Kleinkörper 20 cm. Die Geometrie der Zähne ist für alle verzahnten Kleinkörper identisch.

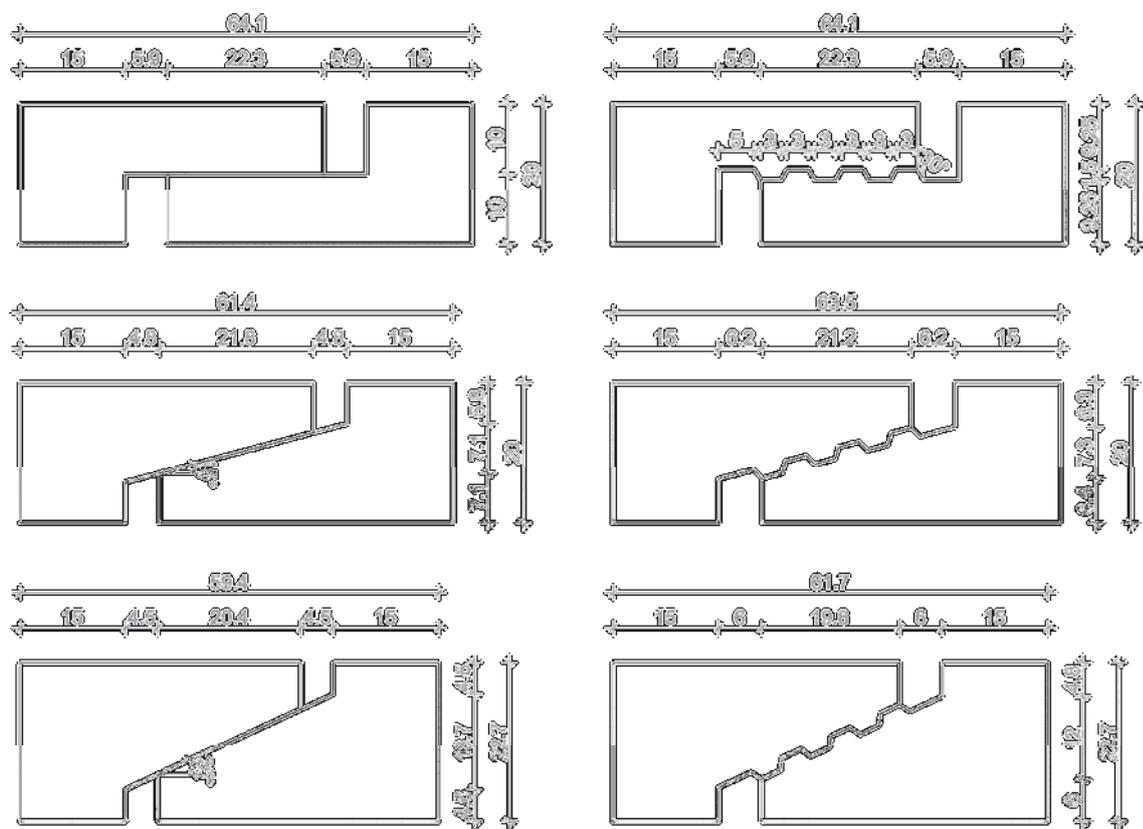


Abb. 6-11: Geometrie und Abmessungen in cm der Kleinkörper mit glatter (links) und verzahnter (rechts) Fuge

### 6.2.3 Herstellung der Kleinversuchskörper

Für die Herstellung der Kleinkörper wird das benötigte Schalmaterial, sowie die Bewehrung der beiden Teile und der Fuge, mit den dazugehörigen Abstandhaltern von der Schöck Bauteile GmbH bereitgestellt. Die Altbeton-Hälften aus Leichtbeton werden ebenfalls von der Schöck Bauteile GmbH gefertigt und geliefert. Die Ortbetonerfüllungen mit C20/25 und C25/30 erfolgen an der TU Darmstadt.

Die einzelnen Arbeitsschritte für die Herstellung der beiden Versuchskörperhälften sind identisch. Der vorgefertigte Bewehrungskorb wird mit den dafür bereitgestellten Abstandhaltern in die Schalung eingesetzt und positioniert. Des Weiteren wird die Schalung geölt, um das

Ausschalen zu erleichtern. Für die Herstellung der Neubetonhälften ist darauf zu achten, dass der Beton (Fugenbereich) frei von Schalöl ist. Dies würde den Verbund zwischen Alt- und Neubeton erheblich beeinträchtigen. Um Fehlstellen im Bereich der Verzahnung aufgrund der Betonierichtung zu simulieren, werden Styrodurstreifen in die Täler des Altbetons der verzahnten Versuchsreihen (8 bis 12) eingelegt. Im Anschluss wird der Beton eingefüllt, verdichtet und abgezogen. Zudem werden Würfel und Zylinder hergestellt, mit welchen die Materialeigenschaften des Betons im Nachgang ermittelt werden können. Nach der Herstellung des Altbetons, wird die Innenschalung im Fugenbereich ausgebaut. Die verbleibende Schalung wird für die Erstellung des anbetonierten Neubetons benötigt und, nach dessen Erhärten, entfernt. In Abb. 6-12 sind beispielhaft die Versuchsreihen 8 (oben) und 11 (unten) vor dem Einfüllen des Neubetons dargestellt. Die erste Hälfte (Altbeton) ist bereits erhärtet und die Innenschalung ausgebaut. Die Bewehrungskörbe und die eingelegten Styrodurstreifen, sowie, bei Versuchsreihe 11, die Zulageeisen und Fugenbewehrung sind zu sehen. Abb. 6-12 zeigt die fertig gestellten Kleinkörper derselben Versuchsreihen nach dem Ausschalen. Der Schalkorb und die Einlagen sind hier bereits entfernt.

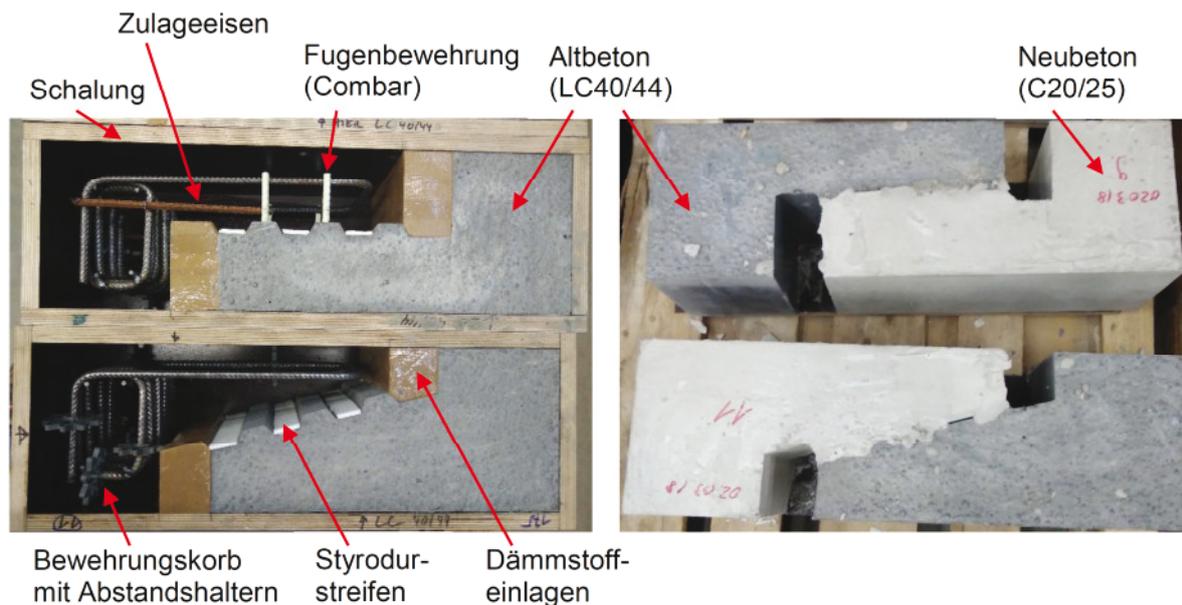


Abb. 6-12: Versuchskörper vor dem Einfüllen des Neubetons (links), ausgeschalte Versuchskörper (rechts)

#### 6.2.4 Versuchsaufbau

Die Belastung der Prüfkörper wurde mithilfe einer 4-Säulen-Servo-Hydraulischen Prüfmaschine der Versuchsanstalt für Massivbau der TU Darmstadt durchgeführt. Die Last wird über Rollenlager in den Prüfkörper eingeleitet. Auch auf der Unterseite werden die Prüfkörper auf einem Rollenlager aufgesetzt. Um eine exzentrische Lasteinleitung und Spannungsspitzen zu vermeiden, müssen die Versuchseinrichtung und Prüfkörper entsprechend vorbereitet werden. Dazu werden die beiden Rollenlager horizontal ausgerichtet und fixiert. Erst, wenn eine Last von 10 kN auf den Prüfkörper aufgebracht ist, wird die Fixierung der Lager gelöst. Die Lage der beiden Rollenlager zueinander wird über ein Lot kontrolliert. Die Prüfkörper werden zentrisch auf der Stahlplatte positioniert. Sind Styrodurstreifen in die Fugen eingelegt, verschiebt

sich der Schwerpunkt. Der Prüfkörper wird in diesem Fall um 2,5 mm verschoben eingebaut. Die Prüfkörper werden über ein zwischengelegtes Elastomerlager auf die Stahlplatte aufgesetzt. Auf der Oberseite wird ein Gipsmörtel aufgetragen. Hierdurch wird eine gleichmäßige Lasteinleitungsfläche geschaffen. Zum Teil ist die Unterseite des Prüfkörpers nicht eben genug, sodass auch auf der zweiten Seite eingegipst wird. Zusätzlich wird eine seitliche Umspannung angebracht, um das Herunterfallen von Teilen des Versuchskörpers nach dem Bruch zu verhindern. Diese wird nur handfest angezogen, um keinen Querdruck aufzubringen.

Während des Versuchs werden die Kraft und der Kolbenweg der 4-Säulen-Messrahmen mittels eingebauter Messdosen aufgenommen. Zudem werden die Öffnungen und Verschiebungen der Fugen gemessen. Hierzu werden induktive Wegaufnehmer mit einem Messbereich von  $\pm 2$  mm an den Prüfkörpern angebracht. Auf beiden Seiten werden die Wege senkrecht zur Fuge über jeweils zwei Wegaufnehmer (H1, H2, H3, H4) und parallel zur Fuge über jeweils einen Wegaufnehmer (V1, V2) gemessen. Die Wegaufnehmer werden auf zuvor mit Heißkleber angebrachten Metallplättchen magnetisch befestigt und ausgerichtet. Die Anordnung der Wegaufnehmer an den unterschiedlichen Versuchskörpergeometrien wird in Abb. 6-13 veranschaulicht. Die Wegaufnehmer selbst werden als Pfeil und die Gegenstücke als „T“-Stücke dargestellt.

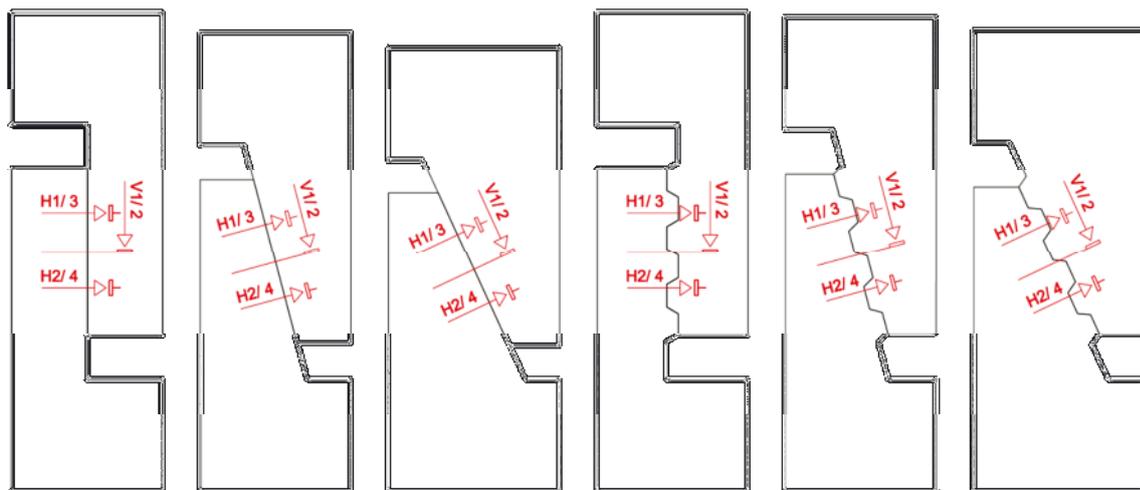


Abb. 6-13: Lage der Wegaufnehmer

Die Kleinkörperversuche werden weggesteuert mit 0,5 mm/min durchgeführt. Hierbei wird die Last in 10 kN - Schritten erhöht. Die einzelnen Laststufen werden jeweils eine Minute gehalten. Wenn hohe aufnehmbare Kräfte erwartet werden, wird die Schrittweite in den niedrigen Lastbereichen erhöht. Im Rahmen der Belastung der Prüfkörper, wird die Rissbildung beobachtet. Sich öffnende Risse werden markiert und mit der erreichten Last beschriftet. Die Rissbildung und das Versagen werden weiterhin mithilfe von Photographien und Filmaufnahmen dokumentiert. Der Versuchsaufbau wird in Abb. 6-14 dargestellt. Der Prüfkörper ist in den 4-Säulen-Messrahmen eingebaut und die Messtechnik angeschlossen.

Abb. 6-14 zeigt ebenfalls einen Prüfkörper im Versuchsstand. In dieser Fotografie wird der Prüfkörper detaillierter gezeigt. Beispielsweise sind die induktiven Wegaufnehmer, quer und parallel zur Fuge, sowie die Umspannung zu sehen.

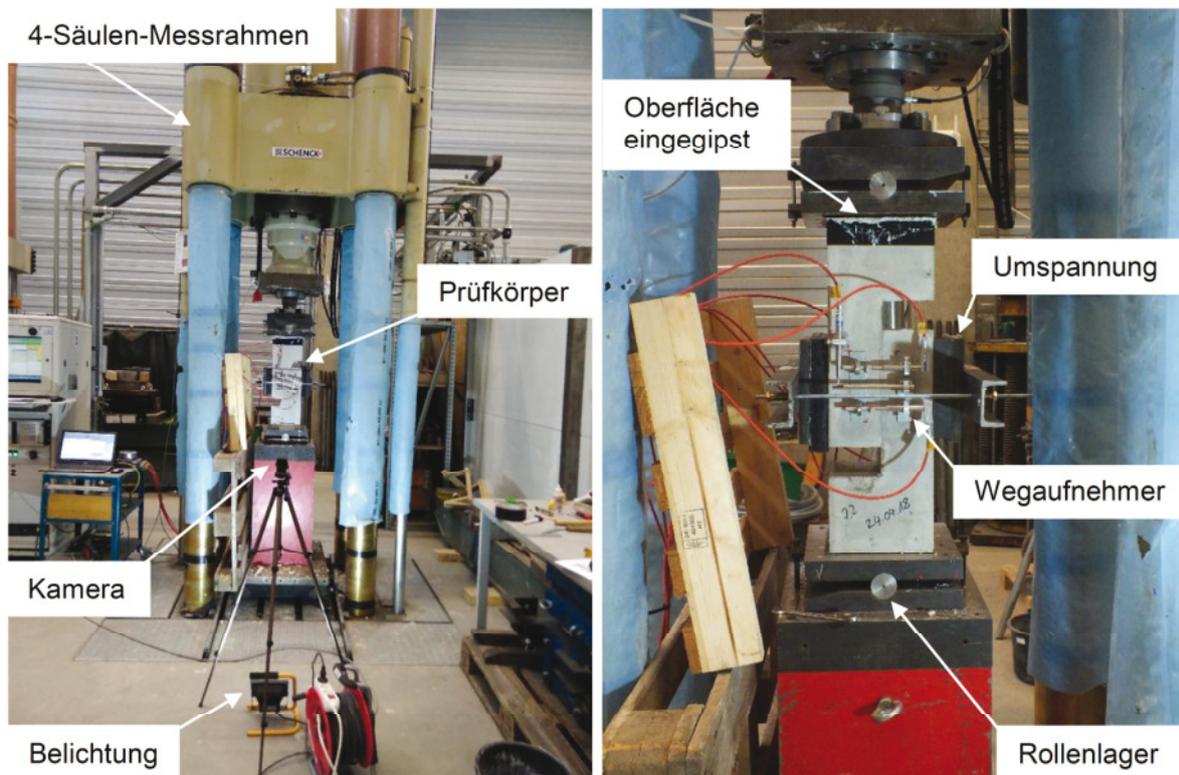


Abb. 6-14: Versuchsaufbau inkl. Prüfkörper

## 6.3 Versuchsergebnisse zur Schubtragfähigkeit

### 6.3.1 Versuche mit glatter Fuge

Im Rahmen der Versuchsreihe 1 wurde der monolithische Referenzkörper aus Normalbeton der Festigkeitsklasse C20/25 untersucht. Das Versagen trat durch ein vertikales Abscheren ein. Die Prüfkörper versagten in dem Bereich, in welchem die Fuge für die weiteren Versuchsreihen angeordnet wurde. Die maximal erreichte Last betrug zwischen 136 kN und 147 kN.

Zunächst werden die Versuchsreihen mit glatter, unbewehrter Fuge betrachtet. Die Versuchsreihen 2, 3 und 4 unterscheiden sich von der Versuchsreihe 6 in der Wahl des Altbetons. Als Neubeton wird in allen Versuchsreihen ein Normalbeton C20/25 verwendet. In den Versuchsreihen 2, 3 und 4 wird als Altbeton ein C25/30 und in der Versuchsreihe 6 ein Leichtbeton LC40/44 eingesetzt. Die Versuchsreihen 2 und 6 haben eine senkrechte Fuge. Bei den Versuchsreihen 3 und 4 ist diese um  $15^\circ$  beziehungsweise  $25^\circ$  geneigt.

Bei allen Prüfkörpern wird ein ähnliches Versagen beobachtet. Bei Erreichen der Bruchlast öffnet sich die Fuge schlagartig und die beiden Kleinkörperhälften gleiten aneinander vorbei. Die Trennung der beiden Kleinkörperhälften findet genau im Bereich der Fuge statt. Die bei-

den Teilkörper selbst bleiben intakt. Nachfolgend werden beispielhaft die Versagensbilder der Versuchsreihen 2 und 4 dargestellt (vgl. Abb. 6-15).

Bei näherer Betrachtung sind bereichsweise Anhaftungen des Neubetons am Altbeton zu erkennen. Die Ansicht der Fugeninnenseiten mit Betonanhaftungen wird in Abb. 6-15 veranschaulicht.

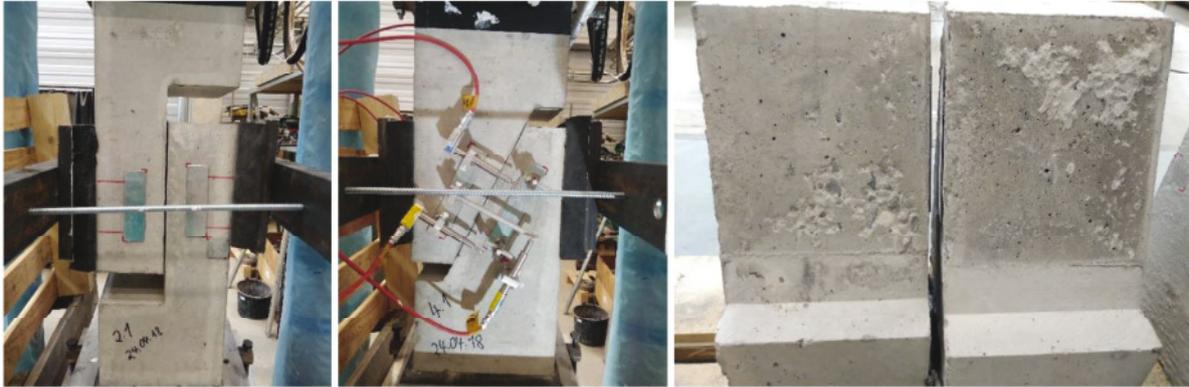


Abb. 6-15: Prüfkörper 2.1 (links) und 4.1 (mittig) sowie eine Detailansicht der Fugen nach dem Versagen (rechts)

Bei einem Prüfkörper der Versuchsreihe 2 und einem der Versuchsreihe 6 können Risse aufgenommen werden. In Versuchsreihe 2 öffnet sich bei rund 35 kN ein Biegeriss im Neubeton (C20/25). In Versuchsreihe 6 ist ein leichtes Öffnen der Schwindrisse des Leichtbetons (LC40/44) durch Biegung zu erkennen. Weitere Risse werden nicht festgestellt.

In Tabelle 6-3 werden die Bruchlasten der Versuchsreihen mit glatter, unbewehrter Fuge zusammengestellt. Bei den Versuchsreihen 2 und 6 mit 0° Neigung, können Lasten von circa 45 kN aufgenommen werden. Mit geneigter Fuge werden deutlich größere Bruchlasten festgestellt. Bei 15° Neigung (Versuchsreihe 3) liegen diese im Mittel bei 146 kN und bei 25° (Versuchsreihe 4) bei 197 kN.

Bei Versuchsreihe 3 wurde einer der Prüfkörper vor der Prüfung beschädigt.

Trotz großer Streuungen der Messergebnisse, wird eine Leistungssteigerung durch die Erhöhung der Fugenneigung deutlich. Diese Abhängigkeit wird im nachfolgenden Diagramm (Abb. 6-16) abgebildet. Bei Betrachtung der Mittelwerte der Versuchsergebnisse, zeichnet sich eine Erhöhung der Traglast durch die Steigerung der Fugenneigung ab.

