

Beitrag zur Bemessung von dreischichtigen Wandtafeln mit Deckschichten aus haufwerksporigem Leichtbeton

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

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Florian Hanz

aus Glan-Münchweiler

Dekan

1. Berichterstatter

2. Berichterstatter

Tag der mündlichen Prüfung:

Prof. Dr. rer. nat. O. Kornadt

Prof. Dr.-Ing. J. Schnell

Prof. Dr.-Ing. M. Pahn

31.08.2017

Kaiserslautern 2017

(D 386)

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion der Technischen Universität Kaiserslautern.

Die finanzielle Förderung meiner Forschungsarbeit erfolgte im Rahmen des Pilotvorhabens „Innovation und Promotion“ (InnoProm) durch das Ministerium für Bildung, Wissenschaft, Jugend und Kultur (MBWJK), den Europäischen Strukturfonds für regionale Entwicklung (EFRE) sowie dem Bundesverband Leichtbeton e.V. und der Firma THERMODUR Wandelemente GmbH & Co. KG aus Neuwied. Für die Finanzierung sei an dieser Stelle herzlichst gedankt. Ein Dank gilt ebenso allen Teilnehmern der „Projektgruppe Wandelemente“.

Mein besonderer Dank gilt meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell für das über lange Jahre entgegengebrachte Vertrauen, für die Betreuung und Begutachtung dieser Arbeit sowie die übertragenen, interessanten Aufgaben in Forschung und Lehre.

Weiterhin danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Matthias Pahn für die Übernahme des Koreferates sowie für die stete Diskussionsbereitschaft, seine konstruktiven Anregungen und wertvollen Ratschläge.

Des Weiteren gilt mein Dank Frau Jun.-Prof. Dr.-Ing. Catherina Thiele für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission sowie für alle Diskussionen und Gesprächen.

Ich danke allen Kolleginnen und Kollegen innerhalb des Fachgebietes und des Fachbereiches Bauingenieurwesen für die kollegiale Zusammenarbeit. Insbesondere den Kollegen danke ich sehr herzlich, die in den ganzen Jahren das Zimmer mit mir teilten.

Besonderen Dank gilt den Mitarbeitern im Labor für konstruktiven Ingenieurbau und den wissenschaftlichen Hilfskräften für die Unterstützung bei der Durchführung der Versuche. Lieben Dank auch an Frau Dornes für ihr Arbeit und Unterstützung.

Besonders herzlich danke ich meinen Eltern für den stetigen Rückhalt und die Förderung in all den Jahren. Danke an meine Schwester sowie der Familie meiner Frau für all ihrer Unterstützung. An meine Kinder Emil und Clara ganz lieben Dank für ihr Verständnis, Geduld und Ablenkung neben meiner Forschungsarbeit. Von Herzen danke ich meiner Frau Christine für ihre Liebe, Geduld und unerschütterlichen Glauben an einen erfolgreichen Abschluss dieser Arbeit. Es ist ein Segen, dass ich euch alle habe.

Glan-Münchweiler, im September 2017

Florian Hanz

Florian Hanz

**Beitrag zur Bemessung von dreischichtigen
Wandtafeln mit Deckschichten aus
haufwerksporigem Leichtbeton**

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung	v
Abstract	vi
Bezeichnungen	vii
1 Einleitung	1
2 Grundlagen zu haufwerksporigem Leichtbeton	3
2.1 Arten von Leichtbeton	3
2.1.1 Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge (konstr. Leichtbeton)	4
2.1.2 Porenleichtbeton (Schaumbeton)	5
2.1.3 Dampfgehärteter Porenbeton	5
2.1.4 Haufwerksporiger Leichtbeton	5
2.2 Zusammensetzung von haufwerksporigem Leichtbeton	6
2.2.1 Mischungsentwurf von haufwerksporigem Leichtbeton	6
2.2.2 Zuschlag	6
2.2.3 Bindemittel	7
2.2.4 Zusätze	8
2.3 Anwendung von haufwerksporigem Leichtbeton	8
2.3.1 Mauerwerksbaustoffe aus haufwerksporigem Leichtbeton	8
2.3.2 Lose Leichtzuschläge aus haufwerksporigem Leichtbeton	9
2.3.3 Elemente aus haufwerksporigem Leichtbeton	9
2.4 Wandelemente aus haufwerksporigem Leichtbeton	11
2.4.1 Lastabtragende und aussteifende Wandelemente aus LAC	11
2.4.2 Lastabtragende bzw. ausfachende Wandelemente aus LAC	14
2.5 Normung von haufwerksporigem Leichtbeton	19
2.6 Allgemeines zu den Baustoffkennwerten von LAC	20
2.6.1 Rohdichte	20
2.6.2 Druckfestigkeit	21
2.6.3 Biegezugfestigkeit und einachsige Zugfestigkeit	23
2.6.4 Elastizitätsmodul	23
2.6.5 Querdehnzahl	24
2.6.6 Wärmedehnzahl	24
2.6.7 Trocknungsschwinden	24
2.6.8 Kriechen	24
2.7 Vergleich der Angaben aus DIN EN 1520 mit eigenen Messwerten	25
2.7.1 Allgemeines	25
2.7.2 Versuchsdurchführung	25
2.7.3 Ergebnisse	28
2.8 Lastabtrag in haufwerksporigem Leichtbeton	42
2.9 Konzept der DIN EN 1520	43
2.10 Bemessung von Bauteilen aus haufwerksporigem Leichtbeton	44

2.10.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung und Biegung mit Längskraft	44
2.10.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)	45
2.11	Dauerhaftigkeit	47
2.12	Ausbildung der Bewehrung	48
3	Grundlagen zu mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln	51
3.1	Sandwichkonstruktionen und deren historische Entwicklung	51
3.2	Sandwichkonstruktionen mit Deckschichten aus Beton	52
3.3	Grundlagen der Bemessung	56
3.3.1	Allgemeines	56
3.3.2	Einwirkungen	57
3.4	Tragverhalten und Schnittgrößenberechnung	58
3.4.1	Plattentragwirkung	58
3.4.2	Scheibentragwirkung	59
3.4.3	Verbundtragwirkung	60
3.5	Untersuchungen an Sandwichelementen mit dicken Betondeckschichten	63
3.5.1	Allgemeines	63
3.5.2	Herleitung der Differentialgleichung	65
3.5.3	Ergebnisse der Untersuchungen aus der Differentialgleichung .	70
4	Allgemeine Überlegungen zu dreischichtigen Stahlbetonwandtafeln aus LAC	73
4.1	Allgemeines	73
4.2	Wahl des Verbindungsmittels	73
4.3	Problematik bei der Herstellung von Wandelementen aus LAC	75
4.4	Maximale Wanddicken und Wandabmessungen	78
4.5	Mögliche Wandquerschnitte unter Berücksichtigung von bauphysikalischen Anforderungen	78
5	Bauphysikalische Untersuchungen	81
5.1	Wärmeschutz	81
5.2	Wärmeschutz nach Energieeinsparverordnung	82
5.3	Untersuchung von Sandwichwandquerschnitten anhand des U-Wertes .	84
5.4	Wärmebrücken bei Sandwichelementen	88
5.4.1	Allgemeines zu Wärmebrücken	88
5.4.2	Berücksichtigung von Wärmebrücken bei Sandwichelementen .	91
5.5	Einfluss der Gitterträgern auf den U-Wert einer Sandwichwand	92
5.5.1	Untersuchung des Einflussbereiches der Gitterträger	93
5.5.2	Untersuchung des Einflusses verschiedener Betondeckungen zur Grenzfläche Beton-Luft	96
5.5.3	Berechnungen von Wärmebrückenverlustkoeffizienten zur Erstellung eines praxistauglichen Berechnungsverfahrens	97
5.5.4	Berechnungsmodell zur Bestimmung des U-Wertes von dreischichtigen Sandwichelementen aus haufwerksporigem Leichtbeton und Gitterträgern als Verbindungsmittel	101
5.5.5	Beispielrechnung	104

6	Eigene Experimentelle Untersuchungen	107
6.1	Versuche zur Biegetragfähigkeit von bewehrten Platten	107
6.1.1	Versuchsprogramm	107
6.1.2	Geometrie und Herstellung der Versuchskörper	108
6.1.3	Versuchsdurchführung	109
6.1.4	Ergebnisse der 4-Punkt-Biegeversuche	110
6.2	Auszugversuche an Gitterträgern	115
6.2.1	Versuchsprogramm	115
6.2.2	Geometrie und Herstellung der Versuchskörper	115
6.2.3	Versuchsdurchführung	118
6.2.4	Ergebnisse der Ausreißversuche	120
6.3	Versuche zum Last-Verformungsverhalten der Verbundfuge	123
6.3.1	Versuchsprogramm	123
6.3.2	Geometrie und Herstellung der Versuchskörper	125
6.3.3	Versuchsdurchführung	125
6.3.4	Ergebnisse der Scherversuche	127
6.4	Sandwichwandstreifen unter Biegebeanspruchung	133
6.4.1	Versuchsprogramm	133
6.4.2	Geometrie und Herstellung der Versuchskörper	134
6.4.3	Versuchsdurchführung	136
6.4.4	Ergebnisse der 4-Punkt-Biegeversuche an Sandwichwandstreifen	138
7	Entwicklung von Ingenieurmodellen und Nachrechnung der Sandwich-	
	versuche	145
7.1	Tragverhalten unter Zugbeanspruchung der Gitterträger	145
7.2	Tragverhalten unter Scherbeanspruchung	151
7.2.1	Tragverhalten parallel zur Gitterträgerlängsachse - starke Achse	151
7.2.2	Tragverhalten senkrecht zur Gitterträgerlängsachse - schwache	
	Achse	159
7.3	Nachrechnung der Biegeversuche an Sandwichstreifen	160
8	Bemessungskonzept für die untersuchten Sandwichwandelemente	167
8.1	Bemessung der Vorsatzschale in x-Richtung	169
8.2	Bemessung der Tragschale und Vorsatzschale in y-Richtung	174
8.3	Stabilitätsnachweis der Gitterträgerdiagonalen	179
8.4	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	181
8.5	Bauphysikalische Betrachtung	182
9	Zusammenfassung und Ausblick	183
9.1	Zusammenfassung	183
9.2	Ausblick	185
	Literatur	187
A	Anhang „Experimentelle Untersuchungen“	197
A.1	Versuche zur Biegetragfähigkeit von bewehrten Platten	198
A.2	Auszugversuche	199
A.2.1	Allgemeine Angaben	199
A.2.2	Ergebnisübersicht	201

A.2.3	Versuchskurven	203
A.3	Scherversuche	211
A.3.1	Allgemeine Angaben	211
A.3.2	Versuchskörperzeichnungen	212
A.3.3	Versuchskurven der Versuchsreihen	218
A.3.4	Versuchskurven der einzelnen Versuchen	223
A.4	Biegeversuche an Sandwichwandstreifen	253
A.4.1	Allgemeine Angaben	253
A.4.2	Versuchskurven der Biegeversuche	255
B	Anhang „Bemessungstabeln von Dr.-Ing. Heinz Schwing (Griesheim)“	257
C	Anhang „Tabellen Verbundfugensteifigkeiten“	275
D	Anhang „Materialuntersuchungen“	279
D.1	Betonmischungen	279
D.2	Ergebnisse der Materialuntersuchungen	283
E	Anhang „Bauphysikalische Untersuchungen“	285
F	Anhang „Bemessungsbeispiel“	303
F.1	System und Abmessungen	303
F.2	Materialien und Kennwerte	303
F.3	Eingangswerte zur Ermittlung der Schnittgrößen aus Verbundtragwirkung	304
F.4	Einwirkungen	305
F.5	Bemessung der Tragschale	307
F.5.1	Schnittgrößen	307
F.5.2	Bemessung für Biegung und Normalkraft	307
F.6	Bemessung der Vorsatzschale	309
F.6.1	Bemessung der Vorsatzschale in x-Richtung	309
F.6.2	Bemessung der Vorsatzschale in y-Richtung	311
F.6.3	Begrenzung der Schlankheit der Tragschale	313
F.7	Stabilitätsnachweis der Gitterträgerdiagonalen	314
F.8	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	316
F.9	Bauphysikalische Betrachtung	317
	Lebenslauf	319

Zusammenfassung

Für den Bau von Wohn- und Gewerbegebäuden werden schon seit vielen Jahren Wandelemente aus haufwerksporigem Leichtbeton verwendet. Die Wandelemente werden in Fertigteilerwerken hergestellt und „just-in-time“ auf die Baustelle geliefert und aufgebaut. Die Wandelemente sind zum Teil massiv hergestellt (Wohnungsbau) oder aber mit einzelnen Dämmkernen versehen (gewerbliche Bauten). Als Zuschlagsstoffe kommen überwiegend Naturbims oder Blähton zum Einsatz. Durch einen, im Vergleich zu Normalbeton und gefügedichtem Leichtbeton, niedrigen Anteil an Zement, berühren sich die Zuschlagskörner nur punktuell. Dadurch entsteht die haufwerksporige Struktur. Durch diese Gefügestruktur und die Verwendung von porigen Leichtzuschlägen, erzielt haufwerksporiger Leichtbeton sehr gute bauphysikalische Eigenschaften, wie z. B. eine gute Wärmeleitfähigkeit. Den guten bauphysikalischen Eigenschaften stehen niedrige Festigkeiten gegenüber. Daher wird haufwerksporiger Leichtbeton als wärmedämmender Leichtbeton in der Regel nur für tragende Bauteile mit geringen Festigkeitsanforderungen eingesetzt.

Gestiegene Anforderungen an den baulichen Wärmeschutz zwingen deutsche Hersteller von Wandelementen aus haufwerksporigem Leichtbeton immer wieder zu Neuentwicklungen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde die Verwendung von haufwerksporigem Leichtbeton in dreischichtigen Wandelementen (Sandwichelemente) untersucht. Die Wandelemente bestehen dabei aus einer innenliegenden Tragschale, einer außenliegenden Vorsatzschale und einer dazwischenliegenden Schicht aus Dämmstoff. Die beiden Betonschalen werden durch entsprechende Verbindungselemente verbunden. In dieser Arbeit wurden als Verbindungselement in der Bauindustrie gebräuchliche Gitterträger gewählt.

In einer Vielzahl an Versuchen wurden unterschiedliche Erkenntnisse zum Tragverhalten der Wandelemente gewonnen. An Vier-Punkt-Biegeversuchen wurde das allgemeine Tragverhalten von bewehrten Platten untersucht. In Auszugversuchen wurde die Tragfähigkeit von einbetonierten Gitterträgern bestimmt. Die Bestimmung des Last-Verformungsverhaltens der Verbundfuge (Schicht aus Dämmung und Verbindungsmittel) erfolgte anhand von Scherversuchen. An großformatigen Wandstreifen wurden zudem Vier-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Diese Versuche wurden mit aus Literatur entnommenen Berechnungsformeln für die Schnitt- und Verformungsgrößen aus der Verbundtragwirkung nachgerechnet. Hierbei wurden sehr gute Übereinstimmungen erreicht.

Der Einfluss der Gitterträger auf den Wärmedurchgangskoeffizienten (U-Wert) des Wandquerschnittes wurde anhand von FE-Berechnungen untersucht. Aus den erzielten Ergebnissen wurden Tabellen generiert, welche eine einfache Berechnung des Wärmedurchgangskoeffizienten unter Berücksichtigung der Gitterträger ermöglicht.

Abschließend wird die Bemessung von dreischichtigen Wandelemente aus haufwerksporigem Leichtbeton und Gitterträger als Verbindungselement der beiden Betonschalen nach DIN EN 1520 und den Erkenntnissen dieser Arbeit in einem Bemessungskonzept vorgestellt.

Abstract

For the construction of residential and industrial buildings, wall elements made of lightweight aggregate concrete with open structure (LAC) have been used for many years. The wall elements are manufactured in precast plants and are delivered „just-in-time“ to the construction site. The German producers manufacture single leaf walls for residential buildings or partly insulated walls for industrial buildings. Mostly pumice or expanded clay is used as aggregate. Compared to normal concrete and lightweight concrete with closed structure, LAC has a very low cement-ratio. Because of this, the single aggregate grains are only punctually in contact with each other. This creates the open structure. Because of the open structure and the use of porous lightweight aggregates, the properties of the material in terms of the building physics, for example the thermal conductivity, are very good. However, the good properties in terms of building physics are accompanied with poor structural properties, i.e. low strengths. Therefore, lightweight aggregate concrete with open structure as (heat-)insulating concrete is generally used for structural elements with low strength requirements.

Due to increased requirements for the structural heat insulation of buildings, German manufacturer of wall panels made of lightweight aggregate concrete are dependent on new developments. For this thesis, the use of LAC for three-layered wall elements (sandwich walls) was investigated. The wall elements consist of an internal load-bearing shell and an external facing shell made of concrete. Between the concrete layers a thermal insulation is arranged. The two layers are connected with appropriate connectors. In this thesis, lattice girders as connecting elements were chosen.

In many tests, different findings about the structural behaviour were examined. Four-point bending tests were carried out to investigate the overall structural behaviour of reinforced plates. In further tests, the pull-out capacity of concreted lattice girders was determined. The investigation of the load-bearing-behaviour of the core layer consisting of the insulation and the lattice girders, was based on shear tests. Furthermore, four-point bending tests on large-scale wall strips were carried out. These tests were recalculated with equations for the calculation of internal forces and displacements, which were taken from literature. Hereby a very good correlation was determined.

Based on FE calculations, the influence of the lattice girders on the heat transfer coefficient (U-value) of the wall cross-section was examined. Based on the results, tables were generated, which enable an easy calculation of the heat transfer coefficient considering the lattice girders.

Finally, the structural design of a three-layered wall element of LAC with lattice girders as connecting elements according DIN EN 1520 and the findings of this thesis is given in a design concept.

Bezeichnungen

Große lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche, wärmeübertragende Umfassungsfläche, Matrix
$A_{GT,L}$	Querschnittsfläche der Gitterträger-Längseisen
$A_{GT,D}$	Querschnittsfläche der Gitterträger-Diagonalen
A_R	Ankerrasterfläche
A_1	Querschnittsfläche der Schicht 1 (obere Schicht)
A_2	Querschnittsfläche der Schicht 2 (untere Schicht)
B	Wandbreite
B_1	Biegesteifigkeit der Schicht 1 (obere Schicht), Bewehrungseisen 1 des SE2B-Gitterträgeruntergurtes
B_2	Biegesteifigkeit der Schicht 2 (untere Schicht), Bewehrungseisen 2 des SE2B-Gitterträgeruntergurtes
B_e	Summe der Deckschichtbiegesteifigkeiten
B_S	Biegesteifigkeit des Sandwichquerschnittes
C	Verschiebungsmodul, Integrationskonstanten
C_A	Verschiebungsmodul der GFK-Verbindungsmitel, Dehnsteifigkeit des Verbindungsmittels
C_V	Verschiebungsmodul der Verbundfuge
$C_{V,\parallel}$	Schubmodul der Verbundfuge parallel zur Gitterträgerlängsachse
$C_{V,\perp}$	Schubmodul der Verbundfuge senkrecht zur Gitterträgerlängsachse
D	Druckkraft
D_1	Dehnsteifigkeit der Schicht 1 (obere Schicht)
D_2	Dehnsteifigkeit der Schicht 2 (untere Schicht)
E	Elastizitätsmodul, Erddruck, Bemessungswert der Auswirkung einer Beanspruchung
E_{LAC}	Elastizitätsmodul für haufwerksporigen Leichtbeton
E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons (Sekantenmodul)
E_{GTD}	Elastizitätsmodul der Gitterträger-Diagonalen
E_1	Elastizitätsmodul der Schicht 1 (obere Schicht)
E_2	Elastizitätsmodul der Schicht 2 (untere Schicht)
F_x	Temperaturkorrekturfaktor

F_{zyl}	Zylinderkraft in Versuchen
G	Schubmodul
H	Wandhöhe
H_T	Transmissionswärmeverlust
H_W	hydrostatischer Druck
H_{WB}	spezifischer Wärmeverlust an Wärmebrücken
I	Flächenträgheitsmoment
I_1	Flächenträgheitsmoment der Schicht 1 (obere Schicht)
I_2	Flächenträgheitsmoment der Schicht 2 (untere Schicht)
I_{GTD}	Flächenträgheitsmoment der Gitterträger-Diagonalen
L	Wandhöhe entspricht Länge der Wand in Tragrichtung
L_{SW}	Stützweite in Vier-Punkt-Biegeversuche
M	Biegemoment
M_1	Biegemoment in der Schicht 1 (obere Schicht)
M_2	Biegemoment in der Schicht 2 (untere Schicht)
M_S	Sandwichmoment
$M_{max,O}$	maximales Biegemoment bei einbetoniertem Gitterträger-Obergurt
$M_{max,U}$	maximales Biegemoment bei einbetoniertem Gitterträger-Untergurt
N	Normalkraft
N_1	Normalkraft in der Schicht 1 (obere Schicht)
N_2	Normalkraft in der Schicht 2 (untere Schicht)
R	Widerstand
R_{si}	Wärmeübergangswiderstand innen
R_{se}	Wärmeübergangswiderstand außen
S	Schwerpunkt, Schubsteifigkeit, Schlankheit
S_1	Schwerpunkt und Schubsteifigkeit der Schicht 1 (obere Schicht)
S_2	Schwerpunkt und Schubsteifigkeit der Schicht 2 (untere Schicht)
S_Q	Schwerpunkt des Gesamtquerschnittes
T	Temperatur, Schubkraft
U	Wärmedurchgangskoeffizient
U_{SW}	Wärmedurchgangskoeffizient des Sandwichelements
U_0	“ungestörter“ Wärmedurchgangskoeffizient des Sandwichelements

U_{Ank}	Anteil der die Dämmebene durchstoßenden Anker am Wärmedurchgangskoeffizient des Sandwichelements
U_{Fugen}	Anteil der zusätzlichen Verluste am Plattenrand (Fuge) am Wärmedurchgangskoeffizient des Sandwichelements
ΔU_{WB}	spezifischer Wärmebrückenzuschlag
V	Querkraft
V_1	Querkraft in der Schicht 1 (obere Schicht)
V_2	Querkraft in der Schicht 2 (untere Schicht)
V_X	Variationskoeffizient
V_S	Querkraft in Kernschicht
W_1	Widerstandsmoment der Schicht 1 (obere Schicht)
W_2	Widerstandsmoment der Schicht 2 (untere Schicht)
Z	Zugkraft

kleine lateinische Buchstaben

a	Abstand zwischen den Schwerachsen der oberen und unteren Schicht
a_1	Abstand der Schwerachse Schicht 1 (obere Schicht) zur Kernschicht
a_2	Abstand der Schwerachse Schicht 2 (untere Schicht) zur Kernschicht
a_{GT}	Achsabstand der Gitterträger
b	Breite
b_M	Breite des FE-Modells
b_{Last}	Vektor der äußeren Belastung
b_{Temp}	Vektor der Temperaturbelastung
b_{LRSG}	Vektor der einwirkenden Randschnittgrößen
c	Betondeckung, Federsteifigkeit
$c_{EF,DF}$	Steifigkeit der Ersatzfeder zur Berechnung der Dehnfedersteifigkeit
c_{GTD}	Gesamtfedersteifigkeit der Gitterträger-Diagonalen
$c_{GT,BS}$	Dehnfedersteifigkeit der Gitterträger-Diagonalen infolge Biegesteifigkeit
$c_{GT,DS}$	Dehnfedersteifigkeit der Gitterträger-Diagonalen infolge Dehnsteifigkeit
d	Dicke, Durchmesser
d_{Anker}	Durchmesser des Verbindungsmittels
d_D	Dicke der Kernschicht bzw. Dämmschicht

d_{GTD}	Durchmesser der Gitterträger-Diagonalen
d_{LAC}	Gesamtdicke LAC (Vorsatzschale+Tragschale)
d_{TS}	Dicke der Tragschale
d_{VS}	Dicke der Vorsatzschale
d_W	Wanddicke
d_1	Dicke der Schicht 1 (oberen Schicht)
d_2	Dicke der Schicht 2 (unteren Schicht)
f_{cd}	Bemessungswert der Druckfestigkeit von LAC
f_{ck}	charakteristische Druckfestigkeit von LAC
f_{ctm}	mittlere zentrische Betonzugfestigkeit von LAC
$f_{ctm,fl}$	mittlere Biegezugfestigkeit von LAC
f_{min}	geforderte Mindestfestigkeit
f_i	Erhöhungsfaktor zur Berechnung von U_{SW}
f_k	charakteristische Festigkeit
$f_{t,flk}$	charakteristische Biegezugfestigkeit von LAC
$f_{t,k}$	charakteristische einachsige Zugfestigkeit von LAC
$f_{y,d}$	Bemessungswert der Streckgrenze (Bewehrungsstahl)
$f_{y,k}$	charakteristische Streckgrenze (Bewehrungsstahl)
g	ständige Einwirkung, Eigenlast
h	Höhe
h_{GT}	Höhe des Gitterträgers
k	Faktor, Knickbeiwert
k_f	Federbeiwert
i_w	Trägheitsradius
l	Länge
l_a	Stützweite des Verbindungsmittels
l_{BF}	Länge zur Berechnung der Biegefedersteifigkeit
l_b	Länge der Bewehrung über dem Auflage
l_{DF}	Länge zur Berechnung der Dehnfedersteifigkeit
l_M	Länge des FE-Modells
l_{seg}	Abstand der Gitterträgerknoten
l_0	Knicklänge

n_{GTD}	Anzahl Gitterträgerdiagonalen pro Quadratmeter
q	Streckenlast
q_A	Anfangswert der Trapezlast
q_E	Endwert der Trapezlast
s	Standardabweichung
s_k	Knicklänge
u	Gegenseitige Relativverschiebung der Deckschichten
u_g	Gegenseitige Relativverschiebung infolge Eigengewicht der Vorsatzschale
w	Durchbiegung (Verschiebung in z-Richtung), Windlast
w_D	Winddruck
w_S	Windsog
z	innerer Hebelarm

Griechische Buchstaben

α_T	Temperaturausdehnungskoeffizient des Betons
α, α_b	Material- und Geometrieparameter
α_{GTD}	Neigung der Gitterträgerdiagonalen
β	Knicklängenbeiwert, Material- und Geometrieparameter
γ	Schubwinkel
γ_C	Wichte des Betons, Teilsicherheitsbeiwert Beton
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl
$\Delta\vartheta$	Temperaturdifferenz zwischen Vorsatz- und Tragschale
ΔT	Temperaturdifferenz über die Schalendicke
ϵ	Dehnung
ϵ_{cu}	Höchstwert der Betonstauchung (LAC)
ϵ_{suk}	Höchstwert der Stahldehnung
η_1	Beiwert zur Abschätzung der Biegezugfestigkeit
η_2	Beiwert zur Abschätzung des Elastizitätsmodul
$\Theta_i, \Delta\vartheta_i$	(Luft-)Temperatur im Innenbereich
$\Theta_e, \Delta\vartheta_a$	(Luft-)Temperatur im Außenbereich
κ	Abminderungsfaktor (Knicken)
λ	Material- und Geometrieparameter

λ_C	Wärmeleitfähigkeit von Normalbetons
λ_{LAC}	Wärmeleitfähigkeit von LAC
λ_{BS}	Wärmeleitfähigkeit von schwarzem Bewehrungsstahl
λ_{ES}	Wärmeleitfähigkeit von Edelstahl
λ_D	Wärmeleitfähigkeit der Wärmedämmung
λ_a	Bezugsschlankheit
$\bar{\lambda}_k$	Bezogener Schlankheitsgrad
ρ	Rohdichte
σ	Spannung
τ	Schubspannung
ϕ	Wärmestrom, Bewehrungsdurchmesser
ϕ_0	Wärmestrom des ungestörten Querschnitts
ϕ_{WB}	Wärmestrom des gestörten Querschnitts
χ	punktförmiger Wärmebrückenverlustkoeffizient
ψ	linienförmiger Wärmebrückenverlustkoeffizient
ψ_{Ank}	linienförmiger Wärmebrückenverlustkoeffizient von Sandwichanker
ψ_{Fugen}	linienförmiger Wärmebrückenverlustkoeffizient von Fugen
ψ_{GT}	linienförmiger Wärmebrückenverlustkoeffizient von Gitterträgern
ω	Material- und Geometrieparameter
Ω	Relative Fugensteifigkeit

Indizes

1	Schale 1 (Vorsatzschale, äußere Schale)
2	Schale 2 (Tragschale, innere Schale)
<i>a</i>	außen
<i>BF</i>	Biegefeder
<i>C</i>	Normalbeton
<i>D</i>	Dämmung
<i>DF</i>	Dehnfeder
<i>GT D</i>	Gitterträger-Diagonale
<i>GTL</i>	Gitterträger-Längseisen
<i>GT</i>	Gitterträger

<i>i</i>	Innen
<i>k</i>	Charakteristischer Wert
<i>LAC</i>	haufwerksporiger Leichtbeton
<i>LC</i>	Leichtbeton
<i>o</i>	oben
<i>OG</i>	Obergurt
<i>u</i>	unten
<i>UG</i>	Untergurt
<i>VF</i>	Verbundfuge
<i>VK</i>	Versuchskörper
<i>w</i>	Windlast

Abkürzungen

C	Normalbeton - (engl. C oncrete)
EPS	Expandierter Polystyrol Hartschaum (engl. E xpanded P olystyrene F oam)
GFK	G lasfaserverstärkter K unststoff
GT	G itterträger
GTD	G itterträger- D iagonalen
LAC	Haufwerksporiger Leichtbeton (engl. L ightweight A ggregate C oncrete)
LC	Leichtbeton (engl. L ightweight C oncrete)
XPS	Extrudierter Polystyrol Hartschaum (engl. E xtruded P olystyrene F oam)

1 Einleitung

Die Europäische Union hat sich das Ziel gesetzt, die CO_2 -Emissionen in den nächsten Jahren deutlich zu verringern. Dazu hat sie sich beim Weltklimagipfel in Kyoto (Japan) 1997 im Zuge des Klimaschutzabkommens „Kyoto-Protokoll“ verpflichtet. Für die erste Verpflichtungsperiode (2008-2012) hat sich die EU und ihre Mitgliedsstaaten verpflichtet, eine um insgesamt acht Prozent reduzierte Emission gegenüber 1990 zu erfüllen. In einem Lastverteilungsverfahren wurde dieses Gesamtziel auf alle Mitgliedsstaaten unter Berücksichtigung des volkswirtschaftlichen Entwicklungsstandes der einzelnen Mitgliedstaaten umverteilt. Daraus folgte, dass Deutschland seine Emissionen gegenüber 1990 um insgesamt 21 Prozent reduzieren müsste. Auf der Klimakonferenz 2012 in Doha wurde das Kyoto-Protokoll verlängert (zweiten Verpflichtungsperiode - 2013-2020). Die EU hat sich verpflichtet, bis 2020 die Emission um 20 Prozent gegenüber 1990 zu reduzieren. Das Ratifizierungsverfahren ist 2013 angelaufen. Weil rund ein Drittel (*AGEB*) des Gesamtenergieverbrauchs in Deutschland zum Beheizen von Gebäuden verwendet wird, ist zum Erreichen der oben genannten Ziele eine Einbeziehung der Bauwirtschaft unumgänglich. Aus diesem Grund hat das Europäische Parlament zur Steigerung der Energieeffizienz von Gebäuden im Dezember 2002 erstmals die „Richtlinie über die Gesamtenergieeffizienz von Gebäuden“ *EU 2002* erlassen. Die Umsetzung in Deutschland erfolgt durch die Energieeinsparverordnung *ENEV 2014*.

Die Energieeinsparverordnung (EnEV) stellt Anforderungen an den Transmissionswärmeverlust (Wärmeverlust durch die wärmeübertragende Gebäudehülle). Aus den darin gestiegenen Anforderungen werden Neuentwicklungen für Bausystem notwendig. Im Bereich der Außenwände von Gebäuden bedeutet dies z. B. die Entwicklung neuer Wandsysteme. In dieser Arbeit wird ein in der Praxis bewährtes Wandsystem (dreischichtige Wand mit Gitterträgern) mit einem bewährten Baumaterial (haufwerksporiger Leichtbeton) zusammengeführt und das daraus entstehende Wandsystem untersucht.

Mehrschichtige, vorgefertigte Wandelemente, sogenannte Sandwichelemente, bestehen aus einer innenliegenden Betonschicht (Tragschale), einer außenliegenden Betonschicht (Vorsatzschale) und einer dazwischenliegenden Schicht aus Wärmedämmstoff. Die Verbindung der beiden Betonschalen erfolgt unter anderem mit einem System, welches aus Trag-, Torsions- und Halteanker besteht und aus korrosionsbeständigen Stählen hergestellt ist. Eine weitere Verbindungstechnik sind Gitterträger. Die Elemente werden als Halbfertigteile hergestellt und erst auf der Baustelle durch Ortbetonverfüllung des Zwischenraumes zwischen Dämmung und Tragschale fertiggestellt. Die Tragschale wird meist als beidseitig gelenkig gelagerter, zwischen zwei Geschossdecken spannender Einfeldträger idealisiert. Aus Wärmeschutzgründen (Wärmebrückenproblematik) kommen in den letzten Jahren auch vermehrt Verbindungsmittel aus glasfaserverstärktem Kunststoff (GFK) als stabförmige Verbindungsmittel zum Einsatz.

Haufwerksporiger Leichtbeton ist ein Baustoff mit einer Rohdichte zwischen 400 kg/m^3 und 2.000 kg/m^3 . Die Zuschläge bestehen aus Leichtzuschlägen wie Naturbims, Blähton oder Blähschiefer. Der Zementgehalt wird soweit reduziert, dass sich die Zuschlagkörner nur punktuell berühren. Dadurch entsteht eine haufwerksporige Matrix. Der Beton wird schon viele Jahre zur Herstellung von Mauerwerksteinen (z. B. Hohlblocksteine) verwendet. Auch vorgefertigte, massiv- oder auch teilgedämmte Wandelemente werden für den Wohnungs- und Industriebau hergestellt. Diese kommen jedoch, infolge der gestiegenen Anforderungen an den Wärmedurchgangskoeffizient (U-Wert) aus der EnEV, an ihre Grenzen.

Die Kombination aus Sandwichkonstruktion und haufwerksporigem Leichtbeton soll hinsichtlich des Wärmeschutzes neue Möglichkeiten eröffnen. Die Verbindung der Betonschalen soll dabei mit Gitterträgern erfolgen.

Um die Anwendung dieses Bausystems in der Praxis zu ermöglichen, müssen Tragverhalten, Schnittgrößenermittlung und bauphysikalisches Verhalten bekannt sein. In dieser Arbeit wird hierzu ein Beitrag geleistet.

2 Grundlagen zu haufwerksporigem Leichtbeton

2.1 Arten von Leichtbeton

Die Vorteile von Leichtbeton gegenüber Normalbeton sind sein geringes Gewicht und die besseren Wärmedämmeigenschaften. Die Reduzierung des Gewichtes gegenüber Normalbeton erfolgt meist durch die Verwendung von porigen Leichtzuschlägen oder durch die Erzeugung von Lufteinschlüssen. Nach *DIN EN 209-1 2001* unterscheidet man nach der Trockenrohddichte:

Schwerbeton	über	2600 kg/m ³
Normalbeton	von	2000 kg/m ³ bis 2600 kg/m ³
Leichtbeton	von	800 kg/m ³ bis 2000 kg/m ³

Bei den Leichtbetonen wird unterschieden zwischen

- Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge (konstruktiver Leichtbeton),
- Porenleichtbeton (Schaumbeton),
- dampfgehärtetem Porenbeton und
- haufwerksporigem Leichtbeton.

Wenn man Porenleichtbeton (Schaumbeton) und Porenbeton nicht berücksichtigt, wird die gegenüber Normalbeton geringere Rohddichte entweder durch die ausschließliche oder teilweise Verwendung von leichter Gesteinskörnung oder durch bleibende Hohlräume zwischen den Zuschlagkörnern (Haufwerksporen) bei unter Umständen gleichzeitiger Verwendung von leichter Gesteinskörnung erreicht (*Grübl u. a. 2001*). Wie in *Faust 2003* beschrieben, unterscheidet man zwischen Korn-, Matrix-, und Haufwerksporigkeit (Abbildung 2.1). Auch Kombinationen aus diesen drei Möglichkeiten sind denkbar.

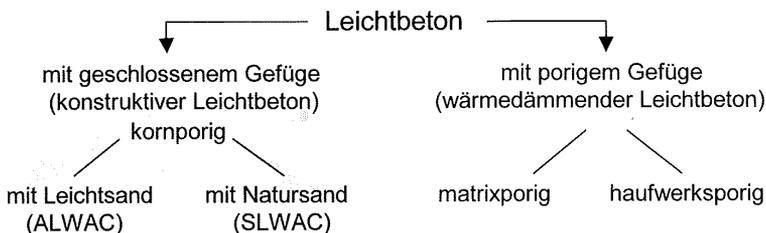


Abb. 2.1: Einteilung der Leichtbetone nach *Faust 2003*

2.1.1 Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge (konstr. Leichtbeton)

Beim Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge (engl. **Leightweight Concrete - LC**) wird die Gewichtsreduzierung dadurch erreicht, dass gegenüber Normalbeton die dichten, schweren Zuschlagkörner gegen Leichtzuschläge ausgetauscht werden. Gegenüber einem Normalbeton ist dieser Beton von außen visuell nicht zu unterscheiden. Bei der Betrachtung einer Schnittfläche (Abbildung 2.2) kann der Unterschied anhand der Porigkeit der Zuschläge optisch erkannt werden. Um die gewünschte Rohdichte zu erreichen, werden in der Praxis die dichten Zuschläge teilweise oder vollständig durch porige Zuschläge ersetzt (*Thienel 2015a*). Eingesetzte Zuschläge beim konstruktiven Leichtbeton sind industriell hergestellte Gesteinskörnungen wie Blähton oder Blähschiefer. Eine weitere Gewichtsreduzierung kann durch das Ersetzen der Sandfraktion gegen Leichtsand erreicht werden. Nach *Grübl u. a. 2001* kann ohne Verlust der von Normalbeton bekannten Festigkeiten eine Reduzierung der Rohdichten um 25 bis 50% erreicht werden. Eigenschaften, die für das Tragverhalten der Bauteile wichtig sind, wie der Verbund Beton-Bewehrung, die Dauerhaftigkeit oder der Korrosionsschutz der Bewehrung, entsprechen weitgehend denen von Normalbeton. Zusätzlich zur Einteilung in Festigkeitsklassen (LC 8/9 bis LC 80/88, siehe *DIN EN 1992-1-1 2011* Tabelle 11.3.1) wie bei Normalbeton wird Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge in Rohdichteklassen (D 1,0 bis D 2,0, siehe *DIN EN 1992-1-1 2011* Tabelle 11.1) eingeteilt. Die Bemessung von Bauteilen aus Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge erfolgt nach *DIN EN 1992-1-1 2011*.

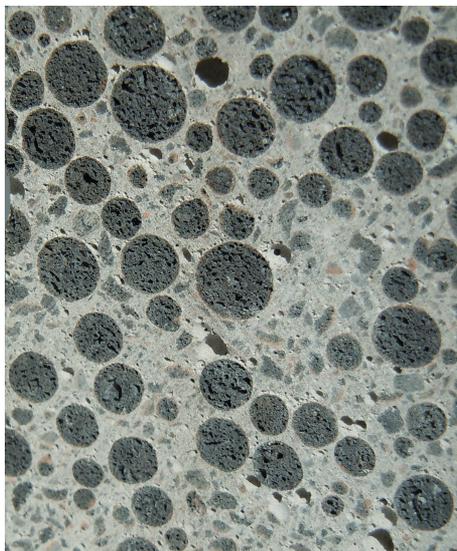


Abb. 2.2: Schnittfläche eines Leichtbetons mit geschlossenem Gefüge

2.1.2 Porenleichtbeton (Schaumbeton)

Beim Porenleichtbeton (Schaumbeton) ist die Mörtelmatrix mit Luftporen durchsetzt. Er wird in der Regel ohne grobe Gesteinskörnung hergestellt und besteht im Wesentlichen aus Zement und Wasser. Die Erzeugung der Luftporen erfolgt entweder mit vorgefertigtem Schaum oder mit Hilfe eines porenbildenden Zusatzmittels. Als Zuschlag wird meist ein Natursand mit einem Größtkorn bis zu 2 mm verwendet. Dichtere und somit schwerere Zuschlagkörner würden sich in dem leichten Schaummörtel absetzen. Nach *Grübl u. a. 2001* sind die Einsatzgebiete von Porenleichtbeton:

- selbstnivellierende Ausgleichsschichten auf Decken und Dächern,
- Wärmedämmschichten im Hoch- und Tiefbau,
- Arbeits- und Baugrubenverfüllung,
- Verfüllmasse im Kanal- und Tiefbau,
- Verfüllbeton für Schalungssteine zur Herstellung von Wänden.

2.1.3 Dampfgehärteter Porenbeton

Dampfgehärteter Porenbeton ist ein feinporiger Beton. Die Bestandteile sind Kalk bzw. Zement, gemahlener Quarzsand, Wasser, Anhydrit bzw. Gips und Porenbildner (z. B. Aluminiumpulver). Die Herstellung erfolgt ausschließlich im Werk, da die Erzeugung der Poren im Beton infolge einer chemischen Reaktion entstehen und somit besondere Kenntnisse und Einrichtungen erfordern. Im Werk werden die Bestandteile zu einer Suspension gemischt und in große Gießformen gefüllt. Je nach gewünschter Rohdichte wird die Form nur bis zu einem Drittel oder der Hälfte der Höhe ausgefüllt. Durch den anschließenden Treibvorgang kommt es zu einer Volumenzunahme, sodass die Form danach vollständig gefüllt ist. Der Beton besteht zu 80 % aus Luft und nur zu 20 % aus Feststoffen. Nach 3 bis 6 Stunden wird der Beton ausgeschalt, mit Fräsen profiliert und Stahldrähten zugeschnitten. Nach dem Zuschneiden wird der Porenbeton in einem Autoklaven bei 12 bar Druck gehärtet. Aus Porenbeton werden z. B. Dach- und Deckenplatten, Wandplatten, Stürze oder Mauersteine hergestellt.

2.1.4 Haufwerksporiger Leichtbeton

Bei haufwerksporigem Leichtbeton wird der Zementleim soweit reduziert, dass die Zuschlagkörner nur mit einer dünnen Schicht umhüllt werden und punktuell miteinander verkittet werden. Somit entstehen im Vergleich zum gefügedichten Leichtbeton (Abschnitt 2.1.1) Hohlräume zwischen den Zuschlagkörnern, die sogenannten Haufwerksporen. Mit der Wahl der Kornzusammensetzung kann der Anteil des Hohlraumvolumens entscheidend beeinflusst werden. So werden z. B. einzelne Kornfraktionen reduziert oder sogar ganz weggelassen. Den größten Anteil an Hohlräumen haben dabei die sogenannten Einkornbetone. Hier werden nur die groben Zuschlagsfraktionen verwendet, 4/8 oder 8/16 mm bei Rundkorn bzw. 5/8 oder 8/11 mm bei gebrochenem Korn (*Grübl u. a. 2001*). Die Zuschlagkörner können aus normaler oder leicht-

ter Gesteinskörnung bestehen. Haufwerksporige Leichtbetone mit normalen Zuschlägen werden überwiegend für Hohlblocksteine, Filterrohre oder Lärmschutzbauwerke verwendet. Bei der Verwendung von leichten, porigen Zuschlägen erhält man einen haufwerksporigen Leichtbeton mit guten wärmedämmenden Eigenschaften. Durch die entsprechende Wahl der Sieblinie und Zuschlagsart können haufwerksporige Leichtbetone mit einer Rohdichte von unter 500 kg/m^3 hergestellt werden (Voß 2009). Infolge der Optimierung hinsichtlich Rohdichte und Wärmedämmung weisen diese Betone allerdings geringe Festigkeiten auf. Sie werden daher für Konstruktionen, bei denen das geringe Gewicht und die guten Wärmedämmeigenschaften im Vordergrund stehen, verwendet. Für die in dieser Arbeit untersuchten Wandelemente sollen haufwerksporige Leichtbetone mit leichten, porigen Zuschlägen verwendet werden. Daher wird in den nachfolgenden Abschnitten nur noch dieser Beton berücksichtigt.

2.2 Zusammensetzung von haufwerksporigem Leichtbeton

2.2.1 Mischungsentwurf von haufwerksporigem Leichtbeton

Nach *Aurich 1971* kann ein Mischungsentwurf eines haufwerksporigen Leichtbeton (engl. Lightweight Aggregate Concrete - **LAC**) nur in grober Annäherung am Schreibfisch entworfen werden kann. Der Mischungsentwurf unterscheidet sich deutlich von dem eines Normal- oder Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Als Grundlage dient die Schüttdichte des vorgesehenen Korngemisches im eingerüttelten Zustand, da das Volumen der Luft zwischen den Körnern nur schwer abgeschätzt werden kann und auf einer Vielzahl von Einflüssen beruht (*Aurich 1971*). Das Bindemittel sowie das Feinkorn erhöhen das Volumen kaum, sie vermindern lediglich die Haufwerksporigkeit. Somit kann als erste Näherung die Rohdichte aus der Summe aus Zement- und Wassergehalt, Feinzuschlägen und Grobzuschlägen ermittelt werden. Weitere Erkenntnisse für die fertige Mischung können nur Experimente liefern. Wird die Mischung zu trocken ausgeführt, kann es passieren, dass die Körner nicht ausreichend umhüllt werden und somit die Festigkeit des Betons herabgesenkt wird. Bei einer zu großen Wasserzugabe sinkt der Feinkornanteil ab und es entstehen auf der Schalseite Stellen, an denen dieser die Räume zwischen den Grobkörner komplett ausfüllt. Bei den experimentellen Untersuchungen muss zudem der exakte Verdichtungsgrad bestimmt werden, da dieser einen Einfluss auf das Haufwerksporenvolumen hat. Eine zu lange Verdichtung kann nach *Aurich 1971* zu einem zu niedrigen Porenraum und zu hohen Rohdichten führen.

2.2.2 Zuschlag

Für den Mischungsentwurf ist eine genaue Kenntnis über das Zuschlagkorn wichtig. So ist die Wasseraufnahme des Zuschlagkornes ausschlaggebend für die Bestimmung der notwendigen Wassermenge. Die aufnehmbare Wassermenge ist von Zuschlag zu Zuschlag verschieden. Nach *Aurich 1971* kann man z. B. bei Blähschiefen mit 30 bis 505 kg Wasseraufnahme des trockenen Kornes je m^3 Beton rechnen. Bei Blähtonen können es dagegen 50 bis 150 kg je m^3 Beton sein. Eine Möglichkeit um die Wasser-

aufnahme des Kornes zu regeln kann sein, das Korn vor Mischungsbeginn anzufeuchten. Liegt das Material im Außenbereich, kann dies schon von Natur aus geschehen sein. Jedoch ist die Wasseraufnahme durch lange Berieselung (Regen) wiederum eine andere als bei kurzzeitiger Wasserlagerung. Somit kann für den Mischungsentwurf nur eine gute Näherung gesucht werden. Weitere Erkenntnisse müssen wiederum Laborversuche bringen.

Folgend sollen einige der wichtigsten Zuschlagstoffe erläutert werden. Sie können in zwei Kategorien eingeteilt werden. Zum einen die Zuschläge aus Naturstoffen (Bims) und zum anderen die Zuschläge, die aus Naturstoffen gebrannt werden (Blähton und Blähschiefer).

Bims

Bims (Naturbims) ist ein vulkanisches Auswurfgestein. Es ist vor ca. 11.000 Jahren bei einem Vulkanausbruch entstanden und besteht zu 85 % aus Luft in Form von fein verteilten Poren (Neunast u. Lange 2001). In Deutschland wird hauptsächlich im Neuwieder Becken Bims im Tagebau mit Baggern abgebaut. Anschließend wird das Material in die gewünschten Korngrößen gebrochen. Neunast (Neunast u. Lange 2001) gibt für Naturbims eine Kornrohichte zwischen 0,4 und 1,1 kg/dm³ an.

Blähton

Blähton ist ein aus Naturstoffen (z. B. Ton) industriell hergestellter Zuschlag. Der Ton entstand aus 180 Mio. Jahren alten Ablagerungen der Jurameere oder aus jüngeren Sedimenten (Neunast u. Lange 2001). Die Herstellung erfolgt im Drehofen. Dort wird das Material bei 1200°C gebrannt. Dabei verbrennen die organischen Bestandteile und durch die Entstehung von Kohlendioxid werden die Körner um ein Vielfaches ihre Ausgangsvolumens aufgebläht. Bei diesem Brennvorgang entsteht auf der Oberfläche der Körner eine Sinterhaut, welche dem Korn seine Stabilität verleiht. Je dichter diese Haut ist, desto weniger Wasser wird von dem Zuschlag absorbiert (Faust 2003). Neunast (Neunast u. Lange 2001) gibt für Blähton eine Kornrohichte zwischen 0,5 und 1,7 kg/dm³ an.

Blähschiefer

Das Grundmaterial von Blähschiefer ist Rohschiefer. Er wird entweder im Tagebau oder unter Tage abgebaut. Es werden aber auch Restmaterialien der Dachschiefer- und Schieferplattenherstellung verwendet. Das Rohmaterial wird in verschiedenen Korngrößen gebrochen und wie der Blähton in Drehrohröfen gebrannt und gebläht. Die dadurch entstehenden Poren sind in sich geschlossen, Oberflächenporen sind praktisch keine vorhanden (Aurich 1971). Neunast (Neunast u. Lange 2001) gibt für Blähschiefer eine Kornrohichte zwischen 1,0 und 1,7 kg/dm³ an.

2.2.3 Bindemittel

Nach Sagmeister 1999 werden in der Praxis zwischen 75 und 200 kg Zement CEM I und CEM II pro Kubikmeter Zuschlag verwendet. In Grübl u. a. 2001 werden Angaben von 200 bis 250 kg gemacht. Bei niedrigen Zementmengen entsteht eine minimale, punktuelle Verklebung der Zuschlagkörner. Die Größe der Haufwerksporen ist maximal. Das Resultat hieraus sind niedrige Rohdichten aber auch niedrige Festigkeiten. Wird die Zementmenge erhöht, werden auch die Zwickel zwischen den Körnern gefüllt

und die Fläche der Punktverklebung wird erhöht. Somit steigt die Festigkeit, aber auch die Rohdichte des Leichtbetons. Eine Erhöhung der Zementmenge auf über 200 kg/m^3 ist nach *Sagmeister 1999* nicht sinnvoll, da sich der Beton entmischt und sich der Zementleim nach unten in der Schalung absetzt und dort die Haufwerksporen zusetzt. In der Praxis wird ein w/z-Wert zwischen 0,35 und 0,40 eingestellt.

2.2.4 Zusätze

Nach *Leufgens 2010* werden bei haufwerksporigem Leichtbeton als chemische Beton-zusatzmittel vor allem Stabilisierer, Betonverflüssiger und Fließmittel verwendet. Aus *Sagmeister 1999* ist zu entnehmen, dass Versuche durchgeführt wurden, die zeigen, dass bei der Verwendung von Betonverflüssiger die Festigkeit um 10% erhöht oder bei gleicher Festigkeit Zement eingespart werden konnte. Dabei wurde angenommen, dass die Festigkeitssteigerung auf die dispergierende Wirkung des Verflüssigers zurückzuführen ist.

2.3 Anwendung von haufwerksporigem Leichtbeton

Bauprodukte bzw. Baustoffe, welche aus Leichtzuschlägen bestehen, werden nach *Neunast u. Lange 2001* in drei Gruppen eingeteilt:

- Mauerwerksbaustoffe, vor allem Mauersteine für Innen- und Außenwände mit zugehörigen Ergänzungsprodukten
- lose Leichtzuschläge (Granulate)
- Elemente für Dächer, Decken und Wände mit zugehörigen Ergänzungsprodukten

2.3.1 Mauerwerksbaustoffe aus haufwerksporigem Leichtbeton

Bei Mauersteinen aus haufwerksporigem Leichtbeton ist an erster Stelle der Hohlblockstein zu nennen. Der Hohlblockstein ist ein rechteckiger Mauerstein. Die Hohlkammern sind senkrecht im Stein angeordnet, durchstoßen den Stein aber nicht komplett (siehe Abbildung 2.3 links). Die Oberseite des Mauersteins ist geschlossen. Somit kann kein Mörtel in die Hohlkammern fallen. In die Öffnungen an der Unterseite kann der Mörtel dagegen eindringen. Die Seitenwände sind geschlossen. Die Stirnseiten werden sowohl glatt als auch mit Nut und Feder ausgebildet. Für Hohlblocksteine gibt es mehrere bauaufsichtlich zugelassene Produkte (z. B. *Z-17.1-797 2014*)

Die Vollblocksteine unterscheiden sich von den Hohlblocksteinen dadurch, dass sie anstatt von Hohlkammern lediglich Schlitze besitzen (siehe Abbildung 2.3 rechts). Genau wie bei Hohlblocksteinen existieren auch bei Vollsteinen allgemein bauaufsichtliche Zulassungen (z. B. *Z-17.1-426 2011*)

Unter anderem werden noch U-Steine (dienen als verlorene Schalung für Stürze und Ringanker), Formstücke für Schornsteine, Stürze oder Rollladenkästen aus haufwerksporigem Leichtbeton hergestellt.

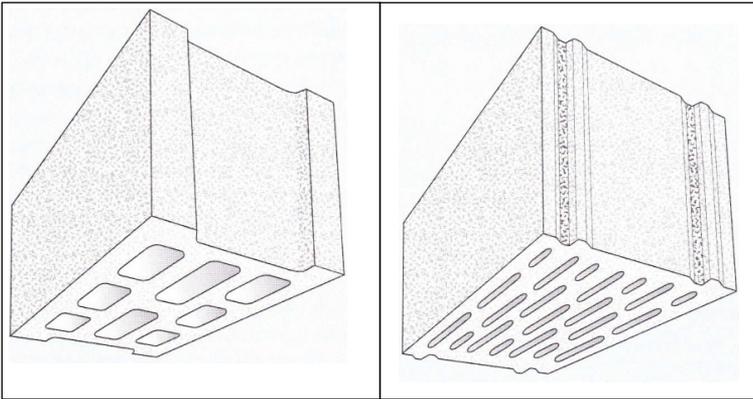


Abb. 2.3: Hohlblockstein (links) und Vollblockstein (rechts) aus Leichtbeton (Neunast u. Lange 2001)

2.3.2 Lose Leichtzuschläge aus haufwerksporigem Leichtbeton

Natürliche und industriell hergestellte Leichtzuschläge werden z.B. auch für Schüttungen, Dachbegrünungen oder auch Bodenauflockerungs- und Rasentragschichten verwendet. Bei der Verwendung und Herstellung von Leichtmauermörtel sichern sie bei wärmedämmendem Mauerwerk eine homogene Materialstruktur. Somit werden größere Materialunterschiede (stoffbedingte Wärmebrücke) vermieden.

2.3.3 Elemente aus haufwerksporigem Leichtbeton

Bei den Deckensystemen aus haufwerksporigem Leichtbeton sind Balkendecken, Gitterträgerdecken und Massivdecken zu nennen. Balkendecken sind werksseitig gefertigte Elemente. Die Decken werden auf der Baustelle mit dem Kran auf die Wände gelegt. Die Fugen zwischen den Elementen werden mit Vergussmörtel ausgegossen (siehe Abbildung 2.4). Bei den Gitterträgerdecken werden in Betonfüße eingebettete, tragende Gitterträger auf Wände aufgelegt. Dazwischen werden Leichtbetonhohlkörper gelegt. Anschließend wird der Raum darüber mit Ortbeton verfüllt (siehe Abbildung 2.5). Die Ausführung von Dachplatten werden meist als massive Platten oder Platten mit in Längsrichtung angeordneten Hohlräumen ausgeführt und werden überwiegend im Gewerbebau verbaut. Die Platten werden auf der Baustelle auf die Unterkonstruktion aufgelegt, mit ihr verbunden und bauseits wird die erforderliche Bewehrung in die Fugen gelegt (vgl. Abbildung 2.6). Anschließend werden die Fugen mit Mörtel verfüllt (vgl. Abbildung 2.7).

Da sich diese Arbeit mit Wandsystemen aus haufwerksporigem Leichtbeton befasst, werden die in Deutschland angewandten Systeme in den nächsten Abschnitten genauer erläutert.