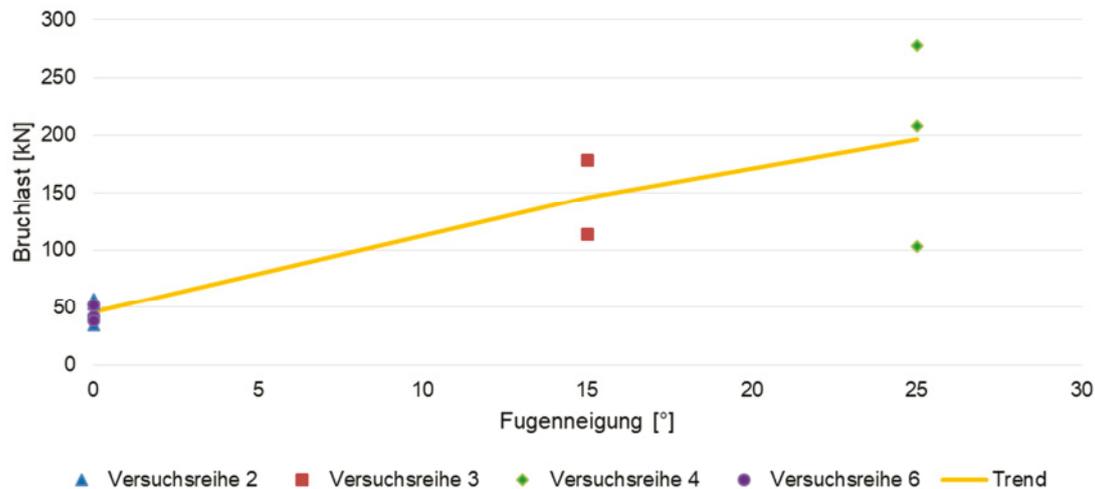


Abb. 6-16: Bruchlasten glatter, unbewehrter Fugen bei unterschiedlicher Fugenneigung

Neben den Bruchlasten wurden auch die Wege parallel und quer zur Fuge während der Versuchsdurchführung aufgezeichnet. Bis zum Erreichen der Bruchlast werden bei allen Prüfkörpern nur sehr kleine Wege aufgezeichnet. Mit dem Erreichen der Bruchlast sinkt die aufgebrauchte Kraft und die Fuge öffnet sich. Die Kraft fällt schlagartig auf einen Wert von etwa 0 kN, da der Prüfkörper versagt und somit keine Last mehr aufnehmen kann. Gleichzeitig wurden die Wege parallel zur Fuge gemessen. Der Verlauf gleicht den Wegen quer zur Fuge. Allerdings ist das Vorzeichen negativ, da die induktiven Wegaufnehmer gedrückt werden. Auch hier sind bis zum Erreichen der Bruchlast nur minimale Wege festzustellen. Mit dem Versagen der Fuge, gleiten die beiden Prüfkörperhälften in vertikaler Richtung zusammen und die Wegaufnehmer werden gestaucht. Auf eine Darstellung wird verzichtet.

### 6.3.2 Versuchsreihen mit verzahnter, unbewehrter Fuge

Analog zu den glatten Fugen, wurden Versuche mit verzahnter Fugenoberfläche ausgeführt. Eine verzahnte Fuge ohne Neigung wurde in den Versuchsreihen 5 und 7 untersucht. Die Prüfkörper dieser Versuchsreihen unterscheiden sich nur in der Wahl des Altbetons. In Versuchsreihe 5 wurde ein Normalbeton C25/30 und in Versuchsreihe 7 ein Leichtbeton LC40/44 verwendet. Bei den Versuchsreihen 5 und 7 konnte eindeutig ein Versagen im Bereich der Fuge festgestellt werden (vgl. Abb. 6-17). Es trat schlagartig ohne feststellbare Relativverschiebung auf. In den Zeitlupenaufnahmen war erkennbar, dass alle Fugen direkt komplett aufrissen. Es war kein Startpunkt für den Riss lokalisierbar und somit wird ein „Reißverschlussversagen“ ausgeschlossen. Während der Laststeigerungen war keine Rissbildung erkennbar und die gemessenen Verschiebungen in der Fuge lagen unterhalb 0,1 mm. Die Prüfkörper der Versuchsreihe 5 erreichten höhere Bruchlasten von 79 kN. In Kombination mit einem Altbeton aus Leichtbeton (Versuchsreihe 7) lagen die Bruchlasten im Mittel bei 56 kN. Bei Versuchsreihe 7 zeigte sich das Versagen übermäßig im Leichtbeton, da dieser die höheren Zähne aufweist und sich somit ein höheres Einspannmoment selbiger ergibt. Hierbei rissen die beiden äußersten Zähne wenige Millimeter unterhalb der Einspannebene. Der mittlere Zahn des Leichtbetons versagte direkt in der Einspannebene, da er nicht so hoch belastet wur-

de wie die beiden äußeren und haftete noch am anderen Teilkörper (C20/25) fest. Dadurch lässt sich feststellen, dass die Adhäsion in der Kontaktfläche noch nicht überschritten war und der Zahn auf Zug versagt ist. Es konnte gezeigt werden, dass für die Fuge zwischen den beiden Normalbetonen und für die zwischen Normalbeton und Leichtbeton ein auf den ersten Blick identisches Versagen stattfindet, jedoch bei genauerer Auswertung unterschiedliche Versagenskriterien maßgebend werden. Während erstere bei Überschreiten des Haftverbunds und des lokalen Reibwiderstands versagt, reißt letztere bei niedrigeren Traglasten aufgrund des Versagens des Einzelzahns an der Einspannstelle. Mit der zu Grunde liegenden Geometrie der Verzahnung konnten gute Ergebnisse bzgl. des Haftverbunds erzielt werden, welche deutlich oberhalb der normativen Einschätzungen lagen.



Abb. 6-17: Versuchsreihe 5 (beide Bilder links) und Versuchsreihe 7 (rechts) nach dem Bruch

Die Versuchsreihe 11 beschreibt die verzahnten Fugen mit einer Neigung von  $15^\circ$ . Bei Versuchsreihe 12 liegt eine Neigung von  $25^\circ$  vor. Als Altbeton wurde ein Leichtbeton LC40/44 verwendet. Bei beiden Versuchsreihen wurde in jeweils zwei der drei Prüfkörper Styrodurstreifen in die Verzahnung eingelegt. Das Versagensbild dieser Versuchsreihen unterscheidet sich gänzlich von dem der glatten Fugen. Das Versagen trat nicht durch das Öffnen der Fuge, sondern durch Abscheren der Betonzähne und anschließendes Abgleiten der Prüfkörperhälften ein. Ob die Leicht- oder Normalbetonzähne, oder beide versagten, war bei den einzelnen Prüfkörpern unterschiedlich. Das Versagen wurde durch vorherige Rissbildung angekündigt. Im Weiteren werden die unterschiedlichen Versagensbilder beispielhaft dargestellt (Prüfkörper 11.1, 11.2 und 12.2) und beschrieben.

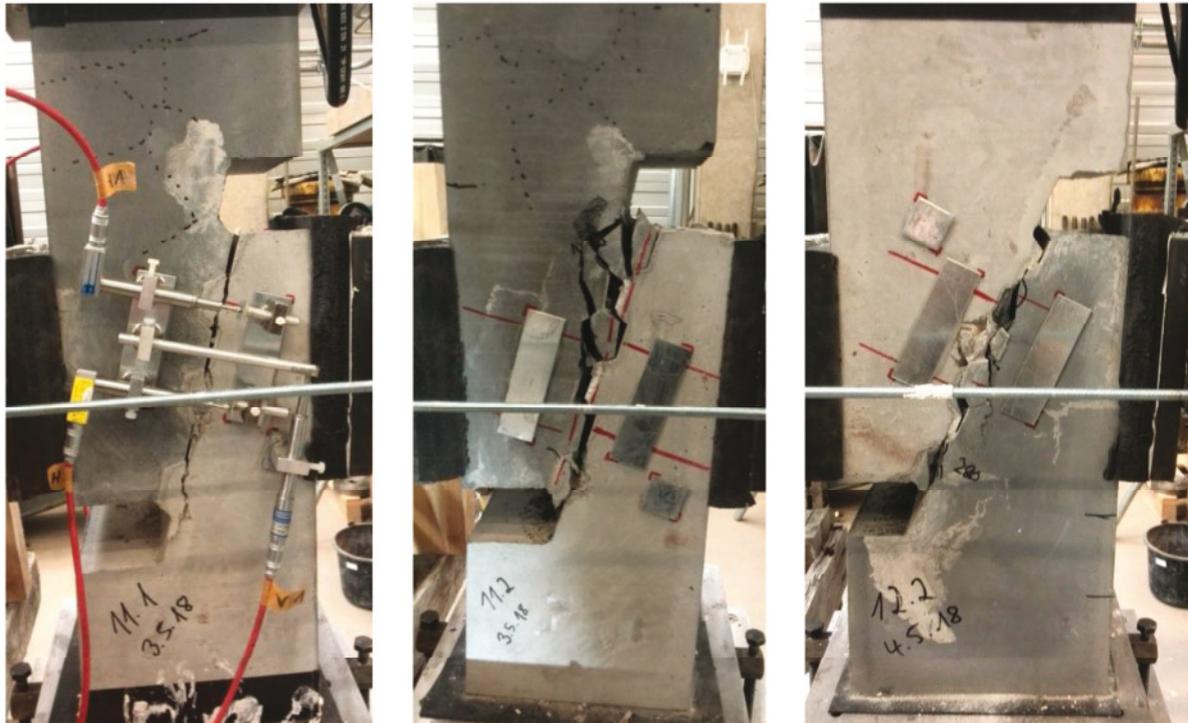


Abb. 6-18: Prüfkörper 11.1 (links), Prüfkörper 11.2 (Mitte) und Prüfkörper 12.2 (rechts) nach dem Versagen

Bei den Prüfkörpern der Versuchsreihe 11 konnten deutliche Unterschiede zwischen dem Versuchskörper ohne Styrodureinlagen und denen mit Styrodureinlagen beobachtet werden. Bei dem Prüfkörper ohne Styrodur (11.1) kündigte sich das Versagen durch das Aufreißen der Fuge und Rissbildung an den Zahneckern beider Hälften an (vgl. Abb. 6-18 links). Trotz der Risse in Leicht- und Normalbeton, versagten nur die Normalbetonzähne durch Abscheren (vgl. Abb. 6-18). Bei den Prüfkörpern 11.2 und 11.3 wurden Styrodurstreifen in die Täler der Leichtbetonzähne eingelegt, sodass die Zähne des Normalbetons gedrungener ausgebildet waren. Hier konnten ab 110 kN (11.3) beziehungsweise 140 kN (11.2) Risse an den Ecken der Leichtbetonzähne aufgenommen werden (vgl. Abb. 6-18, rechts). Das Versagen trat hauptsächlich durch Abscheren der Leichtbetonzähne ein (vgl. Abb. 6-19). Von den Normalbetonzähnen brachen kleinere Ecken ab.

In Versuchsreihe 12 trat das Versagen bei den Prüfkörpern mit Styrodureinlagen durch das Abscheren der Zähne beider Prüfkörperhälften ein. Hierdurch entstand eine nahezu glatte Fuge (vgl. Abb. 6-18). Wie in Versuchsreihe 11, waren vermehrt die Zähne des Leichtbetons betroffen. Die ersten Risse in den Ecken der Betonzähne, wie in Abb. 6-19 dargestellt, wurden ab 180 kN (12.1) und 280 kN (12.2) erfasst.

Der Prüfkörper ohne Styrodureinlagen (12.3) erreichte eine deutlich höhere Traglast. Die ersten Risse in den Zahneckern bildeten sich ab 430 kN und ein Versagen trat bei über 600 kN statt etwa 350 kN (12.1 und 12.2) ein. Bei über 600 kN entstanden Schubrisse von der Lasteinleitungsfläche aus in der Leichtbetonhälfte. Wie auch bei Versuchsreihe 11, wurde beim Prüfkörper ohne Styrodureinlagen ein Versagen durch das Abscheren der Normalbeton-

zähne beobachtet. In der folgenden Abb. 6-19 werden die Bruchbilder der Versuchsreihen 11 und 12 schematisch zusammengefasst.

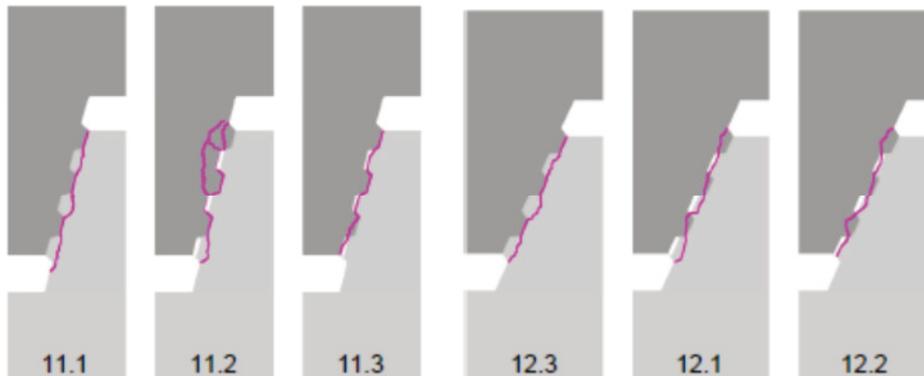


Abb. 6-19: Bruchbilder der Versuchsreihen 11 (links) und 12 (rechts)

Bei den Prüfkörpern ohne Styrodureinlagen, wurden um 50 % (Versuchsreihe 11) beziehungsweise 70 % (Versuchsreihe 12) höhere Bruchlasten ermittelt. Auch beim Versagensbild wurden Unterschiede zu den Prüfkörpern mit Styrodureinlagen deutlich. Durch die eingelegten Styrodurstreifen wurden die Normalbetonzähne gedrungener ausgebildet. Beim Versagen wurde ein vermehrtes Abscheren der Leichtbetonzähne festgestellt. Wohingegen beim Versagen der Prüfkörper ohne Einlagen ein Abscheren der Normalbetonzähne beobachtet wurde.

Zudem wird, wie auch bei den glatten Fugen, eine Laststeigerung durch die zunehmende Neigung der Fuge erkenntlich. Bei 15° Neigung können, mit Styrodureinlagen, im Mittel 183 kN, bei 25° Neigung 356 kN, aufgenommen werden. Daraus ergibt sich nahezu eine Verdopplung der Bruchlast durch eine Neigungsänderung um 10°. Bei den vorangegangenen Versuchen mit nicht geneigter, verzahnter Fuge (Versuchsreihen 5 und 7), ergaben sich im Mittel Bruchlasten von 79 kN beziehungsweise 56 kN. Demnach wurden die aufnehmbaren Lasten durch eine Neigung der Fuge um 15° bereits um den Faktor 3 erhöht. Abb. 6-20 veranschaulicht diesen Zusammenhang von Neigung und Bruchlast für alle Versuchsreihen mit verzahnten, unbewehrten Fugen.

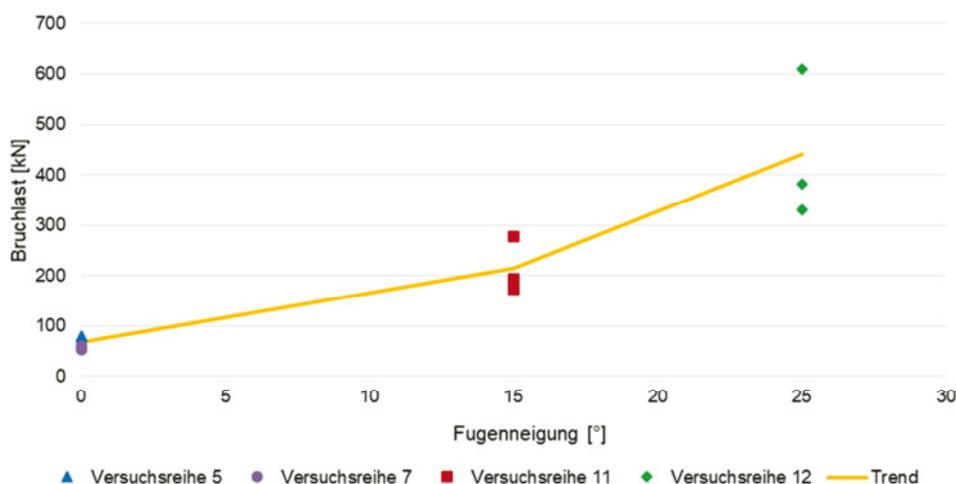


Abb. 6-20: Bruchlasten verzahnter, unbewehrter Fugen bei unterschiedlicher Fugenneigung

Ebenfalls bei der Durchführung dieser Versuchsreihen wurden die Wege quer und parallel zur Fuge in Abhängigkeit von der aufgebrauchten Kraft gemessen. Die mittleren, mit den Wegaufnehmern H1 bis H4 aufgenommenen, Wege quer zur Fuge werden in der folgenden Abb. 6-21 dargestellt.

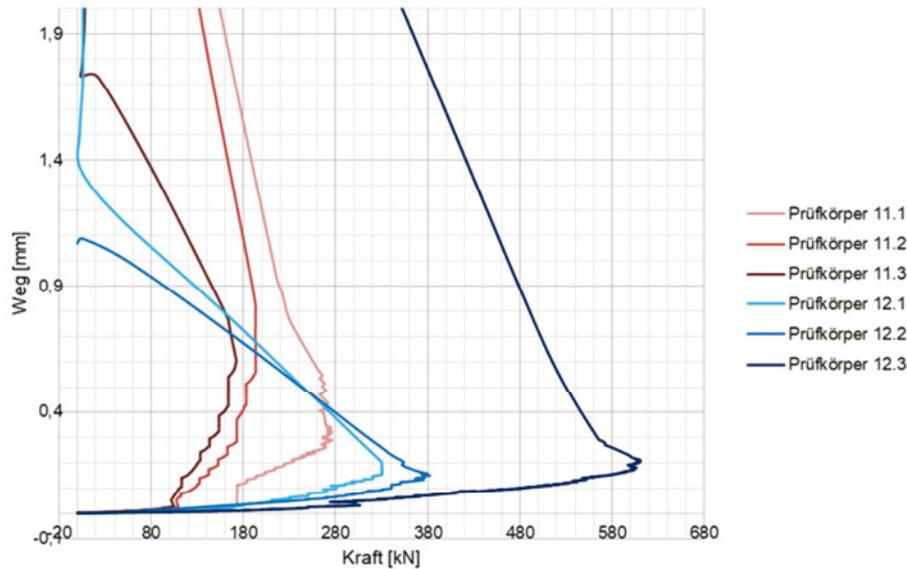


Abb. 6-21: Mittlere Messwege quer zur Fuge (Versuchsreihen 11,12)

Wie bei den glatten Fugen, steigt die aufgebrauchte Kraft, bei geringen aufgenommenen Wegen, bis zur Bruchlast und sinkt im Weiteren, bei gleichzeitig wachsenden Verschiebungen, stark ab. Bei näherer Betrachtung zeigt sich, dass die Kurven vor dem Erreichen der Bruchlast (maximale erreichte Kraft) kleinere Lastspitzen aufweisen. Die Kraft sinkt kurzzeitig ab und steigt anschließend weiter. Mit jeder dieser Lastspitzen gehen Verschiebungen einher. Bis zum Erreichen der Bruchlast wird somit ein Weg von etwa 0,2 mm (Versuchsreihe 12) beziehungsweise 0,4 mm (Versuchsreihe 11) quer zur Fuge gemessen. Diese Lastspitzen entstehen, wenn der Prüfkörper reißt. Je größer die Lastabfälle sind, desto mehr Risse sind entstanden. Diese konnten während der Versuchsdurchführung akustisch wahrgenommen werden. Mit dem Erreichen der Bruchlast öffnet sich die Fuge und die Prüfkörperhälften gleiten aneinander vorbei. Hierbei fällt die Last schlagartig ab.

Um einen Vergleich zu den Versuchen mit verzahnter, nicht geneigter Fuge durchführen zu können, werden in der folgenden Abb. 6-22 die mittleren Messwege der Versuchsreihen 5 und 7 dargestellt. Hier werden beispielhaft nur die Wege quer zur Fuge abgebildet, da sich der Verlauf der Messwege parallel zur Fuge ähnlich darstellt. Der Unterschied liegt hauptsächlich im Vorzeichen der aufgenommenen Wege.

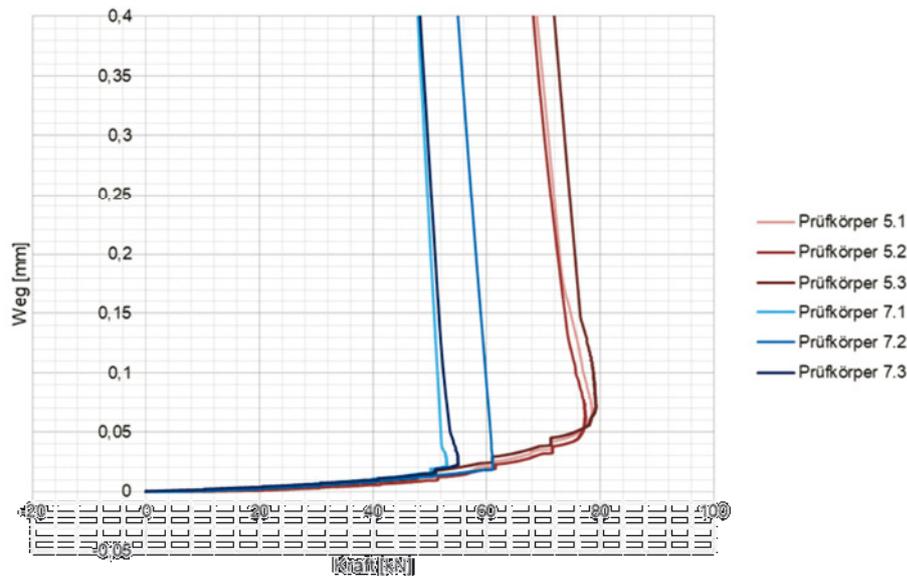


Abb. 6-22: Mittlere Messwege quer zur Fuge (Versuchsreihen 5, 7)

Ähnlich zu den Verläufen der Versuchsreihen 11 und 12, zeigen sich kleine Lastplateaus, an welchen die Wege bei gleicher Last vermehrt wachsen. Bis zum Erreichen der Bruchlast, wachsen die Wege somit auf etwa 0,02 mm (Versuchsreihe 7) beziehungsweise 0,05 mm (Versuchsreihe 5) an. Danach fällt die Last, während die Fugenufer sich voneinander entfernen und die Prüfkörperhälften aneinander vorbeigleiten. Im Vergleich zu den Prüfkörpern der Versuchsreihen mit geneigter Fuge, werden bis zum Erreichen der maximalen Last deutlich geringere Wege aufgenommen. Das Versagen tritt nahezu abrupt ein und gleicht dem der glatten Fugen.