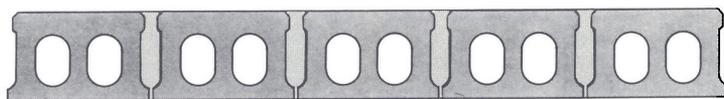


Abb. 2.4: Schematische Darstellung des Querschnitts einer (Hohl-)Balkendecke (Neunast u. Theiner 1981)

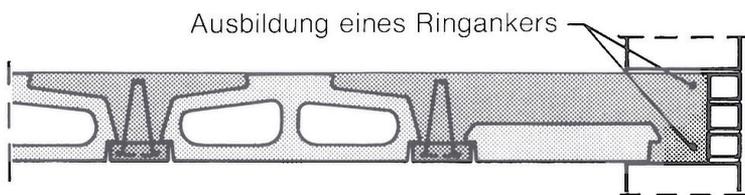


Abb. 2.5: Schematische Darstellung des Querschnitts einer fertig angeschlossenen Gitterträgerdecke (Neunast u. Theiner 1981)

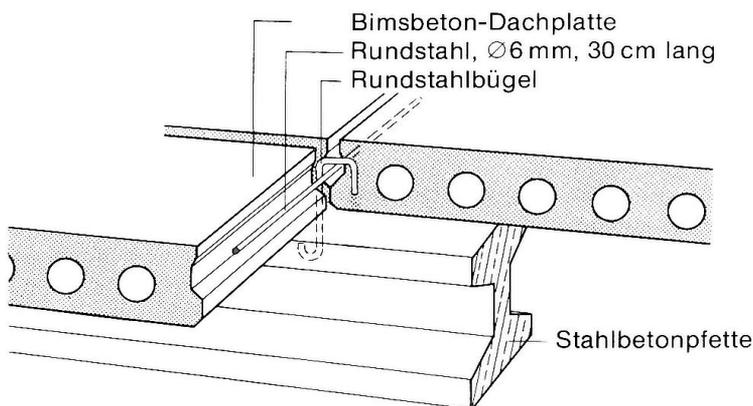


Abb. 2.6: Beispiel für die Auflagerung aus Stahlbeton- und Spannbetonträgern (Neunast u. Theiner 1981)

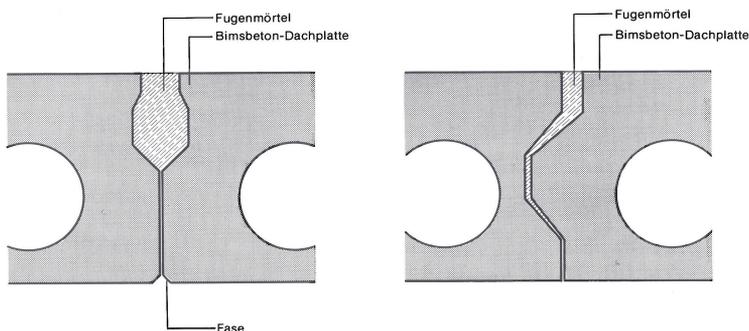


Abb. 2.7: Fugenausbildung von Bimsbeton-Dachplatten (Neunast u. Theiner 1981)

2.4 Wandelemente aus haufwerksporigem Leichtbeton

Die in Deutschland eingesetzten Wandelemente aus haufwerksporigem Leichtbeton werden in *lastabtragende aussteifende* und *lastabtragende bzw. ausfachende* Wände unterteilt. Die Elemente werden im Wohnungsbau, öffentlichen Bau und im gewerblichen Bau verwendet. Die Oberfläche der Wandelemente haben eine offene, ungleichmäßige Struktur (siehe Abbildung 2.8). Die offene Oberflächenstruktur ist vorteilhaft für die Haftung von Putzen, Klebern, etc. Die Wandelemente werden im Fertigteilwerk auf einer Umlaufanlage produziert. Die Elemente werden nach Auftrag hergestellt und ausgeliefert. Die folgenden beiden Abschnitte beschreiben die Einsatzgebiete und die Ausführung der beiden Tragsysteme. Außerdem wird auf die Herstellung im Fertigteilwerk genauer eingegangen.

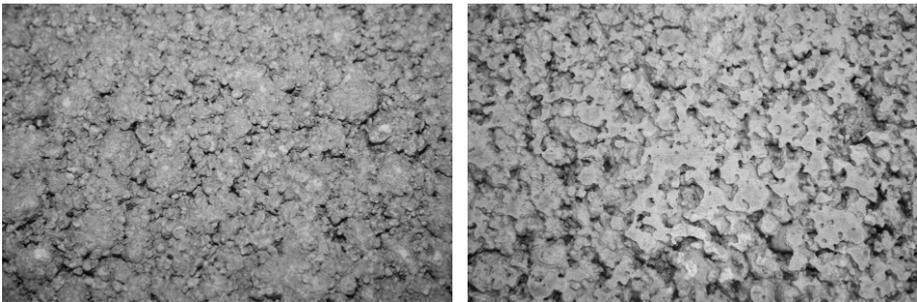


Abb. 2.8: Betonoberfläche bei Wandelementen: links Betonieroberseite / rechts Schalenseite

2.4.1 Lastabtragende und aussteifende Wandelemente aus LAC

Lastabtragende und aussteifende Wandelemente aus haufwerksporigem Leichtbeton werden hauptsächlich im Wohnungsbau eingesetzt. Sie werden als raumhohe, weitgehend fugenlose und massiv ausgeführte Wandelemente hergestellt (siehe Abbildung 2.9). Die Elemente werden im Werk schon mit Öffnungen für Fenster und Türen versehen. Die Bereiche der Elemente aus Haufwerksporigem Leichtbeton sind unbewehrt. Lediglich Tür- und Fensterstürze werden teilweise aus bewehrtem Normalbeton ausgeführt.

Diese Bauart wird nach *DIN 4213 2015* als „Tragsysteme mit tragenden Dach-, Decken- und/oder Wandbauteilen, die zusätzlich zur Gebäudeaussteifung dienen“ bezeichnet (siehe Abbildung 2.10).

Diese Leichtbetonwände werden in den folgenden Arbeitsschritten produziert:

Schritt 1: Aufbau der Schalung

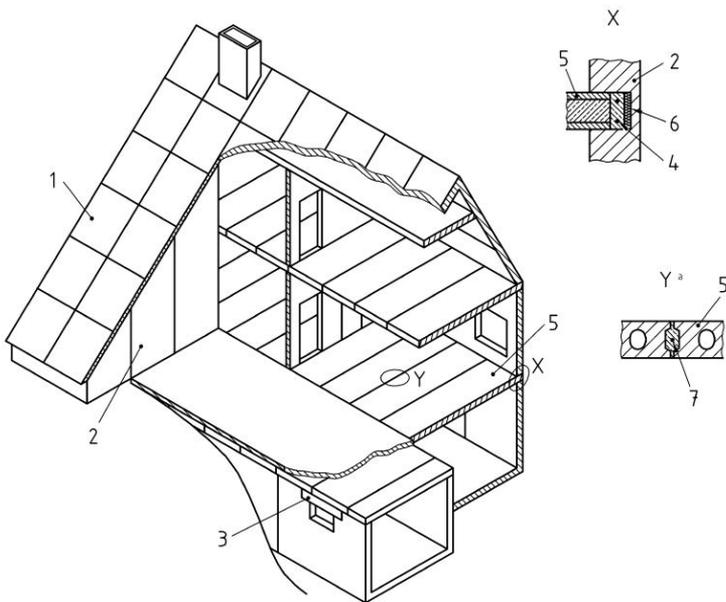
Die Schalung für den Bauteilrand sowie Fenster- und Türöffnungen wird auf den Betoniertisch gebaut. Die Schalung wird mit Schalöl eingesprüht.

Schritt 2: Installation von Einbauteilen

Nachdem die Schalung aufgebaut wurde, werden die notwendigen Einbauteile wie Abhebeanker (Abbildung 2.11(a)), Sturzbewehrung (Abbildung 2.11(a)), Schlaufensystem



Abb. 2.9: Wandelement der Firma Fensterle Bauunternehmen GmbH, Ertingen



Legende

- 1 Dachelement
- 2 Wandelement
- 3 LAC-Sturz
- 4 Ringanker (Detail X)
- 5 Deckenelement (Detail Y)
- 6 Wärmedämmung
- 7 Fugenbewehrung
- ª Im Schnitt dargestellt

Abb. 2.10: Tragsysteme aus lastabtragenden und aussteifenden LAC-Bauteilen (Abbildung A.2 in DIN 4213 2015)

zur Verbindung der Wandelemente untereinander (Abbildung 2.11(b)), Elektroinstallation (Abbildung 2.11(c)) und die Befestigungsmittel für Schrägstützen auf der Baustelle eingelegt.

Schritt 3: Einbringen des Außenputzes

Einige Hersteller liefern ihre Bauteile mit einer werksseitig aufgetragenen Putzschicht aus. Diese wird vor dem haufwerksporigem Beton in die Schalung gefüllt (Abbildung 2.11(c)).

Schritt 4: Einbringen des haufwerksporigen Betons

Der haufwerksporige Leichtbeton wird in die Schalung eingebracht. Aufgrund der erdfeuchten Konsistenz des Betons muss unter Umständen der Beton mit Rechen oder Schieber verteilt werden (Abbildung 2.11(d)).

Schritt 5: Verdichten des Betons

Der Beton wird auf dem Schütteltisch vorverdichtet.

Schritt 6: Abziehen des Betons zur Herstellung einer ebenen Oberfläche

Wenn die Schalung komplett mit Beton gefüllt ist, wird aufgrund der erdfeuchten Konsistenz und der damit verbundenen Haufenbildung mit einer Latte, meist maschinell, der Beton abgezogen. Dies ist notwendig, damit der Beton anschließend verdichtet werden kann.

Schritt 7: Verdichten des Betons mit Rüttelbohle oder Rüttelwalze

Nachdem der Beton in Schritt 5 mit dem Schütteltisch vorverdichtet wurde, erfolgt nun die entgeltliche Verdichtung. Diese ist von Werk zu Werk verschieden. Einige Hersteller verdichten den Beton mit einer handgeführten Rüttelbohle. Andere verwenden dazu eine maschinelle Rüttelwalze.

Schritt 8: Erhärten des Beton in einer Wärmekammer

Die Wandelemente trocknen sofern vorhanden in einem Trockenschrank.

Schritt 9: Ausschalen der Wandelemente

Nach der Trocknung im Trockenschrank werden die Elemente ausgeschalt, mit Hilfe von Klapptischen von den Schaltischen abgehoben und zum Transport in Stahlgestelle gestellt.

Auf der Baustelle werden die Wandelemente mit einem Kran und Ausgleichslasttraverse versetzt. Sie werden auf Kunststoffplättchen aufgesetzt, welche vorher einnivelliert wurden. Außerdem werden Unebenheiten durch ein vollflächiges Mörtelbett ausgeglichen. Nach der Positionierung der Wandelemente werden, mit Hilfe der im Fertigteilwerk eingebauten Gewindehülsen, die Wände mit Schrägstützen lotrecht ausgerichtet und in ihrer Lage gehalten. Vor der Betonage der Decken werden Bewehrungsseisen durch die Verbindungsschlaufen gesteckt und die Hohlräume zwischen den Elementen mit Vergussmörtel vermörtelt. Nach der Betonage der Decke werden die weiteren Stockwerke und Dachwandelemente nach dem gleichen Verfahren verbaut.

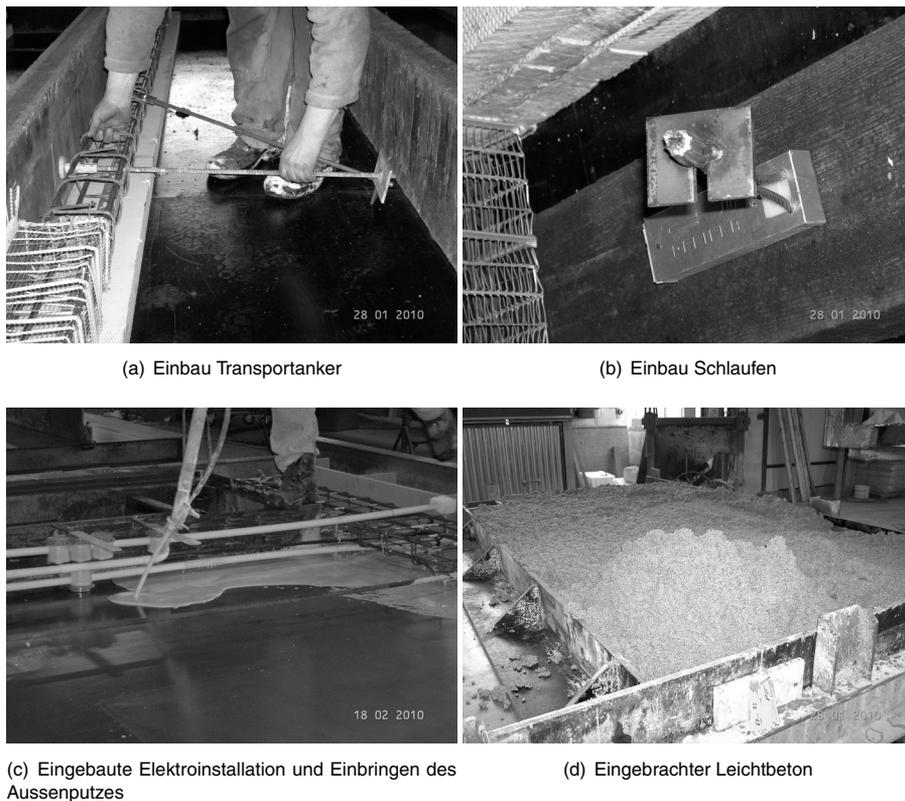


Abb. 2.11: Herstellung von massiven Leichtbeton-Wandelementen

2.4.2 Lastabtragende bzw. ausfachende Wandelemente aus LAC

Lastabtragende bzw. ausfachende Wandelemente werden meist als Fassadenelemente bei gewerblichen Bauten eingesetzt. Sie tragen ihr Eigengewicht und die auf ihre Fläche einwirkenden Windlasten. Die Kräfte leiten sie in die tragende Struktur ab, welche meist aus einem Stahl- oder Stahlbetonskelettbau besteht. Mit korrosionsbeständigen Verbindungsmitteln werden die Wandelemente punktuell mit der tragenden Struktur verbunden (siehe Abbildung 2.12). Die maximalen Abmessungen der Wände sind abhängig vom Fertigteilwerk. In den meisten Fällen liegen die maximalen Abmessungen bei 12 m x 3 m.

Die Leichtbetonelemente werden massiv oder mit Kerndämmung ausgeführt. Die kerngedämmten Elemente weisen auf deren Außen- und Innenseite eine Schicht aus Leichtbeton auf (ca. 7 cm), welche mit korrosionsbeständiger Bewehrung bewehrt ist. Zwischen den einzelnen Dämmkernen sind Betonstege vorhanden (vgl. Abbildung 2.13)

Diese Bauart wird nach *DIN 4213 2015* als „Tragsysteme mit Dach-, Decken- und/oder Wandbauteilen, die zur Lastabtragung bzw. Ausfachung dienen, jedoch nicht zur Gebäudeaussteifung“ bezeichnet (siehe Abbildung 2.14).

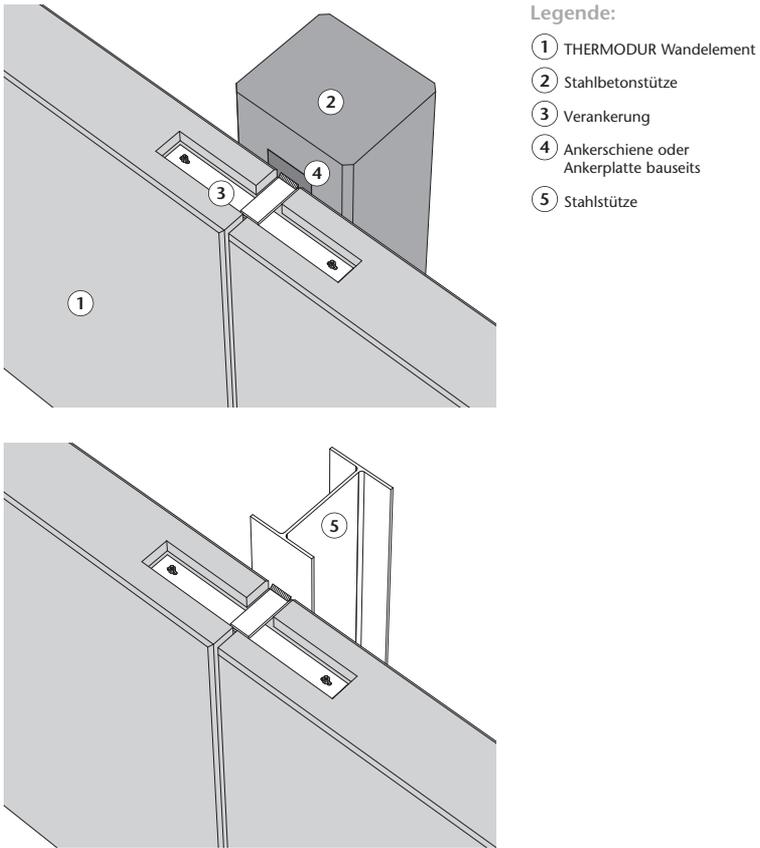


Abb. 2.12: Befestigung der Wandelemente an Stahlbetonstützen oder Stahlstützen (*Thermodor*)

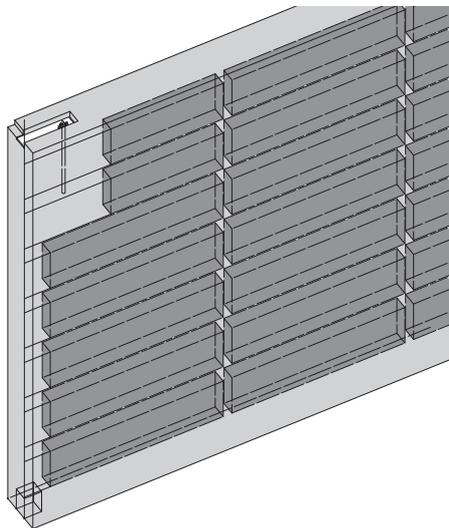
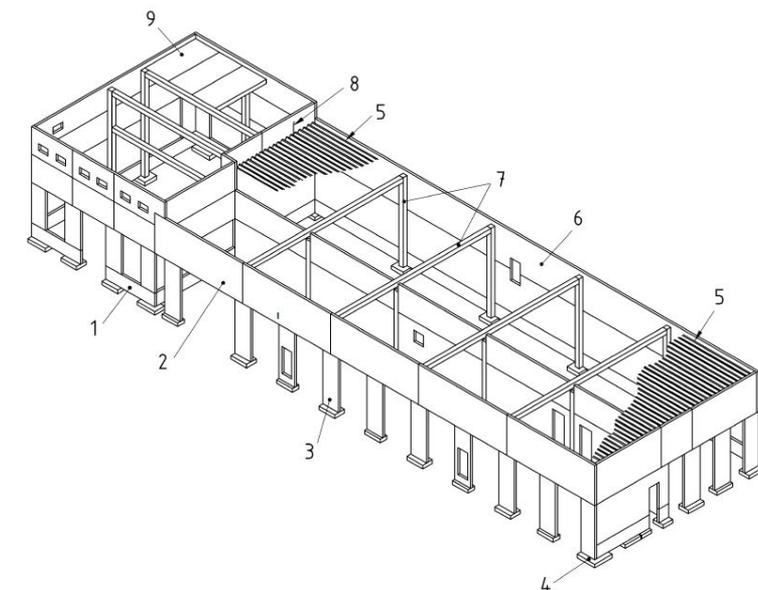


Abb. 2.13: Darstellung eines kerngedämmten Wandelementes (*Thermodor*)



Legende

- 1 Sockelbauteil
- 2 Sturzwandteil
- 3 Stehendes Wandbauteil
- 4 Fundament
- 5 Trapezblech
- 6 Liegendes Wandbauteil
- 7 Stützen/Binder aus Beton, LAC-Beton, Holz, Stahl
- 8 Trapezblechauflager
- 9 Hohlblechen

Abb. 2.14: Tragsysteme aus lastabtragenden bzw. ausfachenden LAC-Bauteilen (Abbildung A.1 in DIN 4213 2015)

Diese Leichtbetonwände werden in den folgenden Arbeitsschritten produziert:

Schritt 1: Aufbau der Schalung

Die Schalung für den Bauteilrand sowie Fenster- und Türöffnungen werden auf den Betoniertisch gebaut. Die Schalung wird mit Schalöl eingesprüht.

Schritt 2: Einfüllen des Leichtbetons

Die Schalung wird bis zur ersten Bewehrungslage mit Leichtbeton gefüllt (Abbildung 2.15(a)).

Schritt 3: Einlegen der Bewehrung

Die vor Korrosion geschützte Bewehrung wird in den Beton gelegt (Abbildung 2.15(b)) und der Beton durch Schütteln des Schaltisches verdichtet.

Schritt 4: Einfüllen des Leichtbetons

Die Schalung wird bis zur Lage der Dämmkerne mit Leichtbeton gefüllt.

Schritt 5: Einlegen der Dämmkerne sowie Transport- und Befestigungsanker

Die einzelnen Dämmkerne werden auf den Leichtbeton gelegt. Außerdem werden die Transportanker und die Einbauteile zur späteren Befestigung der Elemente auf der Baustelle eingelegt (Abbildung 2.15(c-e)).

Schritt 6: Einfüllen des Leichtbetons

Die Schalung wird bis zur zweiten Bewehrungslage mit Leichtbeton gefüllt.

Schritt 7: Einlegen der Bewehrung

Die korrosionsbeständige Bewehrung wird in den Beton gelegt.

Schritt 8: Einfüllen und Abziehen des Leichtbetons

Die Schalung wird überhöht mit Leichtbeton verfüllt und maschinell abgezogen, damit der Beton anschließend verdichtet werden kann (Abbildung 2.15(f)).

Schritt 9: Verdichten des Betons mit Rüttelwalze

Der Beton wird mit einer Rüttelwalze verdichtet.

Schritt 10: Aufbringen des Außenputzes

Nach Bedarf wird bereits im Fertigteilwerk ein Außenputz (Abbildung 2.15(g)) aufgebracht.

Schritt 11: Ausschalen der Wandelemente

Aufgrund der erdfeuchten Konsistenz können die Elemente bereits vor dem Trocknen im Trockenschrank ausgeschalt werden (Abbildung 2.15(g)).

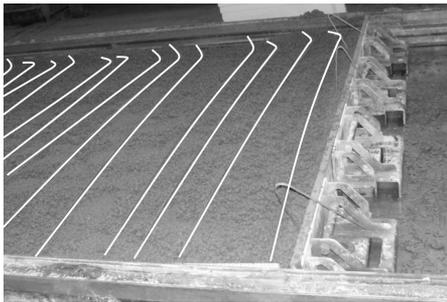
Schritt 12: Abheben der Wandelemente

Nach dem Trockenschrank werden die Wandelemente mit Hilfe von Klapptischen von den Schaltischen abgehoben und zum Transport in Stahlgestelle gestellt (Abbildung 2.15(h)).

Die Wandelemente werden „Just-in-time“ auf die Baustelle geliefert und an die bereits errichtete Tragkonstruktion angehängt. Dazu werden sie mit einem Kran versetzt. Die einfache Montage garantiert auch bei evt. Schäden ein schnelles und unproblematisches Ausbauen der Wandelemente. Die horizontalen und vertikalen Fugen werden mit dauerelastischen überstreichbarem Polyurethan verfugt. Die vertikalen Fugen erhalten eine zusätzliche wärmedämmende Hinterfüllung mit einem Rundprofil aus offenporigem Schaumstoff (*Thermodur*). Die Ausbildung der Fugen ist in Abbildung 2.16 dargestellt.



(a) Eingefüllte erste Betonlage



(b) Eingelegte Bewehrung (nachgezeichnet)



(c) Eingelegte Dämmkerne



(d) Befestigungselement



(e) Transportanker



(f) Aufgefüllte Schalung



(g) Ausgeschaltetes Element mit Putzschiicht



(h) Abheben des Wandelementes

Abb. 2.15: Herstellung von kerngedämmten Leichtbeton-Wandelementen

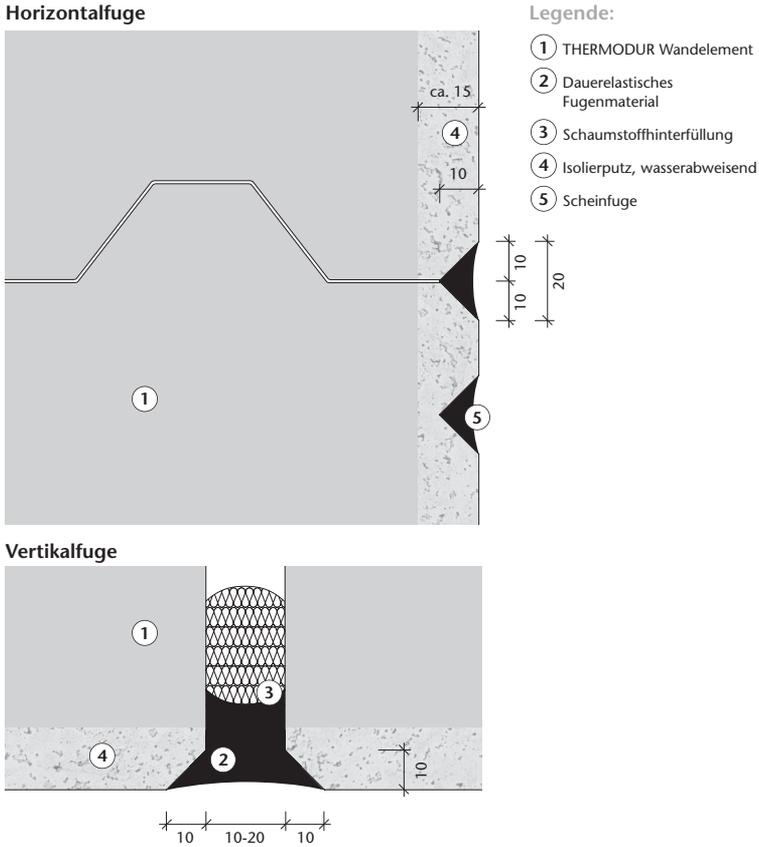


Abb. 2.16: Fugenausbildung (*Thermodur*)

2.5 Normung von haufwerksporigem Leichtbeton

In diesem Abschnitt soll ein Überblick über den aktuellen Normungsstand von haufwerksporigem Leichtbeton bzw. vorgefertigten Bauteilen aus haufwerksporigem Leichtbeton gegeben werden. Zudem soll auf die in den letzten Jahren aufgetretenden Veränderungen eingegangen werden. Dazu wird hauptsächlich auf die Veröffentlichungen *Thienel 2014* und *Schwing 2006* zurückgegriffen.

Die ersten Normen, welche hinsichtlich Bauteilen aus haufwerksporigem Leichtbeton verfasst wurden und noch auf dem globalen Sicherheitskonzept aufbauten, waren:

- DIN 4028: 1982-01: Stahlbetondielen aus Leichtbeton mit haufwerksporigem Gefüge - Anforderung, Prüfung, Bemessung, Ausführung, Einbau (*DIN 4028 1982*),
- DIN 4232: 1987-09: Wände aus Leichtbeton mit haufwerksporigem Gefüge - Bemessung und Ausführung (*DIN 4232 1987*).

Sie wurden 2003 durch die Produktnorm

- DIN EN 1520: 2003-07: Vorgefertigte bewehrte Bauteile aus haufwerksporigem Leichtbeton (*DIN EN 1520 2003*)

und die Anwendungsnorm

- DIN 4213: 2003-07: Anwendung von vorgefertigten bewehrten Bauteilen aus haufwerksporigem Leichtbeton in Bauwerken (*DIN 4213 2003*)

ersetzt, welche nach dem Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsfaktoren aufgebaut sind. Die DIN EN 1520 ist eine harmonisierte Norm und fasst die Normen *DIN 4028 1982* und *DIN 4232 1987* zusammen. Sie regelt allerdings nicht die Berechnung, Bemessung und bauliche Durchbildung von Bauwerken. Diesen Teil erfasst in Deutschland die nationale Anwendungsnorm DIN 4213. Das Bemessungskonzept von *DIN EN 1520 2003* beruht auf der Vornorm *DIN V ENV 1992-1-1 1992*. Da die Vorlaufzeit von *DIN EN 1520 2003* um die 20 Jahre betrug, wurde sie nicht mehr auf die zwischenzeitlich erfolgten Änderungen in *DIN V ENV 1992-1-1 1992* hin angepasst (*Thienel 2014*). Daher wurden zu den Normen *DIN EN 1520 2003* und *DIN 4213 2003* mehrere Gutachten in Auftrag gegeben (z. B. *Hegger u. Roeser 2004*, *Thienel 2005*). Diese Gutachten sowie Vorschläge des DIN Ausschusses NA Bau 07.09.00 (*Schwing 2006*) wurden in den Technischen Regeln (*DIBt-Mitteilung 2005*) berücksichtigt, welche die Anwendung von *DIN EN 1520 2003* und *DIN 4213 2003* ermöglichten. Zum besseren Verständnis der technischen Regeln wurden zusätzlich noch Erläuterungen herausgegeben (*Roeser u. Wittig 2004*).

Ein Teil der Technischen Regeln wurden 2011 in der Neufassung der DIN EN 1520 (*DIN EN 1520 2011*) berücksichtigt. Seit Oktober 2015 liegt nun auch die neue Fassung der DIN 4213 im Weißdruck vor (*DIN 4213 2015*).

2.6 Allgemeines zu den Baustoffkennwerten von LAC

Die in diesem Abschnitt ausgeführten Baustoffkennwerte werden aus der aktuellen Produktnorm *DIN EN 1520 2011* sowie der Anwendungsnorm *DIN 4213 2015* entnommen. Hinzu kommen Anmerkungen aus *Thienel 2005* und *Hegger u. Roeser 2004*. Beides sind Gutachten im Auftrag des Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin, welche hinsichtlich der Bedenken des DIBt zum Sicherheitsniveau der *DIN EN 1520 2003* verfasst wurden. Auf Grundlage von *Hegger u. Roeser 2004* wurden die Technischen Regeln für vorgefertigte bewehrte tragende Bauteile aus haufwerksporigem Leichtbeton (*DIBt-Mitteilung 2005*) verfasst.

2.6.1 Rohdichte

Nach *DIN EN 1520 2011* sind zwei Möglichkeiten zur Deklaration der Trockenroh-dichte vorgesehen. Entweder der Hersteller deklariert einen Mittelwert und hält die Angaben aus Tabelle 2.1 ein oder er deklariert eine Rohdichteklasse nach Tabelle 2.2, wobei hier Einzelwerte bis zu 50 kg/m^3 abweichen dürfen. Die Ermittlung der Tro-

ckenrohddichte erfolgt nach *DIN EN 992 1995* an Bohrkernen oder Würfeln, die aus Elementen entnommen wurden.

Tab. 2.1: Grenzabweichungen der Trockenrohddichte von LAC vom deklarierten Mittelwert nach *DIN EN 1520 2011*

Deklarierte mittlere Trockenrohddichte (Trockenrohddichte in Kilogramm je Kubikmeter)	≤ 1000	> 1000
Größte Abweichung des tatsächlichen Mittelwerts einer Probe vom deklarierten Mittelwert	50	100
Größte Abweichung der Einzelwerte einer Probe vom deklarierten Mittelwert	100	150

Tab. 2.2: Rohdichteklassen von LAC nach *DIN EN 1520 2011*

Rohdichte- klasse	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Mittlere Trocken- rohddichte in kg/m ³	≥400 ≤500	>500 ≤600	>700 ≤700	>700 ≤800	>800 ≤900	>900 ≤1000	>1000 ≤1200	>1200 ≤1400	>1400 ≤1600	>1600 ≤1800	>1800 ≤2000

2.6.2 Druckfestigkeit

Nach *DIN EN 1520 2011* kann der Hersteller die Druckfestigkeit entweder als deklarierte charakteristische Druckfestigkeit oder als deklarierte Festigkeitsklasse angeben (siehe Tabelle 2.3). Die Prüfung erfolgt nach *DIN EN 1354 2005* an aus Elementen entnommenen Bohrkernen mit einer ihrem Durchmesser entsprechenden Länge oder Würfel, in beiden Fällen mit einer kleinsten Abmessung von 100 mm.

Nach *Thienel 2005* sieht die Norm verschiedene Abminderungs- und Umrechnungsfaktoren vor, die folgende Einflüsse berücksichtigen:

- „abweichende (kleinere) Probekörper“ (Abbildung 2.17, Tabelle 5),
- „den Unterschied zwischen aus einem Bauteil entnommenen und separat hergestellten Proben ($f_{Bauteilprobe} = 0,85 \cdot f_{separaterProbekörper}$), sowie!“,
- „bei separat hergestellten Proben
 - die abweichende Probekörpergeometrie (Abbildung 2.17, Tabelle 6) und
 - für Zylinder deren charakteristische Festigkeit“ (Abbildung 2.17, Tabelle 6)

Tabelle 4 — Statistischer Beiwert K_n zur Bestimmung der charakteristischen Festigkeit

Anzahl der Prüfergebnisse n	Statistischer Beiwert K_n
6	1,87
7	1,77
8	1,72
9	1,67
10	1,62
11	1,58
12	1,55
13	1,52
14	1,50
≥ 15	1,48

Tabelle 5 — Abminderungsbeiwerte für die Druckfestigkeit von Bohrkernen mit dem angegebenen Durchmesser und gleicher Länge oder von Würfeln mit der angegebenen Kantenlänge

Durchmesser der Bohrkern oder Kantenlänge der Würfel mm	Abminderungsbeiwert für die Druckfestigkeit
> 100	1,00
90	0,98
80	0,96
70	0,94
60	0,92
50	0,90
40	0,88

Tabelle 6 — Umrechnungsfaktoren für die Umrechnung von Prüfergebnissen, die an in Formen hergestellten Probekörpern gewonnen wurden, auf die Festigkeit der Referenzprobekörper (Bohrkerne mit 100 mm Durchmesser und eben solcher Länge oder Würfel mit 100 mm Kantenlänge)

Gestalt und Größe der in Formen hergestellten Probekörper	Umrechnungsfaktor
Würfel – 150 mm	1,00
Würfel – 200 mm	1,05
Zylinder 150 mm/300 mm, in Abhängigkeit von der Festigkeit MPa	
2	1,05
4	1,05
6	1,06
8	1,07
10	1,08
12	1,10
15	1,12
20	1,15
25	1,18

Abb. 2.17: Tabelle 4, Tabelle 5 und Tabelle 6 aus *DIN EN 1520 2011*

Tab. 2.3: Festigkeitsklassen und Festigkeitsanforderungen für LAC (nach DIN EN 1520 2011)

Festigkeits- klasse	LAC 2	LAC 4	LAC 6	LAC 8	LAC 10	LAC 12	LAC 15	LAC 20	LAC 25
f_{ck}	2	4	6	8	10	12	15	20	25
$f_{c,3}^a$	≥ 4	≥ 7	≥ 9	≥ 11	≥ 13	≥ 15	≥ 18	≥ 24	≥ 29
$f_{c,n}^b$	≥ $f_{ck} + K_n \cdot s_n^d$								
f_{cmin}^c für $n < 6$	≥ 1,5	≥ 3,5	≥ 5,5	≥ 7,0	≥ 9,0	≥ 11	≥ 14	≥ 19	≥ 24
f_{cmin}^c für $6 \leq n \leq 9$	≥ 1,5	≥ 3,0	≥ 4,5	≥ 6,0	≥ 7,5	≥ 9,0	≥ 12	≥ 17	≥ 22
f_{cmin}^c für $n \geq 10$	≥ 1,5	≥ 3,0	≥ 4,0	≥ 5,5	≥ 7,0	≥ 8,0	≥ 11	≥ 16	≥ 21
^a Geforderte mittlere Druckfestigkeit jeder Prüferie von drei aufeinander folgenden Probekörpern									
^b Geforderte mittlere Druckfestigkeit einer Prüferie mit $n \geq 6$ Probekörpern. Die von der Anzahl n der Probekörper abhängige K_n -Werte sind aus Tabelle 4 zu entnehmen									
^c Kleinster Einzelwert der Druckfestigkeit einer Prüferie von n Probekörpern									
^d s_n ist die Standardabweichung der Druckfestigkeit einer Prüferie mit n Prüfergebnissen									

2.6.3 Biegezugfestigkeit und einachsige Zugfestigkeit

Die Biegezugfestigkeit kann aus der Druckfestigkeit und der Rohdichte abgeschätzt werden *DIN EN 1520 2011*:

$$f_{t,flk} = 0,42 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \eta_1 \quad (2.1)$$

mit

$$\eta_1 = 0,4 + 0,6 \cdot (\rho/2200) \quad (2.2)$$

Die Gleichung (2b) aus *DIN EN 1520 2011*, welche für Rohdichten kleiner 1400 kg/m^3 den Beiwert η_1 zu 0,78 setzt, entfällt infolge von *DIN 4213 2015*. Dies erfolgte auch in der Vorgängerversion *DIN EN 1520 2003* infolge der Technischen Regeln (*DIBt-Mitteilung 2005*).

Neu gegenüber der 2003er Version der *DIN EN 1520* ist, dass jetzt die zentrische Zugfestigkeit aus der Druckfestigkeit wie folgt abgeschätzt werden darf:

$$f_{t,k} = 0,1 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (2.3)$$

Die Biegezugfestigkeit kann anhand von Prüfungen nach *DIN EN 1521 1996* bestimmt werden. Eine adäquate Norm zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit existiert nicht.

2.6.4 Elastizitätsmodul

Der Elastizitätsmodul darf nach *DIN EN 1520 2011* wie folgt abgeschätzt werden:

$$E_{cm} = 10000 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \eta_2 \quad (2.4)$$

mit

$$\eta_2 = (\rho/2200)^2 \quad \text{für } \rho > 1400 \text{ kg/m}^3 \quad (2.5)$$
$$\eta_2 = 0,64 \cdot (\rho/2200) \quad \text{für } \rho \leq 1400 \text{ kg/m}^3 \quad (2.6)$$

Der Elastizitätsmodul kann anhand von Prüfungen nach *DIN EN 1352 1997* bestimmt werden.

2.6.5 Querdehnzahl

In *DIN EN 1520 2011* ist hinsichtlich der Querdehnzahl festgelegt: „Für Bemessungszwecke darf die Querdehnzahl für elastische Dehnung zu 0,2 angenommen werden. Wenn Rissbildung in zugbeanspruchtem Beton zulässig ist, darf die Querdehnzahl zu 0,0 gesetzt werden“

2.6.6 Wärmedehnzahl

Nach *DIN EN 1520 2011* gilt für die Wärmedehnzahl: „Für Bemessungszwecke darf die Wärmedehnzahl zu $8 \cdot 10^{-6} K^{-1}$ angenommen werden“.

2.6.7 Trocknungsschwinden

In der Vorgängerversion der aktuellen DIN EN 1520 wurde die Regelung für das Trocknungsschwinden noch sehr detailliert in Anlehnung an *DIN 1045-1 2008* festgelegt. Der Endwert des Trocknungsschwindens ermittelte sich aus einem Grundwert des Trocknungsschwindens von Normalbeton und einem Beiwert. Der Grundwert wurde für zwei verschiedene Lagen des Bauteils und zwei wirksame Dicken angegeben. Der Beiwert war abhängig von der Druckfestigkeitsklasse. *Thienel* zeigt, dass im Vergleich zu gemessenen Schwinddehnungswerten dieser Ansatz die Schwinddehnungen deutlich überschätzt (*Thienel 2005, Thienel 2015b*). Daher wird das Trocknungsschwinden in der aktuellen Norm vereinfachend behandelt.

Nach *DIN EN 1520 2011* darf der Mittelwert des Trocknungsschwindens für ein Bauteil mit einer Dicke von mindestens 75 mm, das einer Umgebung mit einer relativen Feuchte $(45 \pm 5)\%$ ausgesetzt ist, zu 0,75 mm/m angenommen werden. Alternativ kann der Mittelwert des Trocknungsschwindens nach *DIN EN 1355 1997* mit in *DIN EN 1520 2011* angegebenen Abweichungen ermittelt werden.

2.6.8 Kriechen

Wie beim Trocknungsschwinden wurde auch in der Vorgängerversion der aktuellen DIN EN 1520 der Ansatz vom Normalbeton übernommen. Es wurde jedoch festgestellt, dass Versuchswerte deutlich über den prognostizierten Endkriechzahlen nach *DIN EN 1520 2003* liegen (*Thienel 2005*). Daher wird in der aktuellen Version der DIN EN 1520 ein deutlich höherer Bemessungswert von $\phi_{LAC}(\infty, t_0) = 2,0$ angenommen.

2.7 Vergleich der Angaben aus DIN EN 1520 mit eigenen Messwerten

2.7.1 Allgemeines

Es gibt wenig Fachliteratur zum Thema haufwerksporiger Leichtbeton. Nach *Thienel 2005* wurden in den sehr wenigen Literaturstellen meist nur die Druckfestigkeit und die Trockenrohddichte untersucht. In der Norm *DIN EN 1520 2011* sind einige Zusammenhänge, wie etwa die Abschätzung der Biegezugfestigkeit oder des Elastizitätsmodul aus der charakteristischen Druckfestigkeit und der Trockenrohddichte, angegeben. Es ist jedoch nicht zu erkennen, welche Sicherheiten diese Abschätzungen gegenüber tatsächlichen Messwerten bieten. Für Forschungszwecke ist es jedoch oft wichtig, die direkten Zusammenhänge zwischen einzelnen Materialeigenschaften zu kennen. Dieser Abschnitt hat zum einen das Ziel, die Ergebnisse eigener Materialuntersuchungen mit den Angabe aus *DIN EN 1520 2011* zu vergleichen und zum anderen mit den Materialuntersuchungen anderer Arbeiten zu vergleichen. Daher wurden eigene Versuche durchgeführt, um zu untersuchen, welche Sicherheit die Abschätzung aus der Norm gegenüber tatsächlichen Messwerten bietet. Zudem werden die Messwerte mit Messdaten aus *Goltermann 2009, Goltermann u. a. 1994, Karl 2008, Leufgens 2010, Sagmeister 1999, Thienel 2013* und *Thienel 2005* verglichen. Diese Literaturstellen waren zum Teil schwer zugänglich, da die wenige Literatur zu dem Thema „Materialuntersuchungen von LAC“ meist unveröffentlicht ist.

Es wurden folgende Betonkennwerte nach den entsprechenden Prüfnormen geprüft:

Baustoffkennwert	Prüfnorm
Trockenrohddichte	<i>DIN EN 992 1995</i>
Druckfestigkeit	<i>DIN EN 1354 2005</i>
Biegezugfestigkeit	<i>DIN EN 1521 1996</i>
Elastizitätsmodul	<i>DIN EN 1352 1997</i>
Zentrische Zugfestigkeit	Keine Prüfnorm vorhanden

Dazu wurden von drei Fertigteilwerken unterschiedliche Betonmischungen untersucht. Die Herstellung der Probepplatten erfolgt in der laufenden Produktion des jeweiligen Fertigteilwerkes unter den normalen Herstellbedingungen. Von den Herstellern wurden Probepplatten mit den in Tabelle 2.4 angegebenen Festigkeiten und Rohdichten hergestellt. Die Mischungszusammensetzungen können Tabelle D.2, Tabelle D.4 und Tabelle D.3 entnommen werden.

2.7.2 Versuchsdurchführung

Nach der Herstellung der Versuchsplatten in den Fertigteilwerken wurden diese an das Labor für konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern geliefert, wo die entsprechenden Versuchskörper aus den Platten im Nass-Schnittverfahren gebohrt (Zylinder) bzw. gesägt (Prismen) wurden. Die Versuchsplatten hatten eine Di-

Tab. 2.4: Hersteller, Festigkeiten, Rohdichten und Bezeichnungen der untersuchten Leichtbetone

Hersteller	Festigkeitsklasse	Rohdichte	Bezeichnung
	[N/mm ²]	[kg/m ³]	
Fertigteilwerk 1 (Ftw1) ¹⁾	8	900	Ftw1-LAC8/0,9
	12	1200	Ftw1-LAC12/1,2
Fertigteilwerk 2 (Ftw2) ²⁾	2	550	Ftw2-LAC2/0,55
	6	1000	Ftw2-LAC6/1,0
	15	1500	Ftw2-LAC15/1,5
Fertigteilwerk 3 (Ftw3) ²⁾	4	800	Ftw3-LAC4/0,8
	6	1200	Ftw3-LAC6/1,2
	8	1400	Ftw3-LAC8/1,4

¹⁾ Verwendung von Naturbims

²⁾ Verwendung von Blähton

cke von 30 cm. Die Probekörper wurden jeweils aus der Mitte der Plattendicke entnommen (z. B. Bohrkern wurden oben und unten gleichmäßig abgelängt).

Die oben genannten Prüfnormen schreiben unterschiedliche Lagerungen vor der Prüfung vor. Um vergleichbare Erhärtungsbedingungen der Probekörper und somit einen Einfluss der Lagerung auf die Ergebnisse auszuschließen, wurden alle Probekörper wie folgt konditioniert:

- I. Nach dem Herausschneiden wurden die Probekörper ($1 \pm 0,5$ h) an der Luft bei einer Temperatur von $(20 \pm 5)^\circ\text{C}$ gelagert.
- II. Unmittelbar danach wurden die Probekörper mit einer wasserdampfdichten Verpackung versiegelt und 14 Tage bei $(20 \pm 5)^\circ\text{C}$ gelagert.
- III. Danach wurden die Probekörper in einem belüfteten Trockenschrank bei einer Temperatur von $(45 \pm 5)^\circ\text{C}$ bis zum Erreichen der Massenkonstanz (Masse ändert sich innerhalb von 24h um nicht mehr als 0,2%) getrocknet.
- IV. Anschließend lagerten die Probekörper bei 23°C und 80% relative Luftfeuchte bis zur Prüfung.

Im folgenden werden die Abmessungen der verwendeten Probekörper erläutert, sowie Informationen zur Versuchsdurchführung gegeben:

Trockenrohichte nach DIN EN 992 1995

Die Versuche zur Ermittlung der Trockenrohichte wurden an Zylindern mit einer Höhe und einem Durchmesser von 100 mm durchgeführt. Die Zylinder wurden vermessen und anschließend im Trockenschrank bei einer Temperatur von $(105 \pm 5)^\circ\text{C}$ bis zum Erreichen der Massenkonstanz gelagert. Die Massenkonstanz ist erreicht, wenn sich die Masse des Probekörpers innerhalb von 24 Stunden um nicht mehr als 0,2% ändert.

Druckfestigkeit nach DIN EN 1354 2005

Die Versuche zur Ermittlung der Druckfestigkeit wurden an Zylinder mit einer Höhe und einem Durchmesser von 100 mm durchgeführt. Diese Abmessungen entsprechen laut Prüfnorm dem Referenzprobekörper. Die Druckflächen wurden, wie in der Norm empfohlen, mit einem Zement-Feinsand-Gemisch abgeglichen.

Biegezugfestigkeit nach DIN EN 1521 1996

Die Versuche zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit wurden an Prismen mit den Abmessungen $b/h/\ell = 100/100/400$ mm (Referenzprobekörper nach Prüfnorm) durchgeführt. Die Biegezugfestigkeit wurde im Vier-Punkt-Biegeversuch ermittelt. Der Abstand der Lager betrug 300 mm. Die Lasteinleitung erfolgte in den Drittelpunkten.

Elastizitätsmodul nach DIN EN 1521 1996

Die Versuche zur Ermittlung der Elastizitätsmodule wurden an Zylindern mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 200 mm durchgeführt. In den Versuchen wurde die Verformung mittels eines induktiven Wegsensors (DD1) gemessen. Vor der Prüfung wurden Gipsmarken auf den Zylinder aufgebracht, um die Schnitten des DD1 korrekt anbringen zu können (siehe Abbildung 2.18). Wie auch bei den Probekörpern für die Druckfestigkeitsprüfung wurden die Druckflächen abgeglichen um zwei planparallele Druckflächen zu bekommen.

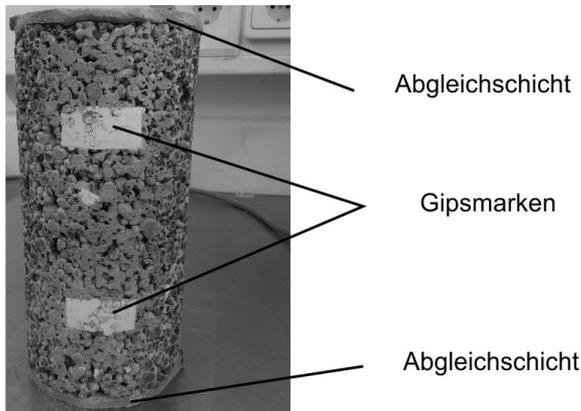


Abb. 2.18: Gipsmarken zur E-Modul-Messung

Zentrische Zugfestigkeit

Zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit von haufwerksporigem Leichtbeton ist keine Prüfnorm vorhanden. In der Literatur sind sehr wenige Versuchsserien und deren Ergebnisse zu finden. Eine ausführliche Versuchsbeschreibung wurde nicht gefunden. Anders als bei der Prüfung von Normalbeton können beim haufwerksporigen Leichtbeton keine Probekörper in Knochenform hergestellt werden, um einen definierten Versagensbereich in der Probe zu definieren. Für die Durchführung der Versuche wurden daher ebenfalls Bohrkerne aus den Versuchsplatten gezogen. Zur Lasteinleitung wurden Stahlplatten verwendet, auf die eine Stahlmutter aufgeschweißt wurde. Diese Anbauteile wurden jeweils auf beiden Seiten des Betonzylinders aufgeklebt. Die Probe wurde, mit zwei in die Stahlmuttern eingedrehten Gewindestangen, in einen servohydraulischen Zylinder eingebaut. Zur zentrischen Lasteinleitung wurden auf beiden

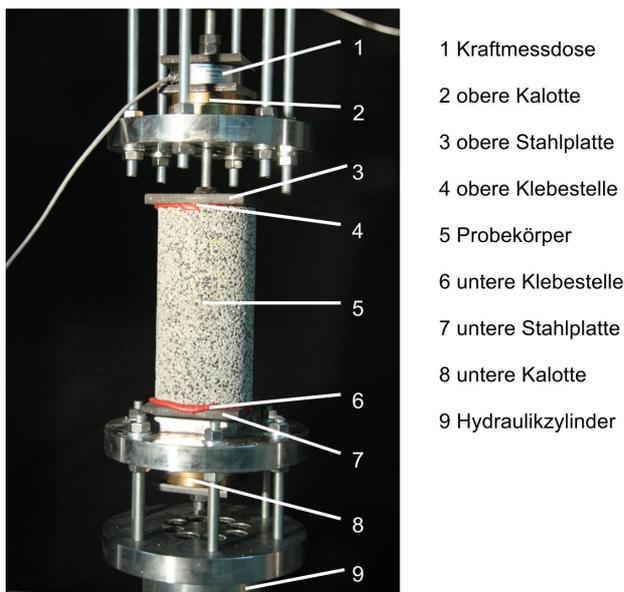


Abb. 2.19: Versuchsaufbau - Zugversuche

Seiten Kalotten verwendet. Eine Kraftmessdose zeichnete die eingeleitete Kraft auf. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 2.19 dargestellt.

2.7.3 Ergebnisse

Die einzelnen Ergebnisse der Versuche sind im Anhang in Tabelle D.5 zur Übersicht dargestellt. Die Tabelle enthält die Angaben aller Einzelergebnisse der Versuche sowie Mittelwert, Standardabweichung s und Variationskoeffizient V_x der einzelnen Versuchsreihen.

In den Tabellen 2.5 und 2.6 sind die Ergebnisse der Druckfestigkeits- und Rohdichteprüfungen zusammengefasst. In Tabelle 2.5 werden die Einzelwerte sowie die daraus ermittelten Mittelwerte, Standardabweichung und Minimalwerte der Druckfestigkeitsprüfungen angegeben. Zudem werden die gemäß Abs. 4.2.2 Tabelle 3 aus *DIN EN 1520 2011* aus den Messwerten berechnete charakteristische Festigkeit f_k und die für die deklarierte Festigkeitsklasse erforderliche Mindestfestigkeit f_{min} angegeben. Tabelle 2.6 enthält die Einzelwerte der Rohdichteprüfungen sowie die daraus ermittelten Mittelwerte. Die Auswertung zeigt, dass die wenigsten Betonmischungen die zu erzielenden Werte für Druckfestigkeit und Rohdichte erreicht haben. Bei den zu erreichenden Druckfestigkeitsklassen haben nur der LAC 4 und LAC 6 des Fertigteilwerks 3 die gewünschte Festigkeitsklasse erreicht. Die anderen Betone liegen zum Teil deutlich unter den zu erzielenden Werten. Dies spiegelt sich auch bei den erzielten Rohdichtewerten wieder. Außer dem LAC 12 des Fertigteilwerks 1 konnten nur diese beiden Betone (LAC 4 und LAC 6) die gewünschte Rohdichte erreichen. Die Ergebnisse lassen auf eine nicht ausreichende Verdichtung der Versuchsplatten schließen.

Tab. 2.5: Zusammenfassung der ermittelten Druckfestigkeitswerte

	Fertigteilwerk 1			Fertigteilwerk 2			Fertigteilwerk 3		
	LAC 8	LAC 8	LAC 12	LAC 2	LAC 6	LAC 15	LAC 4	LAC 6	LAC 8
	900	900	1200	550	1000	1500	800	1200	1400
	f_c								
	[N/mm ²]								
	3,67	3,20	9,67	1,39	4,15	11,50	5,41	8,57	8,75
	3,96	3,51	10,38	1,47	4,53	9,56	4,98	8,28	7,90
	3,64	3,81	10,46	1,33	4,68	14,21	5,53	7,87	10,01
	4,18	3,65	11,27	1,64	4,36	13,72	4,85	6,48	7,55
	¹⁾	3,72	13,16	1,33	4,79	14,47	5,67	7,69	4,79
Mittelwert	3,86	3,58	10,99	1,43	4,50	12,69	5,29	7,77	7,80
Standard- abweichung	0,26	0,24	1,34	0,13	0,26	2,10	0,36	0,80	1,93
Minimum	3,64	3,20	9,67	1,33	4,15	9,56	4,85	6,48	4,79
Charakteristische Festigkeit f_k	3,09	2,86	8,79	1,15	3,60	10,15	4,23	6,22	6,24
Geforderte Min- destfestigkeit f_{min}	2,78	2,58	7,91	1,03	3,24	9,14	3,81	5,60	5,62

Tab. 2.6: Zusammenfassung der ermittelten Trockenrohdichtewerte

	Fertigteilwerk 1			Fertigteilwerk 2			Fertigteilwerk 3		
	LAC 8	LAC 8	LAC 12	LAC 2	LAC 6	LAC 15	LAC 4	LAC 6	LAC 8
	900	900	1200	550	1000	1500	800	1200	1400
	ρ_d								
	[kg/m ³]								
	898	842	1192	546	893	1457	899	1251	1334
	850	838	1229	509	915	1434	969	1247	1344
	873	832	1228	503	907	1347	934	1257	1392
	857	854	1205	527	906	1426	927	1261	1397
	845	847	1264	522	919	1381	931	1283	1395
Mittelwert	870	843	1224	522	908	1409	932	1260	1372

Das Maß der Verdichtung von LAC-Bauteilen hat gegenüber Normalbeton oder gefügedichtem Leichtbeton einen enormen Einfluss auf die Festigkeit. Die Verdichtung in den Fertigteilwerken erfolgt entweder

- a) mit einer Rüttelwalze oder
- b) mit Schütteltisch und Rüttelwalze oder
- c) mit Rütteltisch und Rüttelbohle.

Zu a) Der Beton wird überhöht in die Schalung eingefüllt. Infolge der erdfuchten Konsistenz des LAC kommt es beim Einfüllen zur Bildung von einzelnen Betonhaufen. Daher wird anschließend, meist maschinell, der Beton mit einer Latte abgezogen. Anschließend wird mit einer Rüttelwalze durch mehrfaches Überfahren der Beton verdichtet.