### 6.3.3 Versuchsreihen mit verzahnter, bewehrter Fuge

Im Weiteren werden verschiedene Arten der Fugenbewehrung untersucht. Hierfür wird ein Versuchskörper mit verzahnter, nicht geneigter Fuge verwendet. Der Altbeton wird als Leichtbeton ausgeführt. Die Fuge wird durch vier Bewehrungsstäbe in den Tälern des Altbetons ergänzt, welche senkrecht zur Fuge eingebaut werden. Der Durchmesser aller Stäbe beträgt 8 mm. Auch im Rahmen dieser Versuchsreihen werden in jeweils zwei der drei Prüfkörper Styrodurstreifen eingelegt. Als Fugenbewehrung werden Glasfaserstäbe (Schöck-Combar), Edelstahlstäbe und konventionelle Stabstahlbewehrung geprüft (Versuchsreihen 8, 9 und 10). Die Versuchsbeobachtungen und das Versagensbild dieser Versuchsreihen unterscheiden sich deutlich von den unbewehrten Fugen. Bei allen Prüfkörpern konnten erste Risse und Öffnungen im Fugenbereich festgestellt werden. Dennoch trat das Versagen in keinem Fall durch die Fuge ein. Stattdessen wurde ein Biegeversagen der Prüfkörperhälften beobachtet. Entweder versagte der Normalbeton in der Druckzone oder die Leichtbetonhälfte (und Normalbetonhälfte) in der Biege-Zug-Zone auf Schub (vgl. Abb. 6-23).



Abb. 6-23: Prüfkörper 8.2 (links), Prüfkörper 9.3 (Mitte links), Prüfkörper 10.1 (Mitte rechts) und Prüfkörper 10.3 (rechts) nach dem Versagen

Während der Versuchsdurchführung wurde die fortschreitende Rissbildung beobachtet. Das aufgenommene Rissbild wird für alle Versuchsreihen in Abb. 6-23 dargestellt. Zunächst wird die Versuchsreihe 8 mit einer Fugenbewehrung aus Glasfaserstäben näher betrachtet. Bereits vor dem Aufbringen der Last wurden die Schwindrisse in der Leichtbetonhälfte der Prüfkörper aufgenommen. Ab 20 bis 30 kN wurde das Aufgehen dieser Risse durch Biegung sichtbar. Ab 40 bis 60 kN konnten auch die ersten Biegerisse in der Normalbetonhälfte beobachtet werden. Im Bereich der Fuge zeichnete sich die Rissbildung von den Ecken der Leichtbetonzähne aus ab. Bei den Prüfkörpern mit Styrodureinlagen (8.1 und 8.2) wurden diese ab 80 kN beobachtet. Bei dem Prüfkörper ohne Einlagen (8.3), wurden die ersten Risse im Fugenbereich ab 110 kN aufgenommen. Im Weiteren konnten bei Prüfkörper 8.2 zusätzlich Risse am untersten Zahn der Normalbetonhälfte festgestellt werden. Bei diesem Prüfkörper bildeten sich Risse in der Druckzone des Normalbetons, wodurch ein Versagen in diesem Bereich eintrat (vgl. Abb. 6-23). Beim Prüfkörper 8.1 hingegen blieb die Druckzone intakt. Stattdessen bildeten sich ab 100 kN Schubrisse in der Leichtbetonhälfte von der Lasteinleitungsfläche. Ab 110 kN wurden diese auch parallel zur Fuge festgestellt. Das Versagen trat durch die Öffnung des Schubrisses parallel zur Fuge ein. Die Leichtbetonhälfte wurde zwischen der Biegebewehrung des Körpers und der Fugenbewehrung vollständig getrennt. Das Versagen des Prüfkörpers ohne Styrodureinlagen (8.3) trat gleichermaßen durch einen Schubriss im Fugenbereich ein. In Abb. 6-24 ist Versuchskörper (8.3) nach dem Ausheben aus dem Versuchsstand dargestellt. Dabei ist er im Versagensbereich in zwei Teile gebrochen. Die Fugenbewehrung aus vier Glasfaserstäben steht heraus. Die andere Hälfte auf der linken Seite ist keilförmig zwischen diesen Bewehrungsstäben herausgebrochen. Hier wurde die Biegebewehrung der Leichtbetonhälfte freigelegt.



Abb. 6-24 Prüfkörper 8.3 nach dem Ausheben aus dem Versuchsstand

In Versuchsreihe 9 werden Edelstahlstäbe als Fugenbewehrung eingesetzt. Die fortschreitende Rissbildung und das Versagen unterscheiden sich nur geringfügig von dem der zuvor beschriebenen Versuchsreihe. Die ersten Biegerisse werden ab 20 bis 30 kN im Leichtbeton und ab 30 bis 40 kN im Normalbeton festgestellt. Bei circa 100 kN öffnet sich ein Schubriss im Leichtbeton, durch welchen die Prüfkörper 9.1 (ohne Styrodureinlage) und 9.3 (mit Styrodureinlage) bei etwa 130 kN versagen. Der Prüfkörper reißt zwischen der Fugenbewehrung und der Biegebewehrung des Leichtbetonteils. Bei einem der Prüfkörper mit Styrodureinlagen (9.2), versagt die Druckzone des Normalbetons bei etwa 110 kN (in Abbildung 4.29 hellblau dargestellt). Analog zur Versuchsreihe 8 werden auch bei diesen Prüfkörpern Risse und ein leichtes Öffnen der Fuge beobachtet. Bei dem Prüfkörper ohne Styrodureinlage sind diese Risse ab 120 kN, bei denen mit Styrodureinlage bereits ab 90 kN entstanden. Insbesondere bei dem Prüfkörper 9.3 wurde eine deutliche Öffnung der Fuge und ein leichtes Abscheren der Betonzähne festgestellt (vgl. Abb. 6-23). Das Versagen trat demnach nicht nur durch Schub im Körper, sondern auch im Fugenbereich auf.

Versuchsreihe 10 stellt die Prüfkörper mit konventionellem Stabstahl als Fugenbewehrung dar. Auch hier wurden während der Versuchsdurchführung zunächst Biegerisse im Leicht- (ab 30 bis 50 kN) und Normalbeton (ab 50 kN) festgestellt. Erste Schubrisse von der Lasteinleitungsfläche aus konnten ab 40 kN (10.2) beziehungsweise 75 kN (10.1) im Leichtbeton beobachtet werden. Auch in der Druckzone der Normalbetonhälfte werden Risse aufgenommen. Das Versagen tritt bei allen drei Prüfkörpern durch den Schubriss parallel zur Fuge und einer Trennung zwischen Fugen- und Biegebewehrung auf. Allerdings versagten bei den Prüfkörpern 10.1 (mit Styrodureinlage) und 10.2 (ohne Styrodureinlage) beide Prüfkörperhälften gleichermaßen, wohingegen bei Prüfkörper 10.3 (mit Styrodureinlage) nur die Leichtbetonhälfte versagte (vgl. Abb. 6-23). Da bei dem ersten untersuchten Körper (10.1) die Druckzone der Normalbetonhälfte versagte, wurde diese bei den beiden darauffolgenden Versuchen gestützt. Hierfür wurde eine Umspannung in diesem Bereich angebracht, um die Druckzone axial zur Biegerichtung unter Druck zu setzen. Die Vorspannung der Druckzone wurde mit etwa 10 % der Druckfestigkeit des Betons festgelegt. Bei den darauffolgenden Versuchen der

Prüfkörper 10.2 und 10.3 blieb die Druckzone intakt. Bei den Prüfkörpern der Versuchsreihe 10 konnten nur vereinzelte Risse von den Ecken der Leichtbetonzähne aus beobachtet werden. Ein Öffnen der Fuge wurde nicht festgestellt, diese blieb nach optischer Prüfung intakt.

Die maximale Last liegt für alle drei Bewehrungsarten im Mittel bei etwa 125 kN. Auch zwischen den Prüfkörpern, mit (mS) und ohne (oS) Styrodureinlagen, werden keine signifikanten Unterschiede festgestellt, da die Prüfkörper auf Biegung und nicht die Fuge versagt haben.

Im Vergleich mit dem monolithischen Referenzkörper (Versuchsreihe 1) können trotz der Stärkung im Fugenbereich nur geringere Bruchlasten erreicht werden. Der monolithische Körper konnte Lasten von etwa 145 kN aufnehmen, die Versuchsreihen 8 bis 10 nur etwa 125 kN. Gleichzeitig zeichnet sich ein verändertes Versagensbild ab. Zwar lag bei der Versuchsreihe 1 keine Fuge vor, dennoch versagten die Prüfkörper durch Abscheren in diesem Bereich. Durch die Bewehrung der Fuge (Versuchsreihen 8 - 10) wurde der Bereich der Fuge verstärkt und das Versagen trat durch die Biegung der beiden Körperhälften ein. Die monolithischen Prüfkörper wurden ohne Bewehrung im Fugenbereich hergestellt.

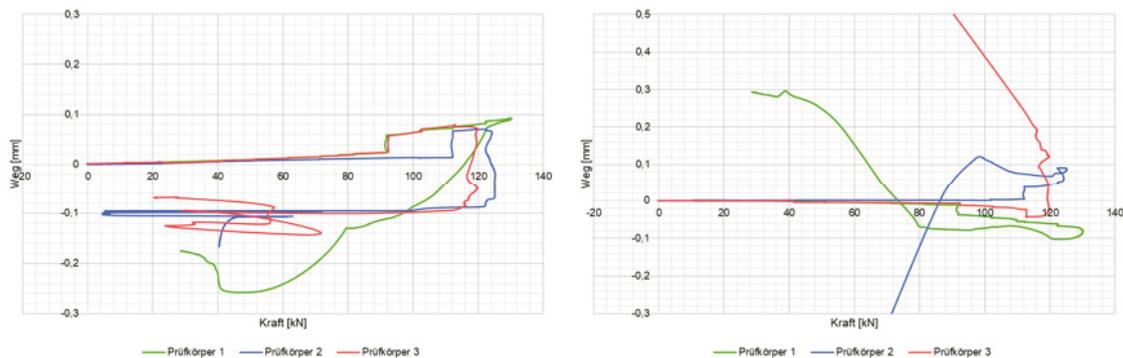


Abb. 6-25: Mittlere Messwege quer (links) und parallel (rechts) zur Fuge (Versuchsreihe 10)

Bis zu einer Last von etwa 90 kN (10.1 und 10.3) beziehungsweise 110 kN (10.2) werden nur geringe Verschiebungen aufgenommen. In diesem Bereich wurden bei den drei Versuchsreihen die ersten Risse im Bereich der Fuge festgestellt. Diese zeigen sich durch eine Erhöhung des aufgenommenen Weges bei gleichbleibender Last. Die Last wird weiter gesteigert und Rissbildungen zeichnen sich durch wachsende Verschiebungen ab. Zudem wurden die Wege parallel zur Fuge durch die Wegaufnehmer V1 und V2 aufgenommen. Abb. 6-25 zeigt die Mittelwerte dieser Wege in Abhängigkeit von der aufgetragenen Kraft für die Prüfkörper der Versuchsreihe 10.

### 6.3.4 Zusammenstellung der maximalen Traglasten

Die Bruchlasten der einzelnen Prüfkörper werden in Tabelle 6-3 dargestellt. Die Prüfkörper ohne Styrodureinlage sind mit (oS) gekennzeichnet.

Tabelle 6-3: Übersicht Bruchlasten

Nr.	Bezeichnung Fugengeometrie/Fugenneigung/ Fugenbewehrung/Betonart	Prüfkörper 1 [kN]	Prüfkörper 2 [kN]	Prüfkörper 3 [kN]	Mittelwert [kN]
1	Monolithisch (NB)	136,3	145,4	147,1	142,9
2	g/0°/-/NB	52,6	57,7	34,5	48,3
3	g/15°/-/NB	- (defekt)	178,5	113,3	145,9
4	g/25°/-/NB	103,4	278,2	208	196,5
5	v/0°/-/NB	77,6	78,7	79,4	78,6
6	g/0°/-/LC	51,6	42,1	37,8	43,8
7	v/0°/-/LC	53,1	61,1	55,1	56,4
8	v/0°/GFK/LC	117,7	127,8	129,8 (oS)	122,8
9	v/0°/Edelstahl/LC	139,1 (oS)	115,6	124,7	120,2
10	v/0°/Stabstahl/LC	130,3	125,3 (oS)	119,9	125,1
11	v/15°/-/LC	276,5 (oS)	193,4	172,5	183,0
12	v/25°/-/LC	382,3	330,4	611,2 (oS)	356,4

### 6.4 Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Schubfugentragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011)

Der Tragwiderstand schubbeanspruchter Fugen nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011) aus den Traganteilen Adhäsion, Reibung und der Fugenbewehrung zusammen. Für die unbewehrten Fugen verbleiben somit die Traganteile aus Adhäsion und Reibung. Diese werden in Abhängigkeit von der Oberflächenbeschaffenheit bestimmt. Da die Fugen der Versuchsreihen 2, 3, 4 und 6 gegen eine Schalung betoniert wurden, erfolgt die Zuordnung in die Oberflächenkategorie „sehr glatt“. Die Fugengeometrien der verzahnten Fugen (Versuchsreihen 5 und 7 bis 12) entsprechen den Anforderungen der Norm und werden als „verzahnt“ eingestuft. Hieraus ergeben sich die Beiwerte zur Ermittlung der jeweiligen Traganteile.

Der Traganteil aus Adhäsion ergibt sich aus einem Beiwert  $c$  und der Haftzugfestigkeit  $f_{ctd}$  des Betons (vgl. Gl. 6-1).

$$V_{Rd,c} = c \cdot f_{ctd} \quad \text{Gl. 6-1}$$

Für die Haftzugfestigkeit wird bei der Verwendung unterschiedlicher Betone der kleinere Wert angesetzt. Um einen Vergleich mit den Versuchsergebnissen herstellen zu können, wird hier mit Mittelwerten aus den Materialprüfungen gerechnet. Da der Normalbeton C20/25 die kleinsten Festigkeitswerte aufweist und bei allen Versuchsreihen als Neubeton verwendet wurde, wird dieser Wert maßgebend. Die mittlere Zugfestigkeit wird, trotz geringfügiger Abweichungen, vereinfachend für alle Versuchsreihen gleich mit  $f_{ctm} = 2,0 \text{ N/mm}^2$  angesetzt.

Der Beiwert  $c$  ist für sehr glatte Fugen mit 0 und für verzahnte Fugen mit 0,5 festgelegt. Demnach darf der Traganteil aus Adhäsion für die Versuchsreihen mit sehr glatter Fuge nicht angesetzt werden. Für die verzahnten Fugen ergibt sich somit:

$$v_{Rd,c} = 0,5 \cdot 2 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. 6-2}$$

Der zweite Traganteil der unbewehrten Fugen entsteht durch Reibung. Dieser berechnet sich aus dem Reibungsbeiwert  $\mu$  und der Normalspannung  $\sigma_{Fuge}$  senkrecht zur Fuge (vgl. Gl. 6-3):

$$v_{Rd,r} = \mu \cdot \sigma_{Fuge} \quad \text{Gl. 6-3}$$

Dieser Traganteil kann nur angesetzt werden, wenn die Fuge unter Normalspannung steht. Im Fall der Versuchsreihen mit nicht geneigter Fuge sind planmäßig nur Spannungen parallel zur Fuge vorhanden. Hier kann der Traganteil aus Reibung nicht in Rechnung gestellt werden. Bei den Versuchsreihen mit geneigter Fuge, ergibt sich die Normalspannung aus der aufgebrachtten Spannung  $\sigma_e$  und der Fugenneigung  $\alpha$  ( $15^\circ$  bzw.  $25^\circ$ ). Aus Abb. 6-26 ergeben sich die folgenden geometrischen Beziehungen zwischen der auf den Prüfkörper einwirkenden Spannung und den Spannungen parallel und quer zur Fuge:

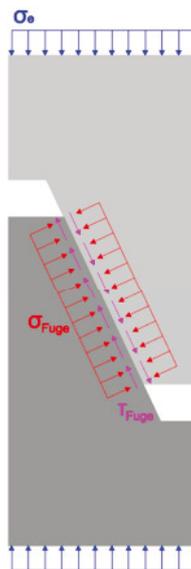


Abb. 6-26: Spannungen parallel und quer zur Fuge

$$\tau_{Fuge} = \sigma_e \cdot \cos(\alpha) \cdot \frac{A_e}{A_{Fuge}} \quad \text{Gl. 6-4}$$

$$\sigma_{Fuge} = \sigma_e \cdot \sin(\alpha) \cdot \frac{A_e}{A_{Fuge}} \quad \text{Gl. 6-5}$$

Da die Tragwirkung der glatten, geneigten Fugen sich nur aus dem Traganteil der Reibung zusammensetzt, muss die Schubkraft in der Fuge  $\tau_{Fuge}$  kleiner sein, als die durch Reibung aufnehmbare Schubkraft  $v_{Rd,r}$ . Bei Neigungen von  $\alpha \leq 45^\circ$  ist der Schubspannungsanteil  $\tau_{Fuge}$

immer größer als der Anteil aus Normalspannung  $\sigma_{\text{Fuge}}$ . Unter zusätzlicher Berücksichtigung des Reibungsbeiwertes  $\mu = 0,5$  für sehr glatte Fugen, kann ein Nachweis erst ab einer Fugeneigung  $\alpha \approx 64^\circ$  erbracht werden. Demnach darf weder der Traganteil aus Adhäsion noch der aus Reibung für die Versuchsreihen mit sehr glatten Fugen angesetzt werden.

Bei den verzahnten Fugen kann der Adhäsionsanteil mit  $v_{\text{Rd,c}} = 1,0 \text{ N/mm}^2$  in Rechnung gestellt werden. Somit muss lediglich die restliche Schubspannung über Reibung abgetragen werden. Der Reibungsbeiwert  $\mu$  liegt für verzahnte Fugen bei 0,9. Zudem fließt das Verhältnis von Lasteinleitungsfläche  $A_e$  und Verbundfläche  $A_{\text{Fuge}}$  in die Berechnung ein. Die Größe der Lasteinleitungsfläche unterscheidet sich für die betrachteten Versuchsreihen:

$$A_e = 200 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm} = 40.000 \text{ mm}^2 \quad \text{für Versuchsreihe 11}$$

$$A_e = 200 \text{ mm} \cdot 227 \text{ mm} = 45.400 \text{ mm}^2 \quad \text{für Versuchsreihe 12}$$

Die Verbundfläche ist für alle verzahnten Fugen identisch, allerdings sind die Styrodureinlagen in jeweils zwei von drei Prüfkörpern zu berücksichtigen.

$$A_{\text{Fuge,ohne Styrodur}} = 200 \text{ mm} \cdot (6 \cdot 30 \text{ mm} + 5 \cdot 15 \text{ mm} / \cos(30^\circ)) = 53.321 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{Fuge,mit Styrodur}} = 200 \text{ mm} \cdot (3 \cdot 30 \text{ mm} + 5 \cdot 10 \text{ mm} / \cos(30^\circ)) = 29.547 \text{ mm}^2$$

In der DIN EN 1992-1-1 wird nicht eindeutig definiert, wie die Verbundfläche bei verzahnten Flächen bestimmt wird. Bei einer Berechnung analog zu aufgerauten Verbundflächen würde nur der projizierte Anteil betrachtet werden, welcher sich wie folgt berechnet:

$$A_{\text{Fuge,ohne Styrodur, proj}} = 200 \text{ mm} \cdot 223 \text{ mm} = 44.600 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{Fuge,mit Styrodur, proj}} = 200 \text{ mm} \cdot (223 \text{ mm} - 3 \cdot 30 \text{ mm}) = 26.600 \text{ mm}^2$$

Analog zu den glatten Fugen muss die Schubspannung in der Fuge  $\tau_{\text{Fuge}}$  kleiner sein, als die aufnehmbare Schubspannung  $v_{\text{Rd}}$  aus Adhäsion und Reibung. Damit kann der Traganteil aus Reibung zurückgerechnet werden. Von der maximal aufnehmbaren Schubkraft in der Fuge  $\tau_{\text{Fuge,max}}$  wird der Anteil aus Adhäsion abgezogen. Für die jeweiligen Fugeneigungen von  $15^\circ$  für Versuchsreihe 11 und  $25^\circ$  für Versuchsreihe 12 und den zugehörigen Verhältnis von Lasteinleitungs- zu Verbundfläche lässt sich die maximal aufnehmbare Schubspannung aus Reibung bestimmen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6-4 zusammengestellt.

Tabelle 6-4: Schubwiderstand der Versuchsreihen 11 und 12

	Versuchsreihe 11 ( $\alpha = 15^\circ$ )			Versuchsreihe 12 ( $\alpha = 25^\circ$ )		
	$\sigma_{e,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$v_{\text{Rm,r}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$v_{\text{Rm}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{e,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$v_{\text{Rm,r}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$v_{\text{Rm}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
$A_{\text{Fuge,ohne Styrodur, proj}}$	1,52	0,32	1,32	1,87	0,72	1,72
$A_{\text{Fuge,mit Styrodur, proj}}$	0,91	0,32	1,32	1,11	0,72	1,72

Für die Versuchsreihen 8, 9 und 10 darf neben der Adhäsion zusätzlich der Traganteil aus der Fugengewehrung angesetzt werden. Dieser berechnet sich gemäß Gl. 6-6 wie folgt:

$$v_{Rd,s} = \frac{A_s}{A_i} \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) \quad \text{Gl. 6-6}$$

$$A_s = 4 \cdot \varnothing_s^2 \cdot \pi / 4 = 1,13 \text{ cm}^2 \quad \text{für Fugenbewehrung: } 4 \cdot \varnothing_s = 6\text{mm}$$

$$A_i = 533 \text{ cm}^2 \text{ bzw. } 446 \text{ cm}^2 \quad \text{für verzahnte Fugen ohne Styrodur}$$

$$f_{ym} = 55,0 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{für Bewehrungsstahl}$$

$$f_{ym} = 65,0 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{für Edelstahl}$$

$$f_{ym} = 150,0 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{für Glasfaser}$$

$$\mu = 0,9 \quad \text{für verzahnte Fugen}$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin(\alpha) = 1; \cos(\alpha) = 0 \quad \text{für Fugenbewehrung senkrecht zur Kontaktfläche}$$

Auch in diesem Fall werden keine Bemessungswerte für die Berechnung verwendet. Für vergleichbare Ergebnisse werden die Mittelwerte der Zugfestigkeiten eingesetzt. Zudem werden, auch hier für Vergleichszwecke, die verschiedenen Annahmen für die Verbundfläche berücksichtigt. Wobei die Einlage von Styrodurstreifen keine Auswirkungen auf die tatsächliche Tragfähigkeit der Bewehrung hat. Bei der Berechnung der aufnehmbaren Last  $F_e$ , wird die Schubkraft in der Fuge  $v_{Rd,s}$  mit der Fugenfläche  $A_{Fuge}$  multipliziert. Diese Last ist für jede Versuchsreihe unabhängig von der Fugengröße gleich groß. Die Ergebnisse der Schubtragfähigkeit aus Fugenbewehrung werden in der folgenden Tabelle 6-5 aufgelistet.