Zu b) Der Beton wird in mehreren Lagen in die Schalung eingefüllt, unter anderem, um Bewehrungsseisen oder Einbauteile einzulegen. Durch Schütteln des Schalungstisches wird der Beton vorverdichtet. Anschliessend wird, wie in **a)** beschrieben, die Schalung mit Beton aufgefüllt, der Beton abgezogen und mit der Rüttelwalze verdichtet. Diese Herstellvariante wird vorwiegend bei Wandelemente mit Dämmkernen verwendet (siehe Abschnitt 2.4.2)

Zu c) Der Beton wird überhöht in die Schalung eingefüllt und durch Rütteln des Schalungstisches und mit einer Oberflächenrüttelbohle verdichtet.

Leufgens hat in *Leufgens 2010* die Einflüsse der Verdichtung auf die Festigkeit und die Rohdichte von LAC betrachtet. Die Arbeit von *Leufgens* fasst sich zwar mit der Herstellung von LAC-Mauersteinen in Brett- bzw. Bodenfertigern, jedoch zeigen die Ausführungen, wie kleinste Einflüsse die Festigkeit des fertigen LAC-Produktes beeinflussen.

Einige der in *Leufgens 2010* ausgeführten Punkte können auch auf die Fertigung von Wandelementen in einer Umlaufanlage übertragen werden. Die Herstellung von Mauersteinen erfolgt durch Einfüllen des LAC in Stahlformen und Verdichtung durch Auflast und Vibration. Die in *Leufgens 2010* erläuterten Arbeiten von *Kuch* (*Kuch 1992a*, *Kuch 1992b*) unterteilen den Verdichtungsprozess in drei Phasen. In Phase I wird die zufällige Verteilung der Zuschläge in eine dichtere Packung überführt (Absinken des Beton in der Schalung). In Phase II werden die Zuschläge innerhalb des Volumens umverteilt. In Phase III wird durch Erhöhung des statischen Drucks weiter verdichtet. Wie sich die drei Phasen ausbilden, hängt von der Verdichtungsintensität, der Verdichtungsdauer und dem angewandten Verdichtungsverfahren ab. *Kuch* zeigt (Abbildung 2.20) wie die Verdichtungsmethoden „horizontale und vertikale Schwingungen“ (Kurve 1 und 2), „horizontale Schwingungen“ (Kurve 3), „vertikale Schwingungen“ (Kurve 4) und „impulsartige Erregung“ (Kurve 5) in die drei Phasen einzuordnen sind. So wird gezeigt, dass die impulsartige Erregung, auch Schockvibration genannt, im Vergleich zu den anderen Methoden in kürzerer Zeit eine hohe Verdichtung erreicht. Dabei werden alle schwingfähigen Elemente der Fertigungsmaschine angeregt. Es ist nach *Kuch* jedoch zu beachten, dass z. B. bei einer Phasengleichheit zwischen der harmonischen Schwingung von Vibrationstisch und Auflast kaum eine gute Verdichtung zu erzielen ist. Diese muss für jede Fertigungsanlage, Schalungsform und Mischungsrezeptur durch Tastversuche unter laufender Produktion ermittelt werden. Außerdem sollte die Höhe

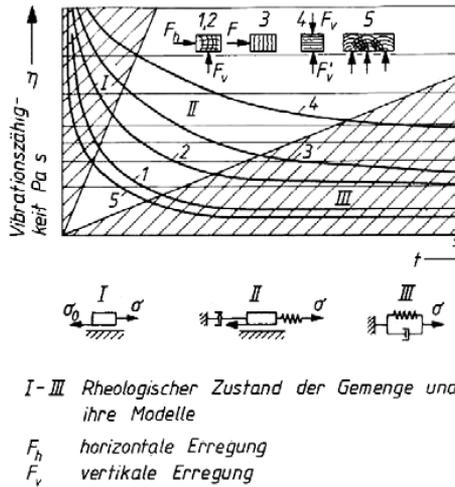


Abb. 2.20: Rheologische Verdichtbarkeitskurve und ihnen entsprechende Schwingungsrichtung nach Kuch 1992b

der Auflast ebenfalls unter Produktionsbedingungen getestet werden, da eine zu hohe Auflast die Beweglichkeit der Zuschlagteilchen einschränkt und somit die Entstehung einer dichtesten Packung behindert.

Die Problematik des Einflusses der Verdichtungsart auf die Festigkeit des LAC wird auch in der *DIN EN 1520 2011* berücksichtigt. Die Referenzprobekörper für die Druckfestigkeitsprüfung nach *DIN EN 1354 2005* „Bestimmung der Druckfestigkeit von haufwerksporigem Leichtbeton“ werden aus vorgefertigten Bauteilen entnommen. Werden Prüfungen an separat hergestellten Probekörpern durchgeführt, müssen die Prüfergebnisse mit den Faktoren aus Tabelle 6 der *DIN EN 1520 2011* multipliziert werden, um auf die Festigkeit der Referenzprobekörper umzurechnen. Die Verdichtung des LAC, entweder mit speziellen Fertigungsmaschinen (Mauersteinherstellung) oder Rüttelwalzen (Wandelementherstellung), kann bei der Herstellung von Zylindern im Labor nur schwer realisiert werden. Zudem schreibt *DIN EN 1354 2005* (Anhang A „Bestimmung der Druckfestigkeit von haufwerksporigem Leichtbeton an in Formen hergestellten Probekörpern“) vor: „Der Beton in den Formen ist so zu verdichten, dass die Frischbetonrohddichte um nicht mehr als +3%/-10% (einzelne Probekörper) bzw. +1%/-5% (Mittelwert des Prüfsatzes) von der Frischbetonrohddichte in dem (den) vorgefertigten Bauteil(en) abweicht, für welches(welche) die Probekörper repräsentativ sein sollen“. Somit sollen die Unterschiede aus evt. unzureichender Verdichtung der Laborproben minimiert werden. Gegenüber Normalbeton muss bei bei Herstellung von haufwerksporigem Leichtbeton auf die Wasseraufnahme der porösen Leichtzuschläge Acht gegeben werden. In *Leufgens 2010* zeigt die Autorin, dass nach Angaben von Herstellern von Blähtonzuschlägen die Wasseraufnahme innerhalb der ersten 5-10 Minuten am stärksten erfolgt (Abbildung 2.21). Somit können trockene, porige Materialien das Anmachwasser schon zu Beginn des Mischvorgangs aufsaugen. Dieses Wasser steht dann dem Zement zur anfänglichen Hydratation nicht mehr zur Verfügung. Die Steifigkeit des Zementleims wird zudem höher und kann somit die Zuschlägkörner nicht mehr gleichmäßig umhüllen. Wird laut *Leufgens* in der Fertigung mit Schockvibration ver-

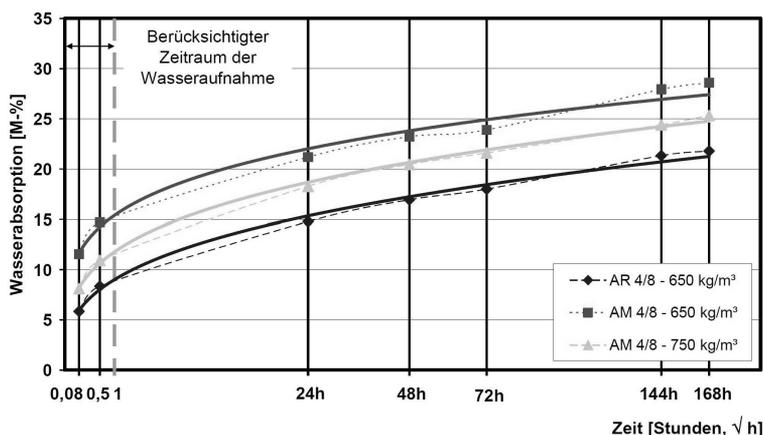


Abb. 2.21: Zeitabhängige Wasseraufnahme der von *Leufgens* verwendeten Blähtonzuschläge nach Herstellerangaben für trockenes Ausgangsmaterial nach *Leufgens 2010*

dichtet, wird das Wasser aus den Poren wieder herausvibriert und steht dem Gemisch wieder als „Gleichschicht“ zur Verfügung. Hinsichtlich der starken Wasseraufnahme der porigen Zuschläge setzt sich die Gesamtwassermenge aus dem Anteil zur Zementhydratation und Verdichtung sowie aus dem Anteil „Wasseranspruch der Leichtzuschläge“, der sogenannten Absorptionswassermenge zusammen. Bei sehr trockenen Zuschlägen beschleunigt die Absorption das „Ansteifen des Frischbetons“. Daher werden oft die Zuschläge mit einem Teil des Anmachwassers vorgehässt, bevor mit dem restlichen Wasser auch der Zement zugegeben wird. Eventuelle Zusatzmittel wie Fließmittel werden auch erst dann zugegeben. Die Bestimmung der genauen Wassermenge ist also wichtig, da:

- bei zu wenig verfügbarem Wasser die Mischung zu trocken ist und die Zuschlagkörner zum einen nicht gleichmäßig mit Zementleim umhüllt werden und zum anderen die Zuschlagkörner nicht zur möglichst dichtesten Packung „gleiten können“ oder
- bei zu viel verfügbarem Wasser die Mischung zu feucht ist und dadurch zu viel Zementleim beim Verdichten zum Schalboden gelangt und dort die haufwerksporige Struktur zusetzt.

Abschließend konnte bei den hier untersuchten Mischungen bzw. hergestellten Probeplatten nicht geklärt werden, warum die gewünschten Werte der Druckfestigkeit nicht erreicht wurden. Dennoch konnten aus den durchgeführten Versuchen Abhängigkeiten zwischen verschiedenen Materialkennwerten herausgearbeitet werden. Um die eigenen Ergebnisse auf Plausibilität zu untersuchen, werden in den folgenden Betrachtungen die eigenen mit den Ergebnissen aus *Thienel 2005* und *Leufgens 2010* verglichen.

2.7.3.1 Rohdichte-Druckfestigkeit-Relation

In Abbildung 2.22 sind die eigenen Ergebnisse in die Abbildung 4-9 aus *Leufgens 2010* eingetragen. Darin enthalten ist die in *Sagmeister 1999* bestimmte Kurve für die ma-

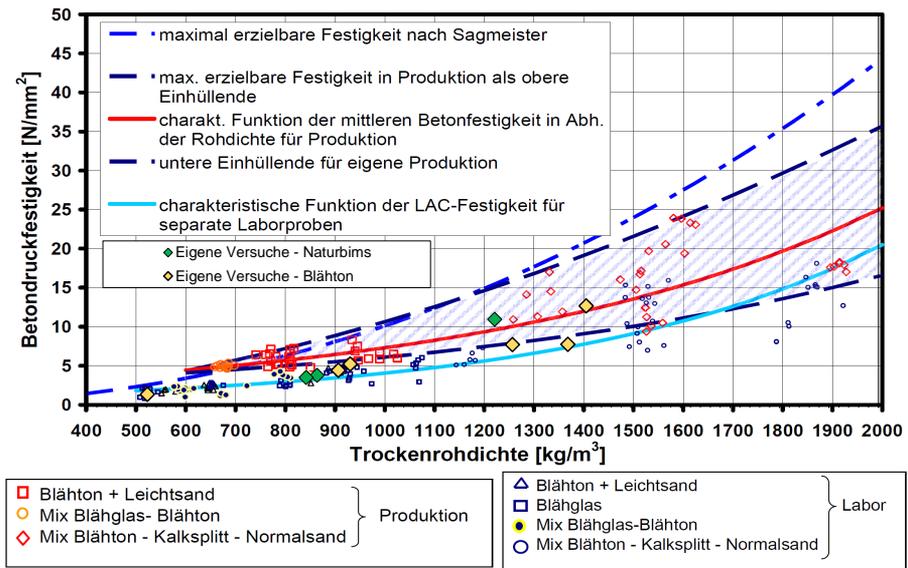


Abb. 2.22: Abbildung der eigenen Ergebnisse zusammen mit Abbildung 4-9 aus *Leufgens 2010*

imal erzielbaren Festigkeiten mit LAC sowie die Ergebnisse von *Leufgens* mit deren Einhüllenden. Wie auch *Leufgens* in ihrer Arbeit erläutert, kann aus dem Diagramm entnommen werden, dass bei gleicher Rohdichte die erzielten Druckfestigkeiten von Proben aus dem Labor geringer ausfallen als die Proben aus der Produktion. Dies wird wie oben beschrieben auf die in der Produktion bessere Verdichtung zurückgeführt. Die eigenen Ergebnisse liegen innerhalb dem von *Leufgens* schraffierten Wertebereich für Proben aus der Produktion. An dem Abstand der Wertepaare zu der von *Sagmeister* angegebenen Kurve für die maximal erzielbaren Festigkeiten für jede Rohdichte ist zu erkennen, dass die untersuchten Mischungen für die entsprechende Rohdichte hinsichtlich der erreichten Festigkeit noch einiges an Optimierungspotential aufweisen. Im Vergleich zu den Ergebnissen aus *Goltermann u. a. 1994* liegen die eigenen Versuchsergebnisse innerhalb der Punktwolke und somit im gleichen Rohdichte-Druckfestigkeit-Verhältnis (vgl. Abbildung 2.23).

2.7.3.2 Biegezugfestigkeit

Die Ergebnisse der Biegezugprüfungen sind in Abbildung 2.24 über den Ergebnissen der Druckfestigkeitsprüfungen aufgetragen und zusammen mit den Ergebnissen aus *Thienel 2005* dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Ergebnisse innerhalb der Punktwolke der Versuche von *Thienel* liegen. Auffällig ist jedoch, dass die Ergebnisse der Mischungen mit Naturbims eher an der unteren Grenze und die des Blähton-Betons eher an der oberen Grenze der Punktwolke liegen.

Im Folgenden werden die Prüfergebnisse den rechnerischen Werten nach *DIN EN 1520 2011* gegenübergestellt und zusammen mit Untersuchungen aus der Literatur in den folgenden Diagrammen dargestellt (*Thienel 2005*: Abbildung 2.25, *Goltermann 2009*: Abbildung 2.26, *Goltermann u. a. 1994*: Abbildung 2.27). Es ist zu beachten,

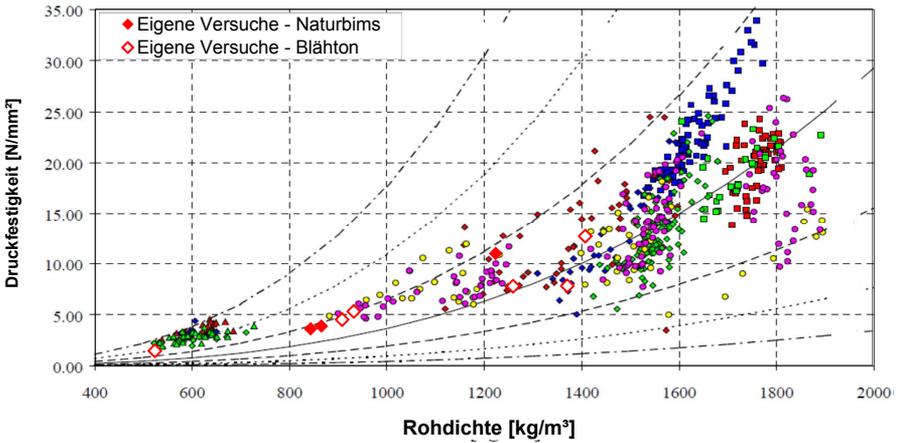


Abb. 2.23: Abbildung der eigenen Ergebnisse mit der Abbildung 2 aus *Goltermann u. a. 1994*

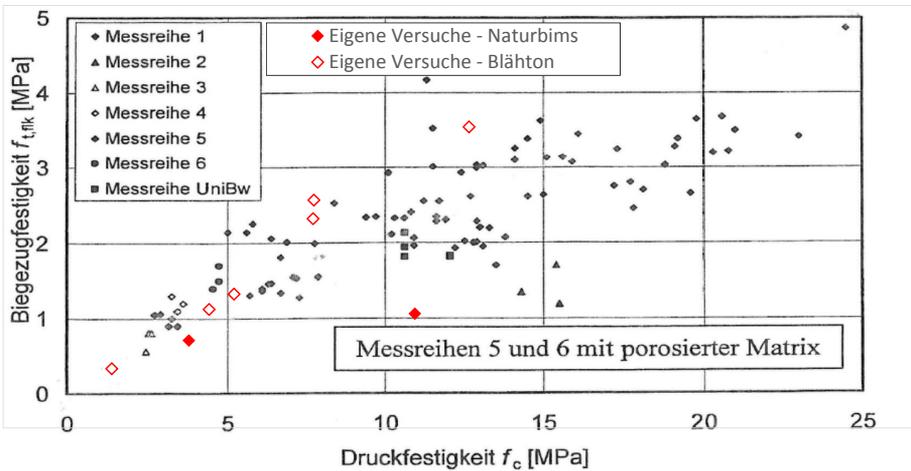


Abb. 2.24: Druckfestigkeit-Biegezugfestigkeit-Diagramm mit den Ergebnissen aus *Thienel 2005*

dass gegenüber *Thienel 2005* und *Goltermann u. a. 1994* in *Goltermann 2009* die Achsen getauscht sind. In den Diagrammen ist zu erkennen, dass die Ergebnisse des Naturbims-Beton oberhalb der Winkelhalbierenden liegen und die des Blähton-Betons unterhalb. Im Vergleich zu den Ergebnisse der beiden Arbeiten liegen die eigenen Ergebnisse eher am Rand der Punktelcke und haben somit den größten Abstand zu der Winkelhalbierenden. *Thienel* und *Goltermann* kommen in ihren Arbeiten zu dem Ergebnis, dass der rechnerische Ansatz aus *DIN EN 1520 2011* nahezu eine Obergrenze und somit einen konservativen Ansatz darstellt.

Wie in Abschnitt 2.6.3 bereits berichtet, lautet die Gleichung zur Abschätzung der Biegezugfestigkeit aus der Druckfestigkeit und Rohdichte in der aktuellen Version der DIN wie folgt:

$$f_{t,flk} = 0,42 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \eta_1 \tag{2.7}$$

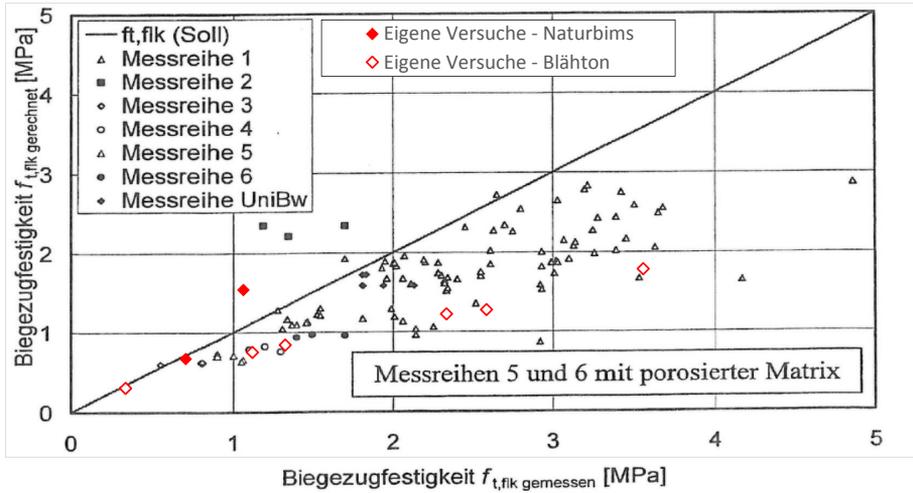


Abb. 2.25: Vergleich gemessener Biegezugfestigkeitswerten mit den nach *DIN EN 1520 2011* berechneten charakteristischen Werten (mit den Werten aus *Thienel 2005*)

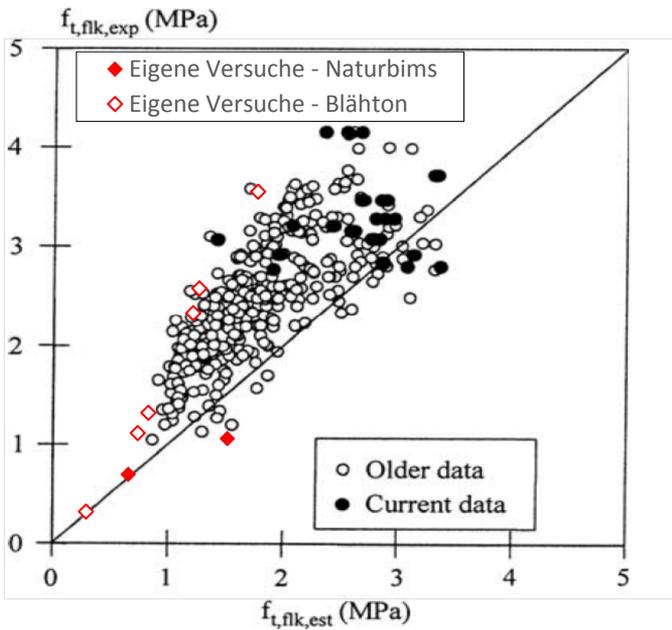


Abb. 2.26: Vergleich gemessener Biegezugfestigkeitswerten mit den nach *DIN EN 1520 2011* berechneten charakteristischen Werten (Vergleich mit den Werten aus *Goltermann 2009*)

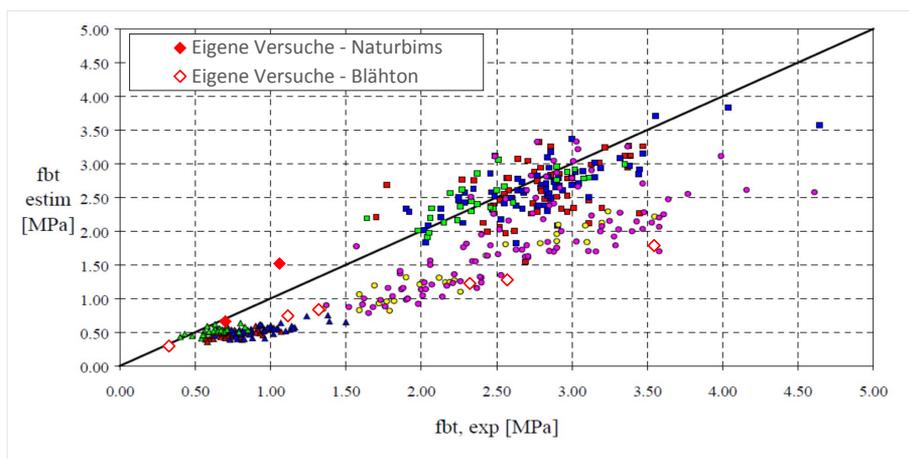


Abb. 2.27: Vergleich gemessener Biegezugfestigkeitswerten mit den nach *DIN EN 1520 2011* berechneten charakteristischen Werten (Vergleich mit den Werten aus *Goltermann u. a. 1994*)

mit $\eta_1 = 0,4 + 0,6 \cdot (\rho/2200)$ für $\rho > 1400 \text{ kg/m}^3$ (2.8)

$\eta_1 = 0,78$ für $\rho \leq 1400 \text{ kg/m}^3$ (2.9)

Nach der Anwendungsnorm *DIN 4213 2015* entfällt Gleichung 2.9 aus *DIN EN 1520 2011*. Dies erfolgte auch bei der Vorgängerversion (*DIN EN 1520 2003*), hier jedoch infolge der Technischen Regeln des Deutschen Institut für Bautechnik (*DIBt-Mitteilung 2005*). Daher erfolgten die Berechnungen der Werte in den Abbildungen 2.24, 2.26 und 2.27 nach den Gleichungen 2.7 und 2.8. In einem Schreiben an den Bundesverband Leichtbeton e.V. hat *Karl (Karl 2008)* Diagramme von *Goltermann* beigefügt, wo dieser seine Ergebnisse mit (Abbildung 2.28) und ohne (Abbildung 2.29) Berücksichtigung der Unterscheidung der Rohdichte dargestellt hat. Die beiden Abbildungen zeigen jeweils das Verhältnis experimentell ermittelter Biegezugfestigkeit zur rechnerisch ermittelten Biegezugfestigkeit (Experimental/Estimated Flexural Strength) aufgetragen über der Trockenrohichte (Dry Density). Es zeigt sich, dass ohne Berücksichtigung von Gleichung 2.9 die Biegezugfestigkeit um einiges unterschätzt wird. Die Verwendung von Gleichung 2.9 aus der Norm hat als Ergebnis eine bessere Korrelation im unteren Rohdichtebereich. Im Bereich zwischen 800 und 1400 kg/m^3 wird die Biegezugfestigkeit jedoch immer noch um einiges unterschätzt.

2.7.3.3 Elastizitätsmodul

An dieser Stelle wird zunächst darauf hingewiesen, dass wie bei der Biegezugfestigkeit in *DIN EN 1520 2003* bei der Abschätzung des Elastizitätsmoduls aus der Druckfestigkeit und der Trockenrohichte der Beiwert η_2 für Rohdichten $> 1400 \text{ kg/m}^3$ und $\leq 1400 \text{ kg/m}^3$ unterschieden wird (Gleichung 2.4, 2.5 und 2.6 aus *DIN EN 1520 2003*). Nach den Technischen Regeln des Deutschen Instituts für Bautechnik in Berlin (*DIBt-Mitteilung 2005*) entfällt Gleichung 2.5 und Gleichung 2.6 gilt für alle Rohdichteklassen. In der aktuellen Version der *DIN EN 1520* ist die Unterscheidung wieder enthalten

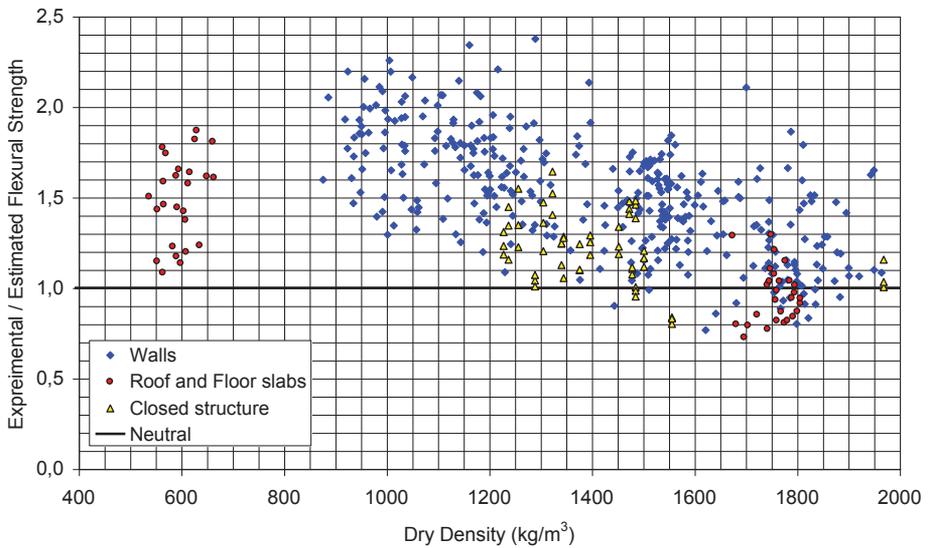


Abb. 2.28: Darstellung der Ergebnisse von *Goltermann* unter Berücksichtigung von Gleichung 2.8

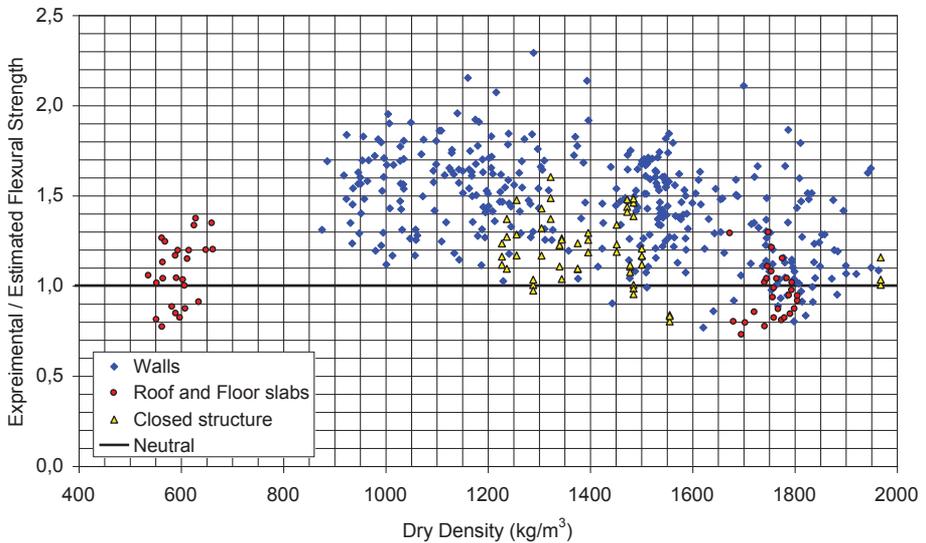


Abb. 2.29: Darstellung der Ergebnisse von *Goltermann* unter Berücksichtigung von Gleichungen 2.8 **und** 2.9

und bleibt, anders als bei der Biegezugfestigkeit, nach der aktuellen Anwendungsnorm bestehen. Ergebnisse von *Goltermann* in *Karl 2008* zeigen, dass Gleichung (4b) im unteren Rohdichtebereich eine genauere Abschätzung des Elastizitätsmodul liefert (Abbildung 2.30). Bei den eigenen Untersuchungen zum Elastizitätsmodul sind in al-

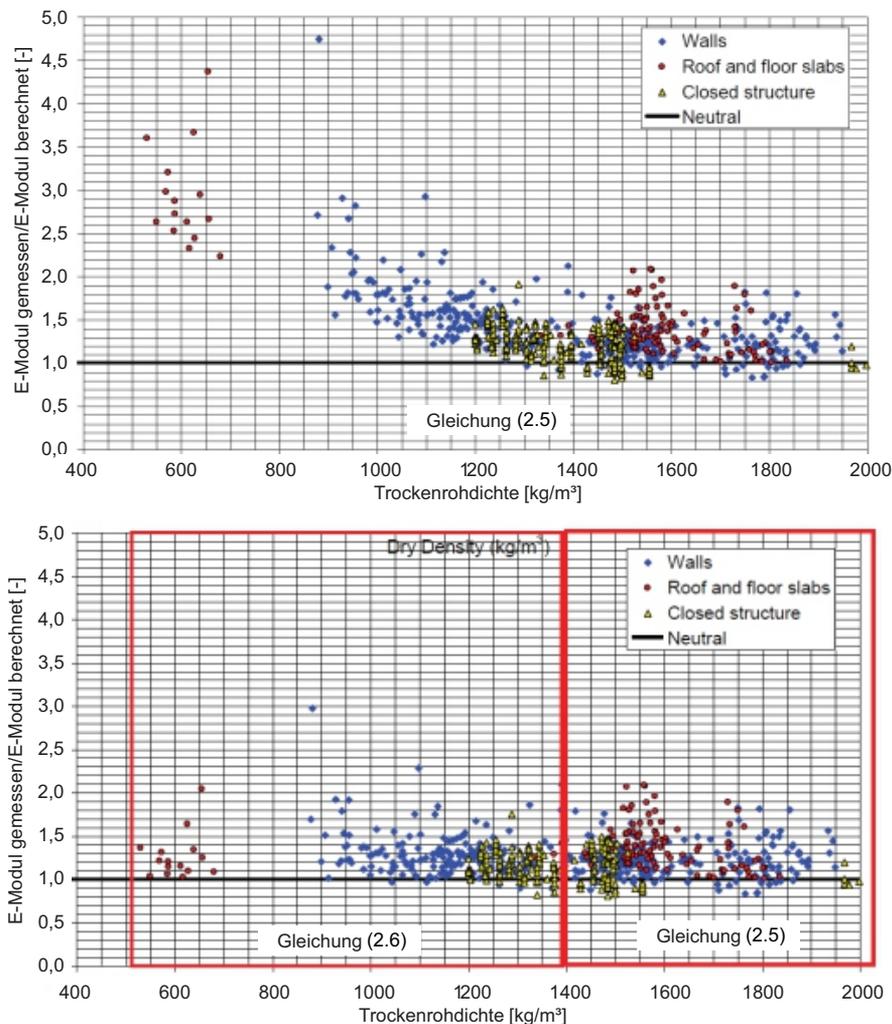


Abb. 2.30: Abschätzung des E-Moduls nach DIN EN 1520 (*Goltermann u. a. 1994*)
oben - Verwendung von Gleichung 2.5 / unten - Verwendung der Gleichungen 2.5
und 2.6

len Messreihen große Streuungen aufgetreten. Dies ist zum einen in Abbildung 2.31 für die Mischungen des Fertigteilwerks 3 (Ftw3) und zum anderen aus Tabelle D.5 zu erkennen. Der Variationskoeffizient bei acht von neun Messreihen ist größer als 20%.

Die Ergebnisse des Vergleichs der Versuchsergebnisse mit den Abschätzungen nach *DIN EN 1520 2011* sind in der Abbildung 2.32 mit den Ergebnissen aus *Goltermann u. a. 1994* zusammen dargestellt. Es ist zunächst an den Ergebnissen von *Goltermann*

zu erkennen, dass der Ansatz aus *DIN EN 1520 2011* konservativ ist. Zu den eigenen Ergebnissen ist zu sagen,

- dass sie genau wie die Ergebnisse von *Goltermann* im unteren Festigkeitsbereich nah bei der Winkelhalbierenden liegen und je höher das E-Modul wird die Abschätzung immer mehr auf der sicheren Seite liegt,
- dass jedoch die eigenen Ergebnisse mit niedrigen Elastizitätsmodul-Werten durch die Rechnung überschätzt werden.

Der konservative Ansatz nach *DIN EN 1520 2011* kann somit nur im Bereich hoher Elastizitätsmodule bestätigt werden. Warum die Ergebnisse bei niedrigeren Elastizitätsmodulen gegenüber der Berechnung nach Norm stark abfallen, konnte abschließend nicht geklärt werden. Es wird vermutet, dass die selben Einflüsse (Verdichtung, Feuchtegehalt, etc.), welche dazu führten, dass auch die gewünschten Druckfestigkeitsklassen nicht erreicht wurden, auch für die gegenüber den Abschätzungen nach Gleichung 2.7 niedrigeren Elastizitätsmodule verantwortlich sind.

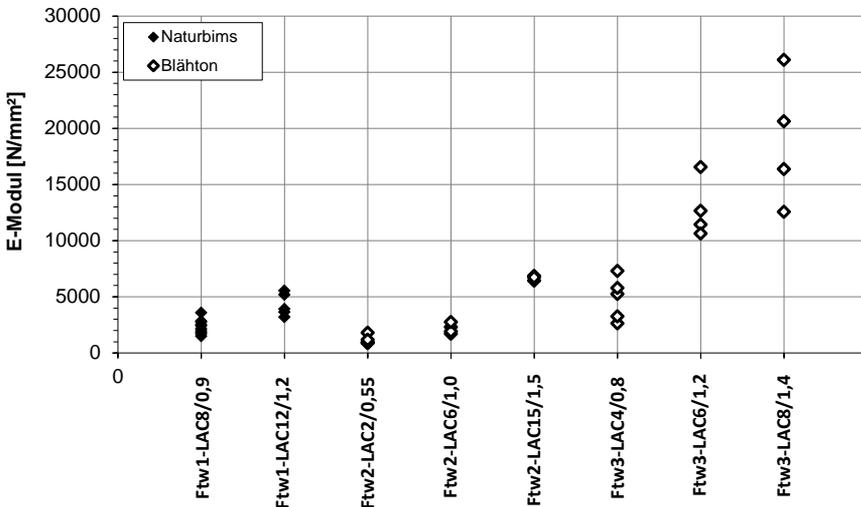


Abb. 2.31: Ergebnisse der E-Modul-Prüfung

2.7.3.4 Zentrische Zugfestigkeit

Wie in Abschnitt 2.6.3 bereits erwähnt, gibt es in der Neufassung der DIN EN 1520 von Juni 2011 erstmals eine Gleichung, um aus der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} die einachsige Zugfestigkeit $f_{t,k}$ abzuschätzen. *S. Karl* hat aus Versuchswerten, welche dem Institut für Massivbau der TU Darmstadt vorliegen, die ermittelte zentrische Zugfestigkeit über die zugehörige Druckfestigkeit aufgetragen (vgl. Abbildung 2.34). Die Ergebnisse werden der Beziehung

$$f_{ctk} = 0,20 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot 0,78 \quad (2.10)$$

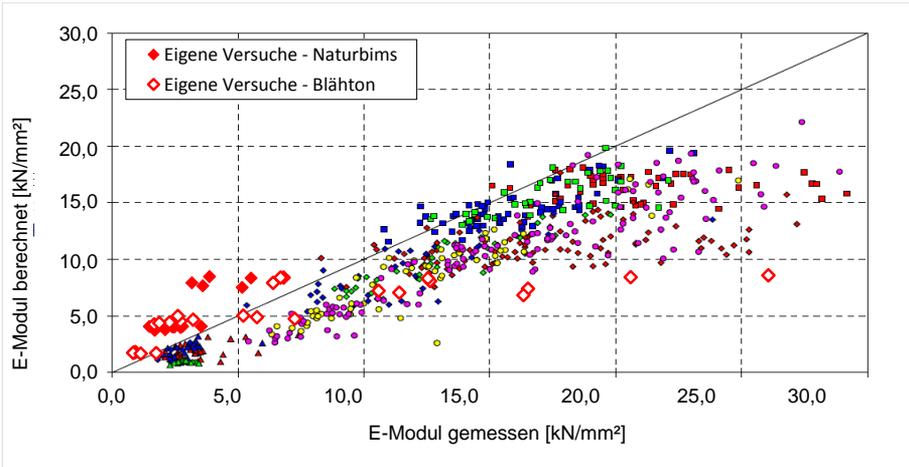


Abb. 2.32: Vergleich zwischen gemessenem und berechnetem E-Modul nach DIN EN 1520 (mit den Messwerten aus *Goltermann u. a. 1994*)

gegenüber gestellt. Diese Beziehung ist aus Gleichung 2.7, unter der Annahme, dass die zentrische Zugfestigkeit ca. 50 % der Biegezugfestigkeit von LAC für Trockenroh-dichte unter 1400 kg/m^3 beträgt, abgeleitet (bezeichnet als „Gleichung (1)“). Als untere Grenzkurve (bezeichnet als „Gleichung (2)“) wurde in *Leufgens* für das 5%-Quantil bei einer Aussagewahrscheinlichkeit von 90% der Verhältnisswert der experimentell bestimmten zur berechneten Zugfestigkeit ermittelt. Somit lautet die Gleichung der unteren Grenzkurve:

$$f_{ctm} = 0,20 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot 0,78 \cdot 0,65 = 0,10 \cdot f_{ck}^{2/3} \tag{2.11}$$

Dieser Zusammenhang wurde in die neue Version der DIN EN 1520 übernommen.

Die Aussage, dass die zentrische Zugfestigkeit ungefähr halb so groß ist wie die Biegezugfestigkeit, kann durch die eigenen Untersuchungen bei sechs von acht Versuchsreihen bestätigt werden. Dort liegt das Verhältnis, Zugfestigkeit zu Biegezugfestigkeit, zwischen 0,47 und 0,57 (siehe Abbildung 2.33).

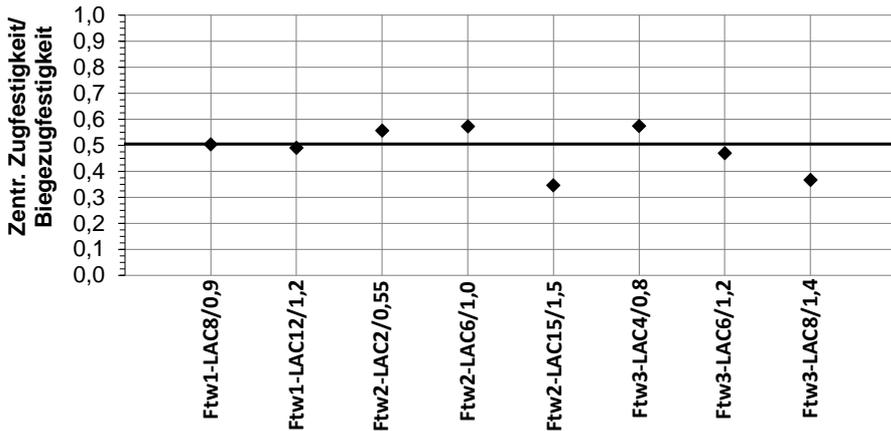


Abb. 2.33: Verhältnis gemessener Zugfestigkeit zur gemessener Biegezugfestigkeit

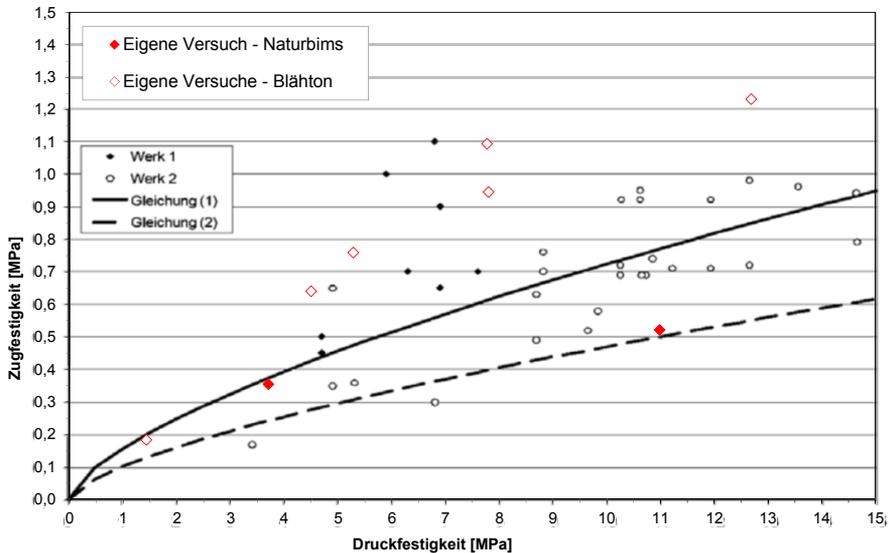


Abb. 2.34: Zusammenhang zwischen Druck- und zentrischer Zugfestigkeit (mit den Werten aus Karl 2008)

2.7.3.5 Fazit zur Materialuntersuchung

Die Ergebnisse der eigenen Materialuntersuchungen können wie folgt zusammengefasst werden:

- Die zu erzielenden Trockenrohdichten wurden bei drei von neun Probepplatten erreicht. Bei sechs Probepplatten wurden die Trockenrohdichten nur um wenige Prozent unterschritten (vgl. Tabelle 2.6).

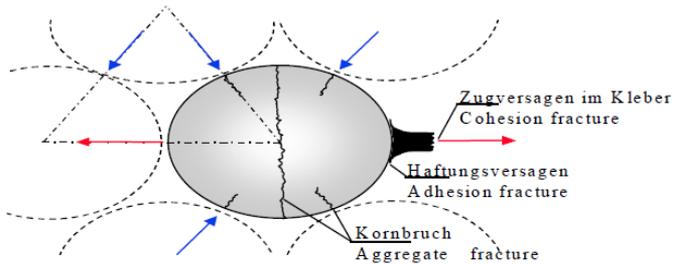
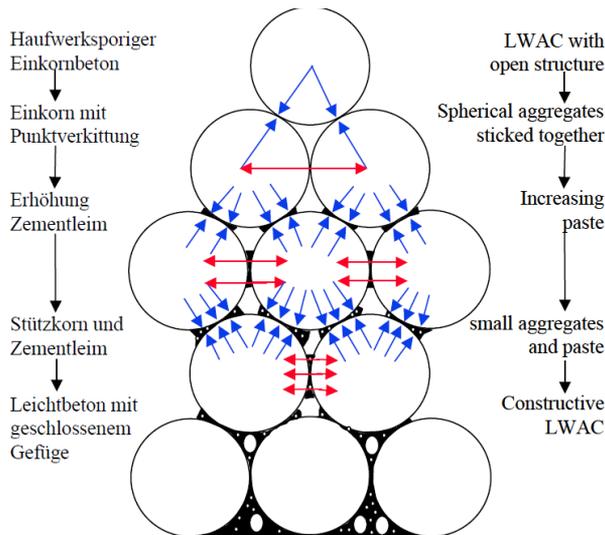
- Die gewünschten Festigkeitsklassen wurden bei lediglich zwei Probepplatten erreicht (vgl. 2.5). Der Grund dafür wird in einer unzureichenden Verdichtung oder einer zu trockenen Betonmischung vermutet (vgl. Abschnitt 2.7.3).
- Aus dem Vergleich mit den Angaben von Sagmeister (in Abbildung 2.22) kann geschlossen werden, dass die untersuchten Mischungen, hinsichtlich ihrer Festigkeit, einiges an Verbesserungspotential aufweisen. Dies hängt natürlich mit der im Vergleich zur Soll-Festigkeit viel zu niedrigen Ist-Festigkeit zusammen.
- Die eigenen Versuche sowie Versuchsdaten aus der Literatur zeigen, dass die Angaben aus der Norm für Biegezugfestigkeiten und Elastizitätsmodul konservative Ansätze darstellen.
- Die eigenen E-Modul-Versuche werden zum Großteil von der Norm überschätzt. Die Gründe dafür (Verdichtung, Frischbetonkonsistenz oder Versuchsdurchführung) konnten abschliessend nicht geklärt werden.
- Die Aussage, dass die zentrische Zugfestigkeit ungefähr 50 % der Biegezugfestigkeit beträgt konnte mit den eigenen Versuchen bestätigt werden. Außer den Angaben aus *Karl 2008* konnten keine Literaturwerte dazu recherchiert werden.
- Allgemein ist zu sagen, dass in der Literatur sehr wenige Versuchsdaten vorhanden sind und diese zudem schwer zu finden sind (meist nicht öffentlich zugänglich).

2.8 Lastabtrag in haufwerksporigem Leichtbeton

Bei Beton erfolgt die Weiterleitung der Druckbeanspruchung über die steiferen Komponenten aus Zuschlag, Zementstein und Kontaktzone. Demnach verlaufen bei Normalbeton die Drucktrajektorien von Zuschlagkorn zu Zuschlagkorn. Beim Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge können die Leichtzuschläge wie Aussparungen im Gefüge betrachtet werden. Die Drucktrajektorien laufen somit um die Zuschlagkörner herum. Aufgrund der dichten Zuschläge im Normalbeton, welche häufig von einem Wasserfilm umgeben sind, wird die Kontaktzone zwischen Korn und Zementmatrix als Schwachstelle angesehen (*Leufgens 2010*). Bei Beton mit leichten, porösen Zuschlägen entsteht durch Eindringen des Zementleims in die offene Struktur der Leichtzuschläge eine mechanische Verbindung. Die Risse bei gefügedichtem Leichtbeton verlaufen meist senkrecht durch die Leichtzuschläge. Bei haufwerksporigem Leichtbeton sind, wie Abbildung 2.35 zu entnehmen ist, insgesamt drei Versagensarten zu unterscheiden.

- a. Kornbruch
- b. Haftungsversagen in der Kontaktzone
- c. Zugversagen des Zementsteins im Stegbereich

In den eigenen Versuchen traten meistens die Versagensarten a. und c. auf. Ein Versagen in der Kontaktzone (b.) und somit freiliegende, ungerissene Zuschlagkörner wurden eher selten beobachtet. Durch das Einbringen von Stützkorn und die Erhöhung von Zementleim wird die Belastung über das einzelne Korn gleichmäßiger verteilt. Dadurch wird auch die Haftfläche am Korn und zwischen den Körnern vergrößert, wodurch sich

Abb. 2.35: Versagensmechanismen in LAC nach *Sagmeister 1999*Abb. 2.36: Einfluss des Gefügebauaufbaus von LAC auf den Lastabtrag nach *Sagmeister 1999*

die auftretenden Zugkräfte besser verteilen. Zusammenfassend kann gesagt werden, dass je mehr Haufwerksporen geschlossen werden, umso höher wird die Festigkeit. Der Übergang zum gefügedichten Leichtbeton ist dabei fließend (vgl. Abbildung 2.36).

2.9 Konzept der DIN EN 1520

Die *DIN EN 1520 2011* verwendet entsprechend dem europäischen Normenkonzept Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und der Widerstandsseite.

Auf der Einwirkungsseite gelten *DIN EN 1991-1-1 2010* und *DIN EN 1991-1-1/NA 2010*.

Nach *DIN EN 1520 2011* kann die Bemessung von Bauteilen auf rechnerischem Wege (Anhang A) oder anhand von Prüfergebnissen (Anhang B) erfolgen. In Anhang C sind informativ Teilsicherheitsbeiwerte angegeben. Im nationalen Anwendungsdokument *DIN 4213 2015* werden dieselben Werte festgelegt (Tabelle 1). In Tabelle 2.37 werden die maßgebenden Teilsicherheitsbeiwerte für LAC gemäß *DIN EN 1520 2011*

Bezeichnung		DIN EN 1520	E DIN 4213	DIN EN 1992-1-1/NA
Betonstahl	γ_s	1,15	1,15	1,15
Betonstahl, außer- gewöhnliche Kombination	γ_s	1,00	1,00	1,00
Beton, bewehrt	γ_c	1,40	1,40	1,50
Beton, bewehrt, außer- gewöhnliche Kombination	γ_c	1,20	1,20	1,30
Beton, unbewehrt	γ_c	1,70	1,70	1,50 ¹⁾
Beton, unbewehrt, außer- gewöhnliche Kombination	γ_c	1,40	1,40	1,30 ¹⁾

1) Die Werte für unbewehrten Beton sind in DIN EN 1992-1-1/NA die gleichen wie bei bewehrtem Beton. Die geringere Verformungsfähigkeit und das spröde Bruchverhalten wird mit dem reduzierten Festigkeitsbeiwert $\alpha_{cc,pf}=0,70$ berücksichtigt

Abb. 2.37: Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte nach *DIN EN 1520 2011*, *DIN 4213 2015* und *DIN EN 1992-1-1/NA 2011*

und *DIN 4213 2015* dargestellt. In der Tabelle sind zum Vergleich die Werte für Normalbeton nach *DIN EN 1992-1-1/NA 2011* angegeben.

2.10 Bemessung von Bauteilen aus haufwerksporigem Leichtbeton

Die Bemessung von Bauteilen aus haufwerksporigem Leichtbeton kann nach *DIN EN 1520 2011* „...entweder auf der Grundlage von Berechnungen (Anhang A) und/oder von Bauteilprüfungen (Anhang B) durchgeführt werden“. Das Bemessungsverfahren basiert auf dem Konzept von *DIN EN 1992-1-1 2011*. Im Folgenden werden die wichtigsten Angaben aus *DIN EN 1520 2011* hinsichtlich

- Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und
- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

angegeben.

2.10.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung und Biegung mit Längskraft

Für den Beton gibt die entsprechende Norm ein bilineares Spannungsdehnungsdiagramm an (Abbildung 2.38). Der Höchstwert der Betonstauchung ϵ_{cu} ist durch folgende Gleichung definiert:

$$\epsilon_{cu} = 0,0035\eta_1 \geq 0,002 \quad (2.12)$$

mit
$$\eta_1 = 0,40 + 0,60\rho/2200 \quad (2.13)$$

Der Übergang vom linearen, ansteigenden zum plastischen Ast erfolgt bei $\epsilon_{cu} = 0,002$. Der Bemessungswert der Druckfestigkeit wird nach folgender Gleichung

definiert:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.14)$$

mit

- f_{cd} Bemessungswert der Druckfestigkeit von LAC
- f_{ck} charakteristische Druckfestigkeit von LAC
- γ_c Teilsicherheitsbeiwert für Beton (auch für LAC)

„Zur Berücksichtigung von Langzeiteinflüssen auf die Druckfestigkeit von LAC ist der Bemessungswert der Druckfestigkeit mit dem Beiwert α zu multiplizieren“ (*DIN EN 1520 2011*). Der Wert ist nach *DIN 4213 2015* mit $\alpha = 0,8$ anzusetzen.

Die Spannungsdehnungslinie für Betonstahl nach *DIN EN 1520 2011* ist in Abbildung 2.39 dargestellt. Sie wird ohne einen ansteigenden Ast definiert. Der Bemessungswert der Streckgrenze von Betonstahl ist in *DIN EN 1520 2011* definiert zu:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.15)$$

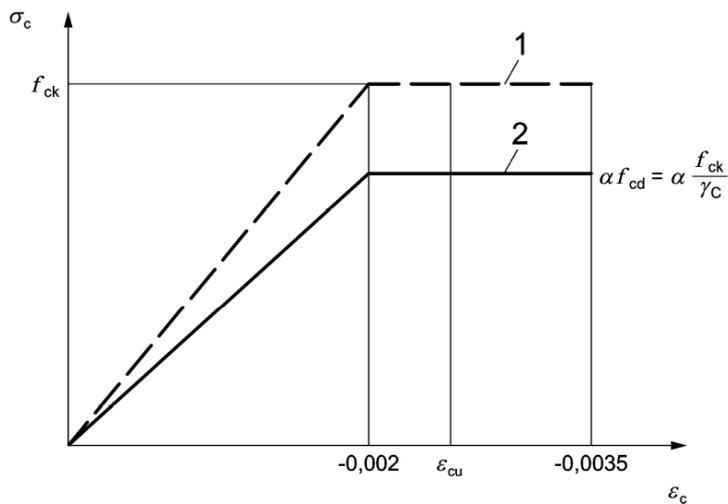
In Abbildung 2.40 sind die zulässige Dehnungsebenen nach *DIN EN 1520 2011* angegeben. Der Höchstwert der Dehnung beträgt $\epsilon_{suk} = 10 \text{‰}$. Die zulässige Stauchung des Betons ist auf $\epsilon_c = -2 \text{‰}$ begrenzt.

Nach der Einführung der *DIN EN 1520* und Ablösung der Normen *DIN 4028 1982* und *DIN 4232 1987* wurden vom Ingenieurbüro *Schwing und Mark* ein Rechenprogramm entwickelt sowie Bemessungstabeln erstellt. Die Bemessungstabeln sind in Anhang B angegeben (*Schwing 2006*).

2.10.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Da der Verbund zwischen Bewehrungsstab und haufwerksporigem Beton sehr gering ist, erfolgt die Verankerung der Zugkraft der Bewehrung mit Endhaken. *Sagmeister* beschreibt das Tragverhalten als „mit einem Seil unterspannten Bogen“ (*Sagmeister 2002*). Somit können auch die Rissformeln für Normalbeton nicht auf den haufwerksporigen Beton übertragen werden. Nach *Sagmeister* kann „prinzipiell keine Grenzrissweite angegeben werden, ab der Risse gefährlich sind“ (*Sagmeister 2002*). Aufgrund der porigen Struktur des LAC bietet er dem Bewehrungsstahl keinen Schutz gegen Korrosion. Der Korrosionsschutz erfolgt durch andere Maßnahmen (vgl. Abschnitt 2.11). Ist der Korrosionsschutz nach einer dieser Maßnahmen erreicht, ist nach Absatz A.7.1 aus *DIN EN 1520 2011* kein Rissbreitennachweis erforderlich. In *Hegger u. Roeser 2004* wird auch aufgrund den Aussagen in *Sagmeister 2002* vorgeschlagen, die Rissbreite auf ein optisches Abnahmekriterium zu beschränken und dieses als Lieferkriterium zwischen den Vertragsparteien, unabhängig von einer Regelung in der Norm, zu vereinbaren.

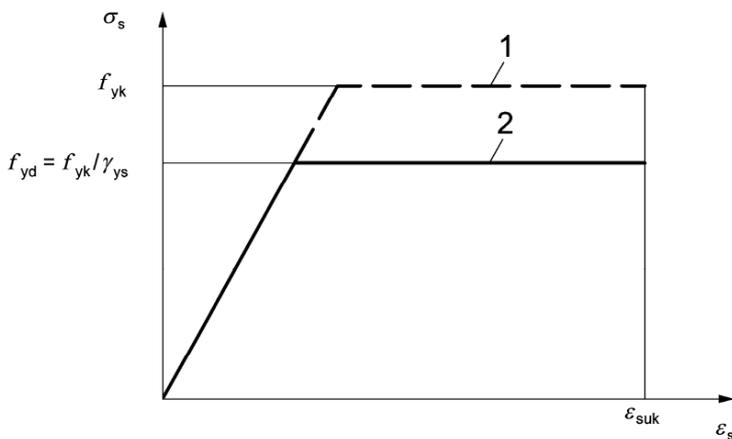
Die Verformung eines Bauteils aus haufwerksporigem Leichtbeton muss nach *DIN EN 1520 2011* darauf beschränkt werden, dass das Verhalten oder das Erscheinungsbild



Legende

- 1 Idealisiertes Diagramm
- 2 Bemessungsdiagramm

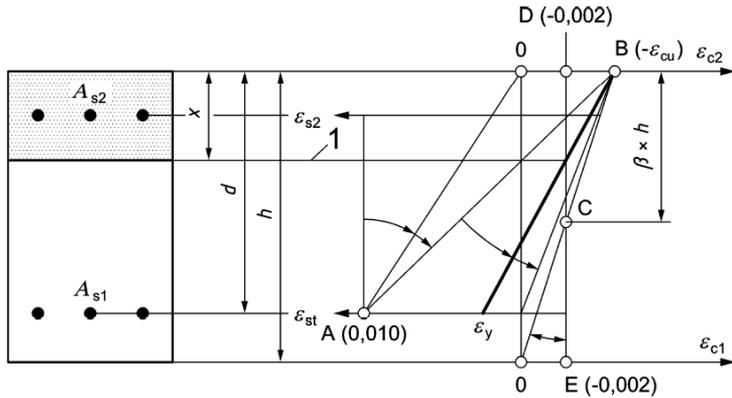
Abb. 2.38: Spannungs-Dehnungsdiagramm für LAC gemäß *DIN EN 1520 2011*



Legende

- 1 Idealisiertes Diagramm
- 2 Bemessungsdiagramm

Abb. 2.39: Spannungs-Dehnungsdiagramm für Betonstahl gemäß *DIN EN 1520 2011*



Legende

1 Nulllinie

Der Wert von β ist gleich $(\varepsilon_{cu} - 0,002)/\varepsilon_{cu}$, wobei ε_{cu} nach Gleichung (A.1) berechnet wird.

Abb. 2.40: Mögliche Dehnungsdiagramme im Grenzzustand der Tragfähigkeit (*DIN EN 1520 2011*)

des Bauwerkes nicht beeinträchtigt wird. Bei Balken ist sie so zu begrenzen, dass nachteilige Auswirkungen vermieden werden. Diese Aussagen sind an die Angaben aus *DIN EN 1992-1-1 2011* angelehnt. Für die Tragwerksplanung wird zudem vorgeschrieben, dass angemessene Grenzwerte für die Durchbiegung einzuhalten sind. Es werden jedoch keine zulässigen Durchbiegungen oder Schlankheiten angegeben.

2.11 Dauerhaftigkeit

Nach *DIN EN 1520 2011* und *DIN 4213 2015* ist die Bewehrung gegen Korrosion mit einem der folgenden Verfahren zu schützen:

- Einbetten der Bewehrung in einer Zone aus Normalbeton oder Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge,
- Feuerverzinkung des Stahls,
- Verwendung von nichtrostendem Stahl,
- Korrosionsschützende Beschichtung des Stahls, z. B.
 - Beschichtung auf Zementbasis
 - korrosionsschützende Anstriche.

Auf eine ausführliche Erläuterung der einzelnen Methoden wird verzichtet und auf die jeweiligen Abschnitte (5.6.4.3 bis 5.6.4.5) der *DIN EN 1520 2011* verwiesen. Tabelle 2.7 zeigt, welche Arten des Korrosionsschutzes für welche Expositionsklassen nach *DIN EN 1520 2011* möglich sind. Die zulässigen Expositionsklassen können Tabelle 13 aus *DIN EN 1520 2011* entnommen werden.

Tab. 2.7: Expositionsclassen und mögliche Arten des Korrosionsschutzes der Bewehrung

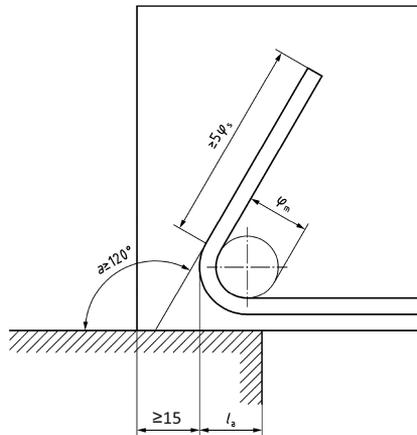
Aggressivität der Umgebung	Exp.-klasse	Einbetten in Normalbeton oder Leichtbeton mit geschl. Gefüge	Feuerverzinkung des Stahls	Verwendung von nichtrostendem Stahl	Verwendung von korrosionsschützenden Beschichtungen
Nicht angreifend	X0	x	x	x	x
	XC1	x	x	x	x
Schwach angreifend	XC2	x	x	x	x
	XC3	x	x	x	x
	XC4	x	x	x	x
	XF1	x	x	x	x
Stark angreifend	XD1	x	x	x	
	XF2	x	x	x	x
	XS1	x	x	x	
	XD3		x	x	

2.12 Ausbildung der Bewehrung

Wie bereits erwähnt kann zwischen Bewehrung und Beton keine Verbundfestigkeit angesetzt werden. Daher werden im Gegensatz zu Normalbeton in der Norm andere Methoden zur Verankerung der Bewehrung beschrieben. Die europäische Norm 1520 enthält mehrere Möglichkeiten, die Bewehrung zu verankern. Infolge von *DIN 4213 2015* werden jedoch nur 3 Methoden erlaubt (der Text wird zum größten Teil aus der Norm zitiert):

- a) Durch Verankerung aller glatten Bewehrungsstäbe in Dach- oder Deckenbauteilen wie in Abbildung 2.41 dargestellt. Der Durchmesser der Stäbe und der Bewehrungsgehalt dürfen die in Tabelle A.4 aus *DIN EN 1520 2011* angegebenen Grenzen nicht überschreiten. Der der Bemessung zugrunde gelegte charakteristische Wert der Streckgrenze des Betonstahls darf nicht höher als 220 N/mm^2 angesetzt werden. Im Endbereich müssen die Stäbe über eine Länge von mindestens 500 mm auf allen Seiten mindestens 10 mm dick mit Beton mit geschlossenem Gefüge umhüllt sein.
- b) Durch Verwendung geschweißter Betonstahlmatten ohne Haken oder Aufbiegungen mit mindestens einem hinter der Vorderkante des Auflagers angeordneten Querstab. Der Abstand zwischen den Querstäben darf nicht größer sein als 250 mm. Die charakteristische Streckgrenze des Stahls darf 500 N/mm^2 nicht überschreiten, der größte Stabdurchmesser darf nicht größer sein als 8 mm, und der Bewehrungsgehalt darf 0,25 % der Querschnittsfläche des Bauteils nicht überschreiten. Die geschweißten Betonstahlmatten sind auf beiden Seiten mindestens 10 mm dick mit Beton mit einer Rohdichte von mindestens 1.200 kg/mm^3 zu ummanteln. Die Tragfähigkeit der Schweißknoten ist nachzuweisen.
- c) Durch Ausbildung der Biegebewehrung in Balken in Form von Schubleitern mit mindestens zwei Querstäben über dem Auflager mit einer Verankerungslänge von $l_b > 30\phi$, wobei ϕ der Durchmesser der Stäbe ist. Die geschweißte Verbindung (Abmessungen der Stäbe, Durchmesser, Stababstände und Betondeckung) muss EN 1992-1-1, Bild 8.5 entsprechen. Alternativ dürfen gerippte Be-

Maße in Millimeter

**Legende**

- $\phi_m \geq 2,5 \phi_s$
 ϕ_s Durchmesser des Bewehrungsstabs
 l_a Verfügbare Verankerungslänge

Abb. 2.41: Verankerung glatter Bewehrungsstäbe nach *DIN EN 1520 2011*

wehrungsstäbe mit einer geraden Länge über dem Auflager von $l_b = 30\phi$ und zusätzlichen Endhaken verwendet werden, um als gut verankerte Biegebewehrung zu dienen, wenn zusätzlich zwei Bügel über dem Auflager die längs angeordnete Zugbewehrung umschließen. Der Durchmesser der Bügel darf nicht kleiner als $0,4\phi$ sein. In beiden Fällen sind die Stäbe mindestens 10 mm dick mit Beton mit einer Trockenrohdichte von nicht weniger als 1200 kg/mm^3 und einer Druckfestigkeit nicht unter 6 N/mm^2 zu ummanteln.

3 Grundlagen zu mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln

3.1 Sandwichkonstruktionen und deren historische Entwicklung

Bei der Verbundbauweise werden mehrere Werkstoffe miteinander verbunden. Die verwendeten Werkstoffe besitzen dabei unterschiedliche Eigenschaften. Das Ziel bei der Verbundbauweise ist es, die guten Eigenschaften der einzelnen Materialien zu nutzen und die negativen zu kompensieren, um einen Verbundwerkstoff mit verbesserten Eigenschaften zu erhalten. Ein Teilgebiet der Verbundweise ist die Sandwichbauweise. Dabei werden meist zwei Deckschichten aus einem steifen, dichten und tragfähigen Material mit einem Kern aus einem leichten und weniger tragfähigen Material verbunden. Somit entsteht ein Querschnitt, dessen Tragfähigkeit die der Einzelschichten um ein Vielfaches übersteigt, obwohl sich das Gewicht infolge der Eigenschaften des Kernmaterials kaum vergrößert. Dieses Prinzip wird schon seit vielen Jahren von der Natur verwendet, z. B. bei der Schädeldecke des Menschen. Diese besteht aus einem Material, jedoch mit unterschiedlicher Dichte.

Im Ingenieurwesen kann die Bedeutung der Sandwichbauweise im Flugzeug- und Schiffbau hervorgehoben werden. Aber auch in der Fahrzeugindustrie, Kältetechnik oder beim Bau von Rotorblättern für Windkraftanlagen werden ihre Vorteile genutzt. Bei Surfbrettern und Skiern kommt die Bauweise ebenfalls zum Einsatz.

Im Bauwesen sind allem voran die Sandwichelemente mit metallischen Deckschichten und meist einem Kern aus Polyurethan-Hartschaum zu nennen (siehe Abbildung 3.1). Sie werden in die Kategorie des Metalleichtbaus eingruppiert. Die Elemente werden seit Beginn der 1960er-Jahre werkseitig auf kontinuierlich arbeitenden Fertigungsanlagen hergestellt. Sie werden hauptsächlich für Wandverkleidungen und Dacheindeckungen verwendet (*Pöter 2009*). Sie stellen selbsttragende Bauteile dar, welche i. d. R. durch ihr Eigengewicht sowie Wind-, Schnee- und Temperaturlasten beansprucht werden.

Auch im Massivbau werden seit den 60er-Jahren mehrschichtige, vorgefertigte Wandelemente aus Beton entwickelt und hergestellt. Diese werden im folgenden Abschnitt 3.2 ausführlich beschrieben.



Abb. 3.1: Sandwichelement mit Metalldeckschichten und PUR-Kern

3.2 Sandwichkonstruktionen mit Deckschichten aus Beton

Die Sandwichelemente aus Stahlbeton haben meist einen dreischichtigen Aufbau. Sie bestehen aus einer innenliegenden Schale (Tragschale), einer außenliegenden Schale (Vorsatzschale) und einer dazwischenliegenden Kernschicht. Die Elemente werden im Werk als Fertigteil gefertigt und „Just-in-time“ auf die Baustelle geliefert. Um Transportgewicht zu sparen, werden auch Halbfertigteile, sogenannte Elementwände, produziert. Hierbei wird im Fertigteilwerk nur ein Teil der Tragschale hergestellt. Es entsteht somit ein Freiraum zwischen Wärmedämmung und Fertigteil-Tragschale. Auf der Baustelle wird dieser dann mit Ortbeton verfüllt und damit die Tragschale fertiggestellt. Die innenliegende Tragschale aus Stahlbeton wird dabei zum Abtrag aller Lasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit herangezogen. Die Vorsatzschale aus Stahlbeton ist infolge notwendiger Betondeckung und der Herstellung im Fertigteilwerk meist 7 – 8 cm dick und fungiert als Wetterschutzschicht. Auf die Vorsatzschale wirken im wesentlichen Beanspruchungen aus Wind, Temperatur und Eigengewicht. Die Kernschicht besteht meist aus Dämmmaterial (expandierter oder extrudierter Polystyrol-Hartschaum). Die Dicke dieser Schicht richtet sich meist nach den Anforderungen des Wärmeschutzes. Die Verbindung der beiden Betonschalen erfolgt mit Hilfe von Verbindungsmitteln. Diese Verbindungsmittel haben die Funktion, die Beanspruchungen aus der Vorsatzschale in die Tragschale weiterzuleiten. Bei den Halbfertigteilen haben sie zudem den Schalungsdruck infolge der Ortbetonbetonage aufzunehmen.

Im Folgenden werden die momentan verfügbaren Verbindungsmittel erläutert. Sie werden zunächst hinsichtlich ihres Materiales unterschieden. Derzeit kommen vor allem Verbindungsmittel aus

- glasfaserverstärktem Kunststoff und
- metallischen Werkstoffen

zum Einsatz.

Die neusten Systeme zur Verbindung der beiden Betonschalen sind Verbindungsmittel aus glasfaserverstärktem Kunststoff (Abbildung 3.2). Am Markt existieren derzeit Zulassungen von zwei Herstellern (*Z-21.8-1894 2014*, *Z-21.8-1911 2015*, *Z-21.8-1878 2014*). Bei beiden Systemen werden nach dem Betonieren der Vorsatzschale und dem Auflegen von vorgebohrten Dämmplatten die GFK-Verbindungsmittel in den noch frischen Beton eingesteckt und der Beton mittels Rüttel- oder Schütteltisch nachverdichtet. Die punktuellen Anker werden gleichmäßig über die Fläche der Wand verteilt (vgl. Abbildung 3.2). Die Systeme dürfen bei aufstehenden und bei frei vorhängenden Vorsatzschalen eingesetzt werden. Der Grund für die Verwendung dieses Materials liegt mitunter in seiner günstigen thermischen Wirkung. Der Einfluss von Wärmebrücken infolge der Durchdringung der Wärmedämmung ist hier geringer als bei Verbindungsmitteln aus einem metallischen Werkstoff.

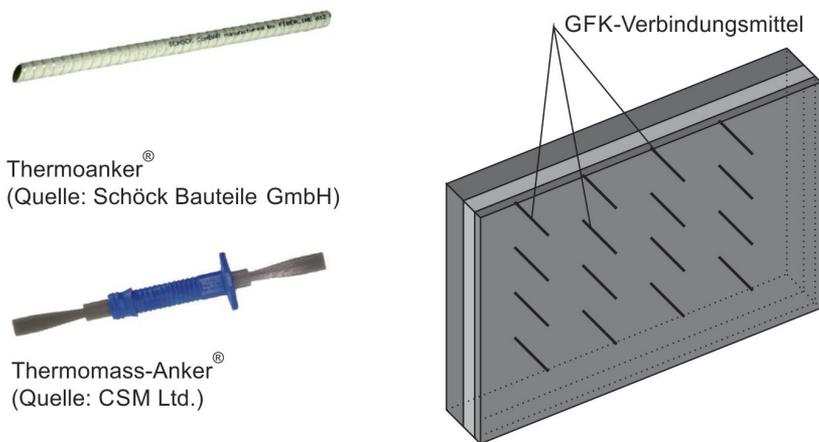


Abb. 3.2: Verbindungsmittel für Sandwich- und Elementwände aus glasfaserverstärktem Kunststoff (GFK)

Verbindungsmittel aus metallischem Werkstoff sind zum einen Sandwichplattenankersysteme bestehend aus Trag- und Torsionsanker (Manschetten- und Flachanker) in Kombination mit einer flächigen Vernadelung (z. B. *Z-21.8-1926 2011*, *Z-21.8-1979 2014*) und zum anderen Gitterträger in Sandwich- und Elementwänden (z. B. *Z-15.2-140 2013*, *Z-15.2-40 2015*).

Bei den Sandwichplattenankersystemen wird z. B. in Plattenmitte ein Traganker angeordnet. Dieser übernimmt das Eigengewicht der Vorsatzschale. Um ein Verdrehen der Vorsatzschale gegenüber der Tragschale zu vermeiden, wird zusätzlich noch mindestens ein Torsionsanker eingebaut. Zur Aufnahme von senkrecht zur Plattenebene wirkende Lasten (z. B. Wind oder Temperatur) werden Verbundnadeln über die gesamte Wandfläche gleichmäßig verteilt (Abbildung 3.3).

Sandwichwände mit zwei Betonschichten und einer dazwischen liegenden Dämmschicht werden schon seit vielen Jahren hergestellt. Die Verbindung der beiden Schalen mit Gitterträger wurde von *Orth (Orth 1998)* erstmals vorgestellt. Eine Weiterentwicklung war die Ausführung als Elementwand mit Ortbetoneingießung. Bei den Ele-

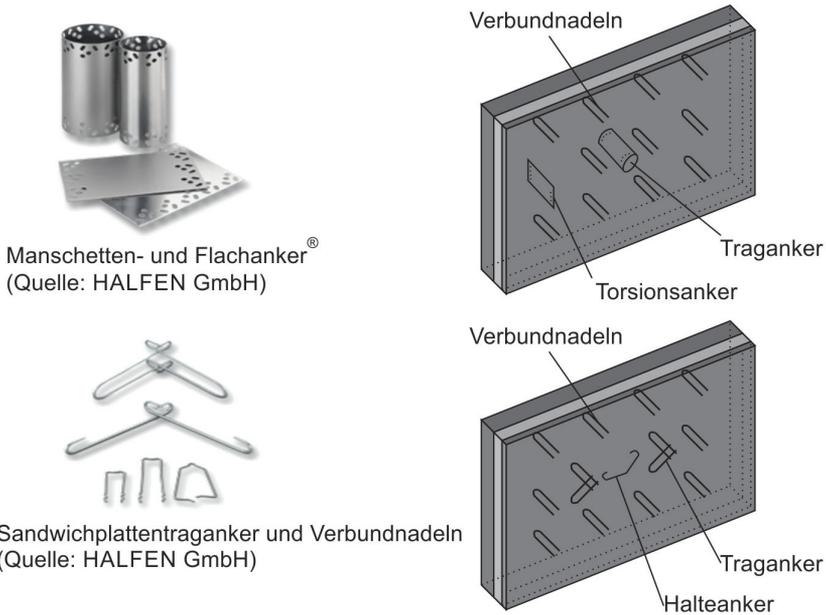


Abb. 3.3: Sandwichplattenanker aus Edelstahl

mentwänden, welche aus zwei ca. 5 – 8 cm dicken Fertigteilschalen bestehen, können diese mit einer Vielzahl an Gitterträgertypen verbunden werden (siehe *Z-15.2-40 2015*). Der am meisten verwendete Gitterträger ist der Typ E (Abbildung 3.4 (a)). Der Hohlraum zwischen den beiden Schalen wird auf der Baustelle mit Ortbeton verfüllt und so das Fertigteil zur fertigen Wand ergänzt (*Bergmeister u. a. 2009*). Die Verbindung der Schalen bei den kerngedämmten Elementwänden erfolgt überwiegend mit dem in Abbildung 3.4 (b) abgebildeten Gitterträgertyp SE2 (vgl. *Z-15.2-140 2013*). Gitterträger bestehen aus einem Obergurt und einem Untergurt. Die beiden Gurte werden mit Diagonalen verbunden. Der Obergurt besteht aus einem Betonstabstahl und der Untergurt je nach Typ aus einem oder zwei gerippten Stäben Betonstahl. Die Verbindungen der Gurte kann durch eine Diagonalreihe (z. B. Gitterträgertyp SE2 aus *Z-15.2-40 2015*) oder zwei, in Längsrichtung geneigten Diagonalreihen (z. B. Gitterträgertyp E aus *Z-15.2-40 2015*) erfolgen. Die Gitterträger werden auf automatischen Anlagen hergestellt. Die Verbindung der einzelnen Stäbe erfolgt durch elektrisches Widerstandsschweißen (*Bergmeister u. a. 2009*).

Die Herstellung von Elementwänden erfolgt nach den folgenden Schritten:

Schritt 1:

Aufbau der Schalungselemente (oft computergesteuert) für die Vorsatzschale auf dem Schalungstisch und Einlegen der durch eine statische Berechnung ermittelten Bewehrung (meist Bewehrungsmatten). Auf dieser Bewehrung werden die Gitterträger mit Rödeldraht befestigt.

Schritt 2:

Der Beton für die Vorsatzschale wird eingefüllt und durch Schütteln oder Rütteln des Schaltisches verdichtet.

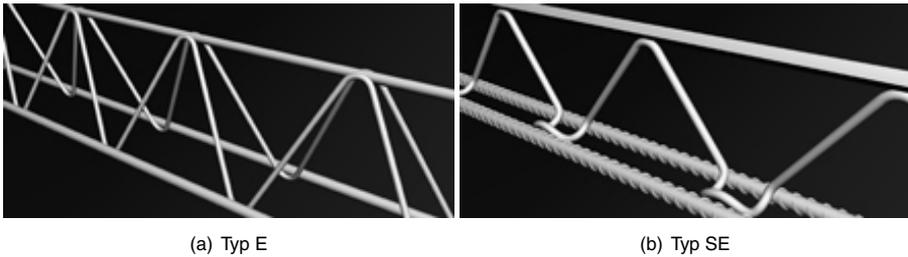


Abb. 3.4: Gitterträgertypen E und SE gemäß Z-15.2-40 2015

Schritt 3:

Die Wärmedämmplatten werden auf den noch frischen Beton gelegt.

Schritt 4:

Die Vorsatzschale wird zur Trocknung in einem Trockenschrank gelagert.

Schritt 5:

Aufbau der Schalungselemente für die Tragschale auf dem Schalungstisch und einlegen der durch eine statische Berechnung ermittelten Bewehrung.

Schritt 6:

Der Beton für die Tragschale wird eingefüllt und durch Schütteln oder Rütteln des Schaltisches verdichtet.

Schritt 7:

Die Vorsatzschale wird durch Drehen des Schaltisches in die frisch betonierete Tragschale eingewendet. Anschließend wird der Beton erneut verdichtet und das Wandelement erneut zum Trocknen in den Trockenschrank transportiert.

Bei der Herstellung von Sandwichwänden wird bis einschließlich **Schritt 3** genau wie bei den Elementwänden verfahren. Danach wird wie folgt vorgegangen:

Schritt 4:

Die Bewehrung für die Tragschale wird auf die Dämmung gelegt.

Schritt 5:

Der Beton für die Tragschale wird eingefüllt und durch Schütteln oder Rütteln des Schaltisches verdichtet und das Wandelement zum Trocknen in den Trockenofen transportiert.

Da die Diagonalen der Gitterträger in der Dämmschicht nicht von Beton umgeben sind, müssen diese aus korrosionsbeständigem Material ausgeführt werden. Nach den Zulassungen Z-15.2-140 2013, Z-15.2-162 2015 und Z-15.2-259 2014 werden die Diagonalen aus Edelstahl gefertigt. Wie oben bereits erwähnt, werden bei diesen Zulassungen jeweils die SE2-Gitterträger aus Z-15.2-40 2015 verwendet. Da dieser Typ nur eine Diagonalreihe besitzt (Abbildung 3.4 (b)) durchdringen weniger Diagonalen die Dämmebene als bei Gitterträger mit zwei Diagonalreihen. Dies wirkt sich positiv auf die Wärmebrückenproblematik aus (Bergmeister u. a. 2009). Abbildung 3.5 zeigt einen typischen Wandquerschnitt gemäß Z-15.2-140 2013.

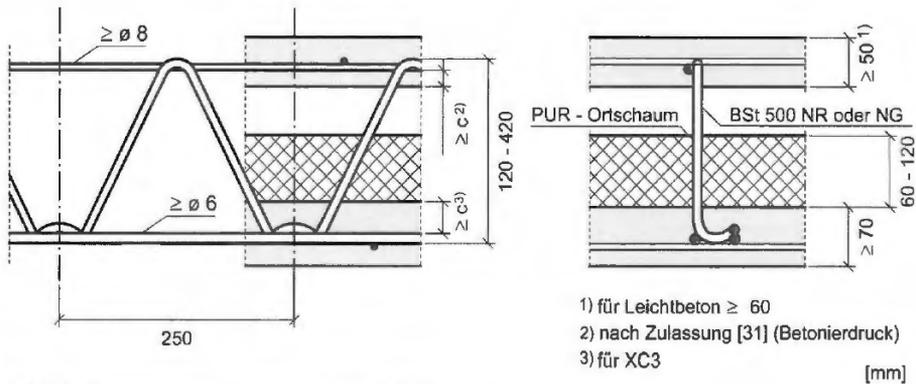


Abb. 3.5: Aufbau einer kernegedämmten Elementwand nach Z-15.2-140 2013 (Bergmeister u. a. 2009)

Aufgrund der Angaben zu den Gitterträgerhöhen in den vorhandenen Zulassungen sowie den allgemeinen Werten für die erforderliche Betondeckung sind Wandstärken zwischen 20 cm bis etwa 42 cm möglich. Die Abmessungen der Wandelemente dürfen in vertikaler als auch in horizontaler Richtung 6 m nicht überschreiten. Zwischen den einzelnen Elementen sind Fugen anzuordnen. Der Abstand zwischen den Gitterträgern beträgt $\leq 62,5$ cm. Zum Elementrand beträgt der Abstand zur Gitterträgerachse $\leq 31,25$ cm.

3.3 Grundlagen der Bemessung

3.3.1 Allgemeines

Wie bereits erwähnt, bestehen die Sandwich- und Elementwände im Endzustand aus einer inneren und einer äußeren Betonschale. Bei der Bemessung im Endzustand wird die äußere Schale lediglich zum Witterungsschutz und/oder zur Fassadengestaltung herangezogen. Eine statisch tragende Funktion im Gesamtbauwerk bei der Bemessung wird nur der inneren Schale (Fertigteile oder Fertigteil mit Ortbetonergänzung) zugewiesen (Gastmeyer 2004). Dies wird auch in den bestehenden Zulassung angegeben:

„Bei der Bemessung der Wand darf nur der aus Ortbeton und innerer Fertigplatte zusammengesetzte Querschnitt als tragend angesehen werden. Die äußere Fertigplatte und die Wärmedämmschicht sind daran befestigt.“ (Z-15.2-140 2013, Z-15.2-162 2015)

„Beim statischen Nachweis für die Tragschicht darf eine Mitwirkung und stabilisierende Funktion der Vorsatzschicht nicht herangezogen werden“ (Z-21.8-1894 2014, Z-21.8-1878 2014).

Ein Mitwirken der Vorsatzschale am Lastabtrag wird an der Technischen Universität Kaiserslautern erforscht. Das Ziel des Forschungsprojekts ist es die Bemessungsgrundlagen zu entwickeln, welche die stabilisierende Wirkung der über Verbindungs-

mittel an die Tragschale gekoppelten Vorsatzschale berücksichtigt (*Pavis d'Escurac u. Pahn 2016, Pavis d'Escurac u. a. 2016*).

3.3.2 Einwirkungen

Für die Bemessung von Sandwichelementen sind in Deutschland folgende Einwirkungen zu berücksichtigen:

- im Endzustand
 - Eigenlast g der Betonschalen nach *DIN EN 1991-1-1 2010*,
 - Wind w (Druck und Sog) nach *DIN EN 1991-1-4 2010*,
 - Temperaturdifferenz $\Delta\vartheta$ und Temperaturgefälle ΔT nach *DIBt-Mitteilung 1995*,
 - Schwinden der Betonschalen nach *DIN EN 1992-1-1 2011*,
 - Eigen-, Nutz- und Schneelasten aus Geschossdecken oder Dächern nach *DIN EN 1991-1-1 2010* unter Berücksichtigung des Kriechens der Tragschale nach *DIN EN 1992-1-1 2011*,
 - Horizontallasten aus der Gebäudenutzung.
- im Bauzustand ist bei Elementwänden zusätzlich zu berücksichtigen
 - Frischbetondruck infolge Ortbetonergänzung nach *DIN 18218 2010*.
- bei angeschütteten Wände (z. B. Kellerwänden) ist zudem zu berücksichtigen
 - Erddruck E aus Bodeneigenlast und veränderliche Lasten nach *DIN 1055-2 2010* bzw. *DIN EN 1997-1 2009*,
 - gegebenenfalls Hydrostatischer Druck H_W infolge Grundwasser oder stauendem Sickerwasser nach *DIN EN 1997-1 2009*.

Auf die bemessungsrelevante Tragschale wirken dabei die Belastungen aus aufliegenden Decken und Unterzügen. Alle weiteren Einwirkungen wie Windlast und Zwangbeanspruchung infolge Temperaturänderung werden von der äußeren Schale über die Verbindungsmittel und die Wärmedämmung in die innere Schale eingeleitet.

Die Beanspruchung infolge Temperaturänderung wird in zwei Lastfälle unterschieden. Infolge einer Temperaturdifferenz $\Delta\vartheta$ (vgl. Abbildung 3.6 a)) zwischen der äußeren und der inneren Schale erfolgt eine gegenseitige Verschiebung der beiden Betonschalen. Die zu diesem Lastfall anzunehmende Temperaturänderung ist in *DIBt-Mitteilung 1995* angegeben. So wird im Inneren in der Regel von einer ganzjährigen Temperatur von $\Delta\vartheta_i = +20^\circ\text{C}$ ausgegangen. Bei Sonderfällen wie Kühlhäuser muss die Temperatur gesondert ermittelt werden. Die Temperatur der Außenschale wird im Sommer mit $\Delta\vartheta_{a,\text{Sommer}} = 65^\circ\text{C}$ angenommen. Dieser Wert gilt für eine dunkle Färbung der Wand. Da sich diese über die Standzeit der Wandtafel verändern kann darf bei der Ausführung mit heller Färbung keine geringeren Werte angenommen werden (*DIBt-Mitteilung 1995*). Im Winter wird eine Temperatur von $\Delta\vartheta_{a,\text{Winter}} = -20^\circ\text{C}$ angenommen. Somit ergeben sich folgende Temperaturunterschiede:

Sommer

$$\Delta\vartheta_{\text{Sommer}} = \Delta\vartheta_{a,\text{Sommer}} - \Delta\vartheta_i = 65^\circ\text{C} - 20^\circ\text{C} = 45\text{K}$$

Winter

$$\Delta\vartheta_{\text{Winter}} = \Delta\vartheta_{a,\text{Winter}} - \Delta\vartheta_i = -20^\circ\text{C} - 20^\circ\text{C} = -40\text{K}$$

Der zweite Temperaturlastfall berücksichtigt ein Temperaturgefälle ΔT über die Dicke des außenseitigen Wandquerschnitts (vgl. Abbildung 3.6 b). Hier ist bei Normalbeton nach *DIBt-Mitteilung 1995* ein Wert von $\Delta T = 5\text{K}$ anzusetzen. Ohne die vorhandenen Verbindungsmittel (z. B. Gitterträger) würde diese Beanspruchung zu einer Verwölbung der Fertigteilschale führen.

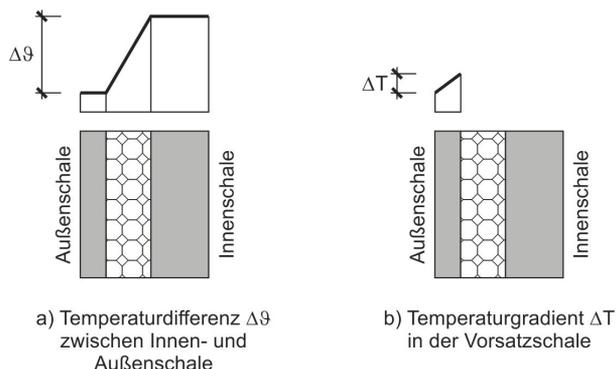


Abb. 3.6: Temperaturbeanspruchungen auf Sandwichelemente

3.4 Tragverhalten und Schnittgrößenberechnung

Bei den Sandwichelementen kann die Tragwirkung in

- Plattentragwirkung,
- Scheibentragwirkung und
- Verbundtragwirkung

unterteilt werden. Aus Gründen, die in Abschnitt 4 genauer erläutert werden, wird hier nur auf die resultierenden Beanspruchungen in den Verbindungsmitteln bei der Verwendung von Gitterträgern eingegangen. Für Sandwichelemente mit anderen Verbindungsmitteln wird auf die entsprechenden Literaturen verwiesen (*Horstmann 2010, Pahn 2011 und Müller 2015*).

3.4.1 Plattentragwirkung

Über die Plattentragwirkung werden die Beanspruchungen Wind und Temperaturgefälle ΔT bei Erd- und Obergeschosswänden sowie der Erd- und Wasserdruck im Kellerbe-

reich abgetragen. Die Vorsatzschale stellt dabei mit den Gitterträgerdiagonalen eine als punktuell, durch die Gitterträgerdiagonalen nachgiebig gestützte Platte dar (Gastmeyer 2004). Zugbeanspruchungen (z. B. Windsog) werden dabei über Zugkräfte in den Gitterträgern in die Tragschale eingeleitet. Ein Mitwirken der Wärmedämmung darf nicht angesetzt werden. Eine gleichmäßige Haftung der Dämmung am Beton sowie Haftzugfestigkeit der Wärmedämmung kann nicht angenommen werden. Bei Druckkräften (z. B. Winddruck, Erddruck) erfolgt der Lastabtrag anteilig über das Verbindungsmittel und die Dämmung im Verhältnis der Dehnsteifigkeiten (Pahn 2011). Die Plattenbeanspruchung, welche sich aus dem Temperaturgefälle ΔT ergibt, ist abhängig von den Steifigkeiten von Vorsatzschale (Schalendicke, E-Modul) und Gitterträgerdiagonalen (Diagonalen-Durchmesser, -Abstand, freie Länge=Dämmstoffdicke) (Gastmeyer 2004). Quer zu den Gitterträgern stellt sich für die Vorsatzschale ein Durchlaufträger-system mit Stützstellen im Bereich der Gitterträger ein (Horstmann 2010).

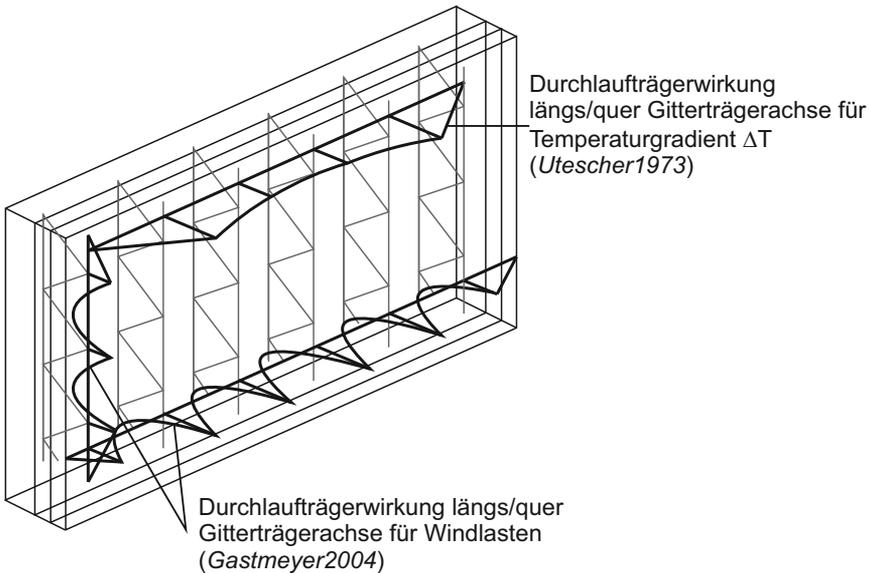


Abb. 3.7: Platten-tragwirkung bei Sandwichelementen mit Gitterträgern (Gastmeyer 2004, Utescher 1973)

3.4.2 Scheibentragwirkung

Beanspruchungen, welche über die Scheibentragwirkung der Vorsatzschale abgetragen werden sind z. B. die Eigenlast der Vorsatzschale oder die Temperaturdifferenz $\Delta \vartheta$. Sie erzeugen längs zu den Gitterträgern in der Verbundfuge (Schicht bestehend aus Dämmung und Verbindungsmittel) eine Schubkraft T . Da die Gitterträger in Richtung der Haupttragrichtung angeordnet werden, erzeugen die Beanspruchungen Druck- und Zugkräfte in den Gitterträgerdiagonalen und leiten so die Lasten von der Vorsatzschale in die Tragschale. Die Temperaturbeanspruchung $\Delta \vartheta$ ruft zudem eine Verschiebung in Richtung der schwachen Achse der Gitterträger hervor (Abbildung 3.8).

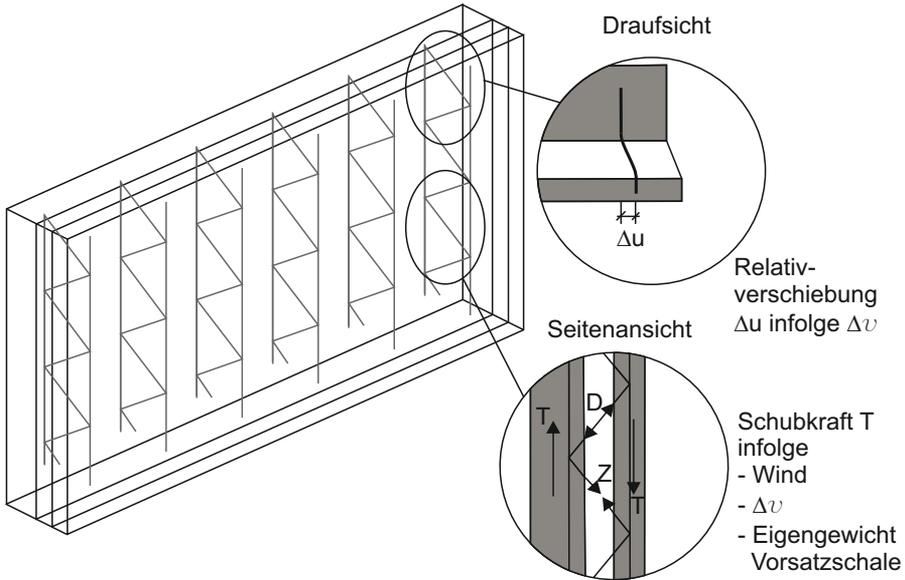


Abb. 3.8: Scheibentragwirkung bei Sandwichelementen mit Gitterträgern

3.4.3 Verbundtragwirkung

Bei Sandwichelementen entsteht unter Last infolge der schubweichen Eigenschaft der Kernschicht eine Schubverformung. Die Teilquerschnitte verschieben sich gegenseitig. Diese Relativverschiebungen erzeugen Knicke im verformten Gesamtquerschnitt. Somit ist die Bernoullische Hypothese vom „Ebenbleiben der Querschnitts“ nicht mehr gültig. Abbildung 3.9 zeigt die Grenzfälle für die Kernsteifigkeit.

Bei einer Verbindung der Deckschichten mit einer schubschlaffen Kernschicht (Abbildung 3.9 oben) wird nahezu keine Sandwichtragwirkung aktiviert. Die Biegesteifigkeit des Sandwichquerschnittes entspricht der Summe der Einzelsteifigkeiten der entkoppelten Deckschichten.

Bei einer schubsteifen Kernschicht kommt es zu keiner Relativverschiebung zwischen den einzelnen Schichten (Abbildung 3.9 unten). Im Gebrauchslastbereich stellt sich eine Spannungs- und Dehnungsverteilung gemäß der Bernoulli-Hypothese ein. Nach *Horstmann 2010* soll dies nur beim Einsatz von Gitterträgern gelingen. Dies hängt auch von der Ausführung der Gitterträger (Diagonalen neigung, Diagonalendurchmesser) ab.

Die in der Praxis ausgeführten Sandwichelemente liegen meist zwischen diesen beiden Grenzwerten (Abbildung 3.9 mitte). Ist hier die Bernoulli-Hypothese nicht mehr anwendbar, kann somit nicht mehr so einfach von den äußeren Belastungen auf die Schnittgrößen der Teilquerschnitte des Sandwichelementes geschlossen werden. Zur Berechnung dieser muss die Sandwichtheorie, welche auf der Theorie des elastischen bzw. verschieblichen Verbundes basiert, angewandt werden. Bei den Sandwichelementen wird unterschieden zwischen biegeschlaffen und biegesteifen Deckschichten. Bei Sandwichelementen mit biegeweichen Deckschichten - sie sind innerlich statisch

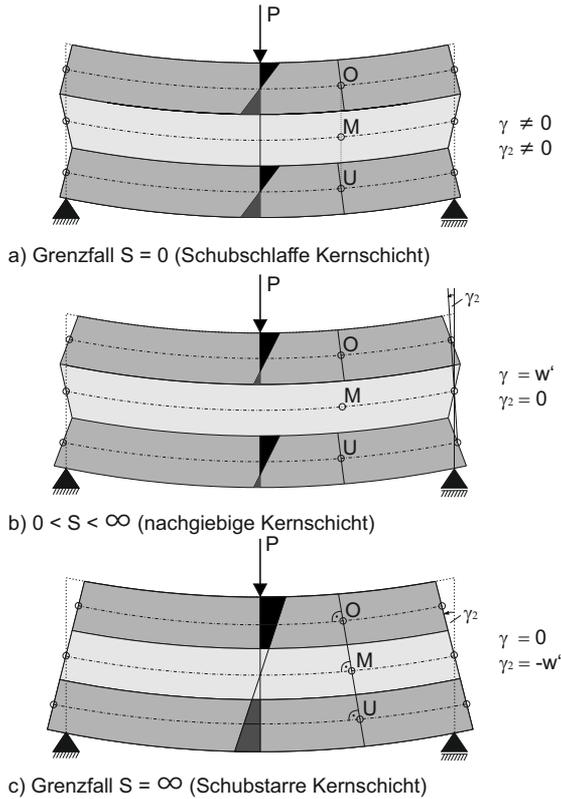


Abb. 3.9: Grenzfälle nach der Theorie des elastischen Verbundes

bestimmt - wird das aufgebrachte Moment als Kräftepaar in den Deckschichten übertragen. Die aufgebrachte Querkraft wird vollständig über die Kernschicht abgetragen. Die Gesamtverformung des Sandwichelementes setzt sich zusammen aus

- der Biegeverformung und
- der Querkraftverformung.

Die Biegeverformung wird durch die Dehnung der Deckschichten hervorgerufen und wird mit der Biegesteifigkeit des Sandwichquerschnittes B_S berechnet. Diese lautet nach Gleichung 3.1 (vgl. Abbildung 3.10):

$$B_S = \frac{E_1 A_1 \cdot E_2 A_2 \cdot a^2}{E_1 A_1 + E_2 A_2} \quad (3.1)$$

mit

- E_1 Elastizitätsmodul Schicht 1 (obere Deckschicht)
- E_2 Elastizitätsmodul Schicht 2 (untere Deckschicht)
- A_1 Querschnittsfläche Schicht 1 (obere Deckschicht)
- A_2 Querschnittsfläche Schicht 2 (untere Deckschicht)
- a Abstand der Schwerpunkte der Deckschichten

Die Schubverformung, welche durch die Schubverzerrung des Kerns verursacht wird, wird mit der Schubsteifigkeit S des Kerns ermittelt. Diese ermittelt sich nach Gleichung 3.2 (vgl. Abbildung 3.10):

$$S = \frac{G \cdot a^2 \cdot b}{d_D} \quad (3.2)$$

mit

G	Schubmodul des Kernmaterials
a	Abstand der Schwerpunkte der Deckschichten
b	Querschnittsbreite
d_D	Höhe der Kernschicht

Bei den Sandwichelementen mit biegesteifen Deckschichten - sie sind innerlich statisch unbestimmt - müssen zu den oben ermittelten Werten der Biegesteifigkeit des Sandwichquerschnitt B_S und der Schubsteifigkeit S des Kerns noch die Eigenbiegesteifigkeiten der Deckschichten B_1 und B_2 berücksichtigt werden:

$$B_1 = E_1 \cdot I_1 \quad (3.3)$$

$$B_2 = E_2 \cdot I_2 \quad (3.4)$$

Die Summe der Deckschichtbiegesteifigkeiten wird als B_e bezeichnet:

$$B_e = B_1 + B_2 \quad (3.5)$$

Die Verteilung der äußeren Schnittgrößen auf die inneren Schnittgrößen hängen dabei von zwei Verhältnissen ab:

- I.) Verhältnis der Eigenbiegesteifigkeiten der Deckschichten B_e zur Biegesteifigkeit des Sandwichquerschnittes B_S .
- II.) Verhältnis der Biegesteifigkeit des Sandwichquerschnitts B_S zur Schubsteifigkeit S und Länge des Elementes ℓ in Form des Faktors k :

$$k = \frac{B_S}{S \cdot \ell^2} \quad (3.6)$$

Werden die Eigenbiegesteifigkeit der Deckschichten größer und die Schubsteifigkeit des Kerns kleiner, wird das Verhältnis der Deckschichtenmomente M_1 und M_2 zum Gesamtmoment M größer. Wird dagegen die Eigenbiegesteifigkeit der Deckschichten kleiner und die Schubsteifigkeit des Kerns nimmt zu, so wird der Anteil des Sandwichmomentes M_S am Gesamtmoment M größer (*Berner 1994*).

Bei der Ermittlung der Schnittgrößen bei Sandwichelementen mit biegesteifen Deckschichten müssen aufgrund der innerlich statischen Unbestimmtheit die entsprechenden Differentialgleichungen gelöst werden. Diese wurden bereits in einigen Arbeiten hergeleitet. *Horstmann (Horstmann 2010)* und *Pahn (Pahn 2011)* verweisen und erläutern in ihren Arbeiten auf die Herleitungen von *Möhler 1956*, *Aicher u. von Roth*

1987, Wölfel 1987, Holmberg u. Plem 1965, Stamm u. Witte 1974 und Allen 1969. Müller (Müller 2015) ergänzt die Arbeiten von Schwarze 1984, Jungbluth u. Berner 1986, Berner 1994 und Berner 1996.

Nach dem Lösen der Differentialgleichung können dann mit den folgenden Gleichungen die Normalspannungen der Deckschichten und die Schubspannungen des Kerns errechnet werden:

$$\sigma_{1,1\text{ bzw. }1,2} = -\frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_1}{W_1} \quad (3.7)$$

$$\sigma_{u2,1\text{ bzw. }2,2} = \frac{N_2}{A_2} \pm \frac{M_2}{W_2} \quad (3.8)$$

$$\tau = \frac{V_S}{a \cdot b} \quad (3.9)$$

Somit folgen die in Abbildung 3.10 dargestellten Normal- und Schubspannungsverteilungen.

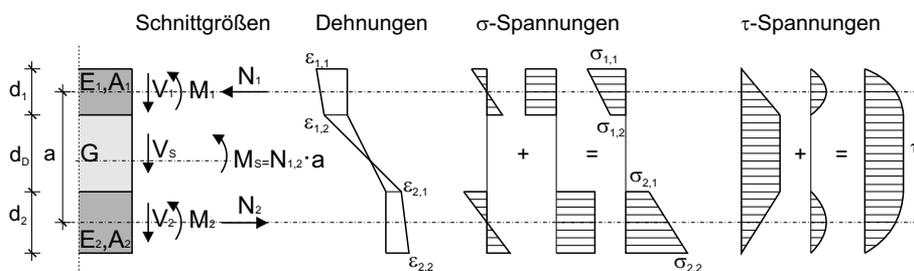


Abb. 3.10: Schnittgrößen- und Spannungsverteilung am Sandwichquerschnitt (Müller 2015)

3.5 Untersuchungen an Sandwichelementen mit dicken Betondeckschichten

3.5.1 Allgemeines

Im Rahmen der Arbeit von Pahn (Pahn 2011) wurden umfangreiche Untersuchungen zu dreischichtigen Sandwichelementen mit biegesteifen, aus Normalbeton hergestellten Deckschichten und einem Kern aus Wärmedämmung durchgeführt. Dabei wurden Versuche zur Bestimmung des Last-Verformungsverhaltens der Verbundfuge unter Scherbeanspruchung durchgeführt. Als Verbindungsmittel wurden im Rahmen dieser Arbeit punktförmige Verbindungsmittel aus glasfaserverstärktem Kunststoff (GfK) verwendet. Zur Bestimmung der Fugeneigenschaften wurden Scherversuche durchgeführt. Folgende Parameter wurden dabei untersucht:

- zwei in Deutschland zugelassene Verbindungsmittel (Z-21.8-1894 2014, Z-21.8-1878 2014),

- Dämmstofftyp (EPS und XPS),
- Dämmstoffdicke (60 bis 140 mm).

Die Versuche dienten zunächst dazu, Gesetzmäßigkeiten abzuleiten, welche das Last-Verformungsverhalten von GFK-Verbindungsmittel unter Scherbeanspruchung allgemein beschreiben. Anschließend wurde ein Ingenieurmodell erarbeitet, mit welchem man die Steifigkeit der Fuge, welche sich aus GFK-Verbindungsmittel und Dämmstoff zusammensetzt, berechnen kann. Hinsichtlich der Versuche und des Ingenieurmodells werden die Ergebnisse stichpunktartig zusammengefasst:

- Das in den Versuchen ermittelte Verschiebungsmodul C_A für die untersuchten Verbindungsmittel weist für die untersuchten Dämmstoffdicken d_D eine nichtlineare Abhängigkeit auf.
- Die Art des Versagens der GFK-Verbindungsmittel ändert sich mit steigender Dämmstoffdicke. Bei kleinen Dämmstoffdicken erfolgt ein Schubversagen des GFK-Stabes. Bei großen Dämmstoffdicken tritt ein Biegeversagen am Anschnitt der Einspannung im Beton auf.
- Die Betonfestigkeit hat keinen Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten der Fuge.
- Dämmstoffversagen tritt weit vor dem Versagen des GFK-Verbindungsmittel auf.
- Die Versagensarten des Dämmstoffes waren Schubversagen der Dämmung durch Überschreiten der Schubfestigkeit des Dämmstoffes und Versagen des Haftverbundes durch Überschreiten der Haftscherfestigkeit zwischen Beton und Dämmung.
- Die Last-Verformungskurve wurde in einen Abschnitt A und B unterteilt:
 - Abschnitt A: Abtrag der Last über die Tragwirkung des Verbindungsmittel und des Dämmstoffes (Dämmstoff klebt am Beton)
 - Abschnitt B: Lastabtrag nach Versagen des Dämmstoffes nur über die Verbindungsmittel oder durch Mitwirken der Dämmung zum Abtrag der Druckkomponente
- Es wurden zwei Modelle zur Beschreibung des Last-Verformungsverhalten der Fuge aufgestellt:
 - ein nichtlineares Modell (empirisch)
 - ein linear-elastisches Modell (analytisch)
- Beide Modelle berücksichtigen das Versagen des Dämmstoffes (Abschnitt A und B)
- Zur Verwendung der beiden Modelle schreibt Pahn: „Für Berechnungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist die Modellbildung für die Verbundfuge auf Grundlage der analytisch geschlossenen Lösung für das GFK-Verbindungsmittel praktikabel und hinreichend genau. Erfolgen Betrachtungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit, ist die Abbildung des Last-Verformungsverhaltens mit dem empirischen, nichtlinearen Ansatz zu empfehlen.“

Abbildung 3.11 zeigt beispielhaft den Vergleich von Versuchskurven zur Nachrechnung von Scherversuchen.

Die Modelle zum Last-Verformungsverhalten der Kernschicht sind notwendig, um mit den von *Pahn* aufgestellten Differentialgleichungen die Schnitt- und Verformungsgrößen der Sandwichelemente berechnen zu können.

In den folgenden Abschnitten werden die Herleitung der Differentialgleichung (Abschnitt 3.5.2) und die Ergebnisse der damit durchgeführten Parameterstudie (Abschnitt 3.5.3) sowie der Vergleich mit durchgeführten Großversuchen zusammengefasst und erläutert.

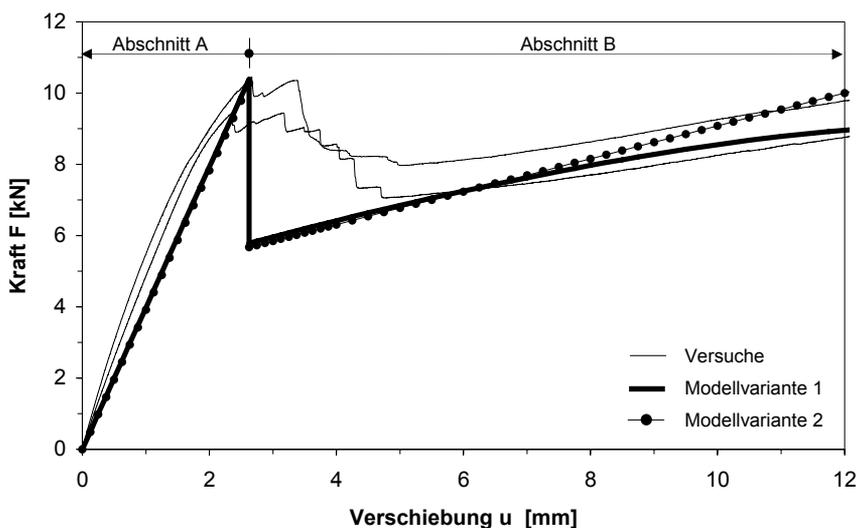


Abb. 3.11: Vergleich der Scherversuche EPS / $d_D = 100$ mm mit der Nachrechnung (*Pahn 2011*)

3.5.2 Herleitung der Differentialgleichung

In Kapitel 5 von *Pahn 2011* wird die Differentialgleichung der linearen Theorie des elastischen Verbundes bzw. der linearen Sandwichtheorie hergeleitet. Die Herleitung erfolgt auf Basis der unbekanntenen Durchbiegung w und der Relativverschiebung u der Deckschichten. Die Herleitung basiert auf der Arbeit von *Stamm u. Witte 1974* mit Berücksichtigung von *Gollwitzer 2007*. Folgende Annahmen, welche auch in vielen anderen Arbeiten zur Differentialgleichung des verschieblichen Verbund zu finden sind, wurden von *Pahn* getroffen:

- 1) Für alle Schichten (Wärmedämmung und Beton) gilt linear-elastisches Materialverhalten (Hook'sches Gesetz) $\sigma = E \cdot \epsilon$ und $\tau = G \cdot \gamma$.
- 2) Die Betrachtungen an mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln erfolgen anhand der Balkentheorie.

- 3) Für beide Deckschichten gilt die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte. Schubverformungen werden nicht berücksichtigt.
- 4) Die Mittelebenen der Deckschichten sind bei Belastung parallel. Die Durchbiegung und Krümmung der Teilquerschnitte sind an jeder Stelle starr gekoppelt.
- 5) Vorausgesetzt ist eine homogene und biegeweiße Kernschicht. ($\sigma_{x,s} = 0, \tau_{zx,s} = konst.$)
- 6) Eine Unzusammendrückbarkeit in z-Richtung wird angenommen. ($E_{z,1} = E_{z,K} = E_{z,2} = \infty$)
- 7) Es gilt die Theorie kleiner Verformungen.
- 8) Die Teilquerschnitte sind über die Länge konstant, rechteckig und einfach symmetrisch zur x-z-Ebene.
- 9) Der geometrische Schwerpunkt des Gesamtquerschnittes stellt die Bezugsgröße für die Schnitt- und Verformungsgrößen dar.

Weitere Bezeichnungen und Abkürzungen, welche verwendet werden, können aus *Pahn 2011*, Tabelle 27 entnommen werden.

Die Herleitungen bauen auf den in Abbildung 3.12 gezeigten geometrischen Beziehungen sowie den in Abbildung 3.13 dargestellten kinematischen Beziehungen auf.