Tabelle 6-5: Schubwiderstand der Versuchsreihen 8 bis 10

	Versuchsreihe 8	Versuchsreihe 9	Versuchsreihe 10
	$v_{Rm,s}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$v_{Rm,s}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$v_{Rm,s}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
$A_{Fuge,ohne Styrodur, proj}$	4,11	1,78	1,51
$A_{Fuge,mit Styrodur, proj}$	6,89	2,98	2,53
	183,2 kN	79,4 kN	67,2 kN

In Tabelle 6-6 sind die Schubfugentragfähigkeiten mit den jeweiligen Traganteilen aus Adhäsion, Reibung und Bewehrung für die untersuchten Versuchsreihen zusammengestellt. Für den Anteil aus Bewehrung werden die Werte für eine Verbundfläche ohne Styrodureinlagen dargestellt. Der oben dargestellte Wert wurde mit der tatsächlichen und der untere mit der projizierten Verbundfläche berechnet.

Tabelle 6-6: Vergleich der rechnerischen Traglasten (Mittelwerte) und der Bruchlasten aus den Versuchen

Nr.	$V_{Rm,c}$	$V_{Rm,r}$	$V_{Rm,s}$	$V_{Rm}$	$A_{Fuge}$	$F_{Rm}$	$F_{R, Versuch}$
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]
2	0	0	0	0	44.600	0	48,3
3	0	0,32	0	0	45.138	14,4	145,9
4	0	0,72	0	0	45.018	32,4	196,5
5 (mS)	1	0	0	1	26.600	26,6	78,6
6	0	0	0	0	44.600	0	43,8
7 (mS)	1	0	0	1	26.600	26,6	56,4
8 (mS)	1	0	6,89	7,89	26.600	209,8	125,1
8 (oS)	1	0	4,11	5,11	46.600	227,8	125,3
9 (mS)	1		2,98	3,98	26.600	106,0	120,2
9 (oS)	1	0	1,78	2,78	46.600	124,0	139,1
10 (mS)	1		2,53	3,53	26.600	93,8	122,8
10 (oS)	1	0	1,51	2,51	46.600	111,8	129,8
11 (mS)	1	0,32	0	1,32	26.600	36,3	183,0
11 (oS)	1	0,32	0	1,32	46.600	60,8	276,5
12 (mS)	1	0,72	0	1,72	26.600	50,6	356,4
12 (oS)	1	0,72	0	1,72	46.600	84,8	611,2

Es zeigt sich, dass die gemessenen Bruchlasten der Versuchsreihen in fast allen Fällen über den berechneten liegen. Für die Prüfkörper mit glatten Fugen, darf keine beziehungsweise eine sehr geringe Tragfähigkeit angesetzt werden, obwohl, insbesondere in Kombination mit einer geneigten Fuge, Lasten bis zu 200 kN aufgenommen werden können. Bei den verzahnten Fugen, darf ein größerer Anteil aus Adhäsion berücksichtigt werden. In den Versuchsreihen 5 und 7, in welchen der Lastabtrag nur über den Traganteil der Adhäsion stattfindet, liefern beide Bemessungskonzepte ebenfalls konservative Ergebnisse. Mit der vereinfachten Abschätzung über einen Beiwert  $c$  und der kleineren Betonzugfestigkeit, liegen die Ergebnisse unter denen der Versuche. Der Unterschied zwischen den beiden Versuchsreihen, durch die verschiedenen Altbetone, bleibt ebenfalls unberücksichtigt.

Die Widerstände der Versuchsreihen mit bewehrter Fuge, werden nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011) durch die Addition des Adhäsions- und Bewehrungstraganteils berechnet. Hierbei werden für die Versuchsreihen 8 und 9 etwas kleinere Werte, als im Versuch ermittelt, berechnet. Für die Versuchsreihe 10 ergeben sich, aufgrund der hohen Zugfestigkeit der Glasfaserbewehrung, deutlich größere rechnerische Werte, die deutlich über den Versuchswerten liegen. Daraus ist ersichtlich, dass die GFK-Bewehrung nicht vollständig bis zum Bruch aktiviert wird.

Die Traganteile aus Reibung liefern gemäß der Berechnung einen vergleichsweise kleinen Beitrag. Bei den Versuchsreihen mit glatter Fuge, dürfen diese nicht angesetzt werden, obwohl deutliche Leistungssteigerungen zu den nicht geneigten Fugen festzustellen sind. Bei den verzahnten Fugen (Versuchsreihen 11 und 12) kann ein geringer Anteil aus Reibung zum Adhäsionsanteil addiert werden. Trotzdem werden im Rahmen der Versuche etwa vier- bis

---

sechsmal höhere Bruchlasten gemessen als berechnet. Die Steigerungen der Bruchlast durch die Neigung der Fuge, können im Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011) nur über Reibung berücksichtigt werden. Durch den Reibbeiwert und die, vergleichsweise geringen, Neigungen fallen diese Anteile an der Gesamttraglast jedoch klein aus.

Die Traganteile aus Fugenbewehrung werden unterschätzt. Da die Bewehrung senkrecht zur Fuge angeordnet wird, kann nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011) nur der Anteil der „Schub-Reibungs-Theorie“ berücksichtigt werden. Die Tragfähigkeit quer zur Bewehrungsachse wird nicht angesetzt ( $\cos(\alpha = 90^\circ) = 0$ ).

Zudem spiegelt sich der additive Ansatz der drei Traganteile nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011) nicht in den Versuchsergebnissen wieder. Bei den glatten Fugen wurde ein Versagen mit dem Erreichen der Haftzugfestigkeit beobachtet. Bei den verzahnten Fugen wurde diese durch die Zähne deutlich erhöht. Zudem wurde das Versagen hier durch ein Abscheren der Zähne nach vorherigem Verlust der Haftung ausgelöst. Dennoch wird für die verschiedenen Fugenausbildungen (glatt/ verzahnt) derselbe Traganteil angesetzt und lediglich über einen Beiwert  $c$  gewichtet. Bei den geneigten, verzahnten Fugen, konnten Risse in den Zähnen und in der Fuge aufgenommen werden, bevor ein Versagen eintrat. Die aufgenommenen Wege quer zur Fuge lassen darauf schließen, dass zwischen den beiden Prüfkörperhälften, bereits vor dem Versagen, kein Haftverbund mehr bestand. Demnach wurden zwar die geringeren Lasten über Adhäsion abgetragen, mit dem Öffnen der Fuge wurden jedoch andere Traganteile aktiviert. Diese können mit dem Traganteil der Reibung beschrieben werden. Da bei bestehendem Haftverbund keine Bewegungen quer zur Fuge möglich sind, kann dieser Traganteil nur nach dem Öffnen der Fuge aktiviert worden sein. Bei den benannten Versuchsreihen 11 und 12, waren die Fugen beim Erreichen der Bruchlast geöffnet. Die gesamte Last wurde somit durch die Reibkräfte der Verzahnung aufgenommen. Der Reibbeiwert  $\mu$  wäre demnach deutlich größer anzusetzen. Die Addition der Traganteile aus Adhäsion und Reibung spiegelt das tatsächliche Tragverhalten nicht wider. Stattdessen sollten beide getrennt bestimmt und der größere Wert angesetzt werden. Dasselbe wurde auch bei den bewehrten Fugen beobachtet. Trotz einer deutlichen Öffnung der Fuge, und somit keinem vorhandenen Haftverbund, trat kein Versagen der Fuge ein. Die Schubtragfähigkeit wird in diesem Fall über den Traganteil der Bewehrung und zum Teil über die Tragwirkung der Verzahnung bestimmt. Eine Beanspruchung der Bewehrungsstäbe senkrecht zur Achse wird vernachlässigt. An dieser Stelle könnte ein zusätzlicher Widerstand gegen Abscheren angerechnet werden.

Abschließend kann festgestellt werden, dass die Bemessungsgrundlage nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011) in Abhängigkeit von der Oberflächenbeschaffenheit beruht. Zudem werden die Traganteile und deren Zusammenwirken zumindest nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011) nicht realitätsnah abgebildet.

## 6.5 Zusammenfassung

Im Rahmen von experimentellen Untersuchungen an Kleinkörpern aus Leicht- und Normalbeton wurde das Tragverhalten der Verbundfuge erforscht. Hierbei wurden glatte und verzahnte Fugenausführungen betrachtet. Weiterhin wurden der Einfluss der Fugenneigung und der Einsatz von Verbundbewehrung geprüft.

Bei den Prüfkörpern mit schalglatter Fuge wurde ein plötzliches Versagen, durch den Verlust der Haftung zwischen den beiden Kleinkörperhälften, beobachtet. Es wurden Tragfähigkeiten von im Mittel 44 kN und 48 kN gemessen. Diese konnten mit einer verzahnten Fugenausbildung auf 56 kN (mit Leichtbeton) beziehungsweise 79 kN (mit Normalbeton) erhöht werden. Zusätzlich wurde die Duktilität des Versagens durch die verzahnte Fugenausbildung gesteigert. Vor dem Versagen konnten Risse im Fugenbereich aufgenommen werden. Zudem konnten Verschiebungen quer zur Fuge und damit ein Öffnen der Fuge aufgezeichnet werden.

Weiterhin wurden die genannten Fugenausbildungen in Kombination mit Fugenneigungen von  $15^\circ$  und  $25^\circ$  untersucht. Hierbei wurde in allen Fällen eine Zunahme der Tragfähigkeit bewirkt. Bei den glatten Fugen trat das Versagen bei Lasten von 146 kN ( $15^\circ$ ) beziehungsweise 197 kN ( $25^\circ$ ) ein. Für die verzahnten Fugen lagen die Werte bei 183 kN ( $15^\circ$ ) und 356 kN ( $25^\circ$ ). Die vorgestellten Ergebnisse für die Prüfkörper mit verzahnter Fugenausbildung wurden mit einer geschwächten Fuge erzielt. Der Verbund wurde durch die Einlage von Styrodur in die Verzahnung gestört. Die Prüfkörper ohne diese Einlagen wiesen höhere Tragfähigkeiten auf. Des Weiteren wurden verschiedene Arten der Verbundbewehrung untersucht. Die Prüfkörper wurden in Kombination mit einer verzahnten Fugenausbildung und einem Leichtbeton als Altbeton hergestellt. Als Fugenbewehrung wurden konventioneller Stabstahl, Edelstahl und Glasfaser gewählt. Die Bruchlasten dieser Versuchsreihen lagen bei circa 125 kN. In allen Fällen wurde ein Versagen des Prüfkörpers beobachtet. Die Fuge selbst blieb in den meisten Fällen intakt. Die tatsächliche Traglast der Fuge konnte demnach nicht bestimmt werden. Es wurde jedoch deutlich, dass die Traglast durch den Einsatz von Verbundbewehrung erheblich gesteigert werden kann. Zudem wachsen die Verformungen und damit die Duktilität der Prüfkörper stark an.

Es ist zu erkennen, dass große Streuungen der Traglasten im Versuch vorhanden sind.



---

## 7 Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten der Verbundfuge

### 7.1 Allgemeines

Das Ziel der numerischen Untersuchung ist die vertiefte Analyse des Tragverhaltens der Fuge und hierdurch der Bestimmung von deren Tragfähigkeit. Das FE-Modell wird an den Versuchen validiert. In der Versuchsdurchführung werden dazu alle erforderlichen Größen gemessen, um für die Nachrechnung der Versuche stets die jeweils gemessenen Materialparameter zu verwenden. Im Weiteren wird in diesem Kapitel auf die gewählte Modellierung der Wand in allgemeiner Form eingegangen. Anschließend werden die den Materialien zugrunde liegenden Modelle näher erläutert. Für die numerische Untersuchung der Schubfugen wurde das Programm ATENA 3D verwendet. 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 und Bewehrung von großem Vorteil.

### 7.2 Modellierung

#### 7.2.1 Allgemeines

Die Belastung wird wie in der Versuchsdurchführung weggesteuert aufgebracht. Hierzu wird in jedem 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 Monitoring-Punkte definiert werden. Über die Differenz der Verschiebungen zweier Monitoring-Punkte kann die Wegstreckenänderung ermittelt und den gemessenen Werten gegenübergestellt werden. Für die Berechnung werden die Versuchskörper in Finite Elemente unterteilt. Die maximale Netzweite wird auf 2 cm begrenzt. An den Stellen, welche mit Styrodur gefüllt wurden, liegen im Modell Hohlräume vor.

#### 7.2.2 Materialmodelle

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 erläutert. Abschließend wird das Materialmodell der Bewehrung betrachtet. Grundsätzlich getroffene Annahmen und Vereinfachungen werden bei den Materialmodellen direkt erläutert.

Für die Modellierung des Betons wurde das Materialmodell „3D Nonlinear Cementitious 2“ von ATENA 3D ausgewählt. Als Eingabewerte benötigt ATENA 3D die Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$ , die effektive Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$ , den Elastizitätsmodul, die Bruchenergie sowie weitere Parameter. 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). 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  $G_f$  unabhängig von dem Größtkorndurchmesser über Gl. 7-1 bestimmt.

$$G_f = 0,025 \cdot f_{ct} \quad \text{Gl. 7-1}$$

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).

$$G_{flc} = G_{FoA} + 16 \cdot f_{lctm} \quad \text{Gl. 7-2}$$

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

= 0 N/m für Leichtbeton mit leichtem Sand

$f_{lctm}$  mittlere Zugfestigkeit des Leichtbetons

Aufbauend auf den zuvor genannten Erkenntnissen wird der Ansatz von ATENA nach Gl. 7-1 für die Bestimmung der Bruchenergie von Normalbeton 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 Normal- und Leichtbeton) zeigt sich, dass die Bruchenergie von Leichtbeton nur halb so groß ist wie diejenige von Normalbeton.

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. 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.).

### 7.2.3 Materialkennwerte des Betons

Zunächst werden die Materialmittelwerte der Betone und Bewehrung den Versuchsergebnissen entnommen. Die Eigenschaften von Neu- und Altbeton wurden am Tag der Versuchsdurchführung aufgenommen. Hierbei wurden die Würfeldruckfestigkeit  $f_{cm,cube}$  (nach DIN 12390-3) und der Elastizitätsmodul  $E_{cm}$  (nach DIN 12390-13) für alle Versuchsreihen ermit-

telt. Die Zylinderdruckfestigkeit  $f_{cm}$ , wie auch die Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  der Betone wurden nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011) entsprechend Gl. 7-3 bis Gl. 7-5 aus der Würfeldruckfestigkeit berechnet. In Tabelle 7-1 werden diese Materialeigenschaften für alle Versuchsreihen zusammengestellt.

$$f_{cm} = 0,8 \cdot f_{cm,cube} \quad \text{Gl. 7-3}$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. 7-4}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \eta \quad \text{Gl. 7-5}$$

mit:  $\eta = 1$  für Normalbeton und  
 $= 0,4 \cdot 0,6 \cdot \rho / 2200$  für Leichtbeton

Tabelle 7-1: Materialkennwerte

Nr.	Prüfdatum	$f_{cm,neu}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ctm,neu}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{cm,neu}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{cm,alt}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ctm,alt}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{cm,alt}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1	10.01.2018	-	-	-	35,65	2,8	38.568
2	24.04.2018	38,0	2,9	31.646	25,8	2,0	36.330
3	26.04.2018	36,8	2,8	31.646	25,6	2,0	36.330
4	24.04.2018	38,0	2,9	31.646	25,8	2,0	36.330
5	03.01.2018	43,4	2,8	31.835	31,2	2,8	38.568
6	12.04.2018	43,6	2,7	14.929	25,2	2,0	36.330
7	03.01.2018	49,1	1,9	14.929	31,2	2,8	38.568
8	17.04.2018	45,6	2,8	14.929	25,9	2,1	36.330
9	19.04.2018	47,5	2,8	14.929	24,9	2,0	36.330
10	05.04.2018	48,1	2,9	14.929	25,7	2,0	36.330
11	03.05.2018	45,9	2,8	14.929	25,3	2,0	36.330
12	04.05.2018	46,0	2,8	14.929	26,5	2,1	36.330

Beim Normalbeton wird eine Verzahnung der Gesteinskörnung berücksichtigt, wohingegen dieser Traganteil für Leichtbeton nicht in Rechnung gestellt wird. Zum einen sind die Körner deutlich kleiner, und zum anderen weist der Blähkorn des Leichtbetons nur geringere Tragfähigkeiten auf.

#### 7.2.4 Materialkennwerte der Bewehrung

Die Bewehrung der Kleinkörper wurde im Rahmen der Versuche nicht experimentell untersucht. Es werden übliche Kennwerte für die mittlere Zugfestigkeit  $f_t$  und den Elastizitätsmodul  $E_s$  angesetzt. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Stahls wird durch einen bilinearen Verlauf, welcher die Verfestigung ab dem Erreichen der Streckgrenze, berücksichtigt, modelliert. Der Verlauf wird in Abb. 7-1 (links) illustriert. Die Materialeigenschaften können Tabelle 7-2 entnommen werden.

Neben Stabstahl und Edelstahl kommt in den Fugen Glasfaserbewehrung zum Einsatz. Dieses Material zeichnet sich durch einen deutlich geringeren Elastizitätsmodul und höhere erreichbare Festigkeiten aus. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung kann linear (ideal elastisches Materialverhalten) angenähert werden. Diese wird in Abb. 7-1 (rechts) im Vergleich zu konventioneller Stabstahlbewehrung gezeigt. In dieser Darstellung wird die Verfestigung des Stahls nicht berücksichtigt (ideal elastisch-plastisches Materialverhalten). Der Verbund zwischen Beton und Bewehrung wird für die verschiedenen Betone über entsprechende Verbundfestigkeit-Schlupf-Modelle in Atena hinterlegt.

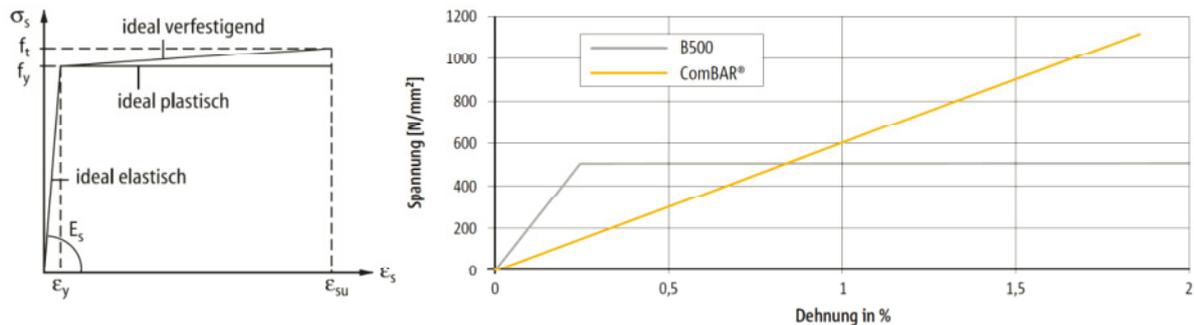


Abb. 7-1: Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Stahl (links) und Schöck ComBar (rechts) [vgl. Schöck (2017)]

Tabelle 7-2: Materialkennwerte

Materialeigenschaft	Stabstahl	Edelstahl	Glasfaser
Elastizitätsmodul E	200.000 N/mm <sup>2</sup>	200.000 N/mm <sup>2</sup>	60.000 N/mm <sup>2</sup>
Streckgrenze $f_y$	550 N/mm <sup>2</sup>	650 N/mm <sup>2</sup>	1.500 N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit $f_t$	578 N/mm <sup>2</sup>	702 N/mm <sup>2</sup>	1.500 N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung $\epsilon_{su}$	0,05	0,05	0,025

### 7.2.5 Eigenschaften der Verbundfuge

Analog zu den Materialparametern für Beton und Bewehrung werden die Eigenschaften der Fuge definiert. Die Steifigkeit der Fugenoberfläche wird für die iterative Berechnung in Atena über die Werte  $K_{tt}$  und  $K_{nn}$  definiert. In Verbindung mit der vorhandenen Spannung bestimmen diese die Bewegungen quer ( $_{nn}$ ) und parallel ( $_{tt}$ ) zur Fuge. Die Werte werden in Abhängigkeit von dem Elastizitätsmodul E, Schubmodul G und der Fugenbreite t bestimmt (Gl. 7-6 und Gl. 7-7). Für die Fugenbreite wird die Breite der Prüfkörper angesetzt ( $t = 20$  cm). Für den Elastizitätsmodul und Schubmodul ist der kleinere Wert der beiden angrenzenden Betone, in diesem Fall der Altbeton, maßgebend.

$$K_m = \frac{E}{t} = \begin{cases} 158.230 \frac{MN}{m^3} & \text{für C25/30} \\ 74.650 \frac{MN}{m^3} & \text{für LC40/44} \end{cases} \quad \text{Gl. 7-6}$$

$$K_u = \frac{G}{t} = \begin{cases} 65.930 \frac{MN}{m^3} & \text{für C25/30} \\ 31.100 \frac{MN}{m^3} & \text{für LC40/44} \end{cases} \quad \text{Gl. 7-7}$$

Als Versagenskriterium für Verbundfugen wird im vorliegenden Programm die Schubspannungshypothese nach Mohr-Coulomb verwendet. Das Versagen wird demnach durch die maximale Zugspannung quer zur Fuge  $f_t$ , die maximale Schubspannung parallel zur Fuge (Kohäsion),  $c$  und den Reibbeiwert  $\Phi$  bestimmt. Die Versagenskurve in Abhängigkeit von der Schub- ( $\tau$ ) und Normalspannung ( $\sigma$ ) wird in Abb. 7-2 dargestellt. Liegen nur Schubspannungen vor ( $\sigma = 0$ ), wird die Tragfähigkeit durch die Kohäsion bestimmt. Bei einwirkendem Druck ( $\sigma < 0$ ), wird eine zusätzliche Tragwirkung aus Reibung aktiviert. Liegen hingegen Zugspannungen vor ( $\sigma > 0$ ), wird die aufnehmbare Schubspannung reduziert. Die Interaktion aus Zug und Schub wird elliptisch angenähert.