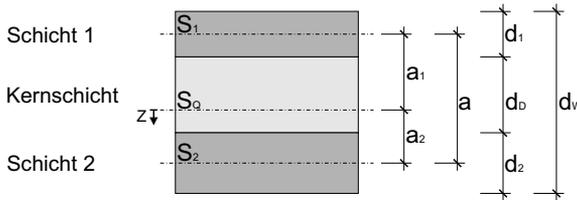


Abb. 3.12: Sandwichquerschnitt mit Abmessungen und Koordinatensystem

Es werden in *Pahn 2011* kinematische Beziehungen hergestellt, Zusammenhänge zwischen den Gesamtschnittgrößen und den Teilschnittgrößen des Sandwichquerschnittes aufgestellt, sowie Größen durch die Verwendung von Materialgesetzen verknüpft. Anhand dieser Arbeiten leitet *Pahn* die folgenden beiden Differentialgleichungen her:

$$w^{VI}(x) - \Omega^2 \cdot w^{IV}(x) = -\frac{\Omega^2}{B} \left(\frac{q''(x)}{\omega^2} - q(x) \right) \quad (3.10)$$

$$u'''(x) - \Omega^2 \cdot u'(x) = \frac{a \cdot \alpha_b^2}{B_s \cdot \omega^2} q(x) \quad (3.11)$$

Dabei ist:

- w Gesamtdurchbiegung
- B Gesamtsteifigkeit ($B = B_s + B_e$)
- Ω^2 Relative Fugensteifigkeit
- u Relativverschiebung

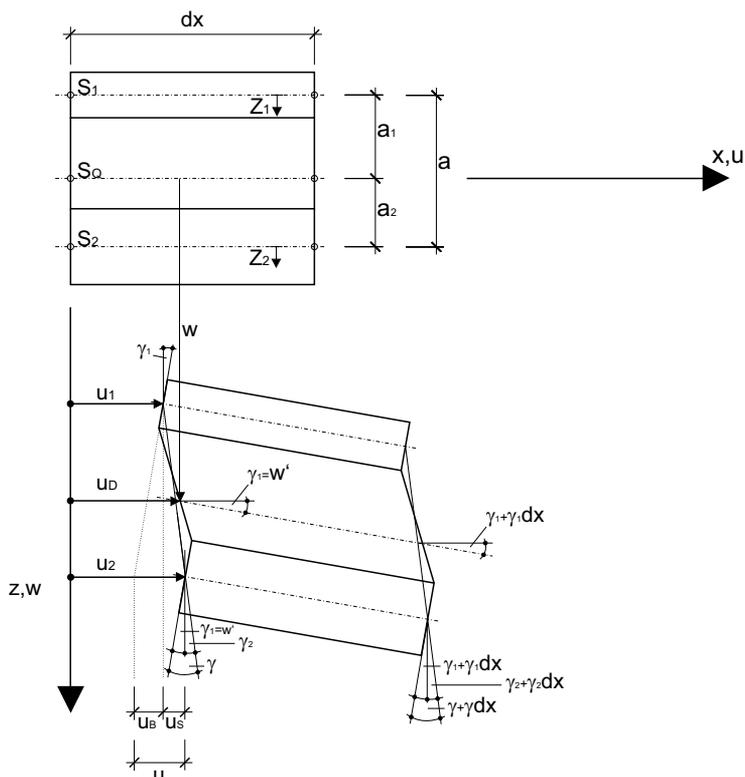


Abb. 3.13: Verschobenes und verformtes Element eines Sandwichquerschnittes (Stamm u. Witte 1974)

und folgende Abkürzungen werden verwendet:

$$\alpha = \frac{B_1 + B_2}{B_s}; \quad \omega^2 = C_v \cdot \frac{D_1 + D_2}{D_1 \cdot D_2}; \quad \Omega = \sqrt{\frac{\omega^2}{1 - \alpha_b^2}} \quad (3.12)$$

Die Zusammenhänge zwischen den Gesamtschnittgrößen und den Teilschnittgrößen werden durch Gleichgewichtsbetrachtungen am unverformten differentiellen Element (Abbildung 3.14) ermittelt und lauten wie folgt:

$$N = N_1 + N_2 \quad (3.13)$$

$$V = V_1 + V_2 + V_s = V_1 + V_2 + \tau \cdot b \cdot d_D = V_1 + V_2 + T d_D \quad (3.14)$$

$$M = -N_1 \cdot a_1 + N_2 \cdot a_2 + M_1 + M_2 = N_{1,2} \cdot a + M_1 + M_2 = M_s + M_1 + M_2 \quad (3.15)$$

Die Lösung der beiden Differentialgleichungen setzt sich zusammen aus einem homogenen Teil w_h bzw. u_h und einem inhomogenen Teil w_p bzw. u_p . Der homogene Teil

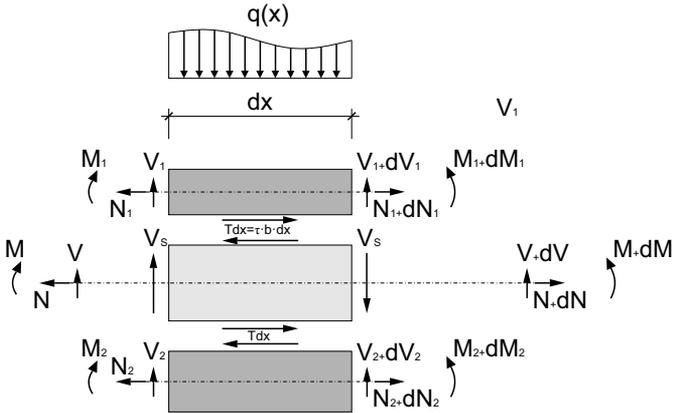


Abb. 3.14: Schnittgrößen der Einzelschichten und des Gesamtquerschnittes nach Aicher u. von Roth 1987

besteht u.a. aus den Integrationskonstanten C_1 bis C_8 . Für den inhomogenen Teil wurden Polynomansätze gewählt und durch Einsetzen der Funktion für eine trapezförmige Belastung mit dem Anfangswert q_A und dem Endwert q_E verwendet. Es werden daraufhin die Gleichungen für die Verschiebungen u_1 und u_2 , die Teilnormalkräfte N_1 und N_2 , den Schubfluss T , die Teilmomente M_1 und M_2 , die Teilquerkräfte V_1 und V_2 sowie die Gesamtschnittgrößen N , V und M hergeleitet.

Um die Funktionsverläufe von Schnitt- und Verformungsgrößen für konkrete Lagerungsbedingungen aufstellen zu können, müssen Randbedingungen verwendet werden. Pahn geht hier von einer am Kopf- und Fußpunkt gehaltenen Wand mit gelenkig gelagerter Tragschale mit entweder frei hängender oder aufstehenden Vorsatzschale aus. Abbildung 3.15 zeigt alle in der Herleitung berücksichtigten Randschnittgrößen $N_{Ei,(L/0)}$ und $M_{Ei,(L/0)}$. Aufbauend auf diesen Randbedingungen stellt Pahn die Lösung der Differentialgleichung in Matrix-Vektorschreibweise dar. Das lineare Gleichungssystem lautet:

$$A \cdot c = b \tag{3.16}$$

Dabei ist c der Vektor der unbekanntenen Integrationskonstanten:

$$c^T = [C_1 \quad C_2 \quad C_3 \quad C_4 \quad C_5 \quad C_6 \quad C_7 \quad C_8] \tag{3.17}$$

Im Vektor b werden die Einwirkungen Trapezlast (Last), Temperatur (Temp) und Randschnittgrößen (RSG) zusammengefasst:

$$b = b_{Last} + b_{Temp} + b_{RSG} \tag{3.18}$$

Durch Bildung der Inversen der Matrix A können das Gleichungssystem gelöst und die Integrationskonstanten berechnet werden:

$$c = A^{-1} \cdot b \tag{3.19}$$

Für den Fall der freihängenden Vorsatzschale lauten die entsprechenden Vektoren und Matrizen, unter Berücksichtigung der Randbedingungen, wie folgt:

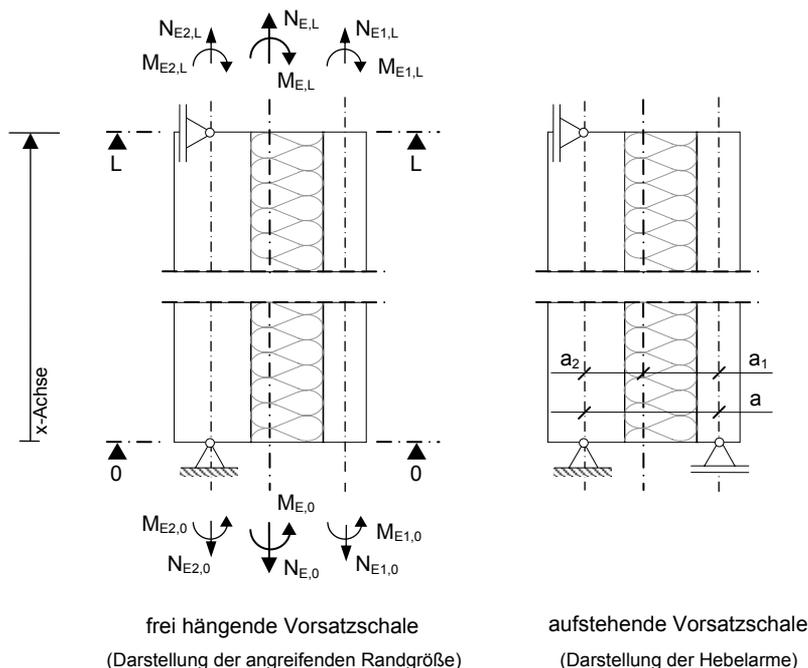


Abb. 3.15: Lagerungsbedingungen und angreifende Randschnittgrößen bei mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln (Pahn 2011)

$$A = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2 & 0 & \Omega^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-B_s}{a \cdot D_2} & 0 & \frac{-6 \cdot B_s}{a \cdot D_2 \cdot \omega^2} & 0 & \frac{B_s \cdot \Omega \cdot \alpha}{a \cdot D_2} & 0 & \frac{-B_s}{a^2 \cdot D_2 \cdot D_1} \\ 0 & 0 & -2 \cdot B & 0 & 0 & 0 & \left(\frac{a_1}{D_2} - \frac{a_2}{D_1}\right) \cdot \frac{B_s}{a^2} & 0 \\ 1 & L & L^2 & L^3 & \cosh(\lambda) & \sinh(\lambda) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2 & 6 \cdot L & \Omega^2 \cdot \cosh(\lambda) & \Omega^2 \cdot \sinh(\lambda) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -2 \cdot B & -6 \cdot B \cdot L & 0 & 0 & \left(\frac{a_1}{D_2} - \frac{a_2}{D_1}\right) \cdot \frac{B_s}{a^2} & 0 \end{bmatrix}$$

$$b_{Last} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \frac{-B_s \cdot q_A}{B \cdot \omega^2} \\ \left(\left(\frac{L^2}{120} - \frac{1}{6 \cdot \omega^2}\right) \cdot (q_E - q_A) + \frac{q_A \cdot L^2}{24}\right) \cdot \frac{L^2}{B} \\ \left(\left(\frac{L^2}{6} - \frac{1}{\omega^2}\right) \cdot (q_E - q_A) + \frac{q_A \cdot L^2}{2}\right) \cdot \frac{1}{B} \\ 0 \\ \left(\frac{B_s \cdot \alpha}{B \cdot \omega^2} - \frac{L^2}{6}\right) \cdot (q_E - q_A) - \left(\frac{L^2}{2} + \frac{B_s}{B \cdot \omega^2}\right) \cdot q_A \end{bmatrix}$$

$$b_{Temp} = \alpha_T \cdot \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \frac{-B_1 \Delta T_1}{d_1} - \frac{-B_2 \Delta T_2}{d_2} + a_1 D_1 \Delta \vartheta_1 - a_2 D_2 \Delta \vartheta_2 \\ 0 \\ 0 \\ -(D_1 \Delta \vartheta_1 + D_2 \Delta \vartheta_2) \\ \frac{B_1 \Delta T_1}{d_1} - \frac{-B_2 \Delta T_2}{d_2} + a_1 D_1 \Delta \vartheta_1 - a_2 D_2 \Delta \vartheta_2 \end{bmatrix}$$

$$b_{RSG} = \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{M_{E1,0} + M_{E2,0}}{B_1 + B_2} \\ 0 \\ -a_2 N_{E2,L} - a_2 N_{E1,L} + a_1 N_{E1,0} - M_{E1,0} - M_{E2,0} \\ 0 \\ \frac{M_{E1,L} + M_{E2,L}}{B_1 + B_2} \\ -N_{E2,L} - N_{E1,L} \\ -a_2 N_{E2,L} + a_1 N_{E1,L} - M_{E1,L} - M_{E2,L} \end{bmatrix}$$

Pahn hat abschließend für die Fälle freihängende und aufstehenden Vorsatzschale, die bemessungsrelevanten Schnittgrößen in der Vorsatzschale $N_1(x)$ und $M_1(x)$ sowie für den Verlauf der Relativverschiebung $u(x)$ in geschlossener Form dargestellt (Vgl. *Pahn 2011*, Abschnitt 5.6.2.2 und Abschnitt 5.6.3.2).

3.5.3 Ergebnisse der Untersuchungen aus der Differentialgleichung

Nach dem Herleiten der Differentialgleichungen wird in *Pahn 2011* eine Vergleichsrechnung durchgeführt, welche die Auswirkung der Verbundtragwirkung zeigen soll. Der Wandquerschnitt wird für diesen Fall ungünstig, d.h. sehr schlank, gewählt. Die Geometrie- und Wandparameter sowie die Einwirkungen und Lastfälle können Abschnitt 5.7.1 aus *Pahn 2011* entnommen werden. Die Vergleichsrechnung wird für eine frei hängende und eine aufstehende Vorsatzschale gerechnet. In dieser Arbeit werden die wichtigsten Erkenntnisse, welche *Pahn* aus dieser Vergleichsrechnung gezogen hat, zusammengefasst. Für die gesamte Auswertung der Vergleichsrechnung sei auf Kapitel 5.7.3 aus *Pahn 2011* verwiesen. Die wichtigsten Erkenntnisse lauten:

- Die Ermittlung der Schnitt- und Verformungsgrößen aus Verbundtragwirkung bei senkrecht zur Plattenebene wirkenden Lasten (Wind, Erddruck, hydrostatischer Druck) kann für beide statische Systeme (frei vorhängende oder aufstehende Vorsatzschale) mit den geschlossenen Lösungen für die frei vorhängende Vorsatzschale berechnet werden.
- Der Lastfall einer Auflast auf der Tragschale kann bei Stützweiten $L \leq 6$ m und Auflast $p \leq 50$ kN/m vernachlässigt werden.
- Bei dem Lastfall Temperaturdifferenz (Abkühlen der Vorsatzschale) treten die maßgebenden Schnittgrößen N_1 und M_1 auf. Sie können mit den geschlossenen Lösungen für die frei hängende Vorsatzschale berechnet werden.

- Die Ermittlung der Relativverschiebungen infolge einer Temperaturdifferenz zwischen den Betonschalen ist abhängig vom statischen System (Unterscheidung zwischen frei hängender und aufstehender Vorsatzschale).

Hier ist noch anzumerken, dass die Untersuchungen in *Pahn 2011* auf die Berechnung einer dreischichtigen Wand mit Deckschichten aus Normalbeton sowie einer Fugensteifigkeit bestehend aus einer Kernschicht mit GFK-Verbindungsmiteln und einem EPS-Dämmstoff basieren.

Die Verbundtragwirkung stellt eine sehr komplexe Tragwirkung dar. Eine Vielzahl von Geometrie- und Materialparametern beeinflussen die aus der Verbundtragwirkung entstehenden Schnitt- und Verformungsgrößen. Es ist sehr schwer zu überblicken, wie stark der Einfluss dieser Geometrie- und Materialparameter ist. Daher hat *Pahn* in seiner Arbeit eine Parameterstudie durchgeführt. Hiernach werden Aussagen getroffen, inwieweit die Verbundtragwirkung bei in der Praxis vorkommenden Wandabmessungen berücksichtigt werden sollte. In der Parameterstudie wird der Einfluss

- der Vorsatzschalendicke d_1 ,
- der Tragschalendicke d_2 ,
- der Dämmschichtdicke d_D ,
- der Wandhöhe L und
- des Elastizitätsmoduls E_c .

durch Variation der einzelnen Größen auf die

- Relativverschiebung u und
- die maximalen Zugspannungen in der Vorsatzschale σ_{max}

in Abhängigkeit der Verbundfugensteifigkeit C_V untersucht. Bei der Parameterstudie werden die Lastfälle

- Temperaturdifferenz $\Delta\vartheta$ zwischen den Schwerachsen der Schalen,
- Windsog w_s und
- Erddruck E

berücksichtigt. Diese werden von *Pahn* infolge seiner durchgeführten Vergleichsrechnung (siehe oben) als relevant eingestuft. Die Ergebnisse werden bei Berücksichtigung auf das in dieser Arbeit entwickelte Wanelement zusammengefasst. Die vollständige Parameterstudie (Annahmen, Diagramme und Auswertung) kann Kapitel 5.9 aus *Pahn 2011* entnommen werden.

Einfluss auf die Relativverschiebung u

Beim Lastfall $\Delta\vartheta$ resultiert die größte Relativverschiebung u bei einer Fugensteifigkeit $C_V = 0$ („ohne Verbund“). Nimmt nun die Biegesteifigkeit der Tragschale ab, so verringert sich diese Relativverschiebung, da sich die Tragschale durchbiegt und somit die Verformung der Vorsatzschale mitmacht. Bei steigender Fugensteifigkeit C_V wird diese Biegeverformung der Tragschale verstärkt, da ein größerer Teil der Schubkraft T über die Fuge übertragen wird und die Biegung der Tragschale aktiviert. Für Wandhöhen

$H \leq 3$ m ist nur eine genauere Berechnung für Tragschalendicken $d_s \leq 0,20$ m sinnvoll, da hier die Relativverschiebung gegenüber dem Maximalwert überproportional abnimmt. Erst bei Wandhöhen $H > 3$ m führt eine Berücksichtigung der Verbundtragwirkung zu deutlich wirtschaftlicheren Bemessungsergebnissen

Einfluss auf die maximalen Randspannungen in der Vorsatzschale

Die Ergebnisse aus den Lastfällen Temperatur $\Delta\vartheta$ und Windsog w_s können hier gut miteinander verglichen werden, weil sie den Unterschied zwischen Last und Zwang hinsichtlich Sandwichtragwirkung veranschaulichen. Dies ist in Abbildung 3.16 dargestellt. Einen großen Einfluss auf die Maximalspannungen hat die Tragschalendicke d_s :

- **Temperaturbeanspruchung $\Delta\vartheta$:** Bei steigender Tragschalendicke werden die Randspannungen sehr klein, da die Durchbiegung des Wandbauteils geringer wird, somit das Eigenbiegemoment $M_{1,max}$ abnimmt und die Normalkraft $N_{1,max}$ ansteigt.
- **Windlast w_s :** Bei steigender Tragschalendicke wird das äußere Moment maßgeblich über das Eigenbiegemoment der Tragschale M_2 abgetragen. Die Durchbiegung des Wandelementes wird kleiner.

Bei Windsog w_s kann der Einfluss der Verbundtragwirkung bei Wandelementen mit frei hängender Vorsatzschale und einer Wandhöhe $H \leq 3$ m vernachlässigt werden.

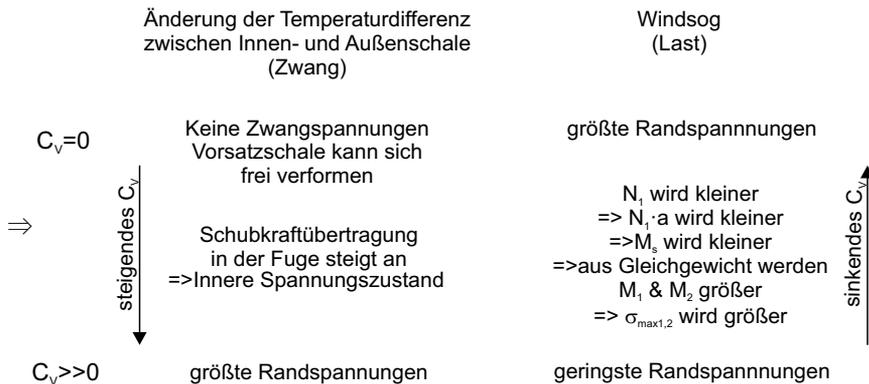


Abb. 3.16: Gegenläufige Wirkung von Last- und Zwangbeanspruchung

4 Allgemeine Überlegungen zu dreischichtigen Stahlbetonwandtafeln aus LAC

4.1 Allgemeines

Wie in Abschnitt 3 ausgeführt, gibt es bereits mehrere Wandsysteme mit zwei Deckschichten aus Normalbeton, einer Zwischenschicht aus Dämmstoff und Verbindungsmittel zur Verbindung der beiden Deckschichten. Als Verbindungsmittel kommen bereits Gitterträger (z. B. *Z-15.2-140 2013*), Sandwichplattenanker (*Z-21.8-1926 2011*) oder stabförmige Verbindungsmittel aus glasfaserverstärktem Kunststoff (z. B. *Z-21.8-1894 2014*) zum Einsatz. Die im Bundesverband Leichtbeton e.V. zusammengeschlossenen Hersteller von Wandelementen aus haufwerksporigem Leichtbeton können ihre Systeme, trotz der besseren Dämmeigenschaften des LAC gegenüber Normalbeton, infolge der Anforderungen an den Wärmeschutz irgendwann nicht mehr anwenden. Aus diesem Grund wird von den Mitgliedern und dem Bundesverband Leichtbeton e.V. ein dreischichtiges Wanelement aus haufwerksporigem Leichtbeton angestrebt. In diesem Kapitel werden nach den eingehenden Betrachtungen zu den Grundlagen zu Bauteilen aus haufwerksporigem Leichtbeton (Abschnitt 2) und zu den Grundlagen zu mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln (Abschnitt 3) Überlegungen zu dreischichtigen Sandwichelementen aus haufwerksporigem Leichtbeton angestellt. Diese berücksichtigen unter anderem die Anforderungen aus bauphysikalischer Hinsicht, die Eigenschaften des zu verwendenden Materials **haufwerksporiger Leichtbeton (LAC)** sowie Erkenntnisse aus anderen Forschungsarbeiten hinsichtlich der Herstellung von Wandelementen aus LAC.

4.2 Wahl des Verbindungsmittels

Bei den Verbindungsmitteln für Sandwichwänden aus Normalbeton kann man zwischen vor oder nach der ersten Betonage installierten Verbindungsmitteln unterscheiden. Die punktuellen Verbindungsmittel aus GFK werden nach der Betonage der ersten Schale und nach dem Auflegen der Wärmedämmplatten durch vorgebohrte Löcher in den Dämmplatten in den frischen Beton eingesteckt. Anschließend muss der Beton erneut verdichtet werden, damit die GFK-Stäbe vom Beton ausreichend umschlossen werden und die Verankerung der Stäbe im Beton sichergestellt ist. Die Verankerung bei den zugelassenen GFK-Verbindungsmitteln erfolgt entweder mittels Verbund (*Z-21.8-1894 2014*) oder mittels Formschluss (*Z-21.8-1878 2014*). Ein „Umfließen“ des Verankerungsmittels durch den Beton kann aufgrund der erdfeuchten Konsistenz des haufwerksporigen Beton in diese Art nicht realisiert werden. Die eigentliche Verdich-

tung des Betons erfolgt meist durch Verdichtung mittels Rüttelwalze. Daher wird dieses Verankerungskonzept für das zu untersuchende Wandsystem als ungünstig bewertet.

Die metallischen Verbindungsmittel wie Gitterträger oder Sandwichplattenanker werden an der Bewehrung der ersten Schale befestigt und bei dem ersten Betonageschritt direkt einbetoniert. Die Dämmplatten werden danach entweder um die Verbindungsmittel herum gelegt (z. B. Gitterträger, Traganker) oder einfach nur drüber gedrückt (Verbundnadeln, *HALFEN GmbH 2014*). Dieses System ist nach Einschätzung des Verfassers die sinnvollste Technik für das zu untersuchende Wandsystem. Aufgrund der als schwierig eingeschätzten Verankerung der Verbundnadeln im haufwerksporigen Beton (ähnlich der Verankerung von Bewehrungsstahl), wird das Verbindungsmittel Gitterträger im weiteren Verlauf dieser Arbeit untersucht.

Wie auch bei den in Deutschland zugelassenen Sandwichwänden aus Normalbeton und Gitterträger als Verbindungsmittel (*Z-15.2-140 2013, Z-15.2-259 2014*) wird auch in dieser Arbeit ein Gitterträger mit nur einer Diagonalreihe eingesetzt. Nach *Bergmeister u. a. 2009* liegen bei diesem Gitterträgertyp die Vorteile in der Wirtschaftlichkeit aufgrund der geringen Menge an Edelstahl. Zudem durchdringen weniger Diagonale die Wärmedämmung und somit wird der Wärmebrückeneinfluss verringert. Für die Versuche wurde der SE2-Gitterträger der Firma *FILIGRAN Trägersysteme GmbH & Co. KG, Leese*, verwendet. Der SE2-Gitterträger ist nach *Z-15.2-40 2015* für die Verwendung in Elementwänden zugelassen. Der Gitterträger besteht aus einem profilierten Bewehrungsstab als Obergurt und zwei profilierten Bewehrungsstäben als Untergurt. Die Diagonale sind durchgehend und wechseln am Untergurt von einem Längsisen zum anderen. Die genaue Geometrie kann Abbildung 4.1 entnommen werden.

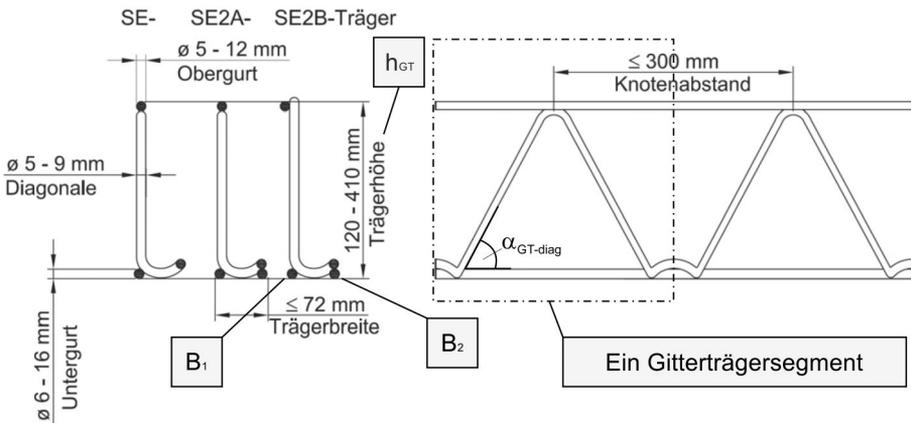


Abb. 4.1: Geometrie des Gitterträgertyps SE und SE2 (*FILIGRAN Trägersysteme GmbH und Co. KG 2013*)

Für den Einsatz der Gitterträger in kerngedämmten Wandelementen müssen die Diagonale aus Edelstahl gefertigt werden, da diese Diagonale im Bereich der Wärmedämmung nicht von Beton gegen Korrosion geschützt werden. Bei Normalbeton können dementsprechend die Ober- und Untergurteisen aus schwarzem Stahl ausgeführt werden. Für den Einsatz bei dreischichtigen Wandelementen mit Deckschichten aus haufwerksporigem Leichtbeton ist dies nicht ausreichend. Wie in Abschnitt 2.11 be-

schrieben, kann der LAC die Bewehrung nicht ausreichend gegen Korrosion schützen. Aus wirtschaftlichen Gründen wird eine Ausführung komplett aus Edelstahl sowie die Ausführung von Ober- und Untergurt aus feuerverzinktem Stahl nicht empfohlen. Eine korrosionsschützende Beschichtung, z. B. Beschichtung auf Zementbasis, stellt die einfachste und wirtschaftlichste Lösung dar. Die Versuche in dieser Arbeit werden daher mit Ober- und Untergurt aus schwarzem Stahl durchgeführt.

4.3 Problematik bei der Herstellung von Wandelementen aus LAC

Die Herstellung von Wandelementen aus haufwerksporigem Leichtbeton birgt gegenüber Wandelementen aus Normalbeton einige Schwierigkeiten. Der Hauptgrund dafür liegt in der erdfeuchten Konsistenz des LAC. Wie in Abschnitt 2 bereits erwähnt erfolgt die Verdichtung des haufwerksporigen Betons meist durch Überfahren der überhöht mit LAC gefüllten Schalung mit einer Rüttelwalze. *Nguyen 2008* befasste sich mit der Entwicklung einer Fertigteilm-Wandkonstruktion aus haufwerksporigem Leichtbeton. Grundlage der Forschung ist das in Abschnitt 2.4.2 erläuterte Wandsystem der Firma THERMODUR Wandelemente GmbH & Co. KG, Neuwied. Es soll „...durch eine Konstruktions-Neuentwicklung oder -änderung eine Erhöhung des Wärmedämmstoffanteils an der Gesamtfläche erreicht werden“. Die Erhöhung des Wärmedämmstoffanteils an der Gesamtfläche wird unter anderem dadurch erreicht, dass die Breite zwischen den Wärmedämmkernen (Innenstegbreite) verringert und gleichzeitig der Abstand zwischen den Innenstegen vergrößert wird. Außerdem wird zur Steigerung der Traglast eine zusätzliche Schubbewehrung eingebaut. Hierzu werden in den Betoninnenstegen zweidimensionale SE2-Gitterträger angeordnet (Versuchskörpertyp 3, vgl. Abbildung 4.2) oder gar die Innenstege komplett durch die Gitterträger ersetzt (Versuchskörpertyp 4). Unter und über den Gitterträgern wird eine Bewehrungslage ($\varnothing 6$ mm, kreuzweise) in die Versuchskörper eingebaut.

Nach Herstellung der $8 \times 2 \times 0,25$ m großen Platten wurde festgestellt, dass die Walzseite der Versuchsplatten Verwölbungen aufwies. Am stärksten ausgeprägt waren die Verwölbungen zwischen den Gitterträgern. Die als zusammenhängende Masse steife Betongemisch drückt die obere dichte Bewehrungslage beim Walzvorgang nach unten. An den Stellen der Gitterträger wird dies durch die Stege der Gitterträger verhindert. Der Betonstahl verformt sich wie ein Durchlaufträger. Nach dem Walzvorgang federt die Bewehrung wieder nach oben und führt somit zu kleinen Kuppen in der Betonoberfläche (vgl. Abbildung 4.3 (a)). Aufgrund der erdfeuchten Konsistenz des Betons fließt dieser nicht wieder zurück unter die Bewehrungsstäbe. Somit entstehen unter den Bewehrungsseisen kleine Hohlräume. In *Nguyen 2008* wurden nach den Versuchen Bohrerkerne gezogen und die genannten Hohlräume sichtbar gemacht (vgl. Abbildungen 4.3 (b) und 4.4).

Diese Bildung von Hohlräumen unter zurückfedernden Bewehrungslagen wird auch bei Querkraftbewehrung beobachtet. Die vertikale Verbindungslinie zwischen den Punkthalterungen wird wie ein deckengleicher Balken betrachtet und entsprechend mit Querkraftbewehrung ausgeführt. Die Schubbewehrung wird dabei in Form von Schlaufen oder Bügeln eingebaut. Versuche an der Technischen Universität (*Schnell u. Abramski*

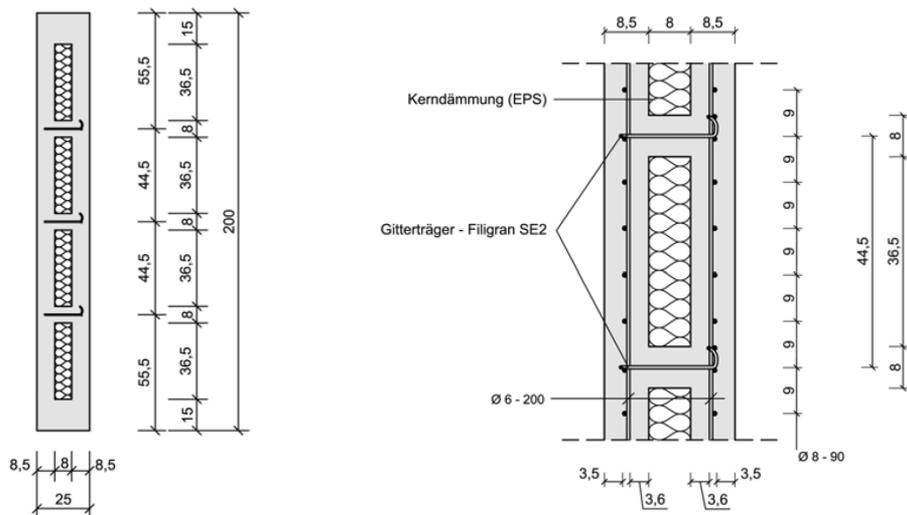


Abb. 4.2: Konstruktionsentwurf mit Gitterträgern in den Betoninnenstegen (Typ 3) (Nguyen 2008)

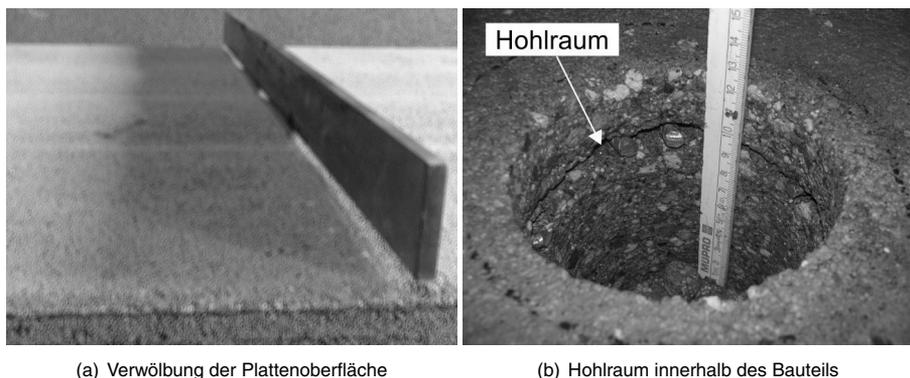


Abb. 4.3: Versuchskörper aus Nguyen 2008

2008) haben gezeigt, dass die Bügelschenkel ebenfalls nachfedern und somit Hohlräume unter den Bügelschenkeln entstehen. Aus diesen Gründen entspricht die Höhe der Gitterträger bei den zu untersuchenden Sandwichelementen nicht dem Maß aus Wanddicke abzüglich der notwendigen Betondeckung. Die Gitterträger binden soweit in die Tragschale ein, dass der Untergurt über der in der Herstellung unteren Bewehrungslage der Tragschale liegt (vgl. Abbildung 4.5). Somit ist die Gefahr einer rückfedernden Bewehrung nicht gegeben. Die in der Herstellung untere Bewehrungslage der Tragschale kann somit nicht als Mattenbewehrung ausgeführt werden. Die Bewehrungsstäbe müssen nach dem Auflegen der Dämmstoffplatten und Einfüllen des Betons unter die Gitterträger geführt werden.

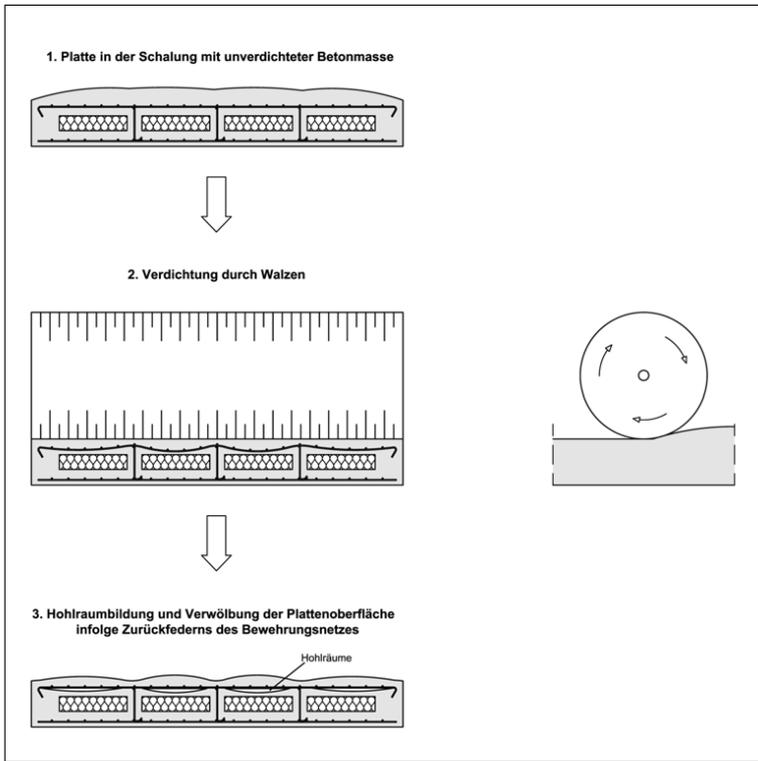


Abb. 4.4: Hohlraumbildung und Verwölbung der Plattenoberfläche infolge Zurückfederns der Bewehrung (Nguyen 2008)

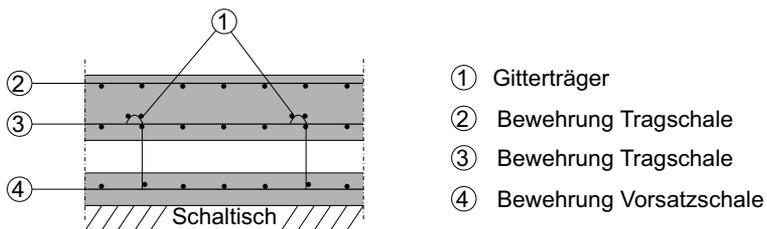


Abb. 4.5: Skizze des Sandwichquerschnitts bei der Herstellung im Fertigteilwerk

4.4 Maximale Wanddicken und Wandabmessungen

Diese Arbeit wurde in enger Kooperation mit einigen Herstellern von Wandelementen aus haufwerksporigem Leichtbeton aus dem Bundesverband Leichtbeton e.V. erstellt. Nach Rücksprache mit diesen Herstellern können folgende Angaben zu den maximalen Wanddicken und -abmessungen gemacht werden:

Wanddicken

Hinsichtlich der maximalen Wanddicke ist der Trocknungsprozess in den Fertigteilwerken der maßgebende Faktor. Nach Angaben der Hersteller können zum jetzigen Zeitpunkt infolge der Geometrie der Öfen nur Elemente mit einer Dicke von maximal 40 cm eingelagert werden.

Wandabmessungen

Wandelemente aus LAC für den Wohnungsbau werden immer geschosshoch gefertigt. Die Wandhöhen sind ≤ 3 m. Im Industriebau haben die Gebäude öfters Raumhöhen, die höher als im Wohnungsbau sind, jedoch werden die Wandelemente ebenfalls mit einer maximalen Höhe von 3 m hergestellt. Es handelt sich hierbei um Bauteile nach Abschnitt 2.4.2. Je nach erforderlicher Gebäudehöhe werden mehrere Wandelemente übereinander angeordnet. In der Regel geben diese ihr Eigengewicht durch Druckkontakt nach unten bis zur Gründung ab. Ist dies aufgrund von Öffnungen (z. B. Toren) nicht möglich werden Lasten auch über Lastabtragkonstruktionen wie z. B. Konsolen in die Unterkonstruktion abgeleitet. Die maximalen Wandbreiten werden von den Herstellern zwischen 8 m (Wohnungsbau) und 10 m (Industriebau) angegeben.

4.5 Mögliche Wandquerschnitte unter Berücksichtigung von bauphysikalischen Anforderungen

Aufgrund der Angaben in den vorangegangenen Abschnitten wird nun eine erste Einschätzung getroffen, inwieweit die bauphysikalischen Anforderungen erfüllt werden können. In den folgenden Diagrammen wird jeweils der maximale Wärmedurchgangskoeffizient (U-Wert) nach der Energieeinsparverordnung (*ENEV 2014*) von $U_{max,ENEV14} = 0,28 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ und der angestrebte, verbesserte U-Wert von $U_{max,neu} = 0,24 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ markiert. Ebenso sind die in der Praxis rechnerischen, verwendeten haufwerksporigen Leichtbetone dreier Fertigteilwerke markiert (vgl. Tabelle 4.1). In Abbildung 4.6 werden die U-Werte für folgende Randbedingungen angegeben:

- Wanddicke $d_W = 40$ cm,
- Wärmeleitfähigkeit Dämmung $\lambda_{WD} = 0,030 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$,
- Dämmstoffdicken $d_{WD} = 6$ cm, 8 cm, 10 cm, 12 cm, 14 cm.

Eine Erhöhung des U-Wertes infolge der Gitterträger ist hier nicht berücksichtigt. Wie zu erkennen ist, kann erst bei einer Dämmstoffdicke von $d_{WD} = 12$ cm über die gesamte Bandbreite der eingesetzten Leichtbetone der Grenzwert von $U_{max,neu} = 0,24 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ erreicht werden. Es ist anzumerken, dass in dieser Betrachtung der in der Praxis verwendete Dämmstoff mit der niedrigsten Wärmeleitfähigkeit von $\lambda_{WD} = 0,030 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ verwendet wurde. Im Diagramm 4.7 wird nun die Wärmeleitfähigkeit der Dämmung bei

4.5 Mögliche Wandquerschnitte unter Berücksichtigung von bauphysikalischen Anforderungen

konstanter Dicke der Dämmung von $d_{WD} = 0,12$ m variiert. Es ist zu erkennen, dass nicht bei allen WLG-Gruppen der Dämmung der Grenzwert von $U_{max,neu} = 0,24$ W/(m²K) eingehalten werden kann. Die Dämmdicke von $d_{WD} = 0,12$ m scheint somit ein Grenzwert für die minimale Dämmstoffdicke zu sein. Weitere bauphysikalische Untersuchungen werden in Abschnitt 5 durchgeführt.

Tab. 4.1: In der Praxis eingesetzte haufwerksporige Leichtbetone dreier Fertigteilwerke

Fertigteilwerk	Festigkeitsklasse	Rohdichte	Wärmeleitfähigkeit	Bezeichnung
		[kg/m ³]	[W/mK]	
Fertigteilwerk 1 (Ftw1)	LAC 8	900	0,222	Ftw1 (8/0,9)
	LAC 10	1.000	0,32	Ftw1 (10/1,0)
	LAC 12	1.200	0,44	Ftw1 (12/1,2)
Fertigteilwerk 2 (Ftw2)	LAC 2	550	0,14	Ftw2 (2/0,55)
	LAC 4	800	0,24	Ftw2 (4/0,8)
	LAC 15	1.500	0,56	Ftw2 (15/1,5)
Fertigteilwerk 3 (Ftw3)	LAC 4	800	0,21	Ftw3 (4/0,8)
	LAC 6	1.200	0,46	Ftw3 (6/1,2)
	LAC 8	1.400	0,56	Ftw3 (8/1,4)

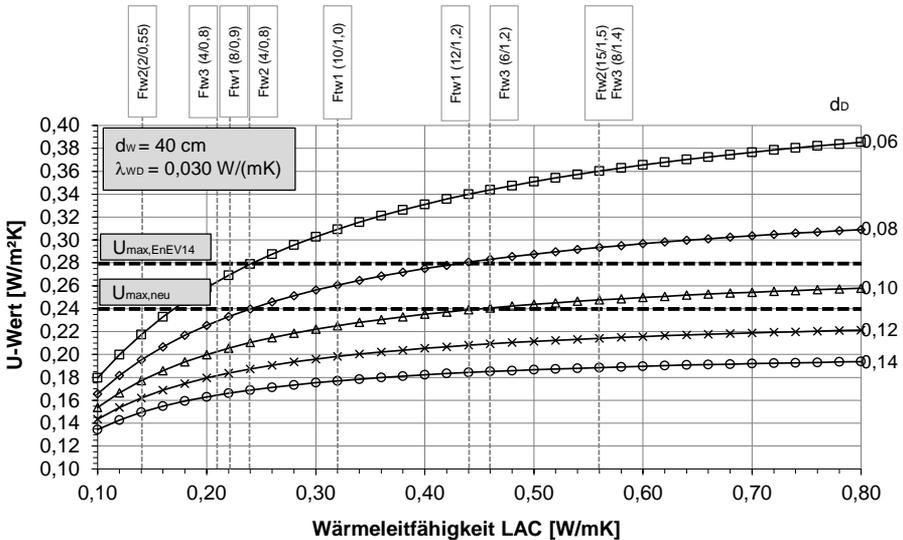


Abb. 4.6: U-Wert in Abhängigkeit der Dämmstoffdicke bei einer maximalen Wanddicke von 40 cm

4 Allgemeine Überlegungen zu dreischichtigen Stahlbetonwandtafeln aus LAC

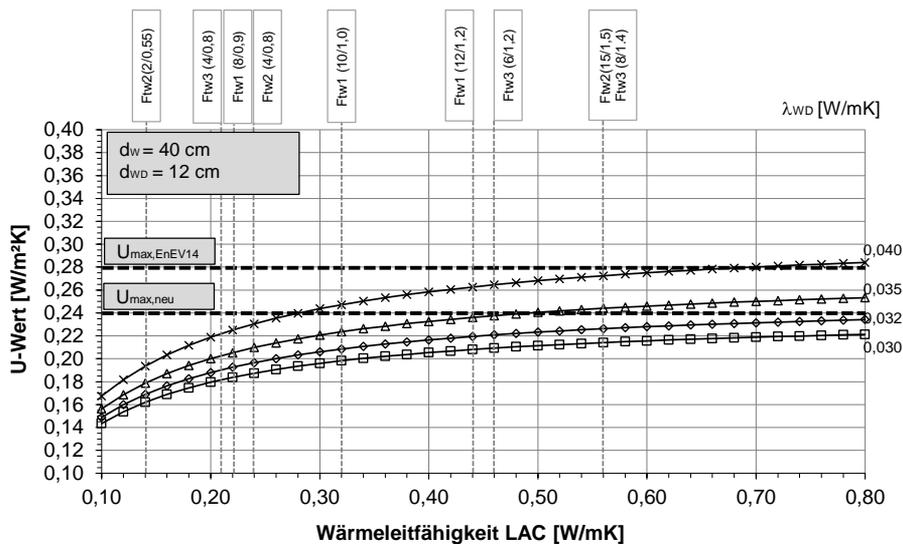


Abb. 4.7: U-Wert in Abhängigkeit der Wärmeleitfähigkeit der Dämmung bei einer Dämmstoffdicke von 12 cm

5 Bauphysikalische Untersuchungen

5.1 Wärmeschutz

Wenn bei einem Bauteil die Temperaturen auf beiden Seiten Unterschiede aufweisen, wird das Reduzieren von Wärmeleitung durch das Bauteil als Wärmeschutz bezeichnet. Je weniger Wärme durch ein Bauteil geleitet wird, desto geringer ist der Aufwand ein angenehmes und behagliches Raumklima im Inneren des Gebäudes zu erhalten. Die Wärmeverluste über die wärmeübertragende Umfassungsfläche des Gebäudes sollten daher so gering wie möglich gehalten werden. Der Transport der Wärme durch ein Bauteil infolge Wärmeleitung wird auch Wärmetransmission bezeichnet. Man unterscheidet zwischen dem sommerlichen und dem winterlichen Wärmeschutz.

Beim sommerlichen Wärmeschutz gilt es hauptsächlich, ein thermisch behagliches Raumklima zu schaffen. Die wärmeschutztechnischen Maßnahmen zielen dabei darauf, eine zu hohe Erwärmung der Räume zu vermeiden. In Gebäuden dürfen unzumutbare Temperaturbedingungen nicht entstehen. Dies soll bei der Planung der Wand- und Fensterkonstruktionen berücksichtigt werden, um eine energieaufwendige technische Installation zu vermeiden.

Der winterliche Wärmeschutz kann in den Mindestwärmeschutz und den energiesparenden Wärmeschutz unterteilt werden (siehe Tabelle 5.1). Der Mindestwärmeschutz stellt ein hygienisches Raumklima sowie einen dauerhaften Schutz der Baukonstruktion gegen klimabedingte Feuchteinwirkung sicher. Der energiesparende Wärmeschutz wird durch die Energieeinsparverordnung geregelt. Die darin gestellten Anforderungen an Bauteile eines zu errichtenden Gebäudes sind die Veranlassung dieser Arbeit und werden daher in den folgenden Abschnitten genauer erläutert und untersucht.

Mindestwärmeschutz	Energiesparender Wärmeschutz
Maßnahmen, die an jeder Stelle der Innenoberfläche der Systemgrenze bei ausreichender Beheizung und Lüftung unter Zugrundelegung üblicher Nutzung ein hygienisches Raumklima sicherstellt, so dass Tauwasserfreiheit und Schimmelpilzfreiheit von Außenbauteilen im Ganzen und in Ecken gegeben ist.	Maßnahmen, die den Heizenergiebedarf in einem Gebäude oder einer beheizten Zone bei entsprechender Nutzung nach vorgegebenen Anforderungen begrenzt
↓	↓
DIN 4108-2	Energieeinsparverordnung

Abb. 5.1: Abgrenzung von Mindestwärmeschutz und energiesparender Wärmeschutz nach Schild u. Willems 2013

5.2 Wärmeschutz nach Energieeinsparverordnung

Abbildung 5.2 zeigt, dass rund 30% der Gesamtenergie in Deutschland durch Haushalte verbraucht wird. Davon werden 72% aufgewendet, um in den Wohnräumen ein behagliches Klima zu erhalten. Aus diesem Grund hat das Europäische Parlament zur Steigerung der Energieeffizienz von Gebäuden im Dezember 2002 erstmals die „Richtlinie über die Gesamtenergieeffizienz von Gebäuden“ *EU 2002* erlassen. Die gesetzliche Umsetzung dieser EU-Richtlinie bildet das Energieeinspargesetz (*EnEG 1976*). Das Energieeinsparungsgesetz wurde 1976 erstmals als Reaktion auf die Ölkrise von 1973 verabschiedet. Seitdem kann die Bundesregierung in Verordnungen auf Grundlage des EnEG energetische Anforderungen an Gebäude und ihre Anlagentechnik stellen. Auf dieser Basis entstanden in den folgenden Jahren in Deutschland mehrere Verordnungen, z. B. die Wärmeschutzverordnung (*WärmeschutzV 1977*) und die Heizungsanlagenverordnung (*HeizAnIV 1978*). Diese wurden nach mehrmaligen Novellierungen schließlich 2002 durch die Energieeinsparverordnung (EnEV) ersetzt.

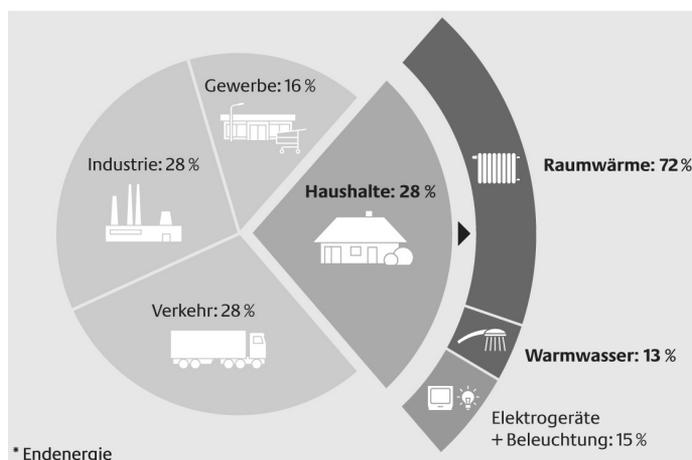


Abb. 5.2: Energieverbrauch in Deutschland (Quelle: dena/ Energiedaten BMWi, Stand: 12/2011, Bezugsjahr 2010)

In der Energieeinsparverordnung *ENEV 2014* werden Anforderungen an zu errichtende Wohn- und Nichtwohngebäude gestellt. Sie sind so auszuführen, dass der Jahres-Primärenergiebedarf für Heizung, Warmwasserbereitung, Lüftung, Kühlung und eingebauter Beleuchtung den Wert des Jahres-Primärenergiebedarfs eines Referenzgebäudes nicht überschreitet. Das Referenzgebäude muss in folgenden Punkten die gleichen Eigenschaften wie das zu errichtende Gebäude besitzen:

Für Wohngebäude:

- gleiche Geometrie,
- gleiche Gebäudenutzfläche,
- gleiche Ausrichtung.

Für Nichtwohngebäude:

- gleiche Geometrie,
- gleiche Nettogrundfläche,
- gleiche Ausrichtung,
- gleiche Nutzung einschließlich der Anordnung der Nutzungseinheiten.

Außerdem gelten für die Referenzgebäude die in Anlage 1, Tabelle 1 (Wohngebäude) und Anlage 2, Tabelle 1 (Nichtwohngebäude) aus *ENEV 2014* angegebenen Referenzausführungen. Somit entsteht zum Beispiel für ein zu errichtendes Wohngebäude das in 5.3 abgebildete Referenzgebäude. Wie man aus den Tabellen der aktuellen Energieeinsparverordnung *ENEV 2014* entnehmen kann, beträgt der für die in dieser Arbeit untersuchten Wandelemente „Außenwand (einschließlich Einbauten wie Rollladenkästen), Geschossdecke gegen Außenluft“ maßgebende Wert für den Wärmedurchgangskoeffizienten $U = 0,28 \text{ W/m}^2\text{K}$. Bei Nichtwohngebäuden gilt dieser Wert für eine Raum-Solltemperatur im Heizfall $\leq 19^\circ\text{C}$.

Die einzelnen U-Werte der verschiedenen Bauteile dürfen von den Tabellen aus der EnEv 2014 abweichen, solange der berechnete Jahres-Primärenergiebedarf des zu errichtenden Bauwerks unter dem des Referenzgebäudes liegt. Aus diesem Grund und hinsichtlich möglicher Verschärfung der Anforderungen wird ein U-Wert der Wandelemente aus haufwerksporigem Leichtbeton von maximal $U = 0,24 \text{ W/m}^2\text{K}$ angestrebt.

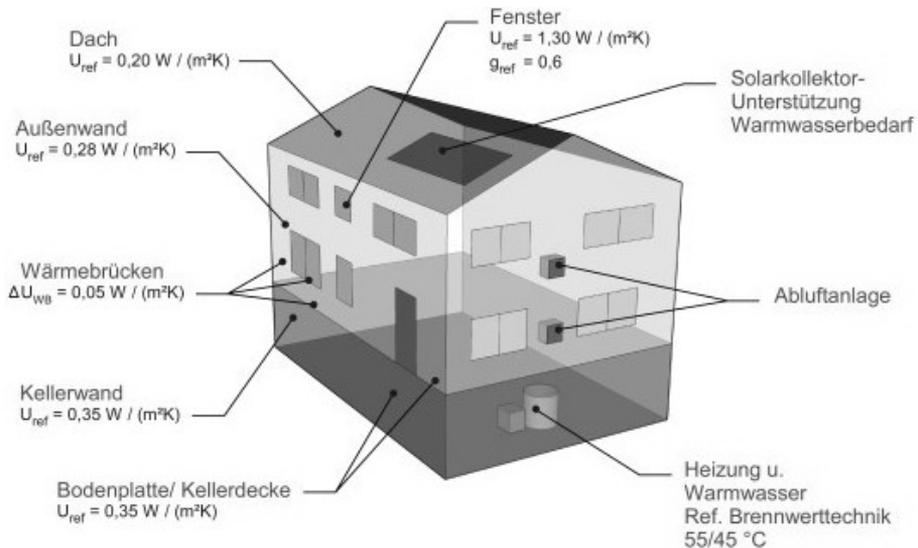


Abb. 5.3: Ausführung des Referenzgebäudes für ein Wohngebäude (Quelle: www.baunetzwissen.de)

5.3 Untersuchung von Sandwichwandquerschnitten anhand des U-Wertes

In dem folgenden Abschnitt werden Sandwichquerschnitte hinsichtlich ihres U-Wertes untersucht. Im Vergleich zu Normalbeton werden haufwerksporige Betone in vielen unterschiedlichen Rohdichten hergestellt. Somit sind auch die Wärmeleitfähigkeiten sehr unterschiedlich. Bei Normalbeton kann im Allgemeinen von einer Wärmeleitfähigkeit von $\lambda_C = 2,3 \text{ W/(mK)}$ ausgegangen werden. Nach *DIN 4108-4 2003* muss für haufwerksporigen Leichtbeton von den in Tabelle 5.1 dargestellten Werten ausgegangen werden. Im folgenden Abschnitt soll untersucht werden, wie die unterschiedlichen Wärmeleitfähigkeiten von LAC und Wärmedämmung und deren Schichtdicken sich auf den U-Wert von dreischichtigen Wandkonstruktionen auswirken. Der U-Wert berechnet sich nach Gleichung 5.1. Aus dieser Gleichung ist zu erkennen, dass die Gesamtdicke von Beton und Wärmedämmung entscheidend ist. Für die Berechnung ist es irrelevant wie der Beton auf Tragschale und Vorsatzschale verteilt ist. Daher wird in den Diagrammen dieses Abschnittes nur die Gesamtdicke des Beton angegeben.

$$U = \frac{1}{R_{si} + \sum \frac{d_i}{\lambda_i} + R_{se}} \quad (5.1)$$

mit

R_{si}	Wärmeübergangswiderstand innen in $\text{m}^2\text{K}/\text{W}$
R_{se}	Wärmeübergangswiderstand außen in $\text{m}^2\text{K}/\text{W}$
d_i	Schichtdicke in m
λ_i	Wärmeleitfähigkeit in $\text{W}/(\text{mK})$

Die Werte der Wärmeübergangswiderstände werden nach Tabelle 5.2 angesetzt, welche aus *DIN EN ISO 6946 2008* entnommen wurde, und für „Oberflächen, die mit der Luft in Berührung sind“ gilt:

$R_{si} = 0,13 \text{ m}^2\text{K}/(\text{W})$	innen, horizontaler Wärmetransport
$R_{se} = 0,04 \text{ m}^2\text{K}/(\text{W})$	außen, horizontaler Wärmetransport

In Abbildung 5.4 werden die U-Werte einer dreischichtigen Wand nach Gleichung 5.1 dargestellt. Der Wandquerschnitt hat eine Gesamtdicke des LAC von $d_{LAC} = 28 \text{ cm}$ und die Wärmeleitfähigkeit der Wärmedämmung beträgt $\lambda_D = 0,035 \text{ W}/(\text{mK})$. Die Dicke der Dämmschicht wird variiert:

- $d_D = 10 \text{ cm}, 12 \text{ cm}, 14 \text{ cm}, 16 \text{ cm}, 18 \text{ cm}$ und 20 cm .