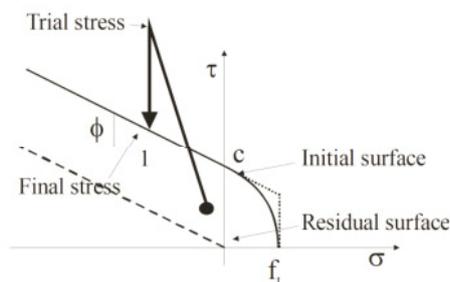


Abb. 7-2: Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb [ ATENA Program Documentation - Part I: Theory (2016)]

### 7.3 Vorgehensweise und Kalibrierung

Die genauen Materialkennwerte mussten dabei iterativ ermittelt werden. Hierfür wurden zunächst die Versuchsreihen mit glatter Fuge betrachtet. Hier trat das Versagen durch den Verlust der Adhäsion im Fugenbereich ein. Bei den Versuchsreihen 2 und 6 wirkt planmäßig kein Druck auf die Fuge, da diese nicht geneigt ist. Hier wurde der Anteil aus Reibung vernachlässigt und für den Reibbeiwert ein sehr kleiner Wert angesetzt, um die Haftzugfestigkeiten quer und parallel zur Fuge zu ermitteln. Im Weiteren wurden die Versuchsreihen mit glatter, geneigter Fuge betrachtet, um die Kennwerte der Fuge anzupassen und den Reibbeiwert herauszufinden (Versuchsreihen 3 und 4). Für die Versuchsreihen mit verzahnter Fuge wurden dieselben Eigenschaften der Fuge unterstellt. Mithilfe der unbewehrten Fugen konnten diese weiter angenähert und der Reibbeiwert bestimmt werden (Versuchsreihen 5 und 7). Für die bewehrten Versuchsreihen (8, 9 und 10) wurden zunächst die zuvor für die Versuchsreihen 5 und 7 ermittelten Eigenschaften übernommen. Bei diesen Versuchsreihen trat das Versagen

durch Biegung und Schub in den beiden Kleinkörperhälften ein. Gleichzeitig wurden Risse in der Verzahnung aufgenommen. Um Schwachstellen und die Inhomogenität des Betons zu berücksichtigen, und das Versagen möglichst genau abzubilden, wurden die Betonfestigkeiten herabgesetzt. Im letzten Schritt wurden die Versuchskörper ohne Styrodureinlagen modelliert. Hier wurden die iterativ bestimmten Eigenschaften der Versuchsreihen mit Styrodureinlagen übernommen. Es wurde deutlich, dass die Haftzugfestigkeit parallel zur Fuge C die maßgebende Einflussgröße darstellt. Durch eine Erhöhung des Reibungsparameters  $\Phi$  konnte die Tragfähigkeit zwar gesteigert werden, der Einfluss stellte sich jedoch im Vergleich zu C auch bei den geneigten Fugen gering dar. Die hohen Traglasten dieser Versuchsreihen (3 und 4) konnten nur über deutlich höhere Haftzugfestigkeiten modelliert werden. Die Haftzugfestigkeiten parallel zur Fuge C ergaben sich demnach zu:

- 1,8 N/mm<sup>2</sup> für nicht geneigte Fugen (Versuchsreihen 2 und 6)
- 3,1 N/mm<sup>2</sup> für um 15° geneigte Fugen (Versuchsreihe 3)
- 3,6 N/mm<sup>2</sup> für um 25° geneigte Fugen (Versuchsreihe 4)

Für die Prüfkörper mit verzahnter Fuge wurden dieselben Eigenschaften der Haftung unterstellt. Allerdings hatten hier auch die Parameter  $f_t$  und  $\Phi$  einen erheblichen Einfluss auf den Tragwiderstand. Die Zugfestigkeit quer zur Fuge  $f_t$  wurde genauso groß angenommen wie parallel zur Fuge C. Diese Annahme liefert für die Versuchsreihen ohne Fugenbewehrung eine gute Annäherung an die gemessenen Tragfähigkeiten. Allerdings wurden die Haftbeiwerte C und  $f_t$  im Gegensatz zu den glatten Fugen unabhängig von der Fugenneigung mit 1,8 N/mm<sup>2</sup> angesetzt. Die Empfehlungen für die Reibung zwischen zwei Betonen liegen zwischen 0,5 und 1,0. Aufgrund der glatten Oberflächenbeschaffenheit der vorliegenden Fugen, wird der Minimalwert von  $\Phi = 0,5$  angesetzt. Für die Prüfkörper mit Leichtbeton liefert  $\Phi = 0,45$  eine gute Näherung. Des Weiteren wurden die Materialeigenschaften von Alt- und Neubeton untersucht. Bei den Prüfkörpern mit verzahnter Fuge wurden Risse in beiden Körperhälften aufgenommen. Beim Versagen wurde ein Abscheren der Verzahnung beobachtet. Da die Streuungen der Materialeigenschaften in Atena nicht berücksichtigt werden, wurden die Zug- und Druckfestigkeit der Betone reduziert. Insbesondere beim Leichtbeton wurden große Streuungen erwartet. Hier liefert eine Zugfestigkeit von  $f_{ctm} = 2,0$  N/mm<sup>2</sup> treffende Ergebnisse. Diese liegt deutlich unter dem aus der Spaltzugfestigkeit ermittelten Wert von ca. 2,8 N/mm<sup>2</sup>. Für die Druckfestigkeit wird  $f_{cm} = 44$  N/mm<sup>2</sup> eingesetzt. Für alle Versuchsreihen mit verzahnter Fuge werden dieselben Werte eingesetzt, um vergleichbare Ergebnisse zu erzielen. Für den Normalbeton wurden hierbei eine Zugfestigkeit von  $f_{ctm} = 2,0$  N/mm<sup>2</sup> und Druckfestigkeit von  $f_{cm} = 25$  N/mm<sup>2</sup> angenommen.

## 7.4 Ergebnisse der Modellierung

### 7.4.1 Versuchsreihen mit glatter, unbewehrter Fuge

Mit den vorgestellten Kennwerten für die Eigenschaften der Fuge konnte eine gute Annäherung an die Versuchsergebnisse erreicht werden. Das Versagen trat ebenfalls schlagartig

durch ein Öffnen der Fuge ein. Die maximalen Traglasten der Versuche und der Modellierung mit Atena werden in Tabelle 7-3 gegenüber gestellt.

Tabelle 7-3: Materialkennwerte

Bruchlast	Versuchsreihe 2	Versuchsreihe 3	Versuchsreihe 4	Versuchsreihe 6
Versuche	48,3 kN	145,9 kN	196,5 kN	43,9 kN
Atena-Modell	50,7 kN	135,5 kN	190,2 kN	43,7 kN

Im Weiteren werden die Spannungen in y- und z-Richtung bei Erreichen der maximalen Last am Beispiel von Versuchsreihe 2 abgebildet (Abb. 7-3). Druck wird negativ (Farbskala: blau) und Zug positiv (Farbskala: rot) angenommen. Die Verformungen sind hundertfach überhöht dargestellt und Risse sind schwarz markiert. Die obere Hälfte entspricht dem Altbeton, die untere dem Neubeton. Im Bereich der Aussparung bildet sich die Druckzone aus und auf der gegenüberliegenden Seite die Zugzone. Im Beton können Biegerisse festgestellt werden. Diese sind vor allem bei den Betonen mit geringer Zugfestigkeit (Neubeton C20/25 und Leichtbeton LC40/44) festzustellen.

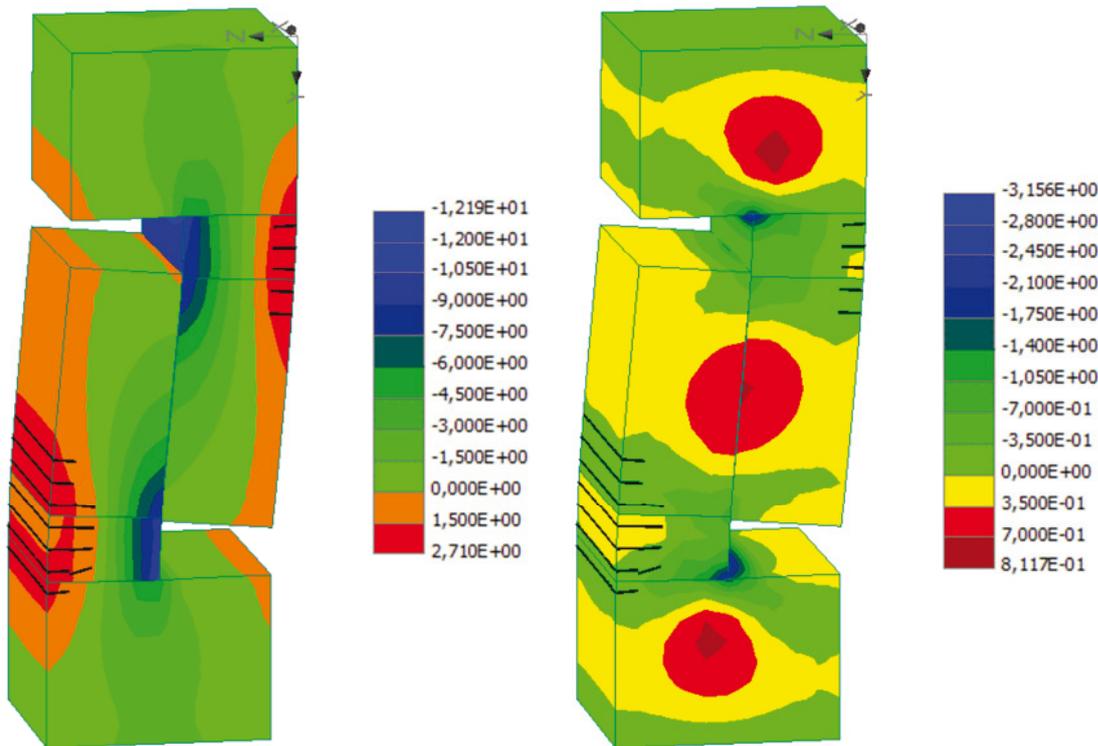


Abb. 7-3: Versuchsreihe 2: Spannungen in y- (links) und z-Richtung (rechts) am verformten, gerissenen Körper in  $N/mm^2$

#### 7.4.2 Versuchsreihen mit verzahnter, unbewehrter Fuge

Im Weiteren werden die Versuchsreihen mit verzahnter, unbewehrter Fuge betrachtet. Bei der Modellierung dieser Versuchskörper ergaben sich größere Abweichungen zu den Versuchsbeobachtungen, da das Versagen von mehreren Parametern abhängt. Es wurden ein Versagen des Haftverbundes und ein Abscheren der Verzahnung beobachtet. Die gemessenen und modellierten Bruchlasten sind in Tabelle 7-4 zusammengestellt. Bei den Versuchsreihen 5

und 7, mit nicht geneigter Fuge, konnten die Modelle durch die Eigenschaften der Fuge vergleichsweise gut angepasst werden. Bei den Versuchsreihen mit geneigter Fuge (11 und 12) ergeben sich größere Abweichungen. Es wird eine Unterscheidung der Prüfkörper mit (mS) und ohne (oS) Styrodureinlagen vorgenommen.

*Tabelle 7-4: Bruchlast*

Versuchsreihe:	5 (mS)	7 (mS)	11 (mS)	11 (oS)	12 (mS)	12 (oS)
Versuche	78,5 kN	56,4 kN	183,0 kN	276,5 kN	356,4 kN	611,2 kN
Atena-Modell	72,9 kN	51,3 kN	216,5 kN	228,3 kN	356,5 kN	353,4 kN

Die eingesetzten Materialparameter wurden für die Versuchsreihen mit Leichtbeton (7, 11 und 12) gleich angenommen. In Versuchen und Modell wird analog zu den glatten Fugen die Leistungssteigerung des Prüfkörpers durch die Erhöhung der Fugenneigung erkenntlich. Allerdings konnte diese bei den glatten Fugen nur durch eine Steigerung des Haftverbundes der Fuge modelliert werden. Bei den verzahnten Fugen wurden die Eigenschaften der Fuge, unabhängig von der Neigung, gleich angesetzt. Unterschiede der Bruchlasten von Versuch und Modell ergeben sich hauptsächlich bei den geneigten Fugen. Die Bruchlasten aus der Modellierung liegen hier für die Prüfkörper mit und ohne Styrodureinlagen relativ nah beieinander. Die Versuchsergebnisse liegen für die Versuchsreihe 11 unter (mit Styrodureinlagen) beziehungsweise über (ohne Styrodureinlagen) diesen Werten. Bei Versuchsreihe 12 hingegen wurden die Ergebnisse der Prüfkörper mit Styrodureinlagen gut abgebildet. Die Erhöhung der Tragfähigkeit für den Prüfkörper ohne diese Einlagen, konnte jedoch nicht gezeigt werden.

Nachfolgend werden die Spannungen in y- und z- Richtung am Beispiel der Versuchsreihe 11 unter Einwirkung der maximalen Last dargestellt (Abb. 7-4). Für die Versuchsreihen 11 und 12 werden neben den Prüfkörpern mit Styrodureinlagen (mS) in der Verzahnung auch die ohne (oS) betrachtet. Die Ergebnisse werden am verformten Körper mit Rissen illustriert. Die Verformungen sind hierbei 20-fach überhöht dargestellt. Druck wird negativ (Farbskala: blau) und Zug positiv (Farbskala: rot) angenommen. Die obere Hälfte entspricht dem Altbeton und die untere dem Neubeton.

Die Darstellungen der Spannungsverläufe der Versuchsreihe 11 in y-Richtung (Abb. 7-4, links) veranschaulichen, analog zu den glatten Fugen, die Biegebeanspruchung der Prüfkörper. Da durch die Verzahnung der Fuge größere Lasten aufgenommen werden können, liegen vergleichsweise höhere Spannungen und eine ausgeprägte Rissbildung vor. Die Ecken der Zähne stehen zum Teil unter Druck und zum Teil unter Zug, wodurch Risse im Alt- und Neubeton entstehen. Insbesondere bei den Prüfkörpern mit Styrodureinlagen ist eine vermehrte Rissbildung und Verformung der Zähne zu erkennen.

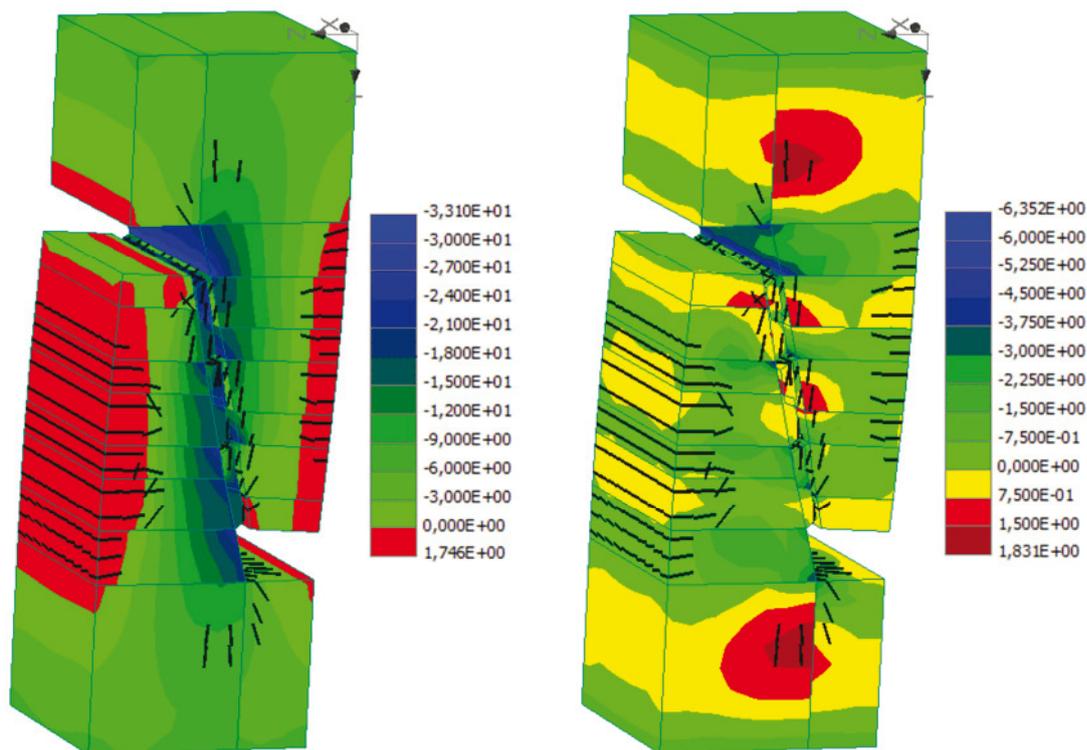


Abb. 7-4: Versuchsreihe 11 (mS): Spannungen in y- (links) und z-Richtung (rechts) am verformten, gerissenen Körper in N/mm<sup>2</sup>

### 7.4.3 Versuchsreihen mit verzahnter, bewehrter Fuge

Die Prüfkörper mit nicht geneigter, verzahnter Fuge wurden in Kombination mit verschiedenen Arten der Fugenbewehrung untersucht. Die Versuchsreihen 8, 9 und 10 wurden entsprechend der Versuche mit Glasfaser-, Edelstahl- und Stabstahlbewehrung modelliert. Zudem wurde die Einlage von Styrodurstreifen berücksichtigt. Das Versagen trat im Rahmen der Versuche durch Schub und Biegung der Prüfkörperhälften ein. In der Fuge wurden zwar Verschiebungen festgestellt, in den meisten Fällen blieb diese jedoch intakt. Da die Fugenbewehrung somit nicht für das Versagen maßgeblich war, wurden ähnliche Bruchlasten für die drei Versuchsreihen gemessen. Auch zwischen den Versuchskörpern mit und ohne Styrodureinlagen (mS/ oS) wurden nur geringfügige Unterschiede festgestellt. In der folgenden Tabelle 7-5 werden die gemessenen Bruchlasten denen des Atena-Modells gegenüber gestellt.

Tabelle 7-5: Bruchlast

Versuchsreihe:	8 (mS)	8 (oS)	9 (mS)	9 (oS)	10 (mS)	10 (oS)
Versuche	122,8 kN	129,8 kN	120,2 kN	139,1 kN	125,2 kN	125,3 kN
Atena-Modell	122,7 kN	149,5 kN	130,0 kN	143,7 kN	122,3 kN	148,5 kN

Für die Versuchsreihen mit Styrodureinlagen können die Bruchlasten mit dem vorliegenden Modell gut beschrieben werden. Für die Prüfkörper mit vollflächigem Verbund hingegen, werden höhere Tragfähigkeiten, als in den Versuchen gemessen, erwartet.

Im Weiteren werden die Spannungen in y- und z-Richtung am verformten Körper der Versuchsreihe 10 abgebildet (Abb. 7-5). Zudem werden die Spannungen der Bewehrung illus-

triert (Abb. 7-6). Die Verformungen werden zehnfach überhöht dargestellt. Druck (negativ) wird in der Farbskala blau und Zug (positiv) rot abgebildet. Weiterhin werden die Risse markiert. Die obere Prüfkörperhälfte entspricht dem Altbeton (LC40/44) und die untere dem Neubeton (C20/25).

Der Spannungsverlauf der Prüfkörper in y-Richtung verdeutlicht auch für diese Versuchsreihen die Biegung der Körperhälften. Bei den Aussparungen durch Dämmstoffeinlagen bildet sich die Druckzone aus und am gegenüberliegenden Rand die Zugzone. Bei Erreichen der Höchstlast zeichnet sich der Körper durch ein ausgeprägtes Rissbild im Fugenbereich genauso wie im restlichen Körper aus. Durch die höhere Beanspruchung zeigt dies bei dem Modell ohne Styrodureinlagen deutlicher. Das Versagen lässt sich nicht auf einen bestimmten Riss zurückführen.

Bei den Spannungen in z-Richtung lassen sich Unterschiede zu den bisher betrachteten Versuchsreihen erkennen. Die Bereiche unter Zugspannung konzentrieren sich an den Stellen der Fugenbewehrung.

Weiterhin werden die Spannungen der Bewehrungsstäbe abgebildet (Abb. 7-6). Diese spiegeln das Verformungsbild der Prüfkörper wieder. Die maßgebenden Beanspruchungen zeigen sich, in beiden Hälften, in der Zug- und Druckzone.

Im Vergleich zeigt sich bei den Versuchsreihen ohne Styrodureinlagen eine schwächere Beanspruchung der Fugenbewehrung. Dies führt zu der Annahme, dass die Verzahnung, trotz der vorhandenen Risse, am Lastabtrag beteiligt ist.

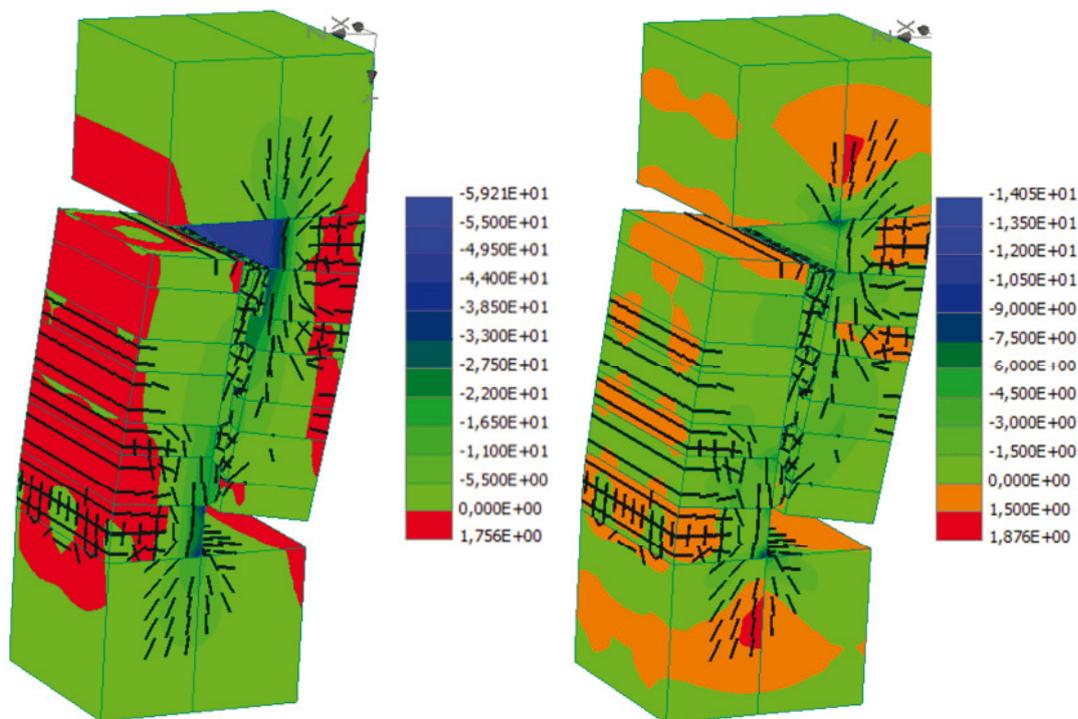


Abb. 7-5: Versuchsreihe 10 (mS): Spannungen in y- (links) und z-Richtung (rechts) am verformten, gerissenen Körper in N/mm<sup>2</sup>

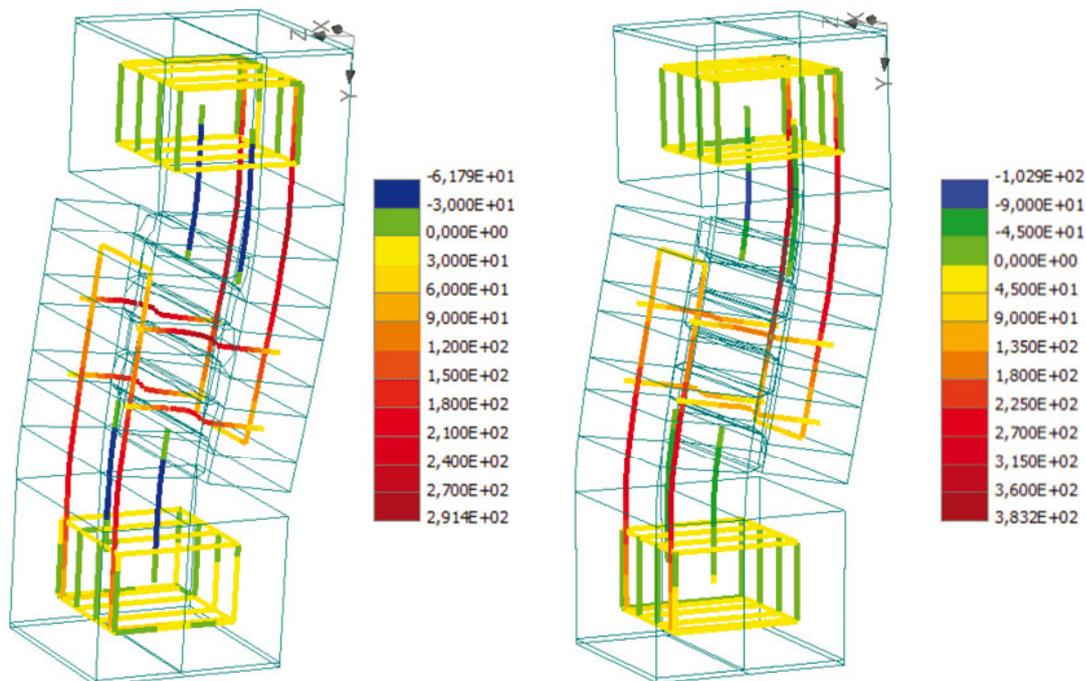


Abb. 7-6: Spannungen der Bewehrung von Versuchsreihe 10 mS (links) und oS (rechts) in N/mm<sup>2</sup>

## 7.5 Zusammenfassung

Insgesamt können die Prüfkörper, durch die Kenntnis der für das Versagen maßgebenden Materialparameter, realitätsnah abgebildet werden. In der Praxis ist es nicht möglich die Lastleitung horizontal und vertikal ideal übereinander auszurichten. Genauso wenig konnten die Abmessungen und Winkel der Prüfkörper im Rahmen der Herstellung genau umgesetzt werden. Dennoch ist es gelungen, ein konsistentes Modell für die verschiedenen Fugenausführungen zu entwickeln. Unabhängig von genannten Einflussfaktoren wurden, unter Verwendung einheitlicher Kennwerte des Materials, die Bruchbedingungen für die unterschiedlichen Fugenausbildungen realitätsnah abgebildet. Wichtige Eigenschaften, wie Verformungszustände, Rissbildung und Duktilität, konnten grundsätzlich richtig modelliert werden. Die Unterschiede zwischen den Prüfkörpern mit und ohne Styrodureinlagen stellen sich im Atena-Modell für die unbewehrten Fugen vergleichsweise gering dar. In den Versuchen wurden größere Abweichungen festgestellt. Bei den bewehrten Fugen hingegen wurde keine bemerkenswerte Laststeigerung bei den Prüfkörpern ohne Styrodureinlage erwartet. Insbesondere bei glatten und geneigten Fugen zeigt sich eine Erhöhung des Haftverbundes durch den vorhandenen Druck. Dieser Effekt kann in Atena nur durch eine Anpassung des Kohäsionsbeiwertes berücksichtigt werden. Dennoch sollte beachtet werden, dass der Haftverbund von unzähligen Faktoren abhängig ist, welche nicht im Einzelnen erfasst und berücksichtigt werden können. Dies spiegelt sich in den enormen Streuungen der Versuchsergebnisse wieder. Für die Kalibrierung wurde nur der Mittelwert betrachtet. Weiterhin wurde das Tragverhalten der Fugensbewehrung veranschaulicht. Im Verformungsbild werden die Schubbeanspruchung und der daraus resultierende Querkzug illustriert.



---

## 8 Großversuche

### 8.1 Versuchsprogramm

Die Großversuchskörper sind erforderlich um folgende Aspekte zu untersuchen. Die Geometrie der Fuge selbst bleibt hierfür unverändert.

#### Zusatzmoment in Querrichtung

Zur Überprüfung wie sich die Deckenverdrehung auf die Tragfähigkeit der Fuge auswirkt, wird ein zusätzliches Biegemoment aufgebracht. Dieses wird als Begleiteinwirkung zur vorherrschenden Schubkraft (aus Temperatur) aufgebracht. Die entstehenden Zugkräfte reduzieren die Kontaktfläche, wobei die Druckspannungen aus dem Biegemoment die Druckspannungen und somit die Reibung auf dieser Seite erhöhen.

#### Übergreifung

Die Bewehrung des Anschlusselementes nach oben hin muss in der Decke enden, da nicht vorausgesetzt werden kann, dass in dem darüber liegenden Geschoss ebenfalls eine Stahlbetonwand vorhanden ist. Zur Sicherstellung einer ausreichenden Tragfähigkeit wurde daher eine Übergreifung der Bewehrung von 150 mm gewählt, was der Übergreifungslänge im Wand-Decken-Knoten entspricht.

#### Verhinderung des vorzeitigen Versagens

Da bei den hohen Tragfähigkeiten der Schubfuge die Kleinkörper in Bereichen außerhalb der Fuge versagt bzw. sich Ausbruchkegel gebildet haben, die bei einer Stahlbetonwand nicht auftreten können, ist der Versuchskörper so auszuführen, dass die Tragfähigkeit der Fuge sicher erreicht werden kann.

### 8.2 Prüfprogramm

Ziel ist es, die übertragbare Schubkraft für verschiedene Fugenausführungen zu bestimmen. Hierfür werden acht Großversuchskörper mit Abmessungen nach Abb. 8-1 verwendet. Diese bestehen aus zwei Teilen, welche nacheinander hergestellt werden. Der zweite Abschnitt wird an den ersten (inkl. LC-Element) anbetoniert. Die Oberflächen der Fugen sind schalglatt.

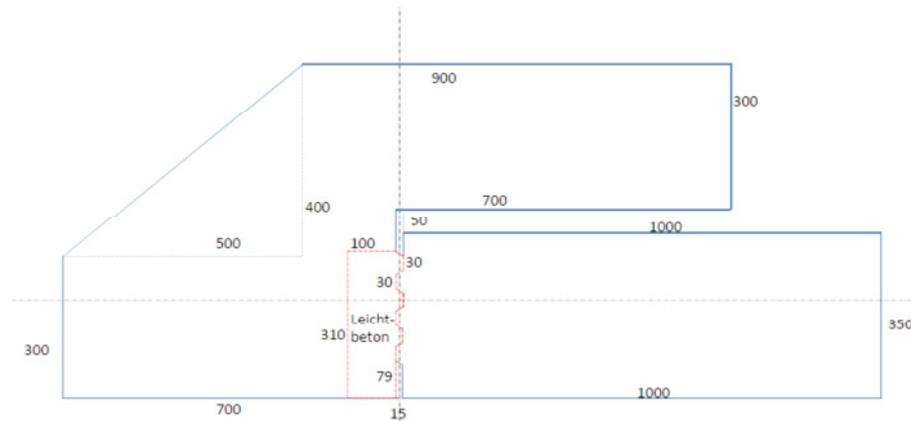
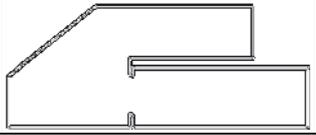
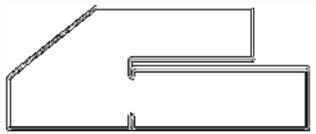
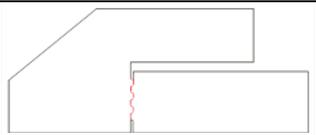
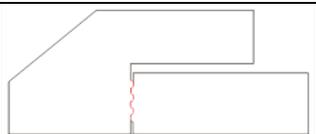
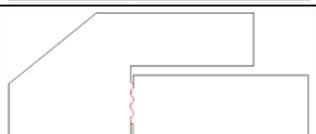
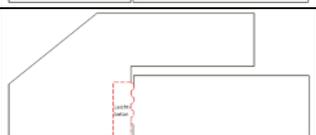
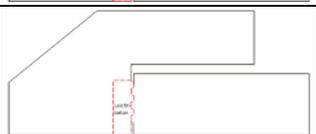
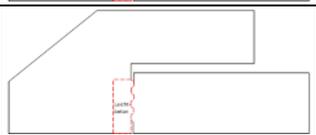


Abb. 8-1: Geometrie und Abmessungen in mm der Großversuchskörper mit LC-Element

Zusätzlich werden für die beiden Teile der Versuchskörper verschiedene Betonarten verwendet. Für den zuerst hergestellten Teil (Altbeton) wird zum einen Normalbeton der Festigkeitsklasse C25/30 und zum anderen ein vorgefertigtes Element aus Leichtbeton der Festigkeitsklasse LC40/44 verwendet. Die zweite Hälfte des Versuchskörpers wird an den erhärteten Altbeton anbetoniert. Der Neubeton wird mit einem Normalbeton der Festigkeitsklasse C20/25 hergestellt.

Die untersuchten Kombinationen werden in Tabelle 8-1 dargestellt. In der ersten Versuchsreihe wird ein monolithischer Versuchskörper (mit Bewehrung, B500) ohne Fuge geprüft. Dieser ist der Referenzwert für eine monolithische Konstruktion und stellt die Obergrenze an Tragfähigkeit dar, die erreicht werden kann. Die zweite Versuchsreihe ist die maximale Tragfähigkeit bei Anordnung einer Fuge. Im Gegensatz zu der in der Praxis üblicherweise rau ausgeführten Fuge wird hierin als Maximalwert eine verzahnte Fuge (mit Bewehrung, 4 Ø8) geprüft. Die dritte Versuchsreihe sieht ein Anschlusselement aus Leichtbeton mit GFK-Bewehrung vor. Dabei wurde das Produkt ComBar der Fa. Schöck mit einer Zugfestigkeit  $>1000 \text{ N/mm}^2$  verwendet. Des Weiteren wurde die geplante Umsetzung der thermisch entkoppelten Wand-Decken-Konstruktion bereits näher untersucht. Die Fehlstellen im Verbund werden im Zuge der Versuchskörper durch die Einlage von Styrodurstreifen mit einer Dicke von 5 mm in die Zahn-Täler des Altbetons bzw. LC-Betons simuliert.

Tabelle 8-1: Prüfplan

Nr.	Fugen- geometrie	Belastung	Vorbelas- tung H [kN] bzw. M [kNm]	Fugen- bewehrung	Mit Styrodur einlagen	Betongüte (Neu- / Altbeton)	Geometrie
a1	keine Fuge	Nur Schub	-	Stabstahl B 500B (4Ø8)	-	C20/25	
a2	keine Fuge	Schub & Biegung	H = 6,5 bzw. M = 3,25	Stabstahl B 500B (4Ø8)	-	C20/25	
b1	verzahnt	Nur Schub	-	Stabstahl B 500B (4Ø8)	ja	C20/25 / C25/30	
b2	verzahnt	Schub & Biegung	H = 8,0 bzw. M = 4,0	Stabstahl B 500B (4Ø8)	ja	C20/25 / C25/30	
b3	verzahnt	Nur Schub	-	Stabstahl B 500B (4Ø8)	nein	C20/25 / C25/30	
c1	verzahnt	Nur Schub	-	GFK (6Ø8)	ja	C20/25 / LC40/44	
c2	verzahnt	Schub & Biegung	H = 8,9 bzw. M = 4,45	GFK (6Ø8)	ja	C20/25 / LC40/44	
c3	verzahnt	Nur Schub	-	GFK (6Ø8)	nein	C20/25 / LC40/44	

### 8.3 Herstellung der Versuchskörper

Für die Herstellung der Versuchskörper werden das benötigte Schalmaterial, sowie die Bewehrung der beiden Teile und der Fuge, mit den dazugehörigen Abstandshaltern von der Fa. Schöck Bauteile GmbH bereitgestellt. Die Elemente aus Leichtbeton werden ebenfalls von der Fa. Schöck Bauteile GmbH gefertigt und geliefert. Die Herstellung der Ortbetonergänzungen mit C20/25 und C25/30 erfolgten in der Versuchshalle der TU Darmstadt. Zudem wurden Würfel und Zylinder hergestellt, mit welchen die Materialeigenschaften des Betons ermittelt werden konnten.



Abb. 8-2: Herstellungsschritte der Versuchskörper

#### 8.4 Versuchsaufbau

Die Belastung der Prüfkörper wurde mithilfe einer Hydraulikpresse in einem Prüfrahmen aufgebracht. Die Last wird über ein Rollenlager in den Prüfkörper eingeleitet. Auf der Unterseite wird der Prüfkörper auf zwei Stahlplatten gelagert. Um eine exzentrische Lasteinleitung und Spannungsspitzen zu vermeiden, wird zwischen den Lagern und dem Versuchskörper ein Gipsbett angeordnet. Die Mittelachse des Rollenlagers wird zentrisch zur Fuge mithilfe eines Lots ausgerichtet. Während des Versuchs werden die Kraft und der Kolbenweg aufgenommen.

Die Kraftübertragung zwischen den beiden Hälften der Versuchskörper soll ausschließlich über die Fuge erfolgen. In Abb. 8-3 ist der eingebaute Prüfkörper dargestellt. Dabei entsteht ein minimaler Versatz zwischen dem Lasteintrag über das Rollenlager und der Lagerung, die nur auf der linken Seite der Fuge erfolgt. Der Versuchskörper ist so designt, dass aufgrund der Betonmasse kein Moment auf die Fuge wirkt.

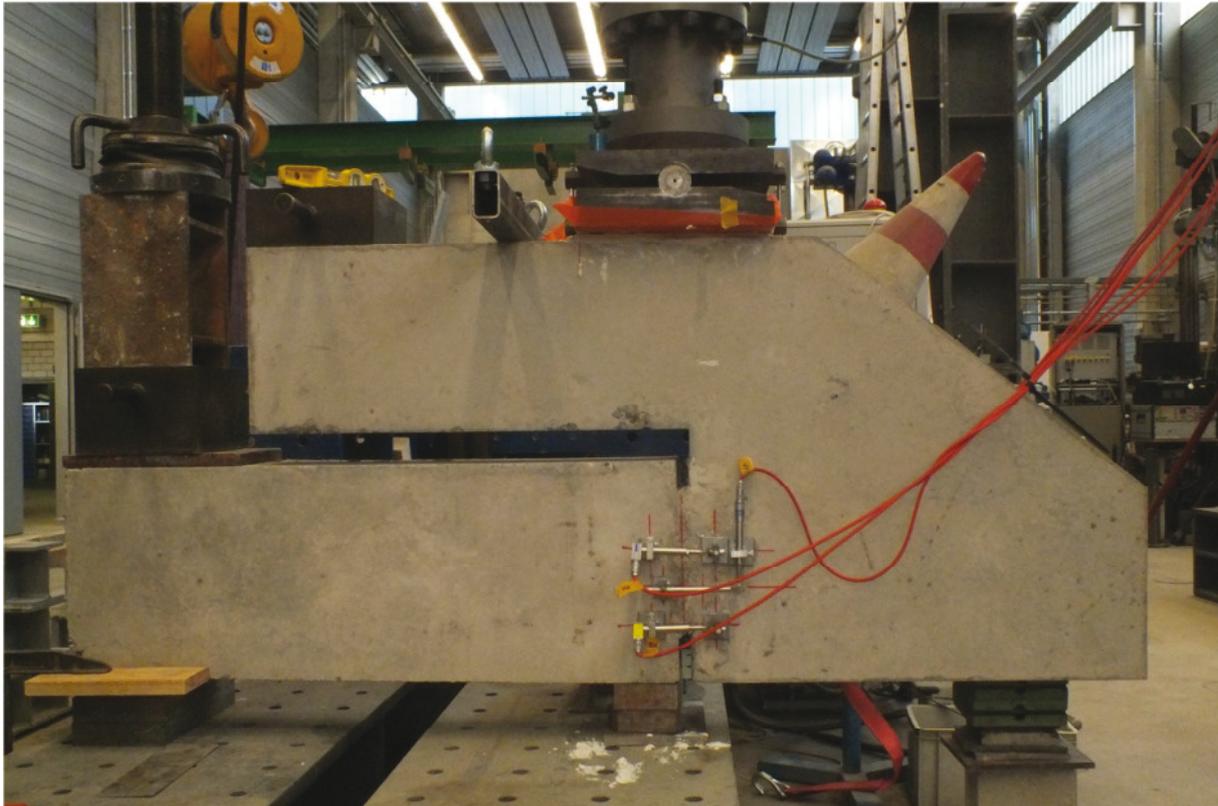


Abb. 8-3: Versuchskörper im Prüffeld

Zudem werden die Öffnungen und Verschiebungen der Fugen gemessen. Hierzu werden induktive Wegaufnehmer mit einem Messbereich von  $\pm 2$  mm an den Prüfkörpern angebracht. Auf beiden Seiten werden die Wege senkrecht zur Fuge über jeweils zwei Wegaufnehmer (H1, H2, H3, H4) und parallel zur Fuge über jeweils einen Wegaufnehmer (V1, V2) gemessen. Die Wegaufnehmer werden auf zuvor mit Heißkleber angebrachten Metallplättchen magnetisch befestigt und ausgerichtet. Die Anordnung der Wegaufnehmer wird in Abb. 8-4 veranschaulicht. Die Wegaufnehmer selbst werden als Pfeil und die Gegenstücke als „T“-Stücke dargestellt.

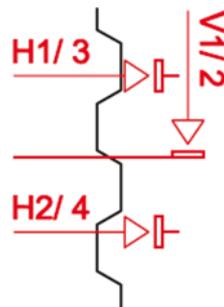


Abb. 8-4: Lage der Wegaufnehmer

Die Vertikalkraft in den Versuchen wird kraftgesteuert Stufenweise in 10 kN-Schritten bis 200 kN gesteigert. Die einzelnen Laststufen werden jeweils eine Minute gehalten. Ab einer Last von 200 kN wird weggeregelt bis zum Bruch belastet. Die Versuche werden mithilfe zweier Kameras dokumentiert. Bei den Versuchen mit zusätzlichem Biegemoment wird nur

bis 170 kN belastet. Sodann wird das Biegemoment über eine Horizontalkraft im Abstand von 500 mm aufgebracht (vgl. Abb. 8-5). Im Anschluss wird weggeregelt bis zum Bruch belastet.

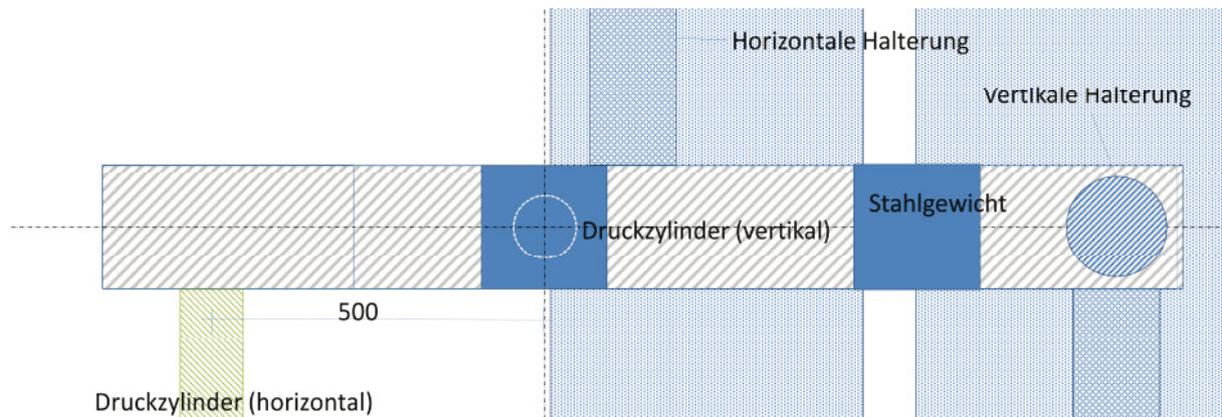


Abb. 8-5: Darstellung des Lastangriffspunktes der Horizontallast

## 8.5 Versuchsergebnisse

### Versuchsreihe a

Im Rahmen der Versuchsreihe a wurde der monolithische Referenzkörper aus Normalbeton der Festigkeitsklasse C20/25 untersucht. Die Verbundbewehrung besteht aus 4 Ø8. Bei beiden Prüfkörpern wird ein ähnliches Versagen beobachtet. Bei Erreichen der Bruchlast bildet sich ein Riss und zwischen den beiden Versuchskörperhälften entsteht ein Versatz. Die Trennung der beiden Kleinkörperhälften findet genau im Bereich des reduzierten Querschnittes statt. Dabei bilden sich Querszugrisse in Richtung der Druckstreben (vgl. Abb. 8-6). Die maximal erreichte Last betrug 350 kN. Für den Prüfkörper der zusätzlich mit einem Biegemoment belastet wurde beträgt die erreichte Last 289 kN.