In dem Diagramm ist der maximale Wärmedurchgangskoeffizient nach Energieeinsparverordnung von $U_{max,EnEV14} = 0,28 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ und der angestrebte, verbesserte U-Wert von $U_{max,neu} = 0,24 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ markiert. Ebenso sind die in der Praxis üblichen haufwerksporige Leichtbetone dreier Fertigteilwerke nach Tabelle 5.3 eingetragen. Es ist zu erkennen, dass die Kurven bis zu einer Wärmeleitfähigkeit von ca. $\lambda_{LAC} = 0,30 \text{ W}/(\text{mK})$

Tab. 5.1: Bemessungswerte der Wärmeleitfähigkeit von haufwerksporigem Leichtbeton nach DIN 4108-4 2003

Rohdichte	Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit	
	ausschließlich unter Verwendung von Naturbims	ausschließlich unter Verwendung von Blähton
ρ [kg/m ³]	λ_{LAC} [W/(mK)]	
400	0,12	0,13
450	0,13	0,15
500	0,15	0,16
550	0,16	0,18
600	0,18	0,19
650	0,19	0,21
700	0,20	0,23
750	0,22	-
800	0,24	0,26
900	0,27	0,30
1000	0,32	0,35
1100	0,37	0,39
1200	0,41	0,44
1300	0,47	0,50
1400	-	0,55
1500	-	0,60
1600	-	0,68
1700	-	0,76

Tab. 5.2: Konventionelle Wärmeübergangswiderstände nach DIN EN ISO 6946 2008

Wärmeübergangswiderstand m ² · K/W	Richtung des Wärmestromes		
	Aufwärts	Horizontal	Abwärts
R_{si}	0,10	0,13	0,17
R_{se}	0,04	0,04	0,04

ANMERKUNG 1 Die angegebenen Werte sind Bemessungswerte. Für die Angabe des Wärmedurchgangskoeffizienten von Bauteilkomponenten und in anderen Fällen, in denen von der Richtung des Wärmestromes unabhängige Werte gefordert werden oder die Richtung des Wärmestromes variieren kann, wird empfohlen, die Werte für den horizontalen Wärmestrom zu verwenden.

ANMERKUNG 2 Die Wärmeübergangswiderstände beziehen sich auf Oberflächen, die mit der Luft in Berührung sind. Der Wärmeübergangswiderstand ist nicht anwendbar, wenn die Oberfläche ein anderes Material berührt.

steil ansteigen, die Kurven danach jedoch sichtlich flacher werden und somit die steigende Wärmeleitfähigkeit des LAC weniger Einfluss auf den U-Wert hat. Diese Beobachtung ist bei steigender Dämmstoffdicke immer signifikanter und ist mit dem steigenden prozentualen Anteil der Wärmedämmung an der Gesamtdicke zu begründen.

Die Berechnungen zeigen, dass bei einer Dämmstoffdicke von $d_D = 10$ cm nur im unteren Bereich der Wärmeleitfähigkeit des Betons $\lambda_{LAC} \leq 0,25$ W/(mK) ein U-Wert kleiner $0,24$ W/m²K erreicht werden kann. In diesem Bereich sind allerdings nur LAC-Mischungen niedriger Festigkeit angesiedelt. Erst bei einer Dämmstoffdicke von $d_D \geq 12$ cm sind bis zu einer Wärmeleitfähigkeit von $\lambda_{LAC} = 0,50$ W/(mK) U-Werte kleiner als $0,24$ W/m²K zu erreichen. Dieser Bereich schließt den Großteil der recherchierten LAC-Mischungen ein. In einer weiteren Untersuchung soll veranschaulicht werden, wie bei gleicher Wandgeometrie eine bessere Wärmeleitgruppe der Wärmedämmung den U-Wert beeinflusst. Hierzu wird bei der U-Wert-Berechnung mit der Wärmedämmschicht von $d_D = 12$ cm die Wärmeleitfähigkeit mit

- $\lambda_D = 0,030 \frac{W}{mK}, 0,032 \frac{W}{mK}, 0,035 \frac{W}{mK}$ und $0,040 \frac{W}{mK}$

variiert. Die Ergebnisse sind in Abbildung 5.5 aufgetragen. Wie der Grafik entnommen werden kann, hat eine Verbesserung der Wärmeleitfähigkeit der Dämmung von $\lambda_D = 0,035$ W/(mK) auf $\lambda_D = 0,032$ W/(mK) zur Folge, dass über die gesamte Breite der Wärmeleitfähigkeit für LAC aus Tabelle 5.1 ($\lambda_D = 0,12 \dots 0,76$ W/(mK)) ein U-Wert kleiner $0,24$ W/m²K erreicht wird.

Abschließend wird untersucht, wie die Gesamtdicke des LAC den Wärmedurchgangskoeffizienten der Sandwichwand beeinflusst. Dazu werden in Abbildung 5.6 drei Wandquerschnitte vergleichend dargestellt. Alle drei Wandquerschnitte wurden mit einer Dämmstoffdicke von $d_D = 12$ cm und einer Wärmeleitfähigkeit von $\lambda_D = 0,035$ W/(mK) berechnet. Zum Vergleich wird die Gesamtdicke des LAC variiert:

- $d_{LAC} = 0,25$ m, $0,28$ m, und $0,30$ m

Aufgrund der unterschiedlichen Wärmeleitfähigkeiten zwischen Beton und Wärmedämmung kann mit einer Erhöhung der Betondicke in praxistauglichen Größen keine nennenswerte Verbesserung des Wärmedurchgangskoeffizienten erzielt werden.

Für die Praxis verwendbare Werte des Wärmedurchgangskoeffizienten einer Sandwichwand U_{SW} aus haufwerksporigem Leichtbeton und Gitterträgern als Verbindungsmittel zwischen Vor- und Tragschale können jedoch erst nach Berücksichtigung des Wärmebrückeneinflusses der Gitterträger angegeben werden.

5.3 Untersuchung von Sandwichwandquerschnitten anhand des U-Wertes

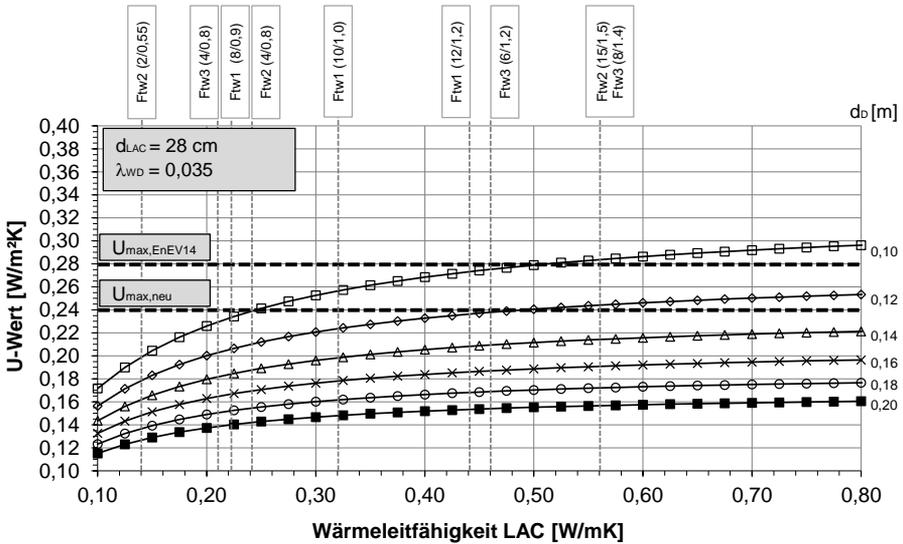


Abb. 5.4: U-Wert von Sandwichwänden mit einer Betondicke von 28 cm und einem Dämmstoff der Wärmeleitgruppe WLG035

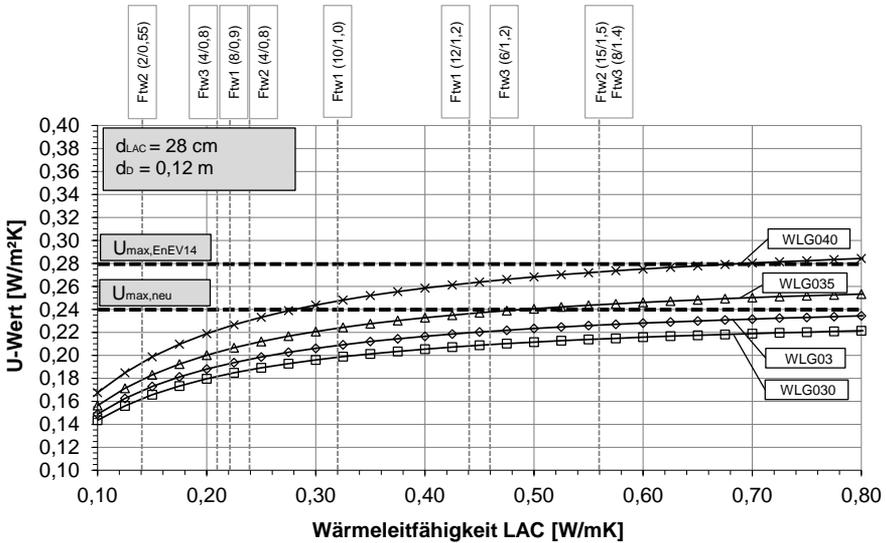


Abb. 5.5: U-Wert von Sandwichwänden mit einer Betondicke von 28 cm und einem Dämmstoffdicke von 12cm mit variierender Wärmeleitgruppe

Tab. 5.3: In der Praxis eingesetzte haufwerksporige Leichtbeton dreier Fertigteilwerke

Fertigteilwerk	Festigkeitsklasse	Rohdichte	Wärmeleitfähigkeit	Bezeichnung
		[kg/m³]	[W/mK]	
Fertigteilwerk 1 (Ftw1)	LAC 8	900	0,222	Ftw1 (8/0,9)
	LAC 10	1.000	0,32	Ftw1 (10/1,0)
	LAC 12	1.200	0,44	Ftw1 (12/1,2)
Fertigteilwerk 2 (Ftw2)	LAC 2	550	0,14	Ftw2 (2/0,55)
	LAC 4	800	0,24	Ftw2 (4/0,8)
	LAC 15	1.500	0,56	Ftw2 (15/1,5)
Fertigteilwerk 3 (Ftw3)	LAC 4	800	0,21	Ftw3 (4/0,8)
	LAC 6	1.200	0,46	Ftw3 (6/1,2)
	LAC 8	1.400	0,56	Ftw3 (8/1,4)

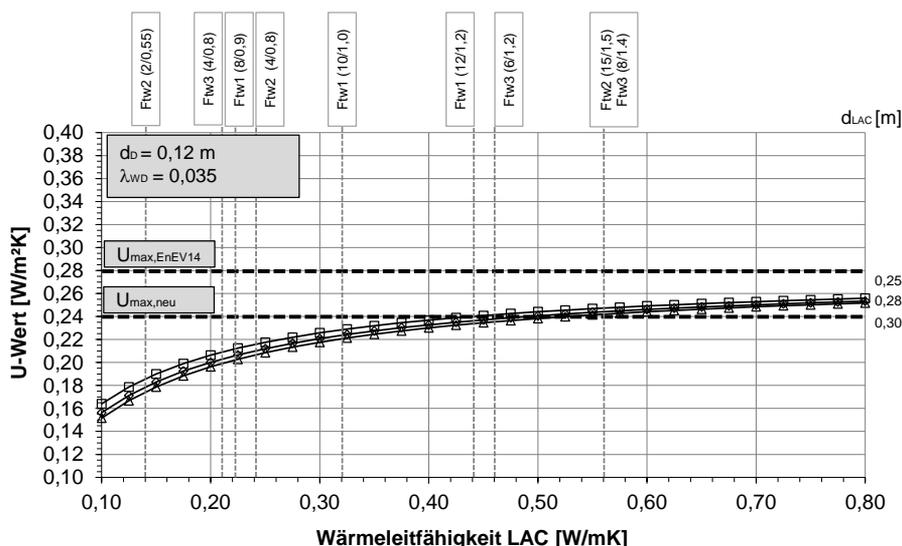


Abb. 5.6: U-Wert von Sandwichwänden mit einer Dämmstoffdicke von 12 cm, einer Dämmung WL G035 und variierender Betondicke

5.4 Wärmebrücken bei Sandwichelementen

5.4.1 Allgemeines zu Wärmebrücken

Nach *DIN EN ISO 10211 2008* ist eine Wärmebrücke ein „Teil der Gebäudehülle, wo der ansonsten gleichförmige Wärmedurchlasswiderstand signifikant verändert wird durch:

- eine vollständige oder teilweise Durchdringung der Gebäudehülle durch Baustoffe mit unterschiedlicher Wärmeleitfähigkeit und/oder
- eine Änderung der Dicke der Bauteile und/oder
- eine unterschiedlich große Differenz zwischen Innen- und Außenfläche, wie sie bei Wand-, Fußböden und Decken-Anschlüssen auftritt“

Es ist außerdem möglich, dass eine Kombination aus den vorgenannten Einflüssen vorliegt, diese sich gegenseitig beeinflussen und eventuell auch verstärken. Wenn wie in a) ein Bauteil aus nebeneinander liegenden Bereichen aus Baustoffen mit unterschiedlichen Wärmeleitfähigkeiten besteht, wird dies eine „konstruktiv bedingte bzw. stoffbedingte Wärmebrücke“ genannt. Eine Wärmebrücke nach b) weicht in seiner ebenen Form ab und es entsteht eine geometrische Diskontinuität. Hierbei spricht man von einer „geometrisch bedingten Wärmebrücke“. Der Einfluss dieser Wärmebrücken ist „abhängig von dem Verhältnis zwischen wärmezuführender Innenoberfläche und wärmeabführender Außenoberfläche“ (Schild u. Willems 2013). Ein Beispiel dafür ist der Bereich einer Außenecke, bei der die Außenfläche größer ist als die Innenfläche und dadurch die Innenkantenfläche stärker abgekühlt wird als der Rest des Bauteils.

Bei der energetischen Untersuchung eines Gebäudes werden Wärmebrücken bei der Berechnung des Transmissionswärmeverlusts (Wärmeverlust über die wärmeübertragende Umfassungsfläche eines Gebäudes) berücksichtigt. Der Transmissionswärmeverlust H_T berechnet sich gemäß Gleichung 5.2

$$H_T = \sum (A_i \cdot U_i \cdot F_{xi}) + H_{WB} = \sum (A_i \cdot U_i \cdot F_{xi}) + \Delta U_{WB} \cdot A \quad (5.2)$$

mit

A_i	Fläche des Bauteils i in m^2
U_i	Wärmedurchgangskoeffizient des Bauteils i in $W/(m^2K)$
F_{xi}	Temperaturkorrekturfaktor für das Bauteil i (siehe Tabelle 3 aus <i>DIN V 4108-6 2003</i>)
H_{WB}	spezifischer Wärmeverlust an Wärmebrücken in W/K
ΔU_{WB}	spezifischer Wärmebrückenzuschlag in W/m^2K
A	wärmeübertragende Umfassungsfläche in m^2

Der Wert für ΔU_{WB} ist nach *DIN V 4108-6 2003* und *ENEV 2014* auf eine der folgenden Arten zu berücksichtigen:

- Berücksichtigung durch Erhöhung der Wärmedurchgangskoeffizienten um $\Delta U_{WB} = 0,10 W/(m^2K)$ für die gesamte wärmeübertragende Umfassungsfläche,
- bei Anwendung von Planungsbeispielen nach *DIN 4108 Beiblatt 2 2006* Berücksichtigung durch Erhöhung der Wärmedurchgangskoeffizienten um $\Delta U_{WB} = 0,05 W/(m^2K)$ für die gesamte wärmeübertragende Umfassungsfläche,
- durch genauen Nachweis der Wärmebrücken nach *DIN V 4108-6 2003* in Verbindung mit weiteren anerkannten Regeln der Technik.

Bei der Methode c) werden die tatsächlichen Wärmeverluste berücksichtigt. Dazu werden die betroffenen Bereiche am Bauwerk meist rechnerunterstützt untersucht. Dafür werden EDV-Programme verwendet, die entweder auf der Finite-Differenzen-Methode (FD-Methode) oder der Finite-Element-Methode (FE-Methode) beruhen. Die Grundlage für eine rechnerische Untersuchung von Wärmebrücken bildet *DIN EN ISO 10211*

2008. Die Norm unterscheidet zwischen linienförmigen und punktförmigen Wärmebrücken. Linienförmige Wärmebrücken sind „Wärmebrücken mit einem einheitlichen Querschnitt in einer der drei orthogonalen Achsen“ (DIN EN ISO 10211 2008) und treten in Gebäuden in einer bestimmte Länge der Gebäudehülle auf. Typische Beispiele hierfür sind Balkonanschlüsse, Außenwandkanten und Fensterlaibungen. Die energetischen Verluste, die durch eine linienförmige Wärmebrücke auftreten, werden durch den längenbezogenen Wärmedurchgangskoeffizienten ψ dargestellt. Punktförmige Wärmebrücken sind „lokalisierte Wärmebrücke, deren Einfluss durch einen punktbezogenen Wärmedurchgangskoeffizienten dargestellt werden kann“ (DIN EN ISO 10211 2008). Sie können im System genau lokalisiert werden. Typische Beispiel hierfür sind Befestigungselemente, wie Dübel. Die energetischen Verluste durch punktuelle Wärmebrücken werden durch den punktbezogenen Wärmebrückenverlustkoeffizienten χ dargestellt. Werden die Wärmebrücken nach dieser Methode untersucht, erfolgt die Berücksichtigung zur Ermittlung des Transmissionswärmeverlusts nach Gleichung 5.3:

$$H_T = \sum (A_i \cdot U_i \cdot F_{x,i}) + \sum (\psi_j \cdot \ell_j \cdot F_{x,j}) + \sum (\chi_k \cdot F_{x,k}) \quad (5.3)$$

mit

- ψ_j linienförmiger Wärmebrückenverlustkoeffizient in $W/(mK)$
- ℓ_j Länge der linienförmigen Wärmebrücke in m
- χ_k punktförmiger Wärmebrückenverlustkoeffizient in $W/(K)$

Zur Bestimmung der Wärmebrückenverlustkoeffizienten ψ und χ werden zunächst die Wärmeströme durch die Wand ohne (ungestört) und mit (gestört) Wärmebrücken bestimmt. Für die Berechnung des Wärmestroms ϕ_0 des ungestörten Querschnittes für eine dreischichtige Wand nach Gleichung 5.4 genügt eine Handrechnung nach Gleichung 7.1.

$$\phi_0 = U_0 \cdot A \cdot (\Theta_i - \Theta_e) \quad (5.4)$$

mit

- U_0 Wärmedurchgangskoeffizient des ungestörten Bauteils $W/(m^2K)$
- A Fläche des Bauteils m^2
- Θ_i Lufttemperatur im Innenbereich in K
- Θ_e Lufttemperatur im Außenbereich in K

Nachdem der Wärmestrom ϕ_{WB} an dem entsprechenden gestörten Wandausschnitt mit Hilfe von EDV-Programmen ermittelt wurde, können die Wärmebrückenverlustkoeffizienten ψ (Gleichung 5.5) und χ (Gleichung 5.6) aus dem Quotienten der Differenz des

ungestörten und gestörten Wärmestromes und der Differenz der Lufttemperaturen im Innen- und Außenbereich ermittelt werden.

$$\psi = \frac{\phi_{WB} - \phi_0}{\Theta_i - \Theta_e} \quad (5.5)$$

bzw.

$$\chi = \frac{\phi_{WB} - \phi_0}{\Theta_i - \Theta_e} \quad (5.6)$$

5.4.2 Berücksichtigung von Wärmebrücken bei Sandwichelementen

Die Berechnung des Wärmedurchgangskoeffizienten (U-Wert) von Stahlbeton-Sandwichelementen ist in der Praxis bis jetzt nur über Pauschalzuschläge geregelt. In *Willems u. Hellinger 2010* und *Willems u. Hellinger 2011* befassen sich die Verfasser mit der exakten Berechnung von U-Werten für Stahlbeton-Sandwichelemente. Sie zeigen auf, dass bei den üblichen Ansätzen im Vergleich zu FE-Berechnungen erhebliche Fehlerpotentiale bestehen. Im Gegenzug stellen Sie für ein zugelassenes Sandwichankersystem ein für die Praxis anwendbares Verfahren zur Berechnung des U-Wertes vor. Diese Untersuchungen dienen als Basis, um für das in dieser Arbeit untersuchte Dreischichtsystem mit Verbindungsmitteln in Form von Gitterträgern ein praxistaugliches Berechnungsverfahren anzugeben.

Die in der Praxis verwendeten Ansätze bergen einerseits laut *Willems u. Hellinger 2010* Fehlerpotentiale und werden andererseits missverstanden oder nutzen gänzlich unzulässige Ansätze. Willems und Hellinger beschreiben in ihren beiden Veröffentlichungen die vier in der Praxis angewandten Ansätze. In dieser Arbeit wird nur der dritte Ansatz genauer erläutert, da dieser die Problematik bei Sandwichwänden am besten veranschaulicht. Die weiteren Ansätze und deren Beurteilung können *Willems u. Hellinger 2010* entnommen werden. Die Berechnung als „homogen geschichtetes Bauteil“ nach *DIN EN ISO 6946 2008* zuzüglich eines Pauschal-Zuschlag $\Delta U_{WB} = 0,10 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{K})$ ist laut *Willems u. Hellinger 2010* vermutlich aus der Energieeinsparverordnung bzw. *DIN V 4108-6 2003* entnommen. Dort steht jedoch: „Der pauschale spezifische Wärmebrückenzuschlag auf den spezifischen Transmissionswärmeverlust H_{WB} berücksichtigt bestimmte Wärmebrückentypen wie:

- Gebäudekanten,
- bei Fenstern und Türen: Laibungen (umlaufend),
- Wand- und Deckeneinbindungen,
- Deckenaufleger,
- wärmetechnisch entkoppelte Balkonplatten.“

Somit gilt der pauschale Zuschlag lediglich für baulich konstruktive Wärmebrücken (Anschlussbereiche von Regelbauteilen). Die Sandwichanker sowie die Gitterträger sind

jedoch **systemimmanente Wärmebrücke innerhalb der Regelbauteile**. Zudem wird hervorgehoben, dass keiner der genannten Ansätze die thermische Wirkung der Plattenränder (Stoßfugen) berücksichtigt. Die Arbeiten von Willems und Hellinger unterteilen den U-Wert einer Sandwichwand in drei Anteile (siehe Tabelle 3 aus *Willems u. Hellinger 2011*). Der erste Anteil beinhaltet die Wärmeverluste über die homogenen Schichten nach Gleichung 5.1, der zweite Anteil die Verluste durch Sandwichanker nach Gleichung 5.7. Der dritte Anteil beschreibt die Verluste über die Elementränder (Fugen) und wird durch Gleichung 5.8 berücksichtigt. Somit ermittelt sich der Wärmedurchgangskoeffizient des Sandwichelementes nach Gleichung 5.9 zu.

$$\Delta U_{Ank} = \frac{\sum n_i \cdot \chi_{Ank,i}}{A_{ges}} \quad (5.7)$$

$$\Delta U_{Fugen} = \frac{\frac{1}{2} \cdot \psi_{Fugen} \cdot l_{Fugen}}{A_{ges}} \quad (5.8)$$

$$U_{SW} = U_0 + \Delta U_{Ank} + \Delta U_{Fugen} \quad (5.9)$$

Zur Bestimmung der Wärmebrückenverlustkoeffizienten χ_{Ank} und ψ_{Fugen} werden von Willems und Hellinger für jeden Ankertyp (Manschettenanker, Flachanker, Sandwichplatten-Traganker und -Verbundnadeln) und ausgewählte Fugenausbildungen FE-Berechnungen durchgeführt. Es werden die Ergebnisse in Formeln umgesetzt, um die „Berechnung des U-Wertes von Stahlbeton-Sandwichelementen“ zu ermöglichen. Weiter werden die Ergebnisse praxistauglich in Tabellenform aufgearbeitet. Der Ingenieur kann nach der statischen Bemessung der Sandwichwand anhand der ermittelten Anzahl an Sandwichanker, getrennt für alle Ankertypen, den entsprechenden Wert aus den Tabellen ablesen und mit den Gleichungen 5.6 bis 5.9 den genauen U-Wert der Sandwichwand berechnen.

5.5 Einfluss der Gitterträgern auf den U-Wert einer Sandwichwand

In eigenen Untersuchungen soll der Einfluss von Gitterträger auf den U-Wert eines dreischichtigen Wandelementes aus haufwerksporigem Leichtbeton untersucht werden. Für die Berechnungen wurde die Finiten-Element-Software ANSYS® Workbench in der Version 15.0 der Firma ANSYS Inc. verwendet. Die Eingabe der Geometrie erfolgte mit der CAD-Software AUTOCAD® der Firma Autodesk Inc. und dem DesignModeler der ANSYS®-Software. Als Analysesystem wurde die „Thermisch-stationäre Analyse“ verwendet.

Das von ANSYS® automatisch generierte Netz genügt jedoch nicht den Ansprüchen an die Gleichförmigkeit der einzelnen Elemente. Daher wird im ersten Schritt eine Elementgröße für den Beton und die Dämmung mit einer Kantenlänge von 10 mm und für

die Gitterträgerstäbe, die einen wesentlich kleineren Querschnitt besitzen, von 1 mm gewählt. Anschließend wird die Vernetzungsmethode „Hex-Dominant“ angewendet, die bewirkt, dass die Körper möglichst überall mit gleichmäßigen Hexaedern vernetzt werden, welche im Idealfall Quader sind. Um ein ausgeglichenes Verhältnis zwischen Rechenaufwand (Rechenzeit) und Ergebnisgenauigkeit zu erhalten, ist folgende Forderung nach *DIN EN ISO 10211 2008* einzuhalten: Eine „Verdopplung der Anzahl der Unterteilung ändert den berechneten Wärmestrom nicht um mehr als 1%“. Diese Elementverdopplung entspricht einer Elementgröße von 0,75 cm für Beton und Dämmung und einer Elementgröße von 0,75 mm für die Gitterträger. Die Wärmestromberechnungen ergaben einen Unterschied von 0,048%, sodass die Forderung nach *DIN EN ISO 10211 2008* eingehalten ist und die weiteren Rechnungen mit der ursprünglichen Elementgröße weitergeführt werden konnten.

In den Simulationen wurden folgende Materialien mit den dazu gehörigen Werten für die Wärmeleitfähigkeit verwendet:

Bewehrungsstahl	$\lambda_{BS} = 50,0 \text{ W/(mK)}$
Edelstahl	$\lambda_{ES} = 15,0 \text{ W/(mK)}$
Wärmedämmung	$\lambda_D = 0,028; 0,030; 0,032; 0,035; 0,040 \text{ W/(mK)}$
Haufwerksporiger Leichtbeton	$\lambda_{LAC} = 0,12; 0,14; 0,16; 0,18; 0,20; 0,22; 0,24; 0,28; 0,30; 0,35; 0,40; 0,45; 0,50; 0,55; 0,60; 0,70; 0,80 \text{ W/(mK)}$

Der Wärmestrom wird unter folgenden bauphysikalischen Randbedingungen berechnet:

Wärmeübergangswiderstand außen	$R_{se} = 0,04 \text{ m}^2\text{K/W}$
Wärmeübergangswiderstand innen	$R_{si} = 0,13 \text{ m}^2\text{K/W}$
Außentemperatur	$\Theta_a = -10\text{K}$
Innentemperatur	$\Theta_i = 20\text{K}$

Zur Berechnung wurde ein Gitterträgersegment (vgl. Abbildung 4.1) abgebildet. Die Maße des umgebenden Betons parallel zur Gitterträgerachse entsprach genau der Länge des Gitterträgersegmentes ($\ell_M = 25 \text{ cm}$). Die Breite des Betonkörpers b_M wurde im folgenden Abschnitt untersucht. Abbildung 5.7 zeigt die Geometrie des FE-Modells.

5.5.1 Untersuchung des Einflussbereiches der Gitterträger

In diesem Abschnitt wurde der Einflussbereich eines Gitterträgers untersucht und für die weiteren Berechnungen die Breite b_M festgelegt. Ein größerer Wert für b_M würde in weiteren Berechnungen nur eine Erhöhung der Rechenzeit bedeuten. Eine Beeinflussung der Gitterträger untereinander wird dadurch deutlich, dass bei gleichbleibender Geometrie (Dicke der Betonschalen und Dämmschicht) und geringer werdendem Abstand der Gitterträgern sich der Wärmebrückenverlustkoeffizient deutlich ändert. Für

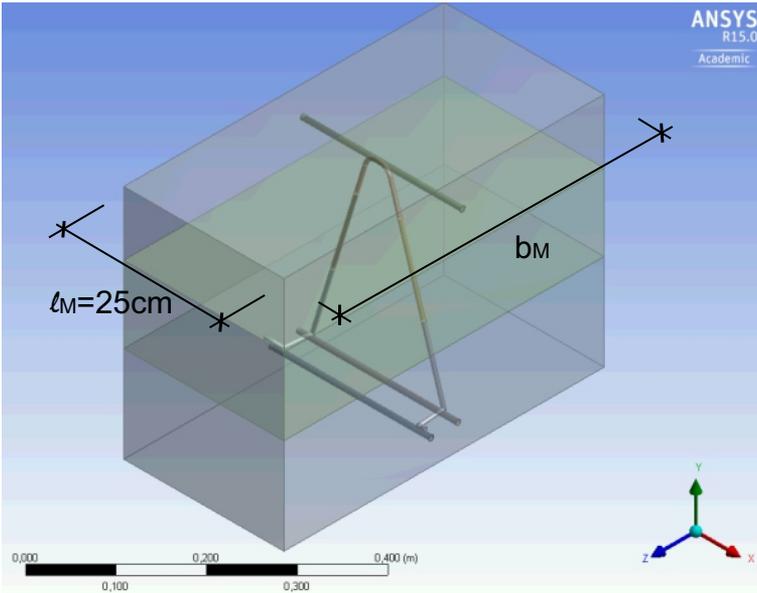


Abb. 5.7: Darstellung der Geometrie in ANSYS®

die Untersuchung wurden nicht alle oben genannten Parameter variiert. Bei der Wärmeleitfähigkeit des Betons und der Wärmedämmung wurden jeweils ein minimaler und ein maximaler Wert sowie ein Zwischenwert berechnet. Folgende Randbedingungen lagen diesen Untersuchungen zugrunde:

Dicke Außenschale (Vorsatzschale)	$d_{VS} = 0,10 \text{ m}$
Dicke Innenschale (Tragschale)	$d_{TS} = 0,10 \text{ m}$
Dicke Dämmung	$d_D = 0,12 \text{ m}$ und $0,20 \text{ m}$
Wärmeleitfähigkeit Dämmung	$\lambda_D = 0,028 \text{ W/(mK)}$, $0,034 \text{ W/(mK)}$ und $0,040 \text{ W/(mK)}$
Wärmeleitfähigkeit Beton	$\lambda_{LAC} = 0,10 \text{ W/(mK)}$, $0,45 \text{ W/(mK)}$ und $0,80 \text{ W/(mK)}$

Die Betondeckung der Gitterträger zur Grenzfläche Beton-Luft betrug bei diesen Berechnungen 2,5 cm. Der Abstand zwischen den Gitterträgern wurde in 10 cm Schritten von 20 cm auf 60 cm erhöht. Die so ermittelten Wärmebrückenverlustkoeffizienten sind in Abbildung 5.8 für eine Dämmstoffdicke von 12 cm und in Abbildung 5.9 für eine Dämmstoffdicke von 20 cm dargestellt. Die Berechnungen zeigen, dass ab einem Gitterträgerabstand von 40 cm bei allen untersuchten Geometrien kein nennenswerter Einfluss der Gitterträger untereinander besteht. Somit kann als minimaler Gitterträgerabstand, bei deren Überschreitung sich die Gitterträger untereinander nicht thermisch beeinflussen, 40 cm angesetzt werden.

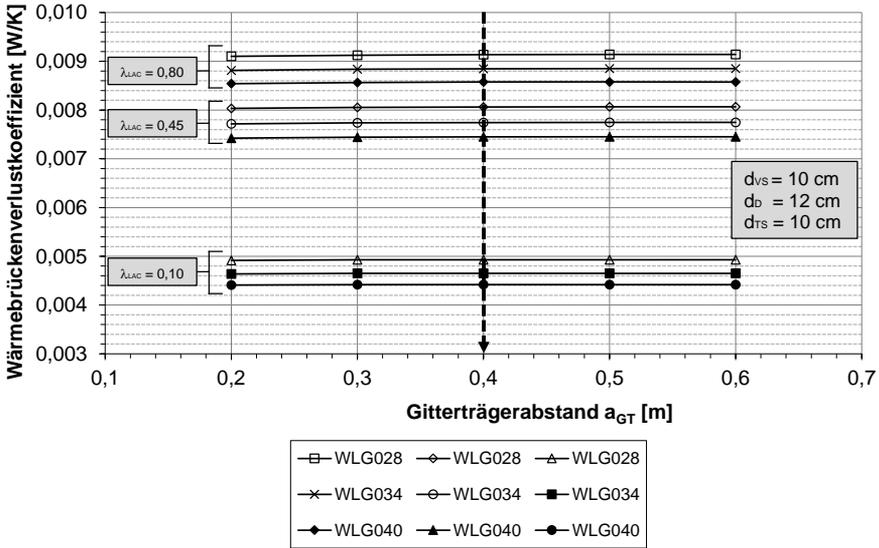


Abb. 5.8: Einfluss der Gitterträgerabstände auf den Wärmebrückenverlustkoeffizienten - Dämmschicht 12 cm

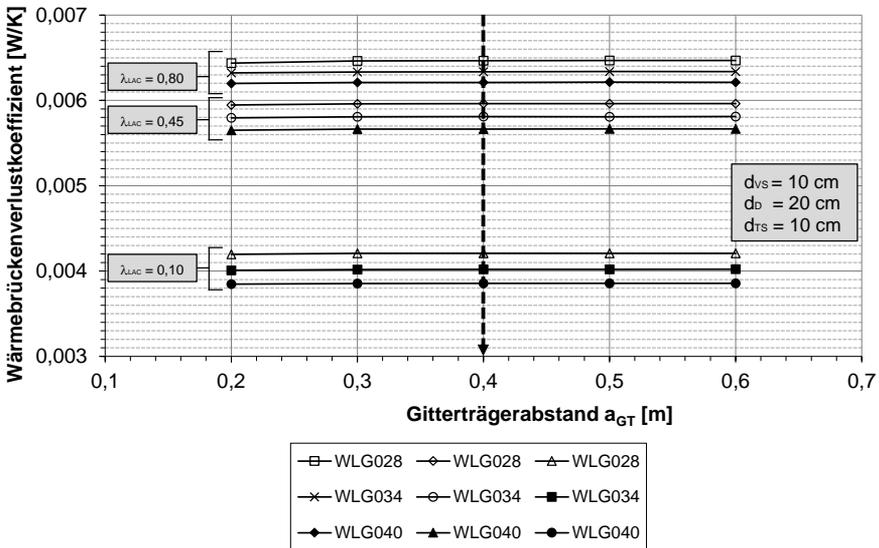


Abb. 5.9: Einfluss der Gitterträgerabstände auf den Wärmebrückenverlustkoeffizienten - Dämmschicht 20 cm

5.5.2 Untersuchung des Einflusses verschiedener Betondeckungen zur Grenzfläche Beton-Luft

Mit den gleichen Randbedingungen wie in Abschnitt 5.5.1 wurde der Einfluss der Betondeckung c zur Grenzfläche Beton-Luft untersucht (vgl. Abbildung 5.10). Dazu wurde zusätzlich zu den oben genannten Parametern die Betondeckung variiert und daraus resultierend auch die Gitterträgerhöhe. Die Betondeckungen zur Grenzfläche Beton-Luft betrug in diesen Berechnungen 2,5 cm, 3,5 cm und 4,5 cm. Diese Werte wurden hinsichtlich der Angaben aus *DIN EN 1520 2011* für die am häufigsten verwendeten Betondeckungen gewählt.

Die Gitterträger können als linienförmige Wärmebrücke ansehen werden. Jedoch durchstoßen die Diagonalen die Dämmschicht punktförmig. Wie bereits erläutert, werden die Untersuchungen an einem Gitterträgersegment durchgeführt. Der Wärmebrückenverlustkoeffizient wird im Folgenden mit ψ_{GT} bezeichnet. Zur Auswertung wurde für alle 54 Kombinationen der Wärmestrom des gestörten und des ungestörten Querschnittes ermittelt, um daraus den Wärmebrückenverlustkoeffizienten zu bestimmen. Mit der Annahme eines Abstandes der Gitterträger von 50 cm (2 Gitterträger pro Meter) wurde anschließend der U-Wert der Sandwichwand berechnet. Damit wurden die Verhältnisse und somit die prozentualen Abweichungen des Wärmebrückenverlustkoeffizienten und des U-Wertes des Sandwichquerschnittes, bezüglich des Referenzwertes, mit 3,5 cm Betondeckung ermittelt. In Tabelle 5.4 werden für beide Dämmstoffdicken die Kombinationen mit den maximalen Abweichungen aufgezeigt. Die Werte des Wärmebrückenverlustkoeffizienten liegen maximal bei 0,95 (max. Abweichung von 5%) und bei einem U-Wert des Sandwichquerschnittes von 0,996 (max. Abweichung von 0,4%) mit einer Dämmstoffdicke von 12 cm. Die Auswirkungen der verschiedenen Betondeckungen auf den U-Wert U_{SW} sind somit vernachlässigbar gering. Hinzu kommt, dass in der Praxis der U-Wert meist auf zwei Nachkommastellen gerundet wird (siehe auch Anlage 1, Tabelle1 und Anlage 2, Tabelle 1 in *ENEV 2014*).

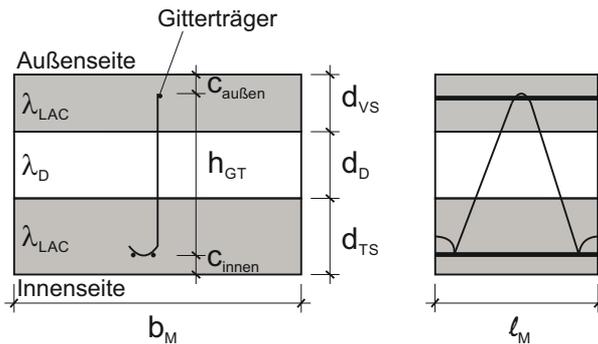


Abb. 5.10: Querschnitt für FEM-Berechnung

Tab. 5.4: Auswertung der Ergebnisse zur Untersuchung des Einflusses der Betondeckung

Geometrie			Wärmeleitfähigkeiten		Betondeckung	Wärmebrückenverlustkoeffizient	Wärmedurchgangskoeffizient	Verhältnis	Verhältnis
d_{VS} [m]	d_D [m]	d_{TS} [m]	λ_{LAC} [W/(mK)]	λ_D [W/(mK)]	c [cm]	χ_{GT} [W/K]	U_{SW} [W/(m²K)]	$\chi_{GT} / \chi_{GT,3,5}$ [-]	$U_{SW} / U_{SW,3,5}$ [-]
0,10	0,20	0,10	0,10	0,040	2,5	0,001821	0,15	0,971	0,997
					3,5	0,001875	0,15	1,000	1,000
					4,5	0,001929	0,15	1,029	1,003
0,10	0,12	0,10	0,10	0,040	2,5	0,002005	0,21	0,950	0,996
					3,5	0,002110	0,21	1,000	1,000
					4,5	0,002211	0,21	1,048	1,004

5.5.3 Berechnungen von Wärmebrückenverlustkoeffizienten zur Erstellung eines praxistauglichen Berechnungsverfahrens

Ziel der bauphysikalischen Untersuchung ist es, für eine Vielzahl von Sandwichquerschnitten mit Gitterträgern als Verbindungsmittel der beiden Betonschalen U-Werte anzugeben. Dafür wurde in diesem Abschnitt eine Parameterstudie durchgeführt, welche auf den Ergebnissen aus den Abschnitten 5.5.1 und 5.5.2 beruht. Anhand dieser Studie werden weitere Parameter untersucht, welche notwendig sind, um ein praxistaugliches Berechnungsverfahren erstellen zu können. Die Berechnungen wurden am Modell das in Abbildung 5.7 dargestellt ist, durchgeführt. Die Breite des Modells wurde für die gesamte Untersuchung zu $b_M = 50$ cm festgelegt. Die Betondeckung wurde zu $c = 3,5$ cm bestimmt. Die untersuchten Parameter sind in Tabelle 5.5 angegeben. Um den Einfluss einzelner Parameter zu untersuchen, werden jeweils der Quotient aus dem U-Wert mit Gitterträger U_{SW} und dem U-Wert U_0 des ungestörten Querschnittes ermittelt. Die Parameterstudie beinhaltet über 3500 Berechnungen. Zur Erläuterung der Ergebnisse wird in den folgenden Diagrammen nur eine Auswahl verwendet. Es werden folgende Parameter und deren bauphysikalischer Einfluss betrachtet:

- Dicke der Wärmedämmung d_D (Abbildung 5.11)
- Wärmeleitfähigkeit der Dämmung λ_D (Abbildung 5.12)
- Wärmeleitfähigkeit des Betons λ_{LAC} (Abbildung 5.13)
- Abstand der Gitterträger a_{GT} (Abbildung 5.14)
- Dicke des Betons d_{LAC} (Abbildung 5.15)

Tab. 5.5: Parameterstudie - Bestimmung der Wärmebrückenverlustkoeffizienten - Teil 1

Dicke der Tragschale	Dicke der Dämmung	Dicke der Vorsatzschale	Betondeckung außen	Betondeckung innen	Wärmeleitfähigkeit Dämmung	Wärmeleitfähigkeit Beton
d_{TS} [m]	d_D [m]	d_{VS} [m]	$c_{außen}$ [cm]	c_{innen} [cm]	λ_D [W/(mK)]	λ_{LAC} [W/(mK)]
0,10	0,12...0,24 ¹⁾	0,10	3,5	3,5	0,028...0,040 ²⁾	0,12...0,80 ³⁾
0,12		0,10				
0,15		0,10				
0,15		0,12				
0,15		0,15				

¹⁾ 0,12; 0,14; 0,16; 0,18; 0,20; 0,22; 0,24m
²⁾ 0,028; 0,030; 0,032; 0,035; 0,040 W/(mK)
³⁾ 0,12; 0,14; 0,16; 0,18; 0,20; 0,22; 0,24; 0,28; 0,30; 0,35; 0,40; 0,45; 0,50; 0,55; 0,60; 0,70; 0,80 W/(mK)

Außer bei Abbildung 5.14 ist den berechneten U-Werten ein Gitterträgerabstand von $a_{GT} = 50$ cm zu Grunde gelegt. Es werden jeweils auf der linken y-Achse die Wärmebrückenverlustkoeffizienten und auf der rechten y-Achse die Verhältniswerte $U_{SW;0,50}/U_0$ bzw. U_{SW}/U_0 (Abbildung 5.14) aufgetragen. Aus den Diagrammen können folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

Dicke der Dämmung

- Je größer die Dämmstoffdicke, desto geringer der Wärmebrückenverlustkoeffizient.
- Die Dicke des Dämmstoffes hat einen Einfluss auf das Verhältnis U_{SW}/U_0 .

Wärmeleitfähigkeit der Dämmschicht

- Je größer die Wärmeleitfähigkeit der Dämmung, desto geringer ist der Wärmebrückenverlustkoeffizient.
- Die Wärmeleitfähigkeit des Dämmstoffes hat einen Einfluss auf das Verhältnis U_{SW}/U_0 .

Wärmeleitfähigkeit des Betons

- Je größer die Wärmeleitfähigkeit des Betons, desto größer ist der Wärmebrückenverlustkoeffizient.
- Die Wärmeleitfähigkeit des Betons hat einen Einfluss auf das Verhältnis U_{SW}/U_0 .

Abstand der Gitterträger

- Je größer der Abstand der Gitterträger, desto größer ist der Einfluss auf den U-Wert.
- Der Abstand der Gitterträger hat einen Einfluss auf das Verhältnis U_{SW}/U_0 .

Dicke des Betons

- Je größer die Dicke des Betons, desto geringer ist der Wärmebrückenverlustkoeffizient.
- Der Einfluss der Dicke des Betons auf das Verhältnis U_{SW}/U_0 ist vernachlässigbar klein.

Nach diesen Erkenntnissen wurde die Parameterstudie erweitert (siehe Tabelle 5.6). Es wurden Tragschalendicken von 0,18 m und 0,20 m ergänzt. Außerdem wurden für die Abmessungen $d_{VS} = 0,10$ m und $d_D = 0,12$ m, für die Tragschalendicken $d_{TS} = 0,15, 0,18$ und $0,20$ m die Gitterträgerhöhe zu $h_{GT} = 230$ mm festgelegt (siehe Tabelle 5.6). Die Betondeckung betrug nur in der Vorsatzschale $c_{VS} = 3,5$ cm. Die resultierenden Betondeckungen in der Tragschale sind in Tabelle 5.6 enthalten. Wie schon bei der Auswertung der Betondeckung in Tabelle 5.4 werden in Tabelle 5.7 Verhältniswerte gebildet, um den Einfluss auf den Wärmebrückenverlustkoeffizient und den U-Wert zu beurteilen. Es wird für jede Tragschalendicke nur die Kombination mit den größten Abweichungen in Tabelle 5.7 aufgeführt. Wie der Tabelle zu entnehmen ist, sind die maximalen Abweichungen beim U-Wert mit 1,3% sehr gering. Bei Rundung der Werte für den U-Wert auf zwei Stellen hinter dem Komma, hat der untersuchte Parameter keinen Einfluss und kann somit vernachlässigt werden.

5.5 Einfluss der Gitterträger auf den U-Wert einer Sandwichwand

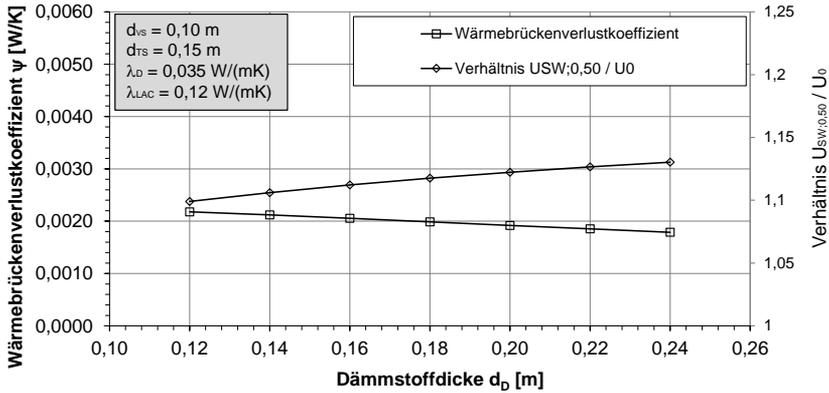


Abb. 5.11: Darstellung des Einflusses der Dämmstoffdicke

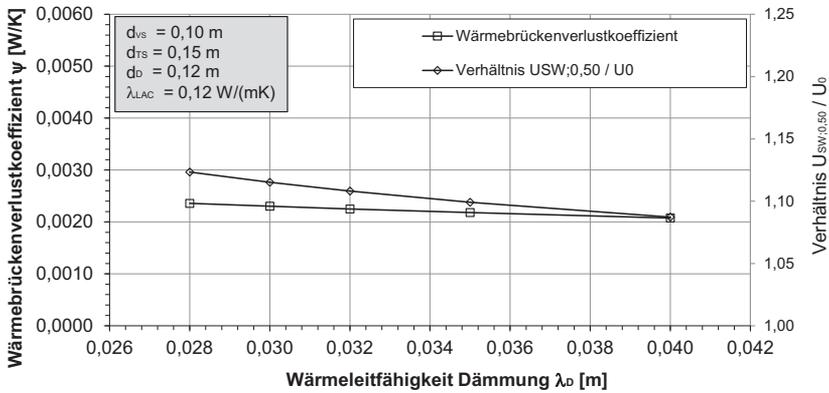


Abb. 5.12: Darstellung des Einflusses der Wärmeleitfähigkeit der Dämmung

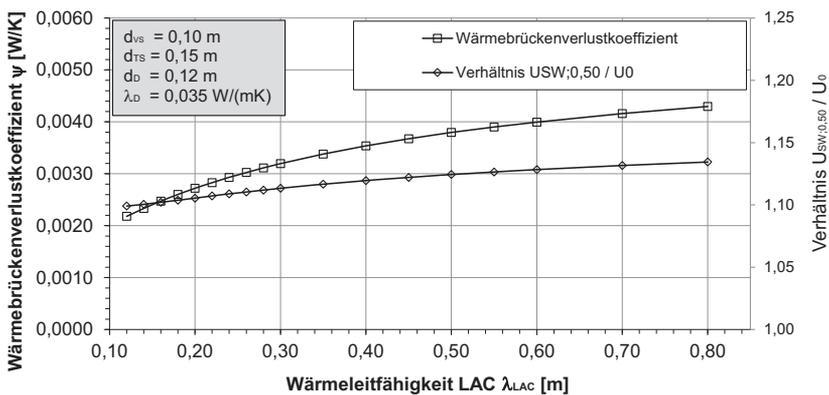


Abb. 5.13: Darstellung des Einflusses der Wärmeleitfähigkeit des Betons

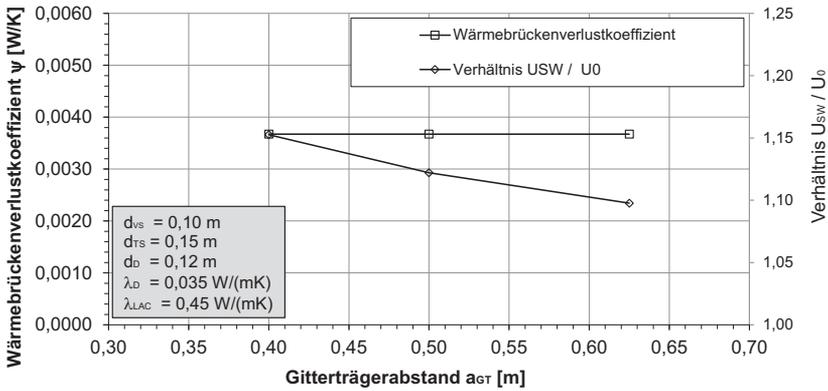


Abb. 5.14: Darstellung des Einflusses des Abstandes der Gitterträger

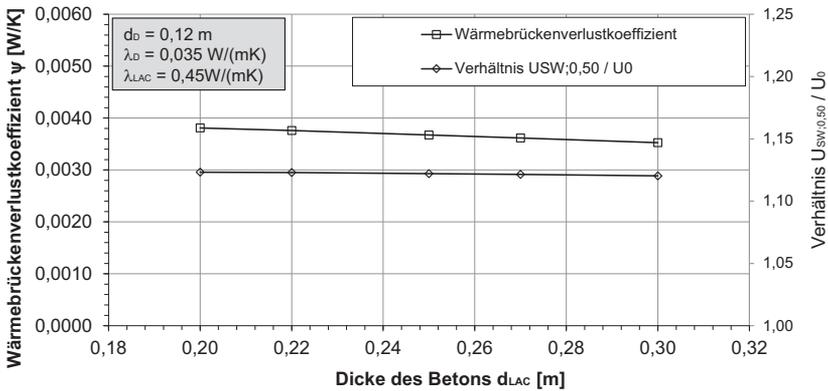


Abb. 5.15: Darstellung des Einflusses der Dicke des Betons

Tab. 5.6: Versuchsprogramm - Bestimmung der Wärmebrückenverlustkoeffizienten - Teil 2

Dicke der Tragschale d_{TS} [m]	Dicke der Dämmung d_D [m]	Dicke der Vorsatzschale d_{vs} [m]	Betondeckung außen $c_{außen}$ [cm]	Betondeckung innen c_{innen} [cm]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]
0,18	0,12	0,10	3,5	3,5	0,028...0,040 ¹⁾	0,12...0,80 ²⁾
0,20				3,5		
0,15				10,5		
0,18				13,5		
0,20				15,5		

¹⁾ 0,028; 0,030; 0,032; 0,035; 0,040 W/(mK)

²⁾ 0,12; 0,14; 0,16; 0,18; 0,20; 0,22; 0,24; 0,28; 0,30; 0,35; 0,40; 0,45; 0,50; 0,55; 0,60; 0,70; 0,80 W/(mK)

Tab. 5.7: Auswertung der Ergebnisse zur Untersuchung des Einflusses der Gitterträgerhöhe

Geometrie			Wärmeleitfähigkeiten		Beton- deckung außen	Beton- deckung innen	Wärmebrücken- verlust- koeffizient	Wärmedurch- gangs- koeffizient	Verhältnis $\chi_{GT} / \chi_{GT;3,5}$	Verhältnis $U_{SW} / U_{SW;3,5}$
d_{VS} [m]	d_D [m]	d_{TS} [m]	λ_{LAC} [W/(mK)]	λ_D [W/(mK)]	$c_{\text{außen}}$ [cm]	c_{innen}	χ_{GT} [W/K]	U_{SW} [W/(m²K)]	[-]	[-]
0,15	0,12	0,10	0,12	0,040	3,5	3,5	0,002075	0,207	1,000	1,000
					3,5	10,5	0,001844	0,205	0,889	0,991
0,18	0,12	0,10	0,12	0,040	3,5	3,5	0,001960	0,197	1,000	1,000
					3,5	13,5	0,001676	0,195	0,855	0,988
0,20	0,12	0,10	0,12	0,040	3,5	3,5	0,001889	0,191	1,000	1,000
					3,5	15,5	0,001575	0,189	0,834	0,987

Abschließend wurde untersucht, wie das Material der Ober- und Untergurte des Gitterträgers die Ergebnisse des Wärmebrückenverlustkoeffizient und U-Werts beeinflusst. Anstelle von schwarzem Stahl wurden die Ober- und Untergurte aus Edelstahl angenommen. Analog nach der Auswertung oben, werden nur die maßgebenden Kombinationen tabellarisch dargestellt (Tabelle 5.8). Anhand der angegebenen Werte ist zu erkennen, dass der Einfluss vernachlässigbar ist. Dies ist damit zu erklären, dass nur die Diagonalen den Wandquerschnitt in Wärmestromrichtung durchdringen. Die Ober- und Untergurte stehen senkrecht zur Wärmestromrichtung und haben somit einen geringen Anteil an der Wärmeleitung.

Tab. 5.8: Auswertung der Ergebnisse zur Untersuchung des Einflusses des Materials von Ober- und Untergurt

Geometrie			Wärmeleitfähigkeiten		Material Ober- und Untergurt	Wärmebrücken- verlust- koeffizient	Wärmedurch- gangs- koeffizient	Verhältnis $\Psi_{GT} /$ $\Psi_{GT;schw.Stahl}$	Verhältnis $U_{SW} /$ $U_{SW;schw.Stahl}$
d_{VS} [m]	d_D [m]	d_{TS} [m]	λ_{LAC} [W/(mK)]	λ_D [W/(mK)]		Ψ_{GT} [W/K]	U_{SW} [W/(m²K)]	[-]	[-]
0,10	0,24	0,15	1,20	0,028	schw. Stahl	0,002901	0,1233	1,0000	1,00000
					Edelstahl	0,002899	0,1233	0,9995	0,99996
0,10	0,24	0,15	0,12	0,040	schw. Stahl	0,001724	0,1281	1,0000	1,00000
					Edelstahl	0,001710	0,1280	0,9917	0,99955
0,10	0,12	0,15	1,20	0,028	schw. Stahl	0,004842	0,2338	1,0000	1,00000
					Edelstahl	0,004837	0,2338	0,9988	0,99990
0,10	0,12	0,15	0,12	0,040	schw. Stahl	0,002075	0,1987	1,0000	1,00000
					Edelstahl	0,002044	0,1985	0,9852	0,99938

5.5.4 Berechnungsmodell zur Bestimmung des U-Wertes von dreischichtigen Sandwichelementen aus haufwerksporigem Leichtbeton und Gitterträgern als Verbindungsmittel

In diesem Abschnitt wird ein Berechnungsmodell vorgestellt, welches es ermöglicht, bei bestimmten Randbedingungen den präzisen U-Wert einer Sandwichwand mit Betonschichten aus haufwerksporigem Leichtbeton, einer dazwischenliegenden Schicht aus Dämmstoff und Gitterträgern als Verbindungsmittel zu berechnen. Das Modell ist so aufgebaut, dass zunächst mit Hilfe einer Handrechnung der U-Wert des „ungestörten“ Querschnittes U_0 nach Gleichung 5.1 ermittelt wird. Anschließend wird dieser Wert mit dem Erhöhungsfaktor f_i multipliziert, welcher aus Tabellen abgelesen werden kann.

Der Index i steht für den Abstand der Gitterträger a_{GT} . Der Erhöhungsfaktor f_i bestimmt sich wie folgt:

$$f_i = 1 + \frac{\frac{\psi_{GT}}{0,25m \cdot a_{GT}}}{U_0} \quad (5.10)$$

mit

ψ_{GT}	linienförmiger Wärmebrückenverlustkoeffizient von Gitterträgern in W/K
a_{GT}	Abstand der Gitterträger in m
U_0	ungestörter Wärmedurchgangskoeffizient in $W/(m^2K)$

Der U-Wert der Sandwichwand ermittelt sich dann nach folgender Gleichung:

$$U_{SW} = U_0 \cdot f_i \quad (5.11)$$

Der Erhöhungsfaktor wurde für alle Kombinationen berechnet. Die knapp 4000 Einzelwerte können mit den oben gewonnenen Erkenntnissen reduziert werden. Die Beobachtung, dass der Einfluss der Dicke des Beton auf den U-Wert zu vernachlässigen ist, reduziert die knapp 4000-Werte auf ca. 700. An einem Beispiel soll die Ermittlung des f_i -Wertes gezeigt werden. Folgende Randbedingungen liegen dem Beispiel zu Grunde:

Dicke Wärmedämmung	$d_{WD} = 0,12 \text{ m}$
Wärmeleitfähigkeit Wärmedämmung	$\lambda_{WD} = 0,035 \text{ W/(mK)}$
Dicke Beton	$d_{LAC} = 0,22 \text{ m}$
Wärmeleitfähigkeit Beton	$\lambda_{LAC} = 0,30 \text{ W/(mK)}$

Der Wärmestrom des ungestörten Querschnittes berechnet sich zu:

$$\begin{aligned} \Phi_{ungest.} &= \frac{1}{R_{si} + \sum \frac{d_j}{\lambda_j} + R_{se}} \cdot A \cdot \Delta T \\ &= \frac{1}{0,04 \text{ m}^2\text{K/W} + \frac{0,12 \text{ m}}{0,035 \text{ W/(mK)}} + \frac{0,22 \text{ m}}{0,30 \text{ W/(mK)}} + 0,13 \text{ m}^2\text{K/W}} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 0,50 \text{ m} \cdot 30 \text{ K} \\ &= 0,8657 \text{ W} \end{aligned}$$

Aus der FE-Berechnung ermittelt sich der Wärmestrom des gestörten Querschnittes zu:

$$\Phi_{gest.} = 0,96482 \text{ W}$$

Somit kann der Wärmebrückenverlustkoeffizient berechnet werden zu:

$$\begin{aligned}\chi_{GT} &= \frac{\phi_{gest.} - \phi_{ungest.}}{\Theta_i - \Theta_e} \\ &= \frac{0,96482 \text{ W} - 0,8657 \text{ W}}{20 \text{ K} - (-10 \text{ K})} \\ &= 0,003304 \text{ W/K}\end{aligned}$$

Der U-Wert der ungestörten Sandwichwand berechnet sich zu:

$$\begin{aligned}U_0 &= \frac{1}{R_{si} + \sum \frac{d_j}{\lambda_j} + R_{se}} \\ &= \frac{1}{0,04 \text{ m}^2\text{K/W} + \frac{0,12 \text{ m}}{0,035 \text{ W/(mK)}} + \frac{0,22 \text{ m}}{0,30 \text{ W/(mK)}} + 0,13 \text{ m}^2\text{K/W}} \\ &= 0,2308 \text{ W/m}^2\text{K}\end{aligned}$$

Die Werte für den Erhöhungsfaktor f_i können somit wie folgt ermittelt werden (vgl. Tabelle E.4):

$$f_{0,40} = 1 + \frac{\frac{0,003304 \text{ W/K}}{0,25 \text{ m} \cdot 0,40 \text{ m}}}{0,2308 \text{ W/m}^2\text{K}} = 1,14 \quad (5.12)$$

$$f_{0,50} = 1 + \frac{\frac{0,003304 \text{ W/K}}{0,25 \text{ m} \cdot 0,50 \text{ m}}}{0,2308 \text{ W/m}^2\text{K}} = 1,11 \quad (5.13)$$

$$f_{0,625} = 1 + \frac{\frac{0,003304 \text{ W/K}}{0,25 \text{ m} \cdot 0,625 \text{ m}}}{0,2308 \text{ W/m}^2\text{K}} = 1,09 \quad (5.14)$$

Durch die Zusammenfassung gleicher Faktoren können die Werte in den Tabellen weiter reduziert werden. Die erstellten Tabellen sind im Anhang E, Tabelle E.1 bis E.35 abgedruckt. Es können die Erhöhungsfaktoren ($f_{0,40}$, $f_{0,50}$, $f_{0,625}$) für Gitterträgerabstände von 40, 50 und 62,5 cm entnommen werden. Die Tabellen gelten für folgende Randbedingungen:

- Betondeckung in der Vorsatzschale $c_{ausseren} = 2,5$ bis $4,5$ cm,
- Betondeckung in der Tragschale $c_{innen} > 2,5$ cm in Richtung Dämmschicht,
- Diagonalen der Gitterträger aus Edelstahl,
- Ober- und Untergurt der Gitterträger aus schwarzem Stahl oder Edelstahl,
- Gitterträger mit einem Knotenabstand von 25 cm (siehe Abbildung 4.1),
- Gesamtdicke des Beton zwischen 20 und 30 cm,
- Dicken der Vorsatzschale zwischen 8 und 15 cm.

Bevor die Ergebnisse im folgenden Abschnitt an zwei Beispielen angewandt werden, wird an dem Querschnitt mit WLG035-Dämmung aus Abbildung 5.6 gezeigt, wie sich die Erhöhung des U-Wertes auf die Einhaltung des Wertes der Energieeinsparverordnung auswirkt. Abbildung 5.16 zeigt den Einfluss bei einem Sandwichquerschnitt mit einer Gesamtdicke des Betons von 28 cm, einer Dämmstoffdicke von 12 cm und Wärmeleitgruppe 035. Ohne Berücksichtigung der Gitterträger wurde bis zu $\lambda_{LAC} = 0,45 \text{ W}/(\text{mK})$ der Grenzwert von $U = 0,24 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ eingehalten. Nach Berücksichtigung der Gitterträger ist dies nur noch bis zu einer Wärmeleitfähigkeit des Betons von $0,26 \text{ W}/(\text{mK})$ möglich.

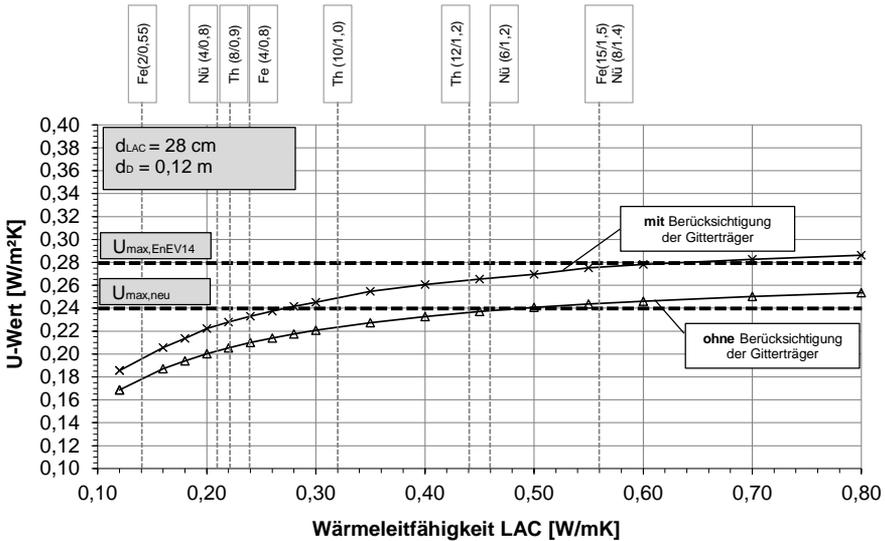


Abb. 5.16: Darstellung Einfluss der Gitterträger auf den U-Wert

5.5.5 Beispielrechnung

An zwei Beispielen soll verdeutlicht werden, welchen Einfluss die Berücksichtigung des Gitterträgers in einer Sandwichwand hinsichtlich seiner Wärmebrückenwirkung auf den Transmissionswärmeverlust eines Einfamilienhauses und eines Gewerbegebäudes hat. Es wird dabei von folgenden Querschnitts- und Materialwerten ausgegangen:

Dicke Außenschale (Vorsatzschale)	$d_{VS} = 0,10 \text{ m}$
Dicke Dämmung	$d_D = 0,12 \text{ m}$
Dicke Innenschale (Tragschale)	$d_{TS} = 0,18 \text{ m}$
Wärmeleitfähigkeit Beton	$\lambda_{LAC} = 0,30 \text{ W}/(\text{mK})$
Wärmeleitfähigkeit Dämmung	$\lambda_D = 0,035 \text{ W}/(\text{mK})$
Gitterträgerabstand	$a_{GT} = 0,50 \text{ m}$

Aufgrund der genannten Querschnitts- und Materialwerte kann der Erhöhungsfaktor aus Tabellen E.4 (siehe graue Markierungen) zu $f_{0,50} = 1,11$ abgelesen werden. Bei der

Berücksichtigung der Wärmebrücken wird davon ausgegangen, dass die Ausführung gemäß *DIN 4108 Beiblatt 2 2006* erfolgt. Somit kann ΔU_{WB} in Gleichung 5.2 mit 0,05 angenommen werden.

Beispiel Einfamilienhaus

Der Grundriss des Einfamilienhauses hat die Abmessungen 9 m x 10 m. Das Gebäude hat zwei Geschosse von jeweils 2,80 m Höhe. Die U-Werte für die oberste Geschossdecke und die Kellerdecke werden zu $0,26 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ angenommen. Der Anteil der Fensterfläche wird mit 15% festgelegt. Die Ergebnisse der Berechnung der Transmissionswärmeverluste über die wärmeübertragende Umfassungsfläche sind in Tabelle 5.9 dargestellt. Durch die Erhöhung des U-Wertes der Sandwichwand erhöht sich der Transmissionswärmeverlust um $3,62 \text{ W}/\text{K}$ ($\hat{=} 2,74 \%$).

Beispiel Gewerbegebäude

Der Grundriss des Gewerbegebäudes hat die Abmessungen 40 m x 60 m. Die Raumhöhe beträgt 3,50 m. Der U-Wert des Flachdaches wird zu $0,26 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ und der U-Wert der Bodenplatte zu $3,70 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ festgelegt. Die Ergebnisse der Berechnung der Transmissionswärmeverluste über die wärmeübertragende Umfassungsfläche sind in Tabelle 5.10 dargestellt. Durch die Erhöhung des U-Wertes der Sandwichwand erhöht sich der Transmissionswärmeverlust um $13,0 \text{ W}/\text{K}$ ($\hat{=} 0,21 \%$).

Die unterschiedlichen Abweichungen sind dadurch zu erklären, dass der prozentuale Anteil der Sandwichwand an der gesamten wärmeübertragende Umfassungsfläche bei den Einfamilienhaus bei 54% liegt. Bei dem Gewerbegebäude liegt der Anteil, aufgrund der großen Dach- und Bodenfläche im Verhältnis zur niedrigen Raumhöhe, bei lediglich 13%. Die Erhöhung des U-Wertes der Wandkonstruktion bei dem Gewerbegebäude hat somit einen geringeren Einfluss auf den Transmissionswärmeverlust des Gebäudes als beim Einfamilienhaus.

Tab. 5.9: Berechnung des Transmissionswärmeverlustes des Beispielgebäudes (Einfamilienhaus)

Bemessungsbeispiel Einfamilienhaus				
Bauteil	Abminderungsfaktor F_{xi} [-]	U-Wert [W/(m ² K)]	Fläche (Außenmaße) [m ²]	Verluste [W/K]
Berechnung ohne Berücksichtigung der Gitterträger				
Oberste Geschossdecke zu unbeheiztem Speicher	0,8	0,26	90,0	18,72
Kellerdecke zu unbeheiztem Keller	0,5	0,26	90,0	11,70
Außenwand (dreischichtige Wand ohne Berücksichtigung der Gitterträger)	1,0	0,22	181,0	39,82
Fensterfläche	1,0	1,50	31,8	47,70
Wärmebrücken 0,05 x A	-	0,05	212,8	10,64
Summe				128,58
Berechnung mit Berücksichtigung der Gitterträger				
Oberste Geschossdecke zu unbeheiztem Speicher	0,8	0,26	90,0	18,72
Kellerdecke zu unbeheiztem Keller	0,5	0,26	90,0	11,70
Außenwand (dreischichtige Wand mit Berücksichtigung der Gitterträger)	1,0	0,24	181,0	43,44
Fensterfläche	1,0	1,50	31,8	47,70
Wärmebrücken 0,05 x A	-	0,05	212,8	10,64
Summe				132,20
Abweichung				3,62
Prozentuale Abweichung				2,74%

Tab. 5.10: Berechnung des Transmissionswärmeverlustes des Beispielgebäudes (Gewerbegebäude)

Bemessungsbeispiel Gewerbehalle				
Bauteil	Abminderungsfaktor F_{xi} [-]	U-Wert [W/(m ² K)]	Fläche (Außenmaße) [m ²]	Verluste [W/K]
Berechnung ohne Berücksichtigung der Gitterträger				
Flachdach	1,0	0,24	2400,0	576,00
Bodenplatte zum Erdreich	0,6	3,70	2400,0	5328,00
Außenwand (dreischichtige Wand ohne Berücksichtigung der Gitterträger)	1,0	0,22	650,0	143,00
Fensterfläche	1,0	1,50	50,0	75,00
Wärmebrücken 0,05 x A	-	0,05	700,0	35,00
Summe				6157,00
Berechnung mit Berücksichtigung der Gitterträger				
Flachdach	1,0	0,24	2400,0	576,00
Bodenplatte zum Erdreich	0,6	3,70	2400,0	5328,00
Außenwand (dreischichtige Wand ohne Berücksichtigung der Gitterträger)	1,0	0,24	650,0	156,00
Fensterfläche	1,0	1,50	50,0	75,00
Wärmebrücken 0,05 x A	-	0,05	700,0	35,00
Summe				6170,00
Abweichung				13,00
Prozentuale Abweichung				0,21%

6 Eigene Experimentelle Untersuchungen

Wie in Abschnitt 4.2 bereits erläutert, werden für die Verbindung der beiden LAC-Schalen Gitterträger vom Typ SE2 verwendet. Abbildung 4.1 zeigt die Geometrie und die Abmessungsgrenzen für die Gitterträgertypen SE und SE2. Zur Durchführung der Versuche werden Gitterträger des Typs SE2B verwendet. Ober- und Untergurt haben einen Durchmesser von 8 mm, die Diagonalen von 6 mm. Der Knotenabstand am Obergurt wurde zu 25 cm gewählt. Da der Knotenabstand immer gleich bleibt, ändert sich bei einer Variation der Gitterträgerhöhe die Neigung der Gitterträgerdiagonalen. Für weitere Beschreibungen wird, wie in Abbildung 4.1 gezeigt, der Bereich zwischen zwei Knoten des Untergurtes als "ein Gitterträgersegment" bezeichnet.

Die verschiedenen Versuchsreihen wurden mit Abkürzungen versehen, welche sich auch in den Versuchsbezeichnungen wiederfinden. Tabelle 6.1 zeigt eine Übersicht über die verwendeten Abkürzungen. In den folgenden Abschnitten werden für die einzelnen Versuchstypen der Versuchsaufbau, die Versuchsdurchführung sowie die Versuchsergebnisse erläutert.

Tab. 6.1: Übersicht und Abkürzungen der durchgeführten Versuchsreihen

Zeichen	Beschreibung
4PB	4-Punkt-Biegeversuch an LAC-Platten
A	Auszug an Gitterträgern
S	Scherversuch an Wandausschnitten
B	Biegeversuch an Sandwichwandstreifen

6.1 Versuche zur Biegetragfähigkeit von bewehrten Platten

6.1.1 Versuchsprogramm

Der Verbund zwischen Beton und Bewehrung reicht bei einem haufwerksporigen Leichtbeton nicht aus, die Bewehrung im Beton zu verankern. Genauso wie sich die Zuschlagskörner nur punktuell berühren, ist auch nur ein punktueller Kontakt zwischen Beton und Bewehrung vorhanden. Daher kann auch durch Verwendung von gerippten Betonstahl keine nennenswerte Verbesserung des Verbundes zwischen Bewehrung und Beton erreicht werden. In *Hegger u. Roeser 2004* steht dazu „...da das Tragverhalten im wesentlichen einem unterspannten Bogen entspricht und somit die volle Zugkraft der Bewehrung am Haken verankert werden muss“. Deshalb werden in *DIN EN 1520 2011* Verankerungen mit Endhaken oder angeschweißten Querstäben gefordert.

Die Verankerung mit Endhaken wurde früher auch verwendet, um den glatten Bewehrungsstahl im Normalbeton zu verankern.

Da es zu der Thematik Bewehrungsverankerung in LAC kaum veröffentlichte Versuche oder Forschungsarbeiten gibt, wurden zum besseren Verständnis 4-Punkt-Biegeversuche an LAC-Platten durchgeführt. Die Versuche sollen zu einem besseren Verständnis hinsichtlich der Wirkung von Bewehrung mit Endhaken führen. Die Bewehrung der Betonplatten wurde dabei auf drei verschiedene Arten ausgeführt:

- Gerader Betonstahl ohne Endverankerung mit Verbund zwischen Bewehrung und Beton,
- Betonstahl mit Endhaken ohne Verbund zwischen Bewehrungsseisen und Beton,
- Betonstahl mit Endhaken und mit Verbund.

Die Bezeichnung *mit Verbund* und *ohne Verbund* muss hier relativiert werden. Bei den Versuchskörpern *ohne Verbund* wurden über die Bewehrungsseisen Kunststoffrohre gezogen, um jeglichen Kontakt zwischen Beton und Bewehrungsseisen zu verhindern. Die Bewehrungsseisen mit Verbund wurden wie üblich in den Beton eingelegt. In Tabelle 6.2 wird das durchgeführte Versuchsprogramm dargestellt. Von jeder Versuchsserie wurden drei Versuche durchgeführt.

Tab. 6.2: Versuchsmatrix der 4-Punkt-Biegeversuche (4PB)

Versuchs- serie	Versuchskörper- bezeichnung	Platten- dicke d [mm]	Platten- breite b [mm]	Stütz- weite L _F [mm]	Beton	Endver- ankerung	Verbund
1	4PB-0-1	100	1000	1900	LAC 8	NEIN	JA
2	4PB-1-0	100	1000	1900	LAC 8	JA	NEIN
3	4PB-1-1	100	1000	1900	LAC 8	JA	JA

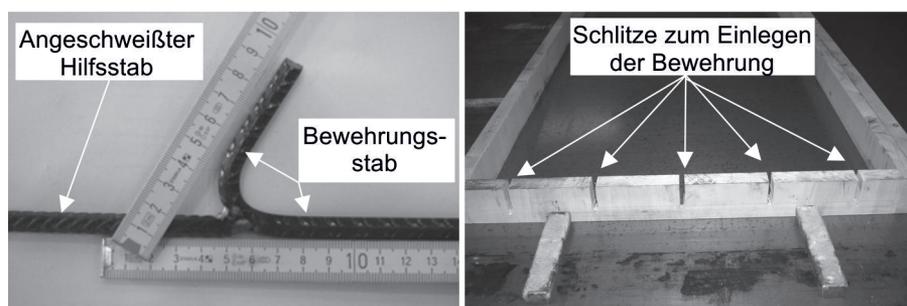
Erläuterung zur Versuchskörperbezeichnung
 4PB-(X)-(Y)
 (X): 1=Endverankerung, 0=Keine Endverankerung
 (Y): 1=Verbund, 0=Kein Verbund

6.1.2 Geometrie und Herstellung der Versuchskörper

Zur Versuchsdurchführung wurden Leichtbetonplatten mit den Abmessungen L/B/D = 2,20 m/1,00 m/0,10 m hergestellt. Die Bewehrung wurde wie in Abschnitt 6.1.1 beschrieben ausgeführt. Die Betondeckung zur Plattenunterseite wurde zu 40 mm gewählt. Zur kurzen Seite der Platten wurden die Bewehrungselemente mit einer Betondeckung von 50 mm eingebaut. Die Bewehrung wurde in fünf Bewehrungsachsen eingelegt. Zum Bauteilrand hatten die Bewehrungsachsen einen Abstand von 10 cm. Der Abstand zwischen den Bewehrungsachsen betrug 20 cm. Die Abmessungen der Versuchskörper sowie die Lage der Bewehrungsseisen sind in Abbildung 6.2 dargestellt.

Um den Verbund zwischen Bewehrungsseisen und Beton der Versuchsserie 2 zu verhindern, wurden über die Bewehrungsseisen Kunststoffrohre gezogen. Aufgrund der erdfeuchten Konsistenz werden in der Regel in den Fertigteilwerken keine Abstandshal-

ter beim Einbau der Bewehrung verwendet. Meist wird eine erste Lage Beton in die Schalung eingefüllt, darauf wird die Bewehrung gelegt und anschließend wieder weiter betoniert. Bei der Herstellung der Versuchskörper wurde ähnlich verfahren. Zur Messung des Schlupfes zwischen der Bewehrung und dem Beton in den Versuchen wurde jeweils die Bewehrung aus dem Beton herausgeführt. Dazu wurden bei den geraden Bewehrungsseisen längere Eisen verwendet. Bei den Bewehrungsseisen mit Endhaken wurden kurze Bewehrungsseisen angeschweißt (vgl. Abbildung 6.1 (a)). An den Stirnseiten der Holzschalung wurden auf der einen Seite Löcher gebohrt - hier wurden die Eisen eingefädelt - und auf der anderen Seite ein Schlitz gesägt (vgl. Abbildung 6.1 (b)) - hier wurden die Eisen eingelegt. Damit über die angeschweißten bzw. verlängerten Eisen kein ungewollter Verbund bestand, wurden auch hier Kunststoffrohre über die Stäbe gezogen. Da haufwerksporiger Leichtbeton mit einem Rüttel- oder Schütteltisch



(a) Bewehrungsstab mit Endhaken und angeschweißtem Hilfsstab

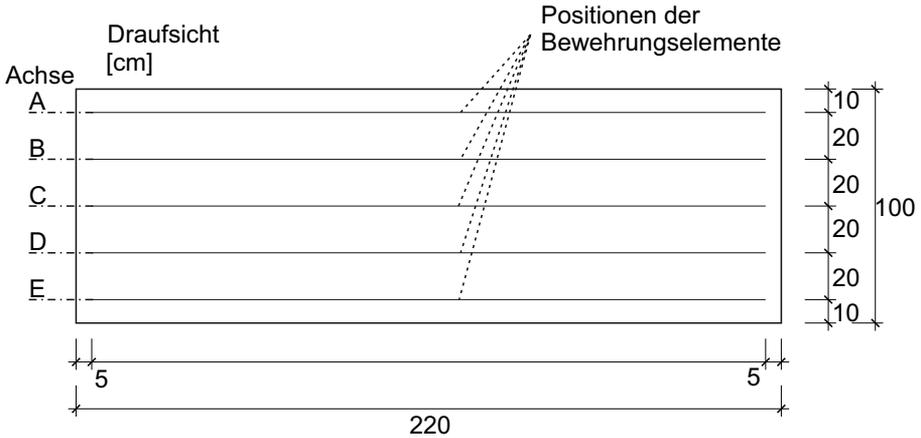
(b) geschlitztes Ende der Schalung

Abb. 6.1: Details zu den Versuchskörpern

verdichtet wird, wurden die Versuchskörper in dem Fertigteilwerk der Firma THERMODUR Wandelemente GmbH & Co. KG / in Neuwied hergestellt. Zur Bestimmung der Festbetoneigenschaften nach *DIN EN 1354 2005* und *DIN EN 1521 1996* wurde zusätzlich eine Leichtbetonplatte zur Entnahme der Probekörper (Bohrkerne und Prismen) geschalt. Nach dem Einfüllen des Leichtbetons wurde der Beton zunächst durch Schütteln des Schaltisches und anschließend mit der Rüttelwalze verdichtet. In Anhang A.1 sind die Betonrezeptur und die Ergebnisse der Materialprüfungen dargelegt.

6.1.3 Versuchsdurchführung

Die Prüfung der Biegeprobekörper erfolgte im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern. Die Versuche wurden an einem Zwei-Säulen-Prüfrahmen mit einem servohydraulischen Prüfzylinder und einer maximalen Zylinderkraft von 600 kN durchgeführt. Die Versuchsplatten wurden horizontal liegend an beiden Enden frei drehbar auf Stahlrollen gelagert. Zwischen Versuchskörper und Stahlrollenlager wurden Stahlplatten und zum Ausgleich von Unebenheiten auf den Versuchskörper Elastomerplatten angeordnet, deren Breite mindestens der Breite der Versuchskörper betrug. Die Zylinderkraft wurde mit Hilfe einer Lasteinleitungskonstruktion, bestehend aus Traver-



Schematische Darstellung der Ausbildung der Bewehrungselemente:

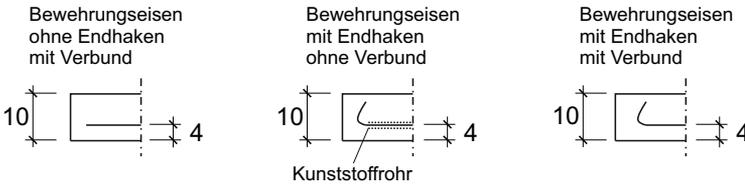


Abb. 6.2: Aufbau der Versuchskörper - 4-Punkt-Biegeversuche

sen und Rollen- bzw. Halbschalenlagern, in die Viertelpunkte eingeleitet (vgl. Abbildungen 6.3 und 6.4). Aufgrund der geringen Traglasten wurden die Traversen aus Holz ausgeführt, um das Gewicht der Lasteinleitungskonstruktion zu reduzieren. Zwischen den Traversen und dem Prüfzylinder wurden eine Kalotte zur Zentrierung der Last und eine Kraftmessdose zur Messung der aufgetragenen Beanspruchung angeordnet.

Zur Messung der Plattendurchbiegung wurde in Feldmitte ein induktiver Wegaufnehmer installiert. Zur Messung des Schlupfes zwischen Bewehrung und Beton wurden Wegaufnehmer an den herausragenden Enden der Stäbe befestigt. Zusätzlich wurde in den Lagerachsen die Lagersetzung mit induktiven Wegaufnehmern erfasst.

Die Belastung aller Prüfkörper erfolgte weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,5 mm/min. In Abhängigkeit der Last-Verformungskurve wurde die Belastungsgeschwindigkeit in Laufe der Versuchsdurchführung gesteigert. Die Belastung wurde in Laststufen von 1,5 kN aufgebracht. Die Aufzeichnung der Daten erfolgte mit einer Messfrequenz von 5 Hz mittels eines Messrechners.

6.1.4 Ergebnisse der 4-Punkt-Biegeversuche

In Abbildung 6.5 sind die Last-Verformungskurven aller Versuchsreihen dargestellt. Das Tragverhalten und die Versagensarten können wie folgt beschrieben werden:

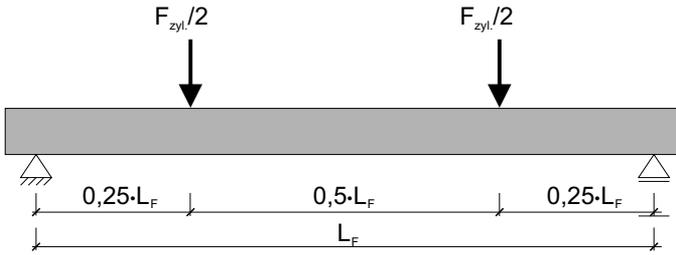


Abb. 6.3: Schematische Darstellung eines 4-Punkt-Biegeversuches mit Belastung und deren geometrischer Anordnung

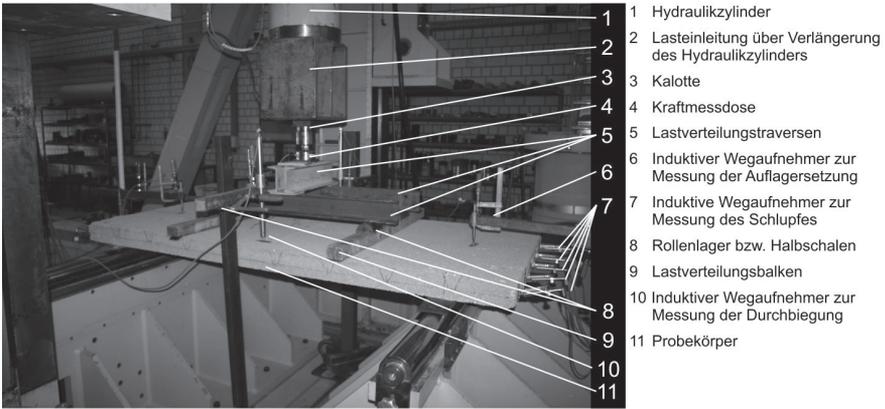


Abb. 6.4: Exemplarischer Aufbau der 4-Punkt-Biegeversuche

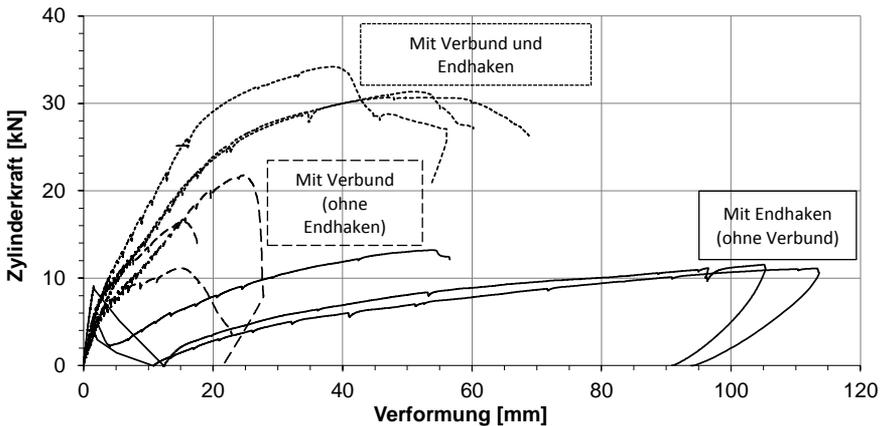


Abb. 6.5: Last-Verformungskurven der 4-Punkt-Biegeversuche

Gerades Bewehrungseisen ohne Endverankerung und mit Verbund

Mit Belastungsbeginn zeigte der Versuchskörper ein lineares Verhalten. Mit Einsetzen der Rissbildung (gleichmäßig verteilte Risse zwischen den beiden Lasteinleitungsstellen) ging das Last-Verformungs-Verhalten in ein nicht-lineares Verhalten über. Bei Einsetzen des Schlupfes zwischen Bewehrung und Beton an einem Auflager wurde die Last-Verformungskurve flacher. Dem folgte ein Klaffen des ersten Risses auf dem Schlupf zugewandten Seite (vgl. Abbildung 6.6 (a)) und gleichzeitiger Abfall der Prüflast.

Bewehrungseisen mit Endverankerung ohne Verbund

Bei den Versuchen mit Endhaken, aber ohne Verbund zwischen Bewehrung und Beton, war bis zum plötzlichen Versagen der Probekörper nahezu ein lineares Tragverhalten zu erkennen. Das Versagen trat mit Zunahme des Schlupfes zwischen Bewehrung und Beton und gleichzeitigem Klaffen eines Biegerisses in Feldmitte (vgl. Abbildung 6.6 (b)) ein. Bei Klaffen des Biegerisses verformten sich zwei der drei Probekörper so stark, dass die aufgebrachte Prüflast auf 0 kN abfiel. Dies ist damit zu erklären, dass die durch den Betonriss in die Bewehrung eingeleitete Kraft eine Verformung auf die gesamte Länge der Bewehrung hervorruft. Bei Normalbeton erfolgt dies nur im Bereich der Lasteinleitungslänge. Dass die Endverankerung jedoch noch nicht versagt ist, ist darin zu erkennen, dass die Prüfkörper nach dem Lastabfall wieder über die bis dahin erreichte höchste Last belastet werden konnten, bis durch Versagen der Endverankerung das entgültige Bauteilversagen eintrat.

Bewehrungseisen mit Endverankerung und mit Verbund

Zu Beginn der Belastung zeigten die Versuchskörper ein lineares Verhalten. Mit Einsetzen der Rissbildung ging das Last-Verformungsverhalten in ein nicht-lineares über. Bei Einsetzen des Schlupfes zwischen Bewehrung und Beton an einem Auflager wurde die Last-Verformungskurve noch flacher, gefolgt vom Klaffen des ersten Risses auf der Schlupf zugewandten Seite (vgl. Abbildung 6.6 (c)) und gleichzeitigem Abfall der Prüflast. Diese Versuchsserie erzielte die höchsten Traglasten im Versuchsprogramm.

Bei Betrachtung der Versuchskurven und der Versuchsergebnisse wird klar, dass die Annahme des Tragverhalten eines „...unterspannten Bogens...“ nicht entspricht. Es besteht ein gewisser Verbund zwischen Beton und Bewehrung. Die um ein Vielfaches höheren Traglasten der Versuchsserie 3 unterstützen diese Aussage. Dies gilt auch für die in Abbildung 6.7 dargestellten Rissbilder der Versuchskörperunterseiten nach den Versuchen. Die Risse aus den Versuchsreihen 1 und 3 zeigen recht genau den Bereich zwischen den beiden Lasteinleitungspunkten und somit den Bereich eines konstanten Momentes. Da die punktuellen Verbindungspunkte zwischen LAC und Bewehrungseisen bei rundem Korn ein anderes Verbundverhalten aufweisen als bei gebrochenem Korn, lässt sich nicht wie bei Normalbeton ein zuverlässiges Rissmodell angeben.



(a) Versuchskörper mit Verbund - ohne Endverankerung



(b) Versuchskörper ohne Verbund - mit Endverankerung



(c) Versuchskörper mit Verbund - mit Endverankerung

Abb. 6.6: Versagensarten in den Vier-Punkt-Biegeversuchen an bewehrten Platten

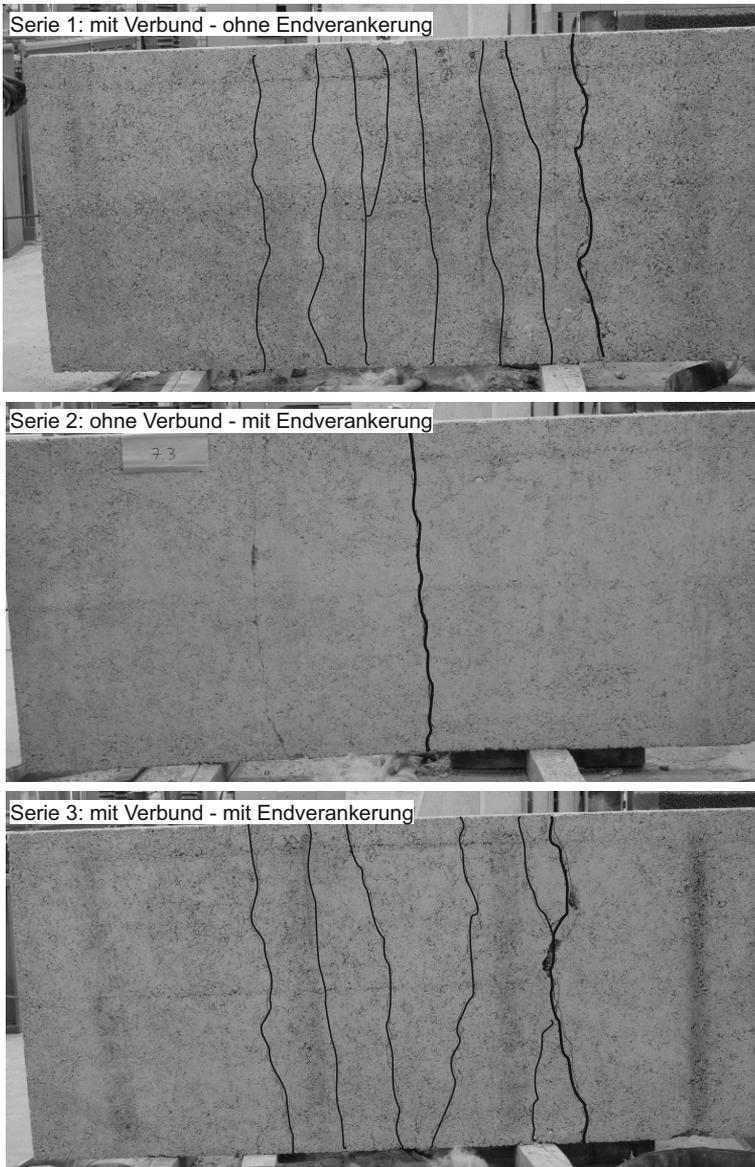


Abb. 6.7: Versuchskörperunterseite nach den Vier-Punkt-Biegeversuchen mit eingezeichnetem Rissbild

6.2 Auszugversuche an Gitterträgern

6.2.1 Versuchsprogramm

Zur Untersuchung des Tragverhaltens der Gitterträger unter Zugbeanspruchung (z. B. aus Windsog) wurden Auszugversuche durchgeführt. In den Versuchen wurden folgende Einflüsse untersucht:

- Gitterträgerhöhe und somit die Neigung der Diagonalen,
- Gurtgeometrie (Unter- oder Obergurt),
- Betondeckung in Ausreißrichtung,
- Betonfestigkeit.

In Tabelle 6.3 ist das Versuchsprogramm dargestellt.

Tab. 6.3: Versuchsmatrix der Auszugversuche

Versuchskörperbezeichnung	Plattendicke d [mm]	Gitterträgerhöhe h_{GT} [mm]	gepr. Gurt	Beton	Prüfkriterium	
A-100-230-O-2	100	230	Obergurt	LAC2	Einfluss des Neigungswinkels der Diagonalen	Einfluss der Betondeckung
A-100-230-U-2	100	230	Untergurt	LAC2		
A-100-390-O-2	100	390	Obergurt	LAC2		
A-100-390-U-2	100	390	Untergurt	LAC2		
A-100-310-O-2	100	310	Obergurt	LAC2		
A-100-310-U-2	100	310	Untergurt	LAC2		
A-150-310-O-2	150	310	Obergurt	LAC2	Einfluss des Neigungswinkels der Diagonalen und der Betonfestigkeit	Einfluss der Betondeckung und Betonfestigkeit
A-150-310-U-2	150	310	Untergurt	LAC2		
A-100-230-O-8	100	230	Obergurt	LAC8		
A-100-230-U-8	100	230	Untergurt	LAC8		
A-100-390-O-8	100	390	Obergurt	LAC8		
A-100-390-U-8	100	390	Untergurt	LAC8		
A-100-310-O-8	100	310	Obergurt	LAC8		
A-100-310-U-8	100	310	Untergurt	LAC8		
A-150-310-O-8	150	310	Obergurt	LAC8		
A-150-310-U-8	150	310	Untergurt	LAC8		

Erläuterung zur Versuchskörperbezeichnung
A-(V)-(X)-(Y)-(Z)
(V): Plattendicke
(X): Gitterträgerhöhe
(Y): O=Obergurt, U=Untergurt
(Z): Betondruckfestigkeit (2=LAC 2, 8=LAC 8)

6.2.2 Geometrie und Herstellung der Versuchskörper

Die Untersuchung der Versagensarten und Versagenslasten werden in Ausreißversuchen an Kleinkörpern durchgeführt. Die Auszugversuche werden in Drei-Punkt-Biegeversuchen durchgeführt. Die Feldlänge wird gleich dem Abstand der Momentennullpunkte eines Durchlaufträgers mit Feldlängen von 62,5 cm und Gleichlast (z. B. Windsog) gewählt (vgl. Abbildung 6.8). Die Feldlänge entspricht dem maximal zulässigen

Gitterträgerabstand (Z-15.2-40 2015). Hieraus resultiert eine Abstützweite in den Ausreißversuchen von 25 cm.

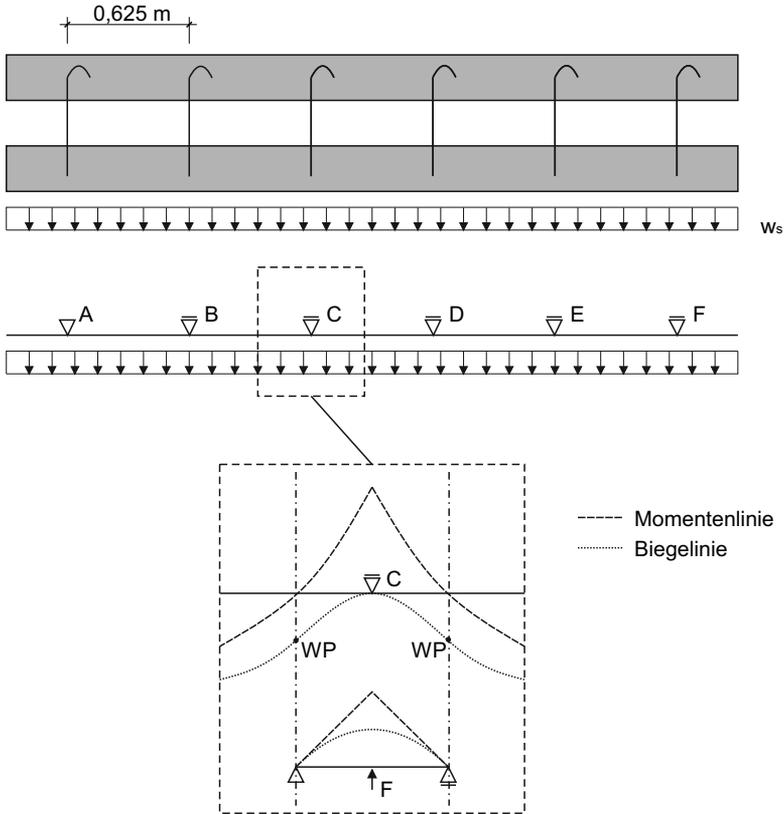


Abb. 6.8: Querschnitt eines Wandelementes mit qualitativer Momenten- und Biegelinie infolge Windsog und Ersatzsystem für die Ausreißversuche

Zur Versuchsdurchführung wurden 50 cm lange Gitterträger (Typ SE2B) in 40 cm breite und und 60 cm lange Leichtbetonplatten einbetoniert. Die Länge der Gitterträger hat sich dadurch ergeben, dass zwei Gitterträgersegmente getestet werden sollten (vgl. Abbildung 4.1). Die Abmessungen der Versuchskörper, Lage der Bewehrung und Positionierung der Gitterträger sind in Abbildung 6.10 und Abbildung 6.11 dargestellt. Unabhängig von der Plattendicke betrug die Betondeckung entgegen der Auszugrichtung in allen Versuchskörpern 40 mm. Dem entsprechend resultiert aus einer Erhöhung der Plattendicke von 100 mm auf 150 mm eine Erhöhung der Betondeckung c_o . Für die untersuchten Plattendicken berechnen sich somit folgende Betondeckungen in Auszugrichtung:

- Plattendicke $d = 100 \text{ mm}$ → Betondeckung in Ausreißrichtung $c_o = 46 \text{ mm}$
- Plattendicke $d = 150 \text{ mm}$ → Betondeckung in Ausreißrichtung $c_o = 96 \text{ mm}$

Da haufwerksporiger Leichtbeton mit einem Rüttel- oder Schütteltisch verdichtet wird, wurden die Versuchskörper in dem Fertigteilwerk der Firma THERMODUR Wandelemente GmbH & Co. KG / Neuwied hergestellt. Nach dem Aufbau der Schalung auf den Schaltischen der Umlaufanlage wurden die Bewehrungsmatten Q188 ($\varnothing 6 / s = 15 \text{ cm}$) (Pos. ②) eingelegt, auf welche anschließend die Gitterträger (Pos. ①) festgerodelt wurden (Abbildung 6.9). Zur Bestimmung der Festbetoneigenschaften nach *DIN EN 1354 2005* und *DIN EN 1521 1996* wurde zusätzlich eine Leichtbetonplatte zur Entnahme von Probekörper (Bohrkerne und Prismen) geschalt und betoniert. Aufgrund der Versuchskörpergeometrie konnte der Beton nicht wie gewohnt mit der Rüttelwalze verdichtet werden. Nach dem Einfüllen des Leichtbetons wurde der Beton durch Schüttern des Schaltisches verdichtet. Anschließend wurde die Betonoberfläche mit Glättellen geebnet. In Tabelle A.5 sind die verwendeten Betonrezepturen abgedruckt.

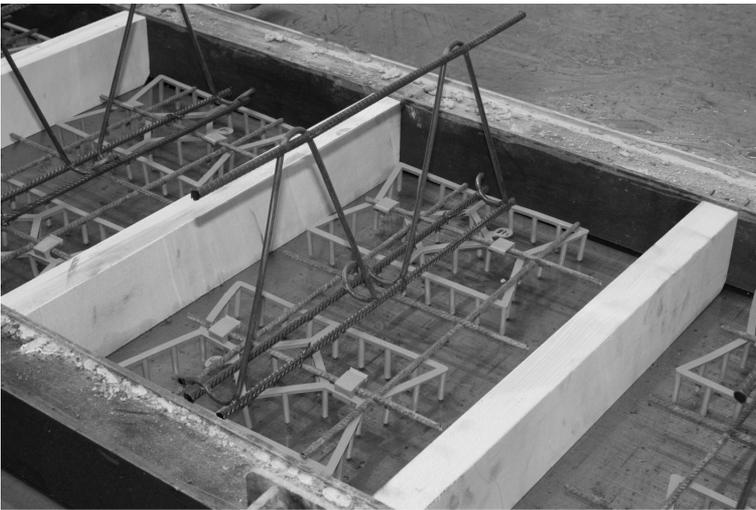


Abb. 6.9: Versuchskörperschalung mit eingebauter Bewehrung und Gitterträger

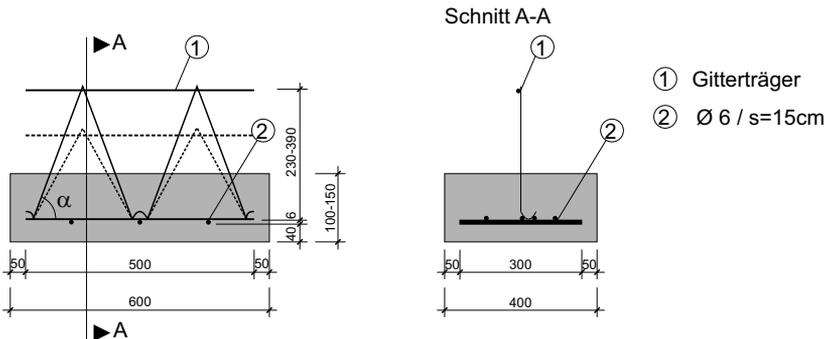


Abb. 6.10: Geometrie der Versuchskörper - Auszugversuche - Prüfung Untergurt

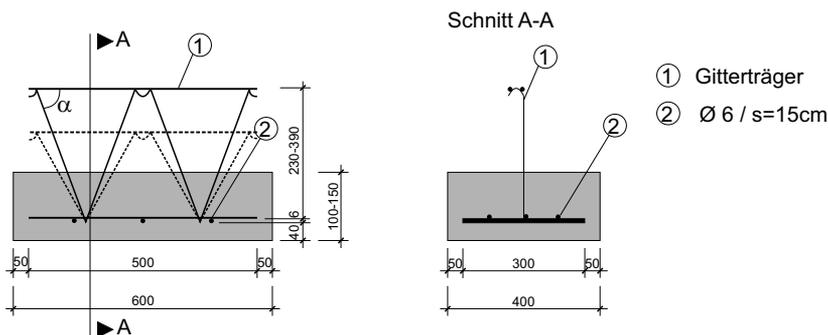


Abb. 6.11: Geometrie der Versuchskörper - Auszugversuche - Prüfung Obergurt

6.2.3 Versuchsdurchführung

Die Durchführung der Auszugversuche erfolgte im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern an einem 4-Säulen-Prüfrahmen der Firma MFL-Prüf- und Messsysteme GmbH. Als Widerlager wurden zwei Stahlträger am Prüfkörper angeordnet. Um die Unebenheiten der Betonoberfläche auszugleichen, wurden diese in ein Mörtelbett gesetzt. Der Abstand der beiden Stahlträger betrug in den Versuchen 25 cm. Die Belastung wurde mit einem servo-hydraulischen Zylinder weggeregelt gesteuert. Die aufgebrachte Last wurde zusätzlich zur Kraftmessdose des Hydraulikzylinders mit einer 20kN-Kraftmessdose aufgezeichnet. Die Messfrequenz wurde in Abhängigkeit der Versuchsdauer mit 10 Hz gewählt. Die Messdaten wurden mittels eines Messcomputers aufgezeichnet.

Zur Einleitung der Last in den Ober- bzw. Untergurt wurde jeweils eine Stahlkonstruktion hergestellt. Die Lasteinleitung in den Obergurt erfolgte dabei an zwei Stellen unterhalb der Hochpunkte der Diagonalen. Wie in den Abbildungen 6.12 und 6.14 (a) dargestellt, legten sich die Stahlbolzen an den oberen Bewehrungsstab und leiteten so die Beanspruchung über die maschinellen Schweißstelle zwischen Diagonalen und Bewehrungsstab ein. Die Stahlbolzen steckten dabei in einem Stahlträger, welcher statisch bestimmt gelagert war, sodass in alle Diagonalen die gleiche Kraft eingeleitet wurde. Die Lasteinleitung in den Untergurt erfolgte an vier Stellen mit Hilfe von Stahlbolzen direkt neben den Kontaktstellen zwischen Bewehrungsstab und Diagonalstäben. Durch die Ausbildung zweier statisch bestimmter Einfeldträger wurde auch hier die gleichmäßige Lasteinleitung in die Gitterträgerdiagonalen erreicht (vgl. Abbildungen 6.13 und 6.14 (b)).

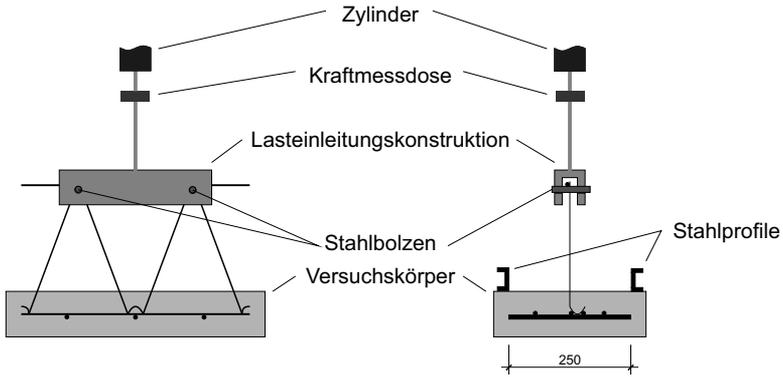


Abb. 6.12: Versuchsstand - Auszugversuche - Prüfung Untergurt

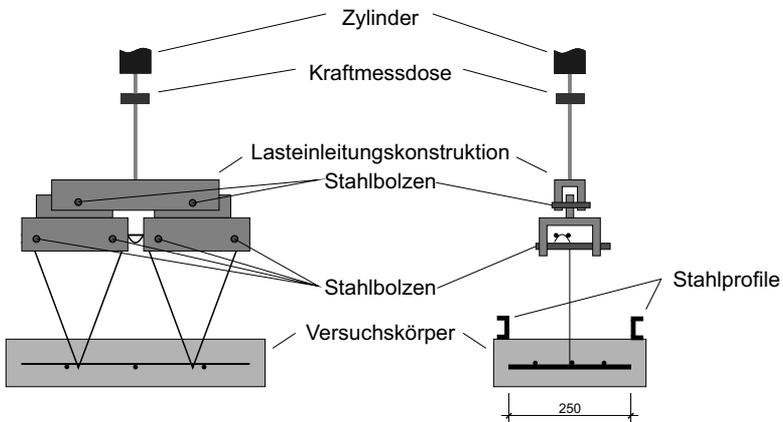
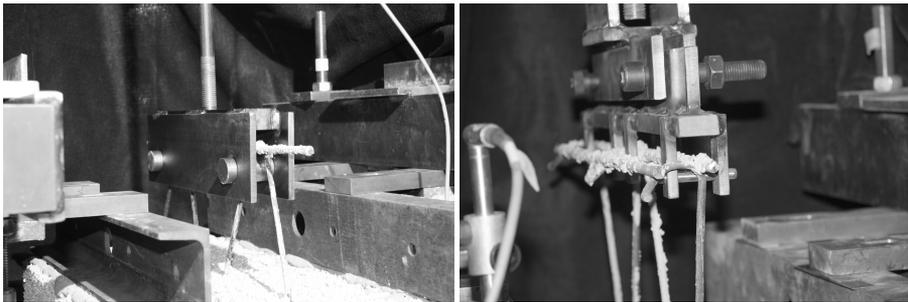


Abb. 6.13: Versuchsstand - Auszugversuche - Prüfung Obergurt



(a) Lasteinleitungsstruktur Obergurt

(b) Lasteinleitungsstruktur Untergurt

Abb. 6.14: Lasteinleitung - Auszugversuche

6.2.4 Ergebnisse der Ausreißversuche

Das Versagen begann in allen Versuchen durch das Entstehen eines Biegerisses auf der Oberseite und somit auf der Biegezugseite der Leichtbetonplatte (Abbildung 6.15). Der Biegeriss verlief dabei immer entlang der Gitterträgerdiagonalen. Der Biegebruch konnte in den Last-Verformungs-Kurven (siehe Abschnitt A.2) der einzelnen Versuche als plötzlicher Abfall der Last beobachtet werden. Die ermittelten Werte für Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit und Rohdichte der verwendeten Betone sind in den Tabellen A.6 und A.7 angegeben.



Abb. 6.15: Typisches Versagen durch Biegebruch der Leichtbetonplatte

6.2.4.1 Einfluss der Gitterträgerhöhe

In Abbildungen 6.16 und 6.17 sind die Bruchlasten der Versuchsreihen mit gleichen Plattendicken (100 mm) aufgetragen. Die Höhen der Gitterträger betragen dabei 230, 310 und 390 mm. Die Bruchlasten sind zum besseren Vergleich nach der Geometrie des getesteten Gurtes (Unter- oder Obergurt) sortiert. Außerdem sind die Mittelwerte aus den einzelnen Versuchsreihen in diesen Diagrammen angegeben. Daraus ist kein Zusammenhang zwischen den entsprechenden Versuchsreihen zu erkennen. Nach Hinzufügen der Mittelwerte aller drei Versuchsreihen einer Gurtgeometrie zeigt sich, dass die Bruchlasten alle um diesen Mittelwert streuen. Damit hat die Gitterträgerhöhe und somit die Neigung der Gitterträgerdiagonalen keinen Einfluss auf die Bruchlast.

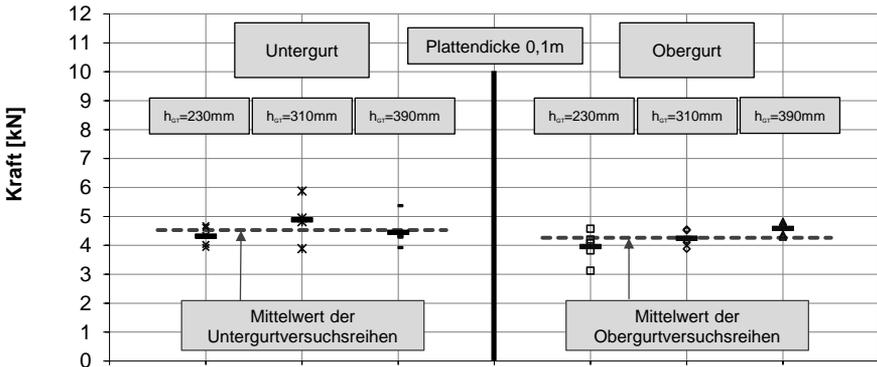


Abb. 6.16: Experimentelle Bruchlasten in Abhängigkeit der Gitterträgerhöhe - LAC2

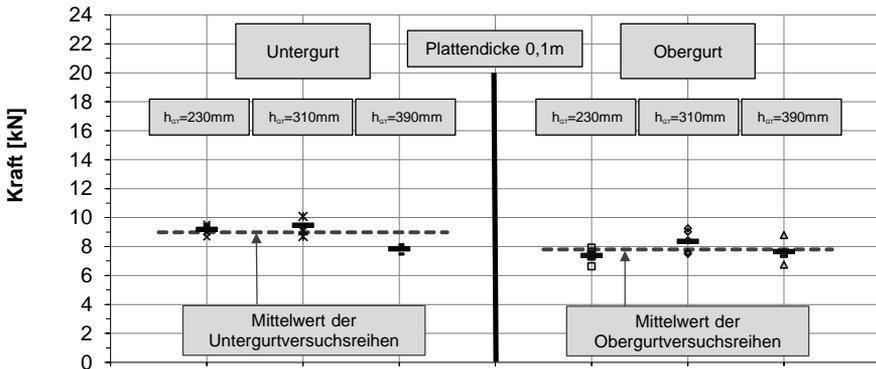


Abb. 6.17: Experimentelle Bruchlasten in Abhängigkeit der Gitterträgerhöhe - LAC8

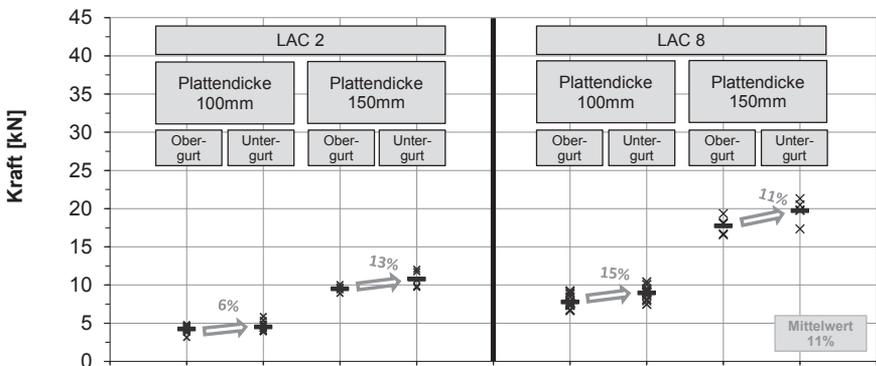


Abb. 6.18: Experimentelle Bruchlasten in Abhängigkeit der Gurtgeometrie

6.2.4.2 Einfluss der Gurtgeometrie (Unter- und Obergurt)

In der Abbildung 6.18 sind die Bruchlasten aller Versuchsreihen sowie die Mittelwerte aufgetragen. Aus den Erkenntnissen des Abschnittes 6.2.4.1 können alle Versuchsergebnisse

- der Gitterträgerhöhen 230, 310 und 390 mm,
- einer Plattendicke und
- einer Betonfestigkeit

zusammengefasst werden. Es sind außerdem die prozentualen Änderungen der Mittelwerte zwischen Ober- und Untergurt jeder geprüften Gitterträgerhöhe h_{GT} angegeben. Sie liegen für die einzelnen Versuchsreihen zwischen 6 % und 15 %. Im Mittel über alle Versuchsreihen liegt die prozentuale Erhöhung von Gitterträgerober- zu Gitterträgeruntergurt bei 11 %.

6.2.4.3 Einfluss der Betonfestigkeit

In Abbildung 6.19 sind alle Versuchsergebnisse in Abhängigkeit der Festigkeitsklassen dargestellt. Für jede Plattendicke werden bei beiden Gurtgeometrien die Versuche der zwei Betonfestigkeiten miteinander verglichen. In das Diagramm sind jeweils die Erhöhungsfaktoren von den LAC2- zu den LAC8-Versuchen eingetragen. Dieser Faktor liegt im Mittel bei 1,88. Der Faktor der Betonfestigkeiten beträgt nach den Ergebnissen der Materialuntersuchungen 2,22 (vgl. Tabelle A.6 und A.7).

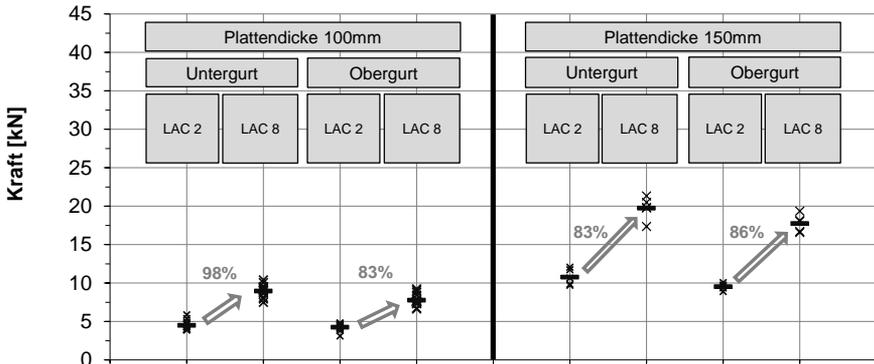


Abb. 6.19: Experimentelle Bruchlasten in Abhängigkeit der Betonfestigkeit

6.2.4.4 Einfluss der Betondeckung in Ausreißrichtung

Durch Abbildung 6.20 lassen sich die Versuchsergebnisse beider Betondeckungen vergleichen. Die Erhöhung der Bruchlasten infolge der zunehmenden Betondeckung in Ausreißrichtung liegt im Mittel bei 127%. Da in keiner Versuchsreihe der maßgebende Versagensfall Betonausbruch oder Herausziehen des Gitterträgers war, sind die erhöhten Traglasten bei höheren Betondeckungen auf den größeren Abstand zwischen Spannungsnullpunkt und Bauteiloberseite (Biegezugspannungen) zurückzuführen.

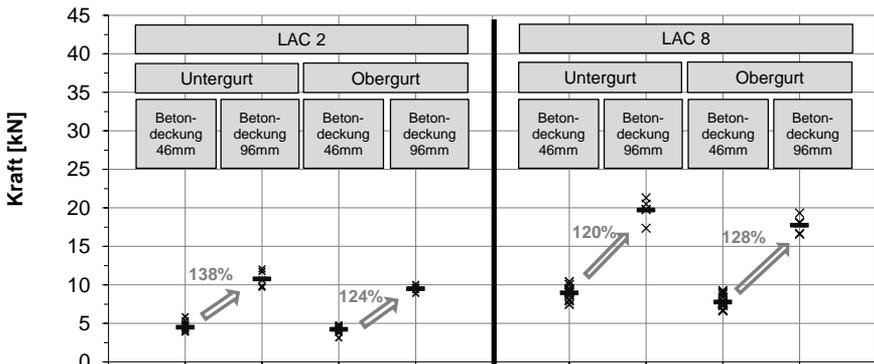


Abb. 6.20: Experimentelle Bruchlasten in Abhängigkeit der Betondeckung in Ausreißrichtung

6.3 Versuche zum Last-Verformungsverhalten der Verbundfuge

6.3.1 Versuchsprogramm

Zur Untersuchung des Last-Verformungsverhaltens der Verbundfuge unter Scherbeanspruchung werden Scherversuche durchgeführt. Dazu wurde ein Versuchsprogramm aufgestellt, um folgende Einflüsse zu untersuchen:

- Dämmstoffdicke,
- Dämmstofftragwirkung,
- Drucksteifigkeit des Dämmstoffes (ohne Schubtragwirkung),
- Ausrichtung der Gitterträger,
- Dicke der Betonschalen.

Zur Untersuchung der Einflüsse der Dämmstoffdicke d_D werden die Versuche mit den Dicken von $d_D = 12$ cm und $d_D = 20$ cm durchgeführt.

Zur Untersuchung des Anteils der Dämmung am Last-Verformungsverhalten und somit an der Fugensteifigkeit werden Scherversuche an Versuchskörper durchgeführt, welche mit einem expandierten Polystyrol (EPS) und somit einem Material mit geringer Schub- und Druckfestigkeit hergestellt werden (Versuchsserien S-1 und S2). Außerdem werden Versuchskörper hergestellt und geprüft, welche in der mittleren Schicht keinen Dämmstoff enthalten und somit nur über die Gitterträger die Scherbeanspruchung abtragen (S-3 und S-4).

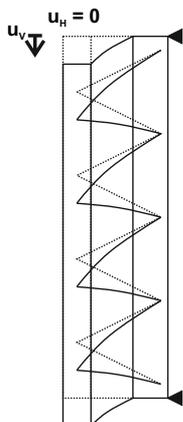
Bei diesen beiden Probekörpertypen wird eine horizontale Verschiebung der vertikal belasteten Betonschale zur anderen Betonschale hin wenig bzw. gar nicht verhindert. Bei einer ideell unendlich drucksteifen Dämmung wäre diese Horizontalverschiebung nicht möglich (vgl. Abbildung 6.21). Bei gleicher Vertikalverschiebung sind die Kräfte in den Zugdiagonalen größer und die Kräfte in den Druckdiagonalen kleiner als bei zugelassener Horizontalverschiebung. Daher werden auch Versuchskörper mit einem extrudiertem Polystyrol (XPS) und somit einem Material mit hoher Schub- und Druckfestigkeit gefertigt. Die Schertragwirkung wird durch eine zweilagige Folie zwischen Dämmstoff und Beton weitgehend unterdrückt (S-5 und S-6).

Es wurden auch Scherversuche durchgeführt, bei denen die schwache Achse der Gitterträger beansprucht wurde. Dabei wurde die Fuge mit extrudiertem Polystyrol (XPS) und doppelagiger Folie ausgeführt (S-7 und S-8).

Alle bisher erläuterten Versuchskörper werden mit Schalendicken (Trag- und Vorsatzschale) von $d_1 = d_2 = 10$ cm geprüft. Zur Untersuchung des Einflusses einer erhöhten Betondeckung zur Dämmschicht hin werden Versuchskörper mit einer Dicke der beiden Betonschalen von $d_1 = d_2 = 15$ cm getestet (S-9 und S-10). Die Scherfuge enthält ein expandiertes Polystyrol (EPS).

Die Versuchskörper wurden alle mit einem Beton der Festigkeitsklasse LAC 8 hergestellt. Die Versuche aus *Pahn 2011* haben gezeigt, dass für die darin untersuchten Ver-

Scherversuch mit drucksteifer Dämmung
Horizontalverschiebung = 0



Scherversuch mit druckweicher Dämmung
Horizontalverschiebung ≠ 0

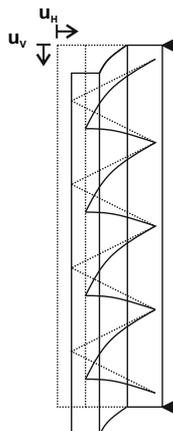


Abb. 6.21: Verformung in den Scherversuchen bei der Verwendung von drucksteifer und druckweicher Dämmung

bindungsmittel die Eigenschaft des Betons keinen Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten unter Scherbeanspruchung haben. Dies wird dadurch begründet, dass es keine Abweichungen in den Last-Verformungskurven gab und keine Schädigung des Betons unter den Verbindungsmitteln beobachtet wurden. Bei den eigenen durchgeführten Scherversuchen konnten im Bereich unterhalb der Gitterträgerdiagonalen keine Schädigungen am Beton beobachtet werden. Daher kann auch bei den hier untersuchten Parametern ein Einfluss der Betonfestigkeit ausgeschlossen werden. Für Fugendicken $d_D < 60$ mm oder geringeren Betonfestigkeiten muss diese Aussage neu überprüft werden

Das aus diesen Parametern zusammengestellte Versuchsprogramm ist in Tabelle 6.4 dargestellt.

Tab. 6.4: Versuchsmatrix der Scherversuche

Ver.-serie	Versuchskörperbezeichnung	Dicke Schale 1 u. 2 [mm]	Dämmstoffdicke [mm]	Dämmstoffschicht	belastete Gitterträgerachse	Prüfkriterium				
						Dämmstoffdicke	Dämmstofftragwirkung	Drucksteifigkeit Dämmung	Gitterträgerausrichtung	Schalendicke / Betondeckung
S-1	S-100-120-100-230-EPS-st	100	120	ESP	stark					
S-2	S-100-200-100-310-EPS-st	100	200	EPS	stark					
S-3	S-100-120-100-230-oWD-st	100	120	ohne WD	stark					
S-4	S-100-200-100-310-oWD-st	100	200	ohne WD	stark					
S-5	S-100-120-100-230-XPSFol-st	100	120	XPS/Folie	stark					
S-6	S-100-200-100-310-XPSFol-st	100	200	XPS/Folie	stark					
S-7	S-100-120-100-230-XPSFol-schw	100	120	XPS/Folie	schwach					
S-8	S-100-200-100-310-XPSFol-schw	100	200	XPS/Folie	schwach					
S-9	S-150-120-150-310-EPS-st	150	120	EPS	stark					
S-10	S-150-200-150-390-EPS-st	150	200	EPS	stark					

Alle Versuche werden in der Betonfestigkeitsklasse LAC 8 durchgeführt.

6.3.2 Geometrie und Herstellung der Versuchskörper

Die Untersuchungen der Eigenschaften der Verbundfuge werden in Scherversuchen durchgeführt. Dazu wurden zweischalige Versuchskörper in einem Fertigteilwerk hergestellt. Die Versuche wurden an einer Reaktionswand durchgeführt. Die Versuchskörper wurden an dieser mit einer Betonschale befestigt, die andere wurde anschließend belastet, sodass sich die belastete Schale parallel zur anderen Schale verschob. Die Versuchskörper, in denen die Gitterträger parallel zu ihrer Längsachse belastet wurden, haben sich von denen mit einer Belastung senkrecht zu ihrer Längsachse unterschieden. Daher werden im Folgenden die Versuchskörper getrennt beschrieben. Die Zeichnungen der Versuchskörper sind in Anhang A.3.2 abgedruckt.

Versuchskörper zur Beanspruchung der starken Gitterträgerachse

Damit der Versuchskörper gut an der Reaktionswand befestigt werden konnte, war die zu befestigende Schale etwas größer ($b/h = 0,90\text{ m}/1,30\text{ m}$) als die belastete Schale ($b/h = 0,60\text{ m}/1,10\text{ m}$). In die Versuchskörper wurden zwei parallel zueinander angeordnete Gitterträger eingebaut. Jeder Gitterträger hatte eine Länge von 1,00 m und somit jeweils vier Gitterträgersegmente (vgl. Abbildung 4.1). Die Gitterträger hatten einen Abstand vom Rand von 0,15 m und einen Achsabstand von 0,30 m.

Versuchskörper zur Beanspruchung der schwachen Gitterträgerachse

Bei diesen Versuchskörpern hatte die zu befestigende Schale die Abmessungen $b/h = 1,00\text{ m}/1,10\text{ m}$ und die belastete Schale die Abmessungen $b/h = 0,85\text{ m}/0,90\text{ m}$. Es wurden drei Gitterträger parallel zueinander eingebaut. Die Gitterträger hatten eine Länge von 0,75 m, also 3 Gitterträgersegmente. Die Gitterträger hatten einen Abstand vom Rand von 0,15 m und einen Achsabstand von 0,30 m.

Da haufwerksporiger Leichtbeton mit einem Rüttel- oder Schütteltisch verdichtet wird, wurden die Versuchskörper in dem Fertigteilwerk der Firma THERMODUR Wandelemente GmbH & Co. KG / Neuwied hergestellt. Es wurde zunächst die Schalung, die später an der Reaktionswand befestigt wurde, aufgebaut, mit einer Bewehrungsmatte Q188 bewehrt und die Gitterträger darauf festgerödelt (Abbildung 6.22 (a)). Anschließend wurde der Beton eingefüllt und mit dem Rütteltisch verdichtet. Danach wurden die Dämmplatte und falls erforderlich doppelagige Folienstreifen eingelegt (Abbildung 6.22 (b) und (c)). Nach dem Einlegen der Bewehrungsmatten in die zweite Schale (Abbildung 6.22 (d)) wurde der Beton eingefüllt und die Endverdichtung durchgeführt. Zur Bestimmung der Festbetoneigenschaften nach *DIN EN 1354 2005* und *DIN EN 1521 1996* wurde zusätzlich eine Leichtbetonplatte zur Entnahme der Probekörper (Bohrkerne und Prismen) geschalt und betoniert. Die verwendeten Betonrezepturen sind in Tabelle A.11 dargelegt.

6.3.3 Versuchsdurchführung

Die Durchführung der Scherversuche erfolgte im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern. Die Versuche wurden an einem Prüfrahmen mit einem servohydraulischen Prüfzylinder und einer maximalen Zylinderkraft von 250 kN belastet. Zur Durchführung der Versuche wurde eine Reaktionswand verwendet. An dieser Reaktionswand wurde die größere der beiden Schalen mit Stahlbauteilen befestigt. Die

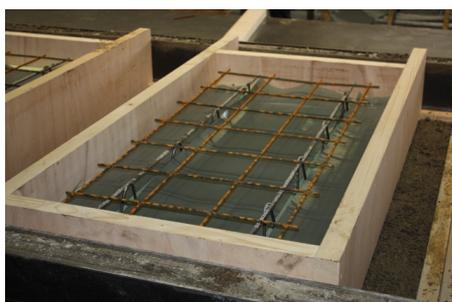
Lasteinleitung erfolgte zentrisch auf der freihängenden Schale, so dass die belastete Schale sich parallel zur anderen Schale verschieben konnte. Zwischen hydraulischem Zylinder und Betonschale wurde zur zentrischen Lasteinleitung ein Kalotte angeordnet. Damit die Schale sich auch horizontal verschieben konnte, wurde zudem ein Stahlrollenlager zwischen Kalotte und Betonkörper positioniert (vgl. kleines Bild in Abbildung 6.23). Mit zwei induktiven Wegaufnehmern wurde seitlich an den Schalen die Relativverschiebung der beiden Schalen erfasst. Zur Erfassung der Horizontalverschiebung wurden an der Vorderseite, über die gesamte Höhe der freihängenden Schale verteilt, drei induktive Wegaufnehmer installiert. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 6.23 dargestellt. Wie in dieser Abbildung zu sehen ist, war bei den Versuchen nur der Dämmstoff zwischen den beiden Gitterträgern vorhanden. Dadurch waren die Gitterträger-Diagonalen im Versuch sichtbar. Die Aufzeichnung der Messdaten erfolgte kontinuierlich mit einem Messcomputer. Die Messfrequenz wurde in Abhängigkeit der Versuchsdauer mit 2 Hz gewählt. Die Belastung aller Probekörper erfolgte weggesteuert. Zu Beginn betrug die Belastungsgeschwindigkeit 0,5 mm/min. Im Laufe der Versuche wurden die Belastungsgeschwindigkeiten in Abhängigkeit der Last-Verformungskurve gesteigert.



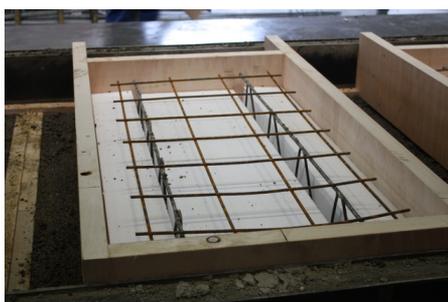
(a) Schalung, Bewehrung und Gitterträger - Schale 1



(b) Einlegen der EPS-Dämmstreifen



(c) Versuchskörper mit doppellagiger Folie



(d) Bewehrung Schale 2

Abb. 6.22: Herstellung der Versuchskörper für die Scherversuche

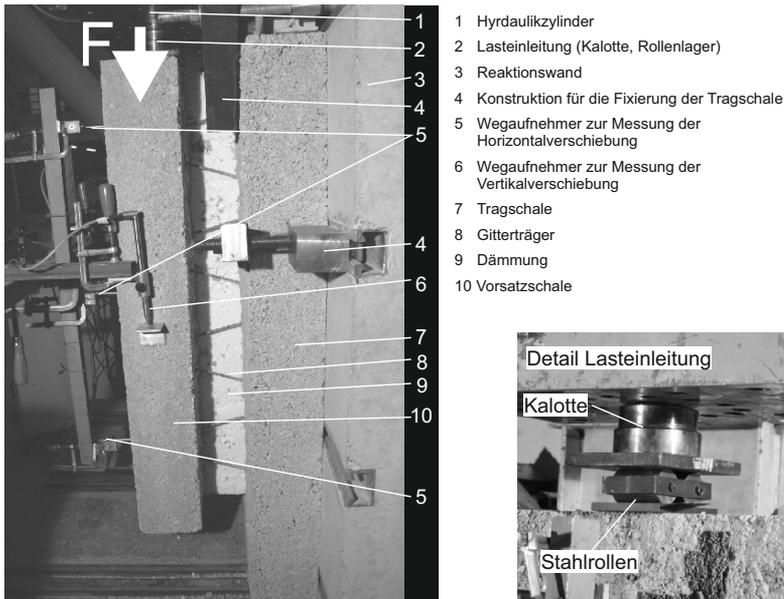
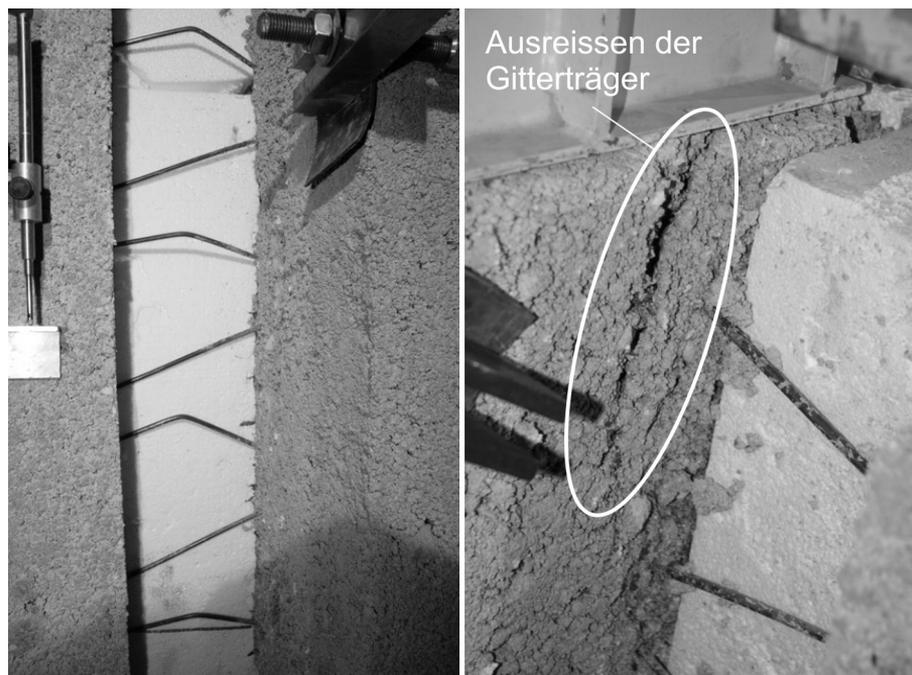


Abb. 6.23: Aufbau eines Scherversuches

6.3.4 Ergebnisse der Scherversuche

Die Last-Verformungskurven in horizontaler und vertikaler Richtung sind in Anhang A.3.2 angegeben. Die ermittelten Werte für Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit und Rohdichte der verwendeten Betone sind in Tabelle A.12 angegeben. In den Versuchen waren zwei Versagensfälle zu beobachten. Zum einen sind die Druckdiagonalen der Gitterträger ausgeknickt (siehe Abbildung 6.24(a)). Zum anderen wurden die Gitterträger im oberen Bereich aus der an der Reaktionswand befestigten Schale herausgerissen (siehe Abbildung 6.24(b)). Bei der Durchführung der Versuche hat sich das Problem ergeben, dass beide Versagensfälle nur sehr schwer zu erkennen waren. Beim haufwerksporigen Leichtbeton ist auch die Oberfläche mit Haufwerksporen versehen. Wie in Abschnitt 2.8 bereits erläutert, können als Versagensmechanismen Zugversagen des Zementstegs, Zugversagen der Zuschlagkörner und Zugversagen in der Haftung zwischen Zementmatrix und Zuschlagkorn auftreten. Wenn sich nun die gerissenen Zementstegverbindungen nicht direkt an der Betonoberfläche befinden, sind die Risse nur schwer zu erkennen. Hinzu kommt, dass das Ausreißen eines Gitterträgers in den Last-Verformungskurven nicht durch einen plötzlichen, starken Lastabfall zu erkennen war. Ebenso war dies beim Ausknicken der Druckdiagonalen. Das Ausknicken erfolgt nicht schlagartig sondern kontinuierlich. Der Beginn war ebenfalls mit bloßem Auge oder in den Last-Verformungskurven kaum zu erkennen.

Bei den Versuchen „Belastung senkrecht zur Gitterträger-Längsachse“ werden alle Gitterträgerdiagonalen mit einer Zugkraft beansprucht. Demnach war in allen Versuchen ein Ausreißen der Gitterträger - meist der oberen Gitterträger im Versuchskörper - maßgebend und führte zum Abbruch des Versuches.



(a) Ausknicken der Gitterträgerdiagonalen

(b) Ausreißen der Gitterträger im oberen Bereich des Versuchskörpers

Abb. 6.24: Versagensarten bei Scherversuchen

6.3.4.1 Einfluss der Dämmstofftragwirkung

In *Pahn 2011* wurden ebenfalls Scherversuche an dreischichtigen Versuchskörpern durchgeführt. Die Scherfuge bestand bei diesen Versuchen aus Verbindungsmitteln aus glasfaserverstärktem Kunststoff (Schöck-Thermoanker[®] und Thermomass[®]-Anker) sowie aus Dämmstoff (expandiertes Polystyrol (EPS) und extrudiertes Polystyrol (XPS)). Abbildung 6.25 zeigt ausgewählte Last-Verformungskurven der Versuche mit Schöck-Thermoankern[®], EPS-Dämmung und unterschiedlichen Dämmstoffdicken (60, 80, 100 und 140 mm). In dem Diagramm sind jeweils die Punkte „Versagen der Dämmung“ und „Versagen des Verbindungsmittels“ markiert. Es ist zu erkennen, dass beim Versagen des Dämmstoffes ein signifikanter Lastabfall erfolgt und anschließend die Steigung der Versuchskurve und somit die Steifigkeit der Verbundfuge stark abnimmt. Zudem werden in *Pahn 2011* Scherversuche verglichen, welche zum einen aus Verbindungsmittel und Dämmung und zum anderen nur aus dem Verbindungsmittel bestehen (siehe Abbildung 6.26). Die beiden Versuchskörper mit Verbindungsmittel und Dämmung hatten unterschiedliche Abmessungen und somit eine unterschiedliche Dämmstofffläche. Dies ist auch an den unterschiedlichen Steigungen der Versuchskurven zu erkennen. Der Versuchskörper mit der größeren Dämmfläche ist deutlich steifer als der mit weniger Dämmfläche. Vor dem Versagen der Dämmung erfolgt die Kraftübertragung zwischen den Betonschichten über die vollflächig am Beton haftende Wärmedämmung sowie über die GFK-Verbindungsmittel. Die Steigung der Kurve des Versuchs-

körpers ohne Dämmung liegt deutlich unter den beiden anderen. Nach Versagen des Dämmstoffes und dem dadurch deutlichen Lastabfall wird die Last-Verformungskurve der Versuchskörper mit Verbindungsmittel und Dämmstoff deutlich flacher. Sie verläuft nun nahezu parallel zu der Kurve des Versuches nur mit Verbindungsmitteln, jedoch auf einem höheren Lastniveau. Die Kraftübertragung erfolgt nur noch über die GFK-Verbindungsmittel. Dieses Tragverhalten kann allerdings nur dann entstehen, wenn die Dämmung am Beton haftet. Bei Elementen aus Normalbeton wie in *Pahn 2011* ist dies der Fall. In den Scherversuchen trat laut *Pahn 2011* an keiner Stelle eine Schädigung des Verbundes zwischen Beton und Dämmstoff auf. Beim Versagen stellten sich über die gesamte Dicke der Fuge diagonale Risse unter einem Winkel von $\sim 45^\circ$ ein. Dieses Versagensbild ist charakteristisch für Schubversagen und ist auf das Überschreiten der Scherfestigkeit des Dämmstoffes zurückzuführen.

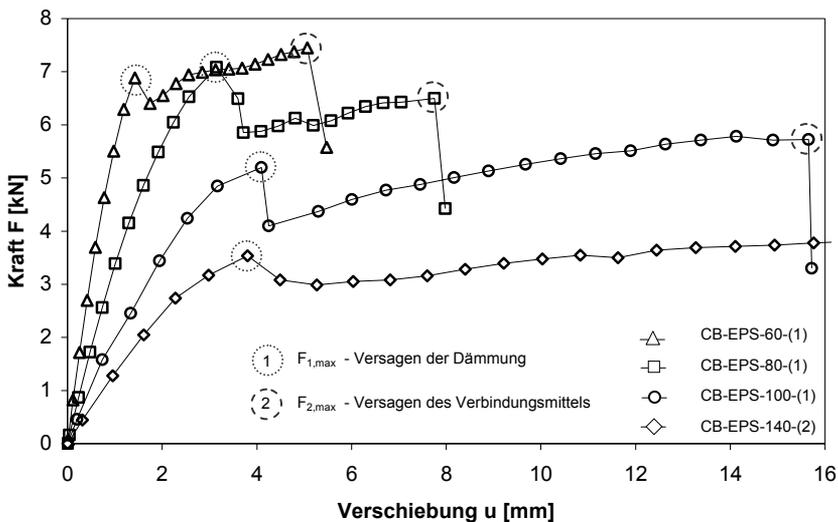


Abb. 6.25: Ausgewählte Last-Verformungskurven von Scherversuchen aus *Pahn 2011*

Bei den Scherversuchen mit haufwerksporigem Leichtbeton ist ein solches Tragverhalten in den Last-Verformungskurven nicht zu erkennen. Exemplarisch werden in Abbildung 6.27 die Versuchsserien nur mit Gitterträgern (S-100-200-100-310-8-oWD-st-VX) und mit Gitterträgern und EPS-Dämmung (S-100-200-100-310-8-EPS-st-VX) gegenübergestellt. Beide Last-Verformungskurven haben bis ca. 15 kN ein nahezu linearelastisches Verhalten. Anschließend werden die Kurven etwas flacher. Die Kurven der Versuchskörper ohne Dämmung erreichen ihre maximale Kraft bei 16,0...17,8 kN. Die maximalen Lasten wurden bei Vertikalverformungen von 5,34...6,18 mm erreicht. Danach fallen die Last-Verformungskurven ab. Ein plötzlicher Lastabfall ist nicht zu erkennen. In dem Diagramm ist bei den Kurven der Versuche mit Gitterträger und Dämmung zu erkennen, dass bei etwa der gleichen Vertikalverformung ein Abfall der Kurvensteigung zu erkennen ist. Jedoch kann die Last noch gesteigert werden bis die Maximallasten erreicht werden. Danach fallen die Versuchskurven ab. Ein plötzlicher Lastabfall ist auch hier nicht zu erkennen. Dieses Verhalten ist darauf zurückzuführen, dass nach dem Ausknicken der Diagonalen sich die unter Last befindliche Schale zur Befestigung

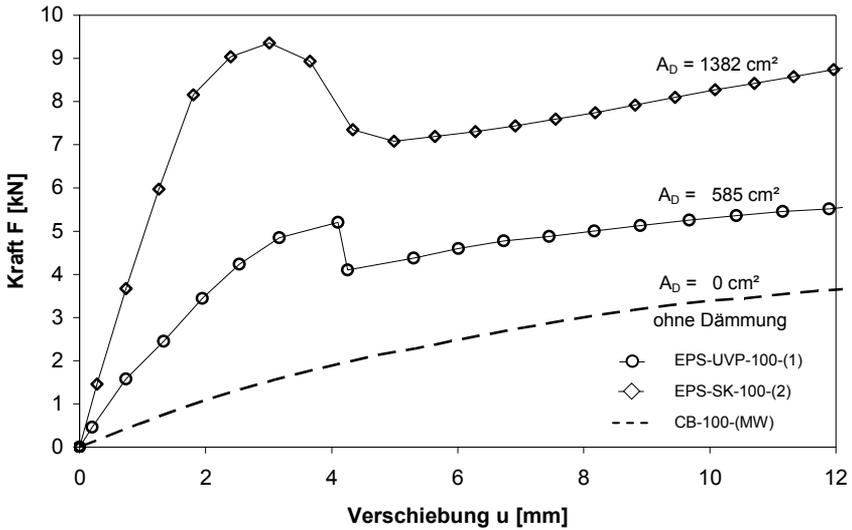


Abb. 6.26: Gegenüberstellung der Last-Verformungskurven von Versuchen mit Verbindungsmitteln und mit Verbindungsmitteln und Dämmung aus *Pahn 2011*

ten Schale hin bewegen möchte. Dies wird aber durch die Dämmung behindert. Die Dämmung übernimmt die Druckkomponente, welche vorher die Druckdiagonalen abtrugen. Diese Tragkomponente fehlt bei den Versuchen ohne Dämmung. Daher fallen bei diesen Versuchen die Lasten nach Erreichen der Höchstlast kontinuierlich ab.

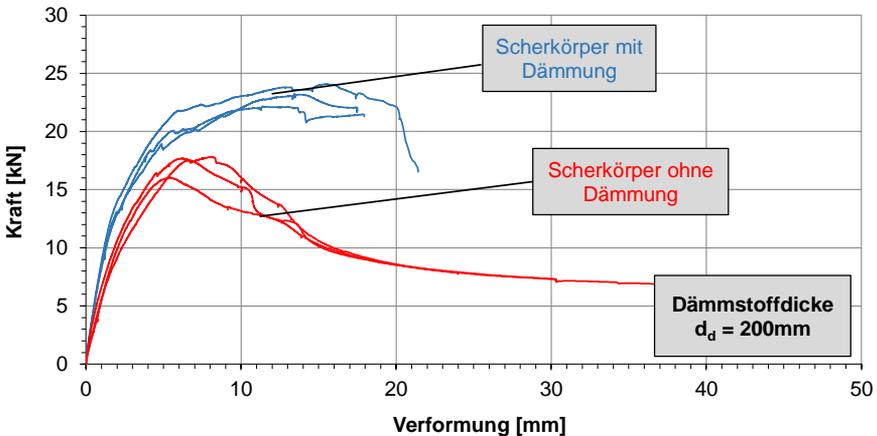


Abb. 6.27: Gegenüberstellung der Last-Verformungskurven von Versuchen mit Gitterträger und Gitterträger + Dämmung

Im Vergleich zu den Ergebnisse aus *Pahn 2011* ist zudem zu erkennen, dass das Weglassen der Dämmung im Scherversuch hinsichtlich der Steigung der Last-Verformungskurve keinen so großen Unterschied macht, wie z. B. bei den Versuchen in *Pahn 2011*. Dort ist der Tabelle 19 zu entnehmen, dass z. B. bei den Versuchen EPS-SK-

100 die Steifigkeit vor dem Versagen der Dämmung 5104 N/mm beträgt und durch das Versagen der Dämmung um 95% auf 214 N/mm abfällt. Ein solches Verhalten ist in den eigenen durchgeführten Versuchen nicht zu erkennen. Der Traganteil der Dämmung hat also bei den Versuchen mit haufwerksporigem Leichtbeton keinen so großen Anteil an der Gesamtkraftübertragung in der Fuge. Dies wurde bei der Versuchsdurchführung in der Weise sichtbar, dass nach kurzer Belastung bereits die gegenseitige Verschiebung zwischen dem Beton und der Dämmung im linearen Bereich der Last-Verformungskurve zu beobachten war. Dieser Sachverhalt konnte auch bei genauerer, visueller Betrachtung der Versuchskörper bestätigt werden. Im Vergleich zu Systemen aus Normalbeton, bei denen ein flächiger Kontakt zwischen Beton und Dämmung besteht, sind die Kontakte zwischen LAC und Dämmung lediglich punktuell. Es wurde zudem untersucht, wie sich ein Stück Wärmedämmung vom LAC lösen lässt. Dazu wurde mit einem Messer ein Stück Dämmung im Sandwichelement freigelegt und dieses anschließend versucht mit der Hand von dem Beton zu entfernen. Bei Normalbeton lag die Rissfläche in der Dämmung. Das EPS blieb flächig auf dem Beton kleben (vgl. Abbildung 6.28 rechts). Beim haufwerksporigen Beton konnte die Dämmung ganz einfach, ohne Rückstände zu hinterlassen, vom Beton entfernt werden (vgl. Abbildung 6.28 links).

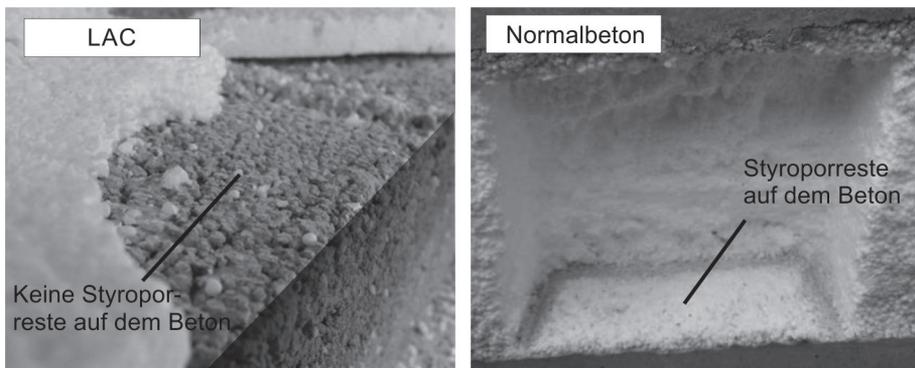


Abb. 6.28: Entfernen des Dämmstoffs aus Sandwichelementen aus LAC und Normalbeton

6.3.4.2 Einfluss der Drucksteifigkeit des Dämmstoffes (ohne planmäßige Schubtragwirkung)

Zur Untersuchung des Einflusses einer drucksteifen Dämmung wurden Scherversuche mit einer XPS-Dämmung durchgeführt. Die Schubübertragung des Dämmstoffes wurde mit Hilfe von doppellagiger Folie auf beiden Seiten der Dämmplatten eliminiert. Die Versuchskurven werden nun zusammen mit den Kurven aus Abbildung 6.27 in Abbildung 6.29 dargestellt. Diese Last-Verformungskurven verdeutlichen erneut die Erkenntnisse aus Abschnitt 6.3.4.1. Die Unterdrückung der Tragfähigkeit des Dämmstoffes bewirkt keine reduzierte Steifigkeit im linear-elastischen Bereich der Versuchskurve. Die erreichten Maximallasten liegen in den Größenordnungen wie bei den Versuchen mit Gitterträger und EPS-Dämmung.

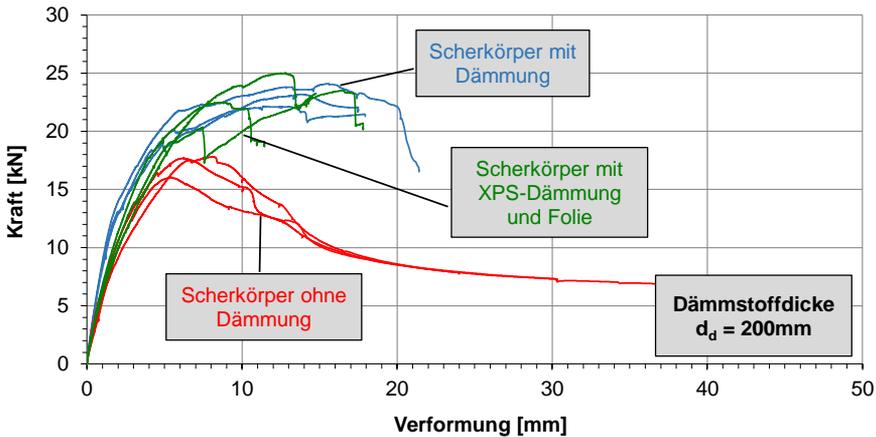


Abb. 6.29: Gegenüberstellung der Last-Verformungskurven aller getesteten Fugenausbildungen

6.3.4.3 Einfluss der Gitterträgersausrichtung

Es ist offensichtlich, dass die Steigung der Kraft-Verformungskurven der Versuche mit Belastung senkrecht zur Längsachse der Gitterträger viel geringer ist als bei den Versuchen mit einer Belastung parallel zur Längsachse der Gitterträger. Wenn bei den bisher betrachteten Scherversuchen der Lastabtrag über Zug- und Druckdiagonalen erfolgt, werden die Gitterträgerdiagonalen nur mit Zugkräften beansprucht. Ein direkter Vergleich mit anderen Versuchen des Versuchsprogrammes ist daher nicht sinnvoll.

6.3.4.4 Einfluss der Betondeckung zur Dämmschicht

Um bei gleicher Dämmstoffdicke die Betondeckung zur Dämmschicht zu erhöhen, ist es notwendig, die Höhe der Gitterträger zu verändern. Da der Abstand zwischen zwei Knoten immer gleich ist (entspricht der Länge eines Gitterträgersegmentes nach Abbildung 4.1), ändert sich die Steigung der Diagonalen. Dies soll anhand der Versuchsreihen mit einer 200 mm dicken Dämmfuge erläutert werden. Die Gitterträger der Versuchsserie S-2, S-4 und S-6 haben eine Höhe von $h_{GT} = 310$ mm. Die Diagonalen haben somit eine Neigung von $\alpha_{GT-diag} = 74,3^\circ$. Für die Versuchsreihe S-10 wurden Gitterträger mit einer Höhe von $h_{GT} = 390$ mm, welche eine Diagonalenneigung von $\alpha_{GT-diag} = 77,6^\circ$ besitzen, verwendet. Wenn man nun die Kurven der entsprechenden Versuche in das Diagramm in Abbildung 6.29 hinzufügt, erhält man Abbildung 6.30. Man kann sofort erkennen, dass sich die Kurven von den bisher untersuchten Kurven kaum unterscheiden. Es ist anzunehmen, dass sich die unterschiedliche Neigung der Diagonalen nur gering bemerkbar macht.

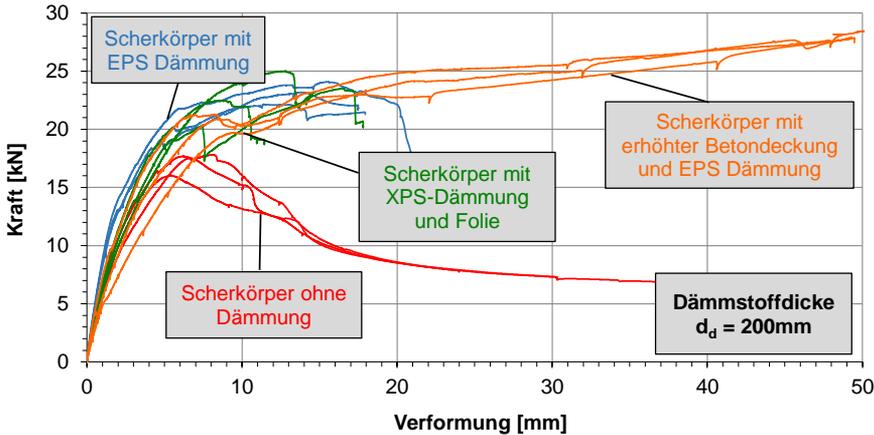


Abb. 6.30: Gegenüberstellung aller Last-Verformungskurven mit 200 cm Dämmstoffdicke

6.4 Sandwichwandstreifen unter Biegebeanspruchung

6.4.1 Versuchsprogramm

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von Sandwichstreifen werden Biegeversuche an dreischichtigen Plattenstreifen durchgeführt. Die experimentelle Untersuchung erfolgt in Vier-Punkt-Biegeversuchen. Die Versuche dienen zum einen dazu, Kenntnisse über das Last-Verformungs- sowie das Last-Relativverschiebungsverhalten zu erhalten. Es soll zudem untersucht werden, ob der Berechnungsansatz zur Berechnung der Schnitt- und Verformungsgrößen von *Pahn 2011* angewandt werden kann. Wie auch bei den Versuchen aus *Pahn 2011* steht der lineare Lastbereich bis zur Erstrissbildung im Mittelpunkt der Betrachtungen. *Pahn* hat in seinem Versuchsprogramm den Einfluss der Verbundfuge untersucht. Dazu wurde in den Versuchen sowohl die Dämmstoffdicke ($d_d = 60\text{ mm}$ und 140 mm) als auch der Dämmstofftyp (EPS und XPS) variiert. Mit einer Tragschalendicke von $d_{TS} = 100\text{ mm}$ und einer Stützweite von $L_{SW} = 3,40\text{ m}$ wurden Sandwichwände mit einer großen Biegeschlankheit untersucht. So sollte der Effekt der Schubelastischen Kopplung möglichst genau gezeigt werden.

Im eigenen Versuchsprogramm werden Abmessungen untersucht, welche sich nach Ansicht des Verfassers nah an den späteren Abmessungen in der Praxis orientieren. Die Dämmstoffdicke wird mit

- $d_d = 120\text{ mm}$

gewählt und aus expandiertem Polystyrol (EPS) ausgeführt. Die Dicke der Tragschale wird zu

- $d_{TS} = 150\text{ mm}$, 180 mm und 200 mm

variiert. Die Vorsatzschale wird mit zwei Dicken

- $d_{VS} = 100\text{ mm}$ und 80 mm

ausgeführt. Die Stützweite in den Versuchen wird durch die Länge der Gitterträger bestimmt. Es wurden Gitterträger mit einer Länge von 3,0 m verwendet. Dadurch wurde die Stützweite zu

- $L_{SW} = 2,80 \text{ m}$

gewählt. In Tabelle 6.5 ist das Versuchsprogramm dargestellt.

Tab. 6.5: Versuchsmatrix der Vier-Punkt-Biegeversuche

Versuchskörperbezeichnung	Dicke Tragschale d_{TS} [mm]	Dicke Dämmschicht d_D [mm]	Dicke Vorsatzschale d_{VS} [mm]	Wanddicke d_W [mm]	Höhe Gitterträger h_{GT} [mm]	Stützweite L_{SW} [m]
B1-150-120-100	150	120	100	370	230	2,80
B2-180-120-100	180	120	100	400	230	2,80
B3-200-120-80	200	120	80	400	230	2,80

Erläuterung zur Versuchskörperbezeichnung:
 B-(X)-(Y)-(Z)
 (X): Dicke Tragschale
 (Y): Dicke Dämmschicht
 (Z): Dicke Vorsatzschale

6.4.2 Geometrie und Herstellung der Versuchskörper

Die Sandwichstreifen wurden im Fertigteilwerk der Firma THERMODUR Wandelemente GmbH & Co. KG / Neuwied hergestellt. Die Abmessungen der Wandstreifen und die Anordnung der Bewehrung und der Gitterträger sind in Abbildung 6.31 dargestellt. Im Fertigteilwerk wurde die Vorsatzschale zuerst hergestellt. Nachdem die Bewehrung in die Vorsatzschalenschalung eingelegt wurde, wurden der haufwerksporige Beton eingefüllt und die Dämmplatten zwischen den positionierten Gitterträgern eingelegt (vgl. Abbildung 6.32 (a) und (b)). Anschließend wurde der Schaltisch geschüttelt um den Beton zu verdichten. Nach einer ersten Lage Beton in der Tragschale wurde die Längsbewehrung aus feuerverzinktem Stahl eingelegt (vgl. Abbildung 6.32 (c)). Die Querbewehrung sollte, um die Problematik mit der rückfedernden Bewehrung zu vermeiden, unter die Gitterträger eingefädelt werden. Dies war allerdings wegen der engen Schalung nicht möglich. Daher wurde die Querbewehrung auf die Gitterträger gelegt. Für größere Wandelemente sollte später versucht werden, die Querbewehrung unter den Gitterträgern einzubauen. Die obere Bewehrung in der Tragschale wurde lediglich in den LAC gelegt. Aufgrund der erdfeuchten Konsistenz des Betons ist dies möglich und wird in der Praxis auch so ausgeführt. Nach dem überhöhten Befüllen der Schalung (vgl. Abbildung 6.32 (d)) wurde der Schaltisch erneut geschüttelt und anschließend der Beton mit der Rüttelwalze verdichtet. Der Beton in der Vorsatzschale wurde ebenfalls höher als die eigentliche Vorsatzschalendicke eingebaut. Da beim Verdichten mit der Rüttelwalze über der Vorsatzschale noch die Dämmschicht liegt, gibt es aus der Praxis keine Erfahrungswerte, wie groß diese Überhöhung sein muss. Eine Untersuchung zu diesem Sachverhalt wurde im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt. Die verwendeten Betonrezepturen sind in Tabelle A.14 dargelegt.

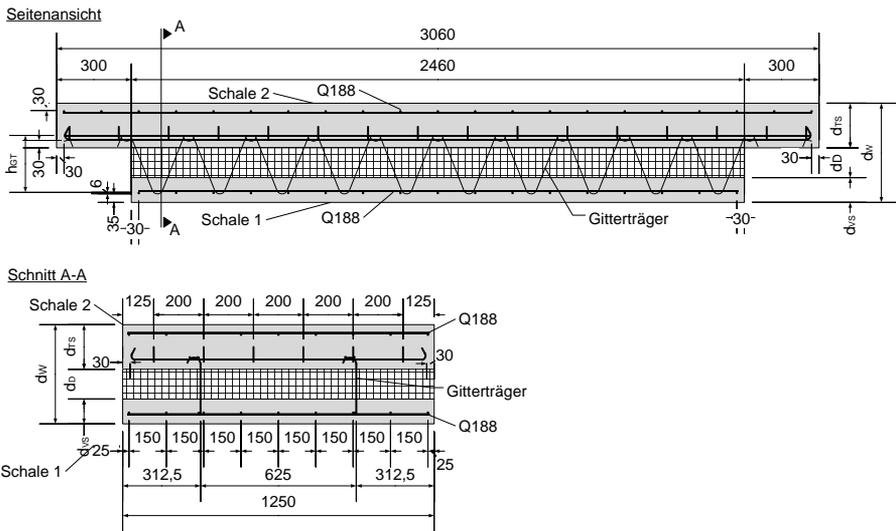


Abb. 6.31: Aufbau der Sandwichwandstreifen für Vier-Punkt-Biegeversuche

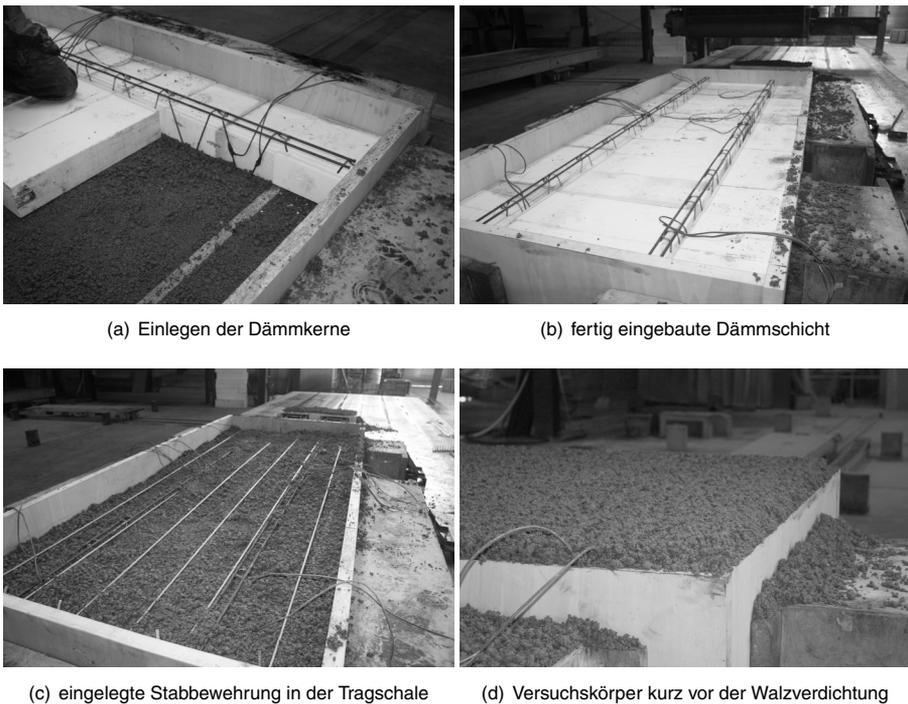


Abb. 6.32: Herstellung der Sandwichwandstreifen

6.4.3 Versuchsdurchführung

Die Durchführung der Vier-Punkt-Biegeversuche erfolgte im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern. Es wurde ein Prüfrahm mit einem servohydraulischen Prüfzylinder und einer maximalen Zylinderkraft von 630 kN für die Prüfung verwendet. Zur Durchführung der Versuche wurde die Tragschale auf Stahlrollenlagern aufgelagert, welche auf Betonwiderlagern lagen. Somit befand sich die Vorsatzschale in diesen Versuchen auf der Bauteilunterseite. Die Belastung mit dem Hydraulikzylinder erfolgte von oben und wurde somit in die Tragschale eingeleitet. Die Zylinderkraft wurde über eine Stahlkonstruktion aus einem längs ausgerichteten Stahlträger, welche sich direkt unter dem Hydraulikzylinder befand, und zwei über die gesamte Breite der Tragschale gehenden Stahlträger in die beiden Lasteinleitungspunkte verteilt. Die aufgebrachte Last wurden mit einer zwischen der Lastverteilungskonstruktion und dem Hydraulikzylinder befindlichen Kalotte zentriert eingeleitet und mit einer Kraftmessdose gemessen.

Zur Messung von Verformungen wurde in Feldmitte ein induktiver Wegaufnehmer (WA1) zur Erfassung der Plattendurchbiegung verwendet. Weitere zwei induktive Wegaufnehmer (WA2 und WA3) haben die Vertikalverformung über den beiden Widerlagern gemessen. Die Relativverschiebung zwischen Trag- und Vorsatzschale wurde über zwei, an beiden Enden des Versuchskörpers, horizontal angeordnete Wegaufnehmer (WA4 und WA5, vgl. Abbildung 6.34) gemessen. Die Anordnung der Wegaufnehmer ist zudem in Abbildung 6.33 schematisch dargestellt.

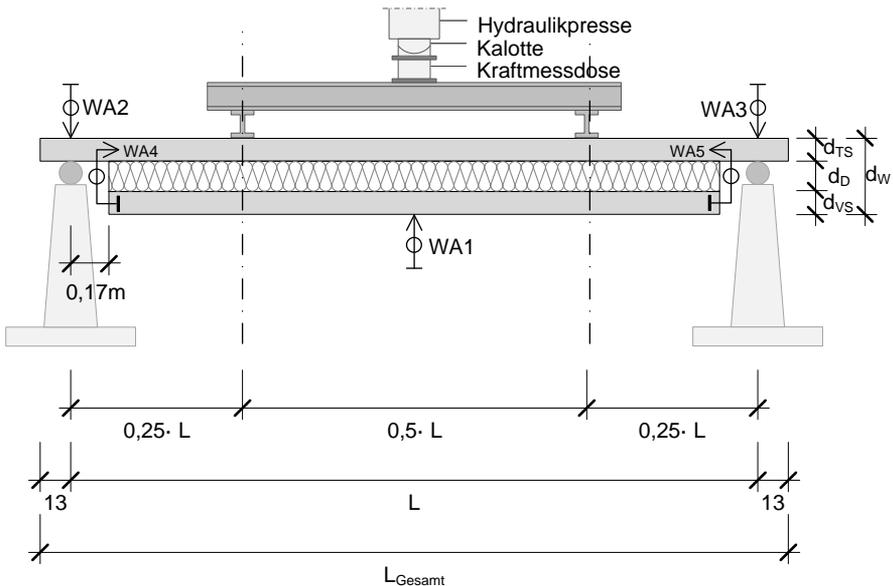


Abb. 6.33: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus der Vier-Punkt-Biegeversuche

An der Technischen