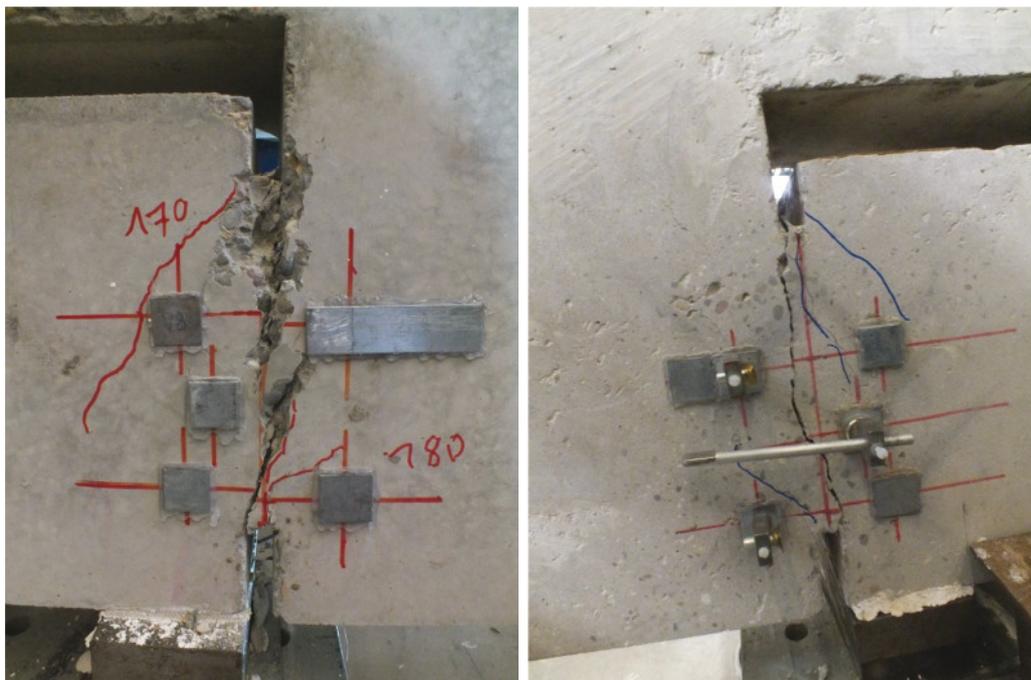


Abb. 8-6: Prüfkörper a1 (links) und a2 (rechts) nach dem Versagen

Neben den Bruchlasten wurden auch die Wege parallel und quer zur Fuge während der Versuchsdurchführung aufgezeichnet. Abb. 8-7 zeigt die aufgenommenen Wege quer zur Fuge (Wegaufnehmer H1 bis H4) in Abhängigkeit von der aufgetragenen Kraft. Bis zum Erreichen der Bruchlast werden bei Prüfkörper a1 Wege zwischen 0,5 mm und 1 mm aufgezeichnet. Bei Prüfkörper a2 ist deutlich das Aufbringen des Biegemomentes erkennbar, da hierbei ein horizontaler Versatz auftritt. Dabei wird H\_1 und H\_2 gedrückt und H\_3 sowie H\_4 gezogen. Mit dem Erreichen der Bruchlast sinkt die aufgetragene Kraft und die Fuge öffnet sich. Die Kraft fällt deutlich ab, wobei aufgrund der Rissverzahnung und Bewehrung eine Resttragfähigkeit von mehr als 1/3 der Bruchlast verbleibt.

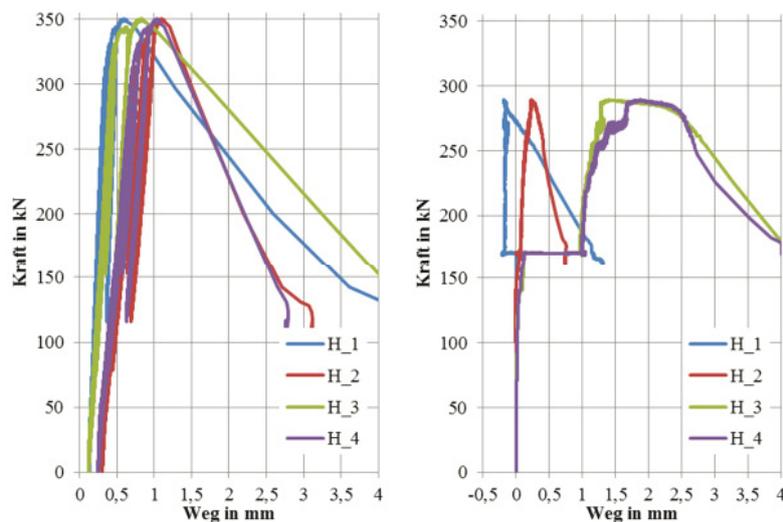


Abb. 8-7: Fugenöffnung der Versuchskörper a1 (links), a2 (rechts)

Gleichzeitig wurden die Wege parallel zur Fuge gemessen (siehe Abb. 8-4). Eine Auswertung zeigt nur minimale Wege die der Dehnung des Betons entsprechen auf eine Darstellung wird hierin auch für die anderen Versuchskörper verzichtet.

### Versuchsreihe b

Bei Versuchsreihe b wurde eine verzahnte Fuge mit derselben Verbundbewehrung 4 Ø8 ausgeführt, wie in Versuchsreihe a. Jedoch erfolgte die Herstellung in zwei Abschnitten, sodass eine Fuge entsteht. Bei Versuchskörper b1 mit Fehlstellen aus Styrodur wurde eine Traglast von 219 kN erreicht. Dabei sind die Zähne von dem Beton abgeschert. Bei Versuchskörper b2 liegt die Traglast bei 197 kN bei einem Biegemoment von 4 kNm. Abb. 8-8 ist zu entnehmen dass sich die Fuge entsprechend des Biegemomentes geöffnet hat und im Bruchzustand einzelne Zähne abgeschert sind. Versuchskörper b3 (ohne Styrodureinlagen) besitzt eine Traglast von 250 kN. Hierbei ist erkennbar, dass parallele Risse in Richtung der Druckstreben aufgehen und dabei die entsprechenden Zähne auf dem einen bzw. anderen Rissufer abscheren.



Abb. 8-8: Prüfkörper b1 (links), b2 (Mitte) und b3 (rechts) nach dem Versagen

Abb. 8-9 zeigt die aufgenommenen Wege quer zur Fuge (Wegaufnehmer H1 bis H4) in Abhängigkeit von der aufgebracht Kraft. Bei Prüfkörper b2 war Wegaufnehmer H\_2 defekt. Bis zum Erreichen der Bruchlast werden bei Prüfkörper b1 Wege bis 0,5 mm aufgezeichnet. Bei Prüfkörper b2 ist deutlich das Aufbringen des Biegemomentes erkennbar, da hierbei ein horizontaler Versatz auftritt. Dabei wird H\_1 gedrückt und H\_3 sowie H\_4 gezogen. Bei dem Prüfkörper b3 wird aufgrund der vollflächigen Fuge (ohne Styrodur) eine höhere Traglast erreicht und somit entstehen größere Verformungen von bis zu 1 mm. Bei der Bruchlast von Prüfkörper b1 liegen die Verformungen von Versuchskörper b3 ebenfalls im Bereich von bis zu 0,5 mm. Mit dem Erreichen der Bruchlast sinkt die aufgebracht Kraft und die Fuge öffnet sich. Die Kraft fällt deutlich ab, wobei aufgrund der Rissverzahnung und Bewehrung eine Resttragfähigkeit von mehr als 1/3 der Bruchlast verbleibt.

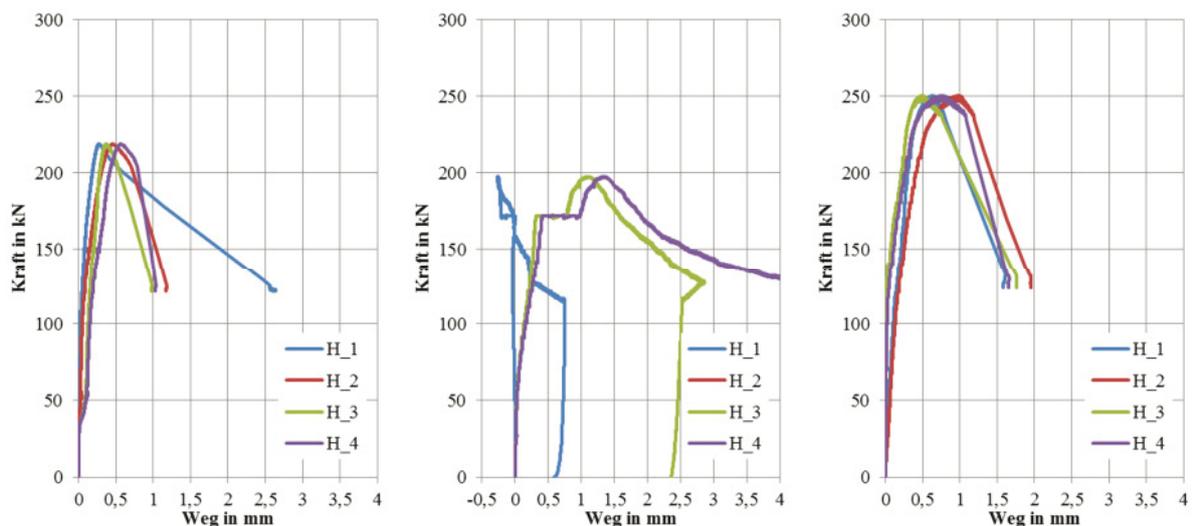


Abb. 8-9: Fugenöffnung der Versuchskörper b1 (links), b2 (Mitte) und b3 (rechts)

### Versuchsreihe c

Bei Versuchsreihe c wurde eine verzahnte Fuge zwischen Normalbeton und Leichtbeton ausgeführt. Diese ist mit 6 GFK-Stäben  $\text{Ø}8$  (Zugfestigkeit  $> 1000 \text{ N/mm}^2$ ) bewehrt. Dabei sind je Leichtbetonzahn zwei Stäbe angeordnet (Abstand 75 mm). Die Herstellung erfolgte in zwei Abschnitten, sodass eine Fuge entsteht. Bei Versuchskörper c1 mit Fehlstellen aus Styrodur wurde eine Traglast von 289 kN erreicht. Dabei sind die Zähne des Leichtbetonelements abgeschert. Bei Versuchskörper c2 liegt die Traglast bei 242 kN bei einem Biegemoment von 4,5 kNm. Abb. 8-8 ist zu entnehmen dass sich Risse entlang der Druckstreben gebildet haben und die Zähne des Leichtbetonelements abgeschert sind. Versuchskörper c3 (ohne Styrodur-einlagen) besitzt eine Traglast von 301 kN. Hierbei ist erkennbar, dass parallele Risse in Richtung der Druckstreben aufgehen und dabei die entsprechenden Zähne auf dem einen bzw. anderen Rissufer abscheren.



Abb. 8-10: Prüfkörper c1 (links), c2 (Mitte) und c3 (rechts) nach dem Versagen

Abb. 8-11 zeigt die aufgenommenen Wege quer zur Fuge (Wegaufnehmer H1 bis H4) in Abhängigkeit von der aufbrachten Kraft. Bei Prüfkörper c2 war der Wegaufnehmer H\_2 defekt. Bis zum Erreichen der Bruchlast werden bei Prüfkörper c1 und c3 Wege bis 1,0 mm aufgezeichnet. Bei Prüfkörper c2 ist deutlich das Aufbringen des Biegemomentes erkennbar, da hierbei ein horizontaler Versatz auftritt. Dabei wird H\_1 gedrückt und H\_3 sowie H\_4 gezogen. Bei Prüfkörper c3 wird aufgrund der vollflächigen Fuge (ohne Styrodur) eine höhere Traglast erreicht, die nur geringfügig über derjenigen von Versuchsreihe c1 liegt, wodurch auch die Verformungen ähnlich sind. Mit dem Erreichen der Bruchlast sinkt die aufgebrachte Kraft deutlich ab, wobei aufgrund der Rissverzahnung und Bewehrung eine Resttragfähigkeit von ungefähr der halben Bruchlast verbleibt.

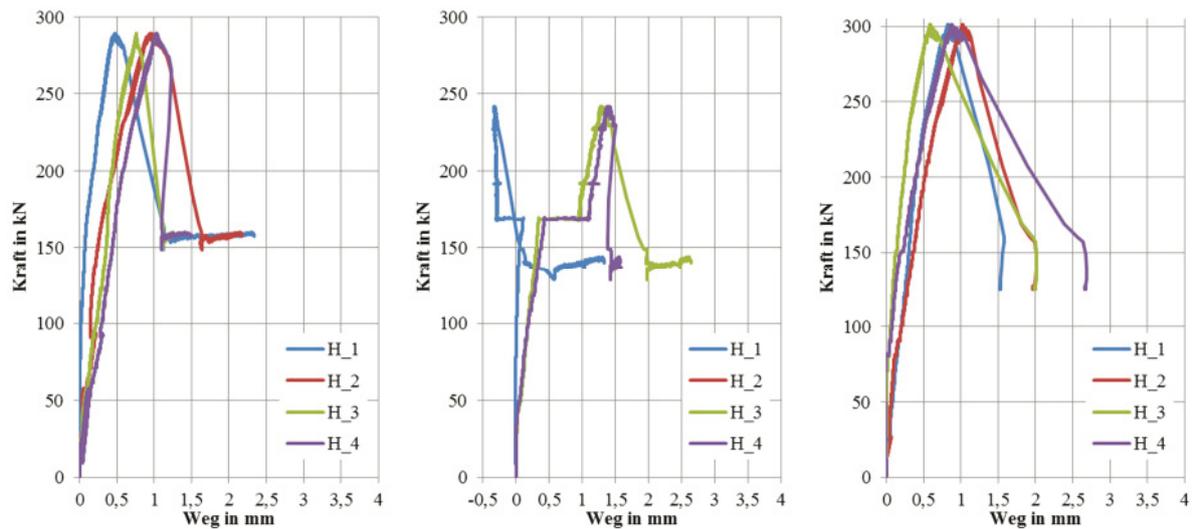


Abb. 8-11: Fugenöffnung der Versuchskörper c1 (links), c2 (Mitte) und c3 (rechts)

## 8.6 Fazit

Im Rahmen von experimentellen Untersuchungen an Großversuchskörpern aus Leicht- und Normalbeton wurde das Tragverhalten der Verbundfuge erforscht. Hierbei wurden verzahnte Fugenausführungen mit Fugenbewehrung geprüft. Bei den Großversuchskörpern hat stets ausschließlich die Fuge versagt, weshalb die maximale Tragfähigkeit der Fuge identifiziert werden konnte und somit die Geometrie der Probekörper geeignet ist. Die Bruchlasten der einzelnen Prüfkörper werden in Tabelle 8-2 dargestellt.

Tabelle 8-2: Übersicht Bruchlasten in kN

Nr.	Bezeichnung	Prüfkörper 1 – mit Fehlstellen (mit Styrodur)	Prüfkörper 2 – mit Fehlstelle (mit Styrodur) und Biegemoment		Prüfkörper 3 – ohne Styrodur
		Vertikallast	Vertikallast	Zugehörige Horizontallast im Abstand von 0,5 m	Vertikallast
a	Monolithisch	350	289	6,5	-
b	Verzahnte Fuge - Referenz	219	197	8,0	250
c	Verzahnte Fuge mit LC-Element	289	242	8,9	301

Dabei wurden Tragfähigkeiten erreicht, die sich auf einen Meterstreifen zu folgenden Widerständen errechnen lassen:

Tabelle 8-3: Übersicht Widerstände in kN je lfdm.

Nr.	Bezeichnung	Prüfkörper 1 – mit Fehlstellen (mit Styrodur)	Prüfkörper 2 – mit Fehlstelle (mit Styrodur) und Biegemoment	Prüfkörper 3 – ohne Styrodur	Prüfkörper2 / Prüfkörper1
a	Monolithisch	1523	1257	-	0,83
b	Verzahnte Fuge - Referenz	951	859	1088	0,90
c	Verzahnte Fuge mit LC-Element	1257	1052	1309	0,84

Es ist ersichtlich, dass bei der Verwendung des LC-Elementes (>LC40/44) bei einer verzahnten Fuge (nach Abb. 6-11) mit 2 GFK-Stäben je Zahn im LC-Element und einer Betonfestigkeit der Wand oder Decke von ca.  $45 \text{ N/mm}^2$  für eine Wanddicke von 20 cm eine Traglast von  $f_{max, Schub} = 1052 \text{ kN/m}$  zu einer höheren Traglast führt als dies für eine verzahnte Fuge aus Normalbeton mit einer Bewehrung B500 von  $2 \times \text{Ø}8\text{-}150 \text{ mm}$  (oben und unten) mit  $f_{max, Schub} = 859 \text{ kN/m}$  ist (vgl. Tabelle 8-3). Vor dem Hintergrund, dass in der Baupraxis Fugen im Wand-Decken-Knoten i.d.R. nicht verzahnt ausgeführt werden, liegt sogar eine noch höhere Tragfähigkeit gegenüber der Fugenausbildung in der Baupraxis vor. Folglich ist bei Verwendung des LC-Elementes ein höherer Widerstand anzutreffen als dies in der Baupraxis vorzufinden ist. Aufbauend auf den experimentellen Untersuchungen insbesondere dem Vergleich zur verzahnten Normalbetonfuge kann eine Implementierung in der Baupraxis erfolgen.

Zugleich zeigen die Ergebnisse, dass die im späteren Bauwerk vorhandene und in den Probekörpern abgebildete Übergreifungslänge der Bewehrung von rund 15 cm ausreichend ist, um die Fugenbewehrung im Wand-Decken-Knoten zu verankern.

Für ein gleichzeitiges Auftreten einer Biegebelastung (Deckenverdrehung) und der Beanspruchung aus dem Lastfall Temperatur ist eine Reduktion der Traglast entsprechend der Untersuchung notwendig. Im Versuch wurde ein Biegemoment von  $0,7 M_{Rm}$  aufgebracht. Dabei wird über den Vorfaktor 0,7 berücksichtigt, dass das Biegemoment die Begleiteinwirkung ist. Auf der sicheren Seite folgt aus Tabelle 8-3 eine Abminderung des Schubkraft-Widerstands auf  $\approx 0,84 F_{Bruchlast}$  für das gleichzeitige Auftreten von Biegebelastung (Deckenverdrehung) und der Beanspruchung aus dem Lastfall Temperatur.



## 9 Bemessungswerte von Einwirkung und Widerstand

Wie in Abschnitt 8.6 bereits erläutert wurde, liegt der Widerstand bei Verwendung des LC-Elementes (>LC40/44) bei einer verzahnten Fuge (nach Abb. 6-11) mit 2 GFK-Stäben je Zahn im LC-Element und einer Betonfestigkeit der Wand oder Decke von ca. 45 N/mm<sup>2</sup> für eine Wanddicke von 20 cm eine Traglast von  $f_{max, Schub} = 1052$  kN/m vor, die größer ist als die in Baupraxis ausgeführte verzahnte Fuge aus Normalbeton mit einer Bewehrung B500 von 2x Ø8-150 mm (oben und unten) mit  $f_{max, Schub} = 859$  kN/m (vgl. Tabelle 8-3). Folglich ist bei Verwendung des LC-Elementes ein höherer Widerstand anzutreffen als dies in der Baupraxis vorzufinden ist und der Wand-Decken-Anschluss kann angewendet werden. Zur Prüfung, ob das Sicherheitsniveau ausreichend groß ist, wird nachfolgend zusätzlich ein Vergleich von Einwirkung und Widerstand durchgeführt.

Im Bauwesen werden i.d.R. nicht die Mittelwerte von Einwirkung und Widerstand miteinander vergleichen, sondern es werden Sicherheiten auf beiden Seiten ergänzt. 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 wurde ein Sicherheitsniveau mit einem gesellschaftlich akzeptierten Restrisiko festgelegt. Das Restrisiko ist definiert als das Produkt aus Eintretenswahrscheinlichkeit und den zu erwartenden Schadensfolgen [vgl. Schneider (1994)]. In diesem Forschungsprojekt wird das semi-probabilistische Teilsicherheitskonzept nach DIN EN 1990 (Dezember 2010) verwendet. Hierbei werden sowohl die Einwirkungen als auch die Widerstände mit unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma$  beaufschlagt (siehe Gl. 9-1).

$$\gamma_f \cdot \Psi_0 \cdot E_k \leq \frac{R_k}{\gamma_m} \quad \text{Gl. 9-1}$$

Mit  $\gamma_f$  Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen nach DIN EN 1990/NA (Dezember 2010)

$\gamma_m$  Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013)

$\Psi_0$  Kombinationswert im Grenzzustand der Tragfähigkeit

$E_k$  charakteristischer Wert einer Einwirkung

$R_k$  charakteristischer Wert eines Widerstandes

Für den Wand-Decken-Anschluss ist die horizontale Belastung für die Bemessung die maßgebende Einwirkung auf die sich die folgende Untersuchung bezieht. Da in der numerischen Berechnung der Anforderung nach Abschnitt 5 von linear-elastischem Materialverhalten mit ungerissenen Querschnitten sowie dem mittleren Elastizitätsmodul  $E_{cm}$  ausgegangen wird, darf nach DIN EN 1992-1-1 (Januar 2011), Abschnitt 2.3.1.2 (3) der Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkung auf  $\gamma_{Q,T} = 1,0$  reduziert werden. Folglich ergeben sich für den maßgebenden

Meterstreifen die maximalen Schubkräfte als Bemessungslasten nach Tabelle 9-1. In Tabelle 9-1 sind die beiden Standardanwendungsfälle „Innenwände“ und „Erdangeschüttete Wände“ für die der Wand-Decken-Anschluss in der Regel in der Baupraxis angewendet wird für den Lastfall Sommer und Winter gekennzeichnet. Für den Lastfall Sommer (Innen und/oder Erdangeschüttet) ergeben sich wesentlich geringere Anforderungen als für den Lastfall Sommer (Außen, Nord-Ost). Für die Sonderfälle Lastfall Winter (Außen) und Sommer (Außen, Süd-West) entstehen wesentlich größere Schubkräfte.

Tabelle 9-1: Bemessungsschubkraft  $E_d$  für eine Wandlänge von 6 m

Hauptanwendungsfälle:	
Lastfall Winter (Innen oder Erdangeschüttet)	560 kN/m
Lastfall Sommer (Außenluft, Nord-Ost) inkl. Innen oder Erdangeschüttet	442 kN/m
Sonderfälle:	
Lastfall Winter (Außenluft)	846 kN/m
Lastfall Sommer (Außenluft, Süd-West)	833 kN/m

Auf der Widerstandsseite zeigte sich bei den Großversuchskörpern mit dem LC-Element eine Tragfähigkeit von  $F_{Bruch} = 289$  kN (Wandbereich) mit Fehlstellen in der Kontaktzone, bzw. ohne Fehlstellen von  $F_{Bruch} = 301$  kN (Deckenebene). Bei gleichzeitiger Wirkung eines Biegemomentes in Höhe von 70 Prozent des Widerstandsmomentes des Fugenquerschnittes ( $0,7 M_{Rd}$ ) reduziert sich die ertragbare Schubbeanspruchung  $F_{Bruch}$  auf 242 kN. Über die Fugenlänge im Versuch (23 cm) lässt sich die Traglast auf einen Meterstreifen umrechnen:

$$f_{Bruch} = \frac{F_{Bruch}}{l_{Fuge}} = \frac{242 \text{ kN}}{0,23 \text{ m}} = 1052 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Gl. 9-2}$$

Zu berücksichtigen ist jedoch, dass die im Versuch vorhandene Würfeldruckfestigkeit von rund  $45 \text{ N/mm}^2$  oberhalb der charakteristischen Druckfestigkeit für einen C25/30 (Deckenbeton) von  $30 \text{ N/mm}^2$  bzw. für einen C30/37 (Wandbeton) von  $37 \text{ N/mm}^2$  liegt. Daher wird die Traglast im Versuch anhand des Verhältnisses der Betondruckfestigkeiten nach Gl. 9-3 reduziert, woraus sich eine Traglast von 199 kN ableiten lässt. In dieser Berechnung wird unterstellt, dass eine niedrigere Betondruckfestigkeit automatisch zu einer niedrigen Traglast führt. Da das Versagen in dem LC-Element aufgetreten ist und nicht in dem Ortbeton, folgt aus einer Reduktion der Druckfestigkeit des Ortbetons nicht automatisch eine Reduktion der Traglast. Der Zusammenhang gilt ab dem Zeitpunkt ab dem der Ortbeton maßgebend wird. Da dieser Übergangspunkt nicht bekannt ist, wird die volle Abminderung auf der sicheren Seite liegend durchgeführt, auch wenn dies möglicherweise sehr deutlich auf der sicheren Seite liegt.

$$f_{Bruch,C30/37} = f_{Bruch} \cdot \frac{f_{c,C30/37}}{f_{c,Versuch}} = 1052 \text{ kN/m} \cdot \frac{37}{45} = 865 \text{ kN/m} \quad \text{Gl. 9-3}$$

Da es sich um Betonversagen handelt ist dieser Wert mit dem Dauerstandsfaktor und dem Teilsicherheitsbeiwert von Beton zu beaufschlagen, um den Bemessungswiderstand zu erhalten:

$$f_{Bruch,C30/37,d} = \frac{\alpha_c \cdot F_{Bruch,C30/37,d}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 865 \text{ kN/m}}{1,5} = 490 \text{ kN/m} \quad \text{Gl. 9-4}$$

Ein Vergleich des Bemessungswertes des Widerstandes und dem Bemessungswert der Einwirkungen für eine Wanddicke  $d = 20 \text{ cm}$  nach Tabelle 9-1 enthält Tabelle 9-2. Dabei sind Einwirkungen aus abfließender Hydratationswärme sowie aus Kriechen und Schwinden nicht erfasst. Zugleich gelten die Werte nur für Wände mit einer maximalen vertikalen Belastung von  $500 \text{ kN/m}$ , was zu einer Spannung von  $2,5 \text{ N/mm}^2$  führt. Da diese Spannung so gering ist, entsteht voraussichtlich keine Interaktion zwischen der Schubkraft und der Kraft senkrecht zur Fuge. Eine ggf. günstige Wirkung (Querpressung auf die Betondruckstreben aufgrund der Schubkraft) wird somit nicht berücksichtigt. Wie in Abschnitt 5 gezeigt wurde, sind 98% der lfdm. Wandlänge in mehrgeschossigen Wohnungsbauwerken in der Baupraxis mit weniger als  $500 \text{ kN/m}$  belastet.

Tabelle 9-2: Bemessungslast  $E_d$  und Widerstand  $R_d$  (Wanddicke  $d = 20 \text{ cm}$ , Betonfestigkeit C30/37 und LC40/44)

	$E_d$ (linear-elastisch, $\gamma_f = 1,0$ )	$R_d$	$E_d / R_d$	
Hauptanwendungsfälle:				
Lastfall Winter (Innen oder Erdangeschüttet)	560 kN/m	490 kN/m	1,14	≈
Lastfall Sommer (Außen, Nord-Ost) inkl. Innen oder Erdangeschüttet	442 kN/m	490 kN/m	0,90	√
Sonderfälle:				
Lastfall Winter (Außen)	846 kN/m	490 kN/m	1,73	X
Lastfall Sommer (Außen, Süd-West)	833 kN/m	490 kN/m	1,70	X

Tabelle 9-2 zeigt, dass für den Lastfall Sommer (Außen, Nord-Ost) der Widerstand ausreichend groß ist. Daher sind automatisch die Lastfälle Sommer (Innen und Erdangeschüttet) wegen der niedrigeren Einwirkung ebenfalls erfüllt. Im Lastfall Winter (Innen oder Erdangeschüttet) liegt der Widerstand unter Berücksichtigung einer Abminderung durch ein gleichzeitig auftretendes Biegemoment geringfügig unter der linear-elastisch ermittelten Einwirkung. Im Zuge weiterer experimenteller Untersuchungen ist es sicherlich möglich, die Reduktion aufgrund der Betonfestigkeit nach Gl. 9-3 zu verringern und somit zu einer höheren Bemessungslast zu kommen, wodurch der Lastfall Winter (Innen oder Erdangeschüttet) erfüllt werden kann, sodass der Nachweis für die Hauptanwendungsfälle des Wand-Decken-Anschlusses erfüllt ist. Für die Sonderfälle Winter (Außen) und Sommer (Außen, Süd-West) ist der Nachweis nicht erfüllt. Unter Verwendung konstruktiver Möglichkeiten der Reduktion der Kerntemperatur der Wand mithilfe von Dämmputzen oder Verschattung kann die anzusetzende Temperatur einer Süd-West ausgerichteten Außenwand soweit reduziert werden bis diese

---

einer Nord-Ost ausgerichteten Wand entspricht für die der Nachweis erfüllt ist. Für den Lastfall Winter (Außen) konnte gezeigt werden, dass durch eine Berücksichtigung der Rissbildung in der Wand mithilfe einer nichtlinearen Berechnung eine Reduktion der maximalen Schubkraft erreicht werden kann. Dazu sind jedoch die Einwirkungen aus Kriechen und Schwinden sowie Biege- und Vertikallasten zu berücksichtigen, da eine Superposition bei einer nichtlinearen Schnittgrößenermittlung nicht mehr gestattet ist. Für den Sonderfall außenliegender Wände (ohne Erdanschüttung) im Lastfall Winter kann möglicherweise mithilfe einer nichtlinearen Berechnung unter Berücksichtigung aller weiteren Verkehrslasten und der Berücksichtigung der Materialvorgaben insbesondere der Bewehrungsverteilung der Nachweis erfüllt werden. Die Ergebnisse dieses Forschungsprojektes zeigen somit, dass für die vorwiegenden Anwendungsfälle der Wand-Decken-Anschluss angewendet werden kann.

---

## 10 Zusammenfassung

In diesem Forschungsprojekt wurde ein integrierter Wand-Decken-Anschluss entwickelt, mit dem die Wärmeverluste reduziert und die Anforderungen hinsichtlich des statischen Tragwiderstands erfüllt werden. Hierbei handelt es sich um ein vollflächiges Leichtbetonelement mit einer definierten Geometrie zur Sicherstellung der Schubtragfähigkeit zwischen Wand, Decke und dem Anschlusselement.

Grundlegend ist die Erfüllung der einzelnen bauphysikalischen Einflüsse Brand, Wärme, Feuchte, Licht und Schall. Wesentlich ist hierbei die Vorgabe aus dem Brandschutz eine Brandschutzdauer F-90AB bzw. teilweise sogar F-90A zu erreichen. Hierzu dürfen die kraftübertragenden Bereiche nur aus nichtbrennbaren Materialien bestehen. Jede Verringerung des Wärmeverlustes an einer Wärmebrücke führt zu einer direkten Verringerung des spezifischen Transmissionswärmeverlusts. Die Eingangsparameter in eine solche Berechnung sind zu vielfältig um einen festen Wert anzugeben. Daher wird die in der Praxis angewendete konventionelle Lösung als Referenzkonstruktion gewählt und eine Verringerung des Wärmeverlustes relativ zu dieser Referenzkonstruktion ermittelt. Zugleich ist der längenbezogene Wärmedurchgangskoeffizient  $\psi_k$  für den Fall der außenliegenden Dämmung des oberen Geschosses auf der sicheren Seite liegend nach E DIN EN ISO 14683 (Juni 2015) auf  $0,95 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$  zu begrenzen.

Mithilfe einer numerischen Berechnung zur Bestimmung des Wärmeflusses am Wand-Decken-Knoten konnte gezeigt werden, dass für den Wand-Anschluss eine Wärmeleitfähigkeit von  $\lambda \leq 0,8 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$  einzuhalten ist, um geringere Wärmeverluste gegenüber der konventionellen Lösung zu erreichen. Hierdurch ist das Erreichen der Mindestinnenraumtemperatur nach EnEV (2014) sicher gewährleistet. Dabei werden die Wärmeströme gegenüber der monolithischen Konstruktion um mehr als die Hälfte reduziert.

Unter Beachtung der normativen Grundlagen für Wand-Decken-Anschlüsse und definierter geometrischer Vorgaben konnten die vertikalen Einwirkungen auf den Wand-Decken-Anschluss ermittelt werden. Erfahrungswerte aus der Baupraxis zeigen, dass nur in Ausnahmefällen eine vertikale Bemessungslast von  $500 \text{ kN}/\text{m}$  überschritten wird (vgl. Abschnitt 5.2.5). In horizontaler Richtung wurden die Einwirkungen aus Erddruck, Anprall und Temperatur untersucht. Hierbei zeigte sich, dass die Einwirkungen aus Temperatur maßgebend sind. Dabei wird zwischen dem Winter- und dem Sommerlastfall unterschieden. Auf den höchstbelasteten  $1\text{m}$ -Wandstreifen wirkt im Winter eine horizontale Belastung von  $846 \text{ kN}/\text{m}$  (Außenwand) bzw.  $560 \text{ kN}/\text{m}$  (Innenwand). Im Sommer wirkt die Last genau entgegengesetzt und beträgt bei einer Südwest-Ausrichtung  $833 \text{ kN}/\text{m}$  bzw. bei einer Nordost-Ausrichtung  $442 \text{ kN}/\text{m}$ . Ferner ist der Wandanschluss für eine horizontale Last für den Lastfall Anprall von  $2,6 \text{ kN}$  bzw.  $13,5 \text{ kN}$  für den ungünstigsten Fall auszulegen.

Mittels einer Literaturrecherche wurden potentiell geeignete Materialien anhand von statischen, bauphysikalischen und ökonomischen Kriterien bewertet. Als besonders geeignete Ma-

---

terialien zur Übertragung von Druckkräften im Wandanschluss erwiesen sich hierbei Leichtbeton und ultrahochfester Beton. Zur Übertragung von Zugkräften eignet sich GFK-Bewehrung am besten. Darauf aufbauend wurden zwei theoretische Varianten zur Ausbildung des Wandanschlusses entwickelt und in Kapitel 5 vorgestellt. Dabei zeigte sich, dass ein vollflächiger Wandanschluss aus Leichtbeton gegenüber der Variante punktueller UHPC-Elemente zu bevorzugen ist. Die sich ergebende wesentliche Fragestellung ist die Ausbildung der Verbundfuge zur Übertragung der Horizontalkraft aus der Temperatur.

Im Rahmen von experimentellen Untersuchungen an Kleinkörpern aus Leicht- und Normalbeton wurde das Tragverhalten der Verbundfuge erforscht. Hierbei wurden glatte und verzahnte Fugenausführungen mit einer Fugenlänge von 23 cm und einer Fugenbreite von 20 cm betrachtet. Weiterhin wurden der Einfluss der Fugenneigung und der Einsatz von Verbundbewehrung geprüft. Bei den Prüfkörpern mit schalglatter Fuge wurde ein plötzliches Versagen, durch den Verlust der Haftung zwischen den beiden Kleinkörperhälften, beobachtet. Dabei wurden Tragfähigkeiten von im Mittel  $\sim 44$  kN gemessen. Mithilfe einer verzahnten Fugenausbildung konnte die Tragfähigkeit auf 56 kN (mit Leichtbeton) beziehungsweise 79 kN (mit Normalbeton) erhöht werden. Zusätzlich wurde die Duktilität des Versagens durch die verzahnte Fugenausbildung gesteigert und das Versagen kündigte sich durch Risse im Fugenbereich an. Durch eine Neigung der Fuge von  $0^\circ$  auf  $15^\circ$  bzw.  $25^\circ$  konnte eine zusätzliche Normalkraft berücksichtigt werden, was zu einer Zunahme der Tragfähigkeit bei den glatten Fugen auf 146 kN ( $15^\circ$ ) bzw. 197 kN ( $25^\circ$ ) führte. Für die verzahnten Fugen lagen die Werte bei 183 kN ( $15^\circ$ ) und 356 kN ( $25^\circ$ ). Die vorgestellten Ergebnisse für die Prüfkörper mit verzahnter Fugenausbildung wurden unter Berücksichtigung von Fehlstellen in der Kontaktzone aufgrund des Betoniervorgangs erzielt. Der Verbund wurde gezielt durch die Einlage von Styrodur in die Verzahnung gestört. Die Prüfkörper ohne diese Einlagen wiesen höhere Tragfähigkeiten auf. Des Weiteren wurden konventioneller Stabstahl, Edelstahl und Glasfaser als Verbundbewehrung untersucht. Die Bruchlasten dieser Versuche lagen alle bei circa 125 kN. Dabei ist in allen Fällen ein Versagen des Prüfkörpers eingetreten, wobei die Fuge selbst in den meisten Fällen intakt blieb. Die tatsächliche Traglast der Fuge könnte demnach höher sein. Es wurde deutlich, dass die Traglast durch den Einsatz von Verbundbewehrung erheblich gesteigert werden kann. Zudem wachsen die Verformungen und damit die Duktilität der Prüfkörper stark an.

Anhand der Verbundfugenversuche an den Kleinkörpern wurde ein numerisches Modell erstellt, mit dem sich durch die Kenntnis der für das Versagen maßgebenden Materialparameter die Tragfähigkeiten nachgerechnet werden konnten. Dabei werden die Bruchbedingungen für die unterschiedlichen Fugenausbildungen realitätsnah abgebildet. Wichtige Eigenschaften, wie Verformungszustände, Rissbildung und Duktilität, konnten grundsätzlich richtig modelliert werden. Die Unterschiede zwischen den Prüfkörpern mit und ohne Styrodureinlagen stellen sich im Atena-Modell für die unbewehrten Fugen vergleichsweise gering dar. In den Versuchen wurden größere Abweichungen festgestellt.

Aufgrund des Versagens der Prüfkörper und zur Prüfung einer gleichzeitig auftretenden Biegebeanspruchung wurden Großversuchskörper aus Leicht- und Normalbeton entwickelt. Hierbei wurden ausschließlich verzahnte Fugenausführungen mit Fugenbewehrung geprüft. Bei den Großversuchskörpern hat stets ausschließlich die Fuge versagt, weshalb die maximale Tragfähigkeit der Fuge identifiziert werden konnte. Für ein gleichzeitiges Auftreten einer Biegebelastung (Deckenverdrehung) und der Beanspruchung aus dem Lastfall Temperatur ist eine Reduktion der Traglast notwendig. Im Versuch wurde ein Biegemoment von  $0,7 M_{Rm}$  aufgebracht. Dabei wird über den Vorfaktor 0,7 berücksichtigt, dass das Biegemoment die Begleiteinwirkung ist. Auf der sicheren Seite ist eine Abminderung des Schubkraft-Widerstands auf  $\approx 0,8 F_{Bruchlast}$  für das gleichzeitige Auftreten von Biegebelastung (Deckenverdrehung) und der Beanspruchung aus dem Lastfall Temperatur erforderlich. Dabei wurden für die Kombination von Normalbeton Tragfähigkeiten erreicht, die sich auf einen Meterstreifen zu 951 kN/m (ohne gleichzeitigem Biegemoment) und 859 kN/m (mit gleichzeitigem Biegemoment) bestimmen lassen. Für das Anschlusselement aus Leichtbeton ergeben sich Tragfähigkeiten von 1257 kN/m (ohne gleichzeitigem Biegemoment) und 1052 kN/m (mit gleichzeitigem Biegemoment). Daraus folgt, dass bei der Verwendung des Wandanschlusses aus Leichtbeton (LC40/44) und 2 GFK-Stäben je Zahn im Leichtbeton eine Traglast erreicht wird, die deutlich oberhalb der verzahnten Fuge eines Ortbetons ( $f_{cm} = 45 \text{ N/mm}^2$ ) mit  $2x \text{ } \varnothing 8-150$  liegt. In der Baupraxis wird am Wand-Decken-Knoten i. d. R. keine verzahnte, sondern eine aufgeraute Fuge angeordnet, deren Tragfähigkeit wesentlich geringer ist. Folglich ist bei Verwendung des LC-Elementes ein höherer Widerstand anzutreffen, als dies in der Baupraxis vorzufinden ist. Zugleich zeigen die Ergebnisse, dass die im späteren Bauwerk vorhandene und in den Probekörpern abgebildete Übergreifungslänge der Bewehrung von rund 15 cm ausreichend ist, um die Fugenbewehrung im Wand-Decken-Knoten zu verankern.

Durch eine Ableitung der Bemessungswerte von Einwirkung und Widerstand zeigt sich, dass für die Hauptanwendungsfälle des Wand-Decken-Anschlusses bei Innen- und Erdangeschütteten Wänden ein Nachweis der Tragfähigkeit unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzeptes nach DIN EN 1992-1-1/NA (April 2013) erfolgreich geführt werden kann.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass mit dem neuartigen Wandanschluss (bestehend aus einem Leichtbetonelement mit einer zahnförmigen Oberfläche zur Sicherstellung eines ausreichenden Verbundes und Fugenbewehrung mit GFK Bewehrung) ausreichend hohe Tragfähigkeiten realisiert werden können. Zudem ist der Anschluss kostengünstig und reduziert die Wärmeverluste an der Wärmebrücke maßgeblich. Im Hinblick auf die Bemessung bestehen noch offene Fragen (z. B. Tragfähigkeit bei zyklischer Belastung). Trotzdem kann mit einer zeitnahen Umsetzung der Forschungsergebnisse in ein zugelassenes Bauprodukt gerechnet werden.



---

## 11 Nutzen und Umsetzung für die Praxis

Die Entwicklung einer thermischen Entkopplung von Stahlbetonwänden führt zu einem durchgehenden, architektonisch ansprechenden Erscheinungsbild bei gleichzeitiger Vermeidung einer Wärmebrücke. Zudem 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 Wärmeverluste in der Wärmebrücke Wand-Decke immer wichtiger, um die gesetzlichen Vorgaben zur Gebäudeenergieeffizienz erfüllen zu können.

Das Forschungsvorhaben wurde ergebnisoffen durchgeführt. Nach dem theoretischen Teil, in welchem die statischen und bauphysikalischen Anforderungen an Stahlbetonwänden zusammengestellt wurden, folgte die Entwicklung eines geeigneten Bauteils. Durch die Untersuchung und Bewertung unterschiedlichster Materialien und Bauteilgeometrien im Hinblick auf ihre Eignung für das angestrebte Ergebnis wurde eine bestmögliche Breitenwirkung sichergestellt. Die Forschungsergebnisse, gewonnen aus den numerischen Untersuchungen, den ausgewerteten Bauteilversuchen sowie dem Bemessungsansatz liefern wertvolle Grundlagen für eine schnelle Umsetzung in die Praxis. Der neuartige Stahlbeton-Wand-Decken-Anschluss besteht ausschließlich aus bereits verfügbaren und erprobten Baustoffen. Die Fertigungstechniken sind zudem bei zahlreichen Bauprodukteherstellern 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.

## 12 Literaturverzeichnis

**Produktinfo Alphadock (2017):** Alphadock - Der neue Wandanschluss für thermisch getrennte Wände.

<http://www.maxfrank.ch/media/dokumente/produkte/ch/bestellformular/050-MaxFrankAG-Alphadock-605BF02-CHDE.pdf>, Max Frank AG, Bösing, Schweiz, 2017.

**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.

**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.

**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 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 1991-1-5 (2010):** DIN EN 1991-1-5: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-5:2003 + AC:2009. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.

**DIN EN 1991-1-5/NA (2010):** DIN EN 1991-1-5/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen. 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/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 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 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 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 18195 (Juni 2015):** E DIN 18195. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2015.

**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.

**HBO (2011):** Hessische Bauordnung. Auflage 12. Dezember 2012, Wiesbaden, 2011.

**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.

- 
- Planungsatlas Hochbau (2017):** Planungsatlas Hochbau - Einleitung Wärmeschutz. TU Dortmund, Dortmund, 2017.
- Schöck (2017):** Bemessungs- und Konstruktionshilfe. Glasfaserbewehrung Schöck Combar nach EC2. Schöck, Baden-Baden, 2017.
- 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.
- Baradiy, Saad (2013):** Schallschutz in Wohngebäuden : Planung und Auslegung nach DIN 4109 und VDI 4100. 9783865863379, Forum-Verl. Herkert, Mering, 2013.
- 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.
- Feldmann, Rainer; Becker, Thomas (2008):** Wärmebrücken in der Bestandssanierung - Leitfaden für Fachplaner und Architekten. 04/2008, Deutsche Energie-Agentur GmbH (dena), Berlin, 2008.
- Graubner, C.-A.; Proske, T.; Zeier, J.; Bröse, C. (2016):** Entwicklung thermisch entkoppelter Druckanschlüsse für Stahlbetonstützen. Forschungsbericht, TU Darmstadt, Institut für Massivbau, Darmstadt, 2016.
- 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.
- 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.
- Kott, Alexander (2007):** Zum Trag- und Resttragverhalten von Verbundsicherheitsglas. VDF, Hochschulverl. an der ETH, Zürich, 2007.
- Mangold, M. (1994):** Die Entwicklung von Zwang- und Eigenspannungen in Betonbauteilen während der Hydratation. Forschungsbericht, TU München, Institut für Baustoffe, München, 1994.

---

**Model Code 2010, (2013):** fib Model Code for Concrete Structures 2010. Model Code 2010 978-3-433-03061-5, Ernst & Sohn Verlag GmbH, 2013.

**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.

**Reinecke, R. (2004):** Haftverbund und Rissverzahnung in unbewehrten Betonschubfugen. Dissertation, TU München, München, 2004.

**Schneider, Jörg (1994):** Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen: Grundwissen für Ingenieure. 2. Auflage, 3728120375, Teubner Verlag, Stuttgart, 1994.

**Schubert, Peter (1999):** Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel. Mauerwerkskalender 1999, S.89-106, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1999.

**Vos, E. (1983):** Influence of Loading Rate and Radial Pressure on Bond in Reinforced Concrete. Dissertation, Delft University, Delft, 1983.

**Wörner, Johann-Dietrich; Schneider, Jens; Fink, Andreas (2001):** Glasbau : Grundlagen, Berechnung, Konstruktion . S.61-77, 3540668810, Springer, Berlin, 2001.

**Zeier, J. (2018):** Thermisch getrennte Stützen-Decken-Anschlüsse im Stahlbetonbau - Ein Modell zum Tragverhalten bei großen Fugendicken. Dissertation in Vorbereitung, TU Darmstadt, Institut für Massivbau, Darmstadt, 2018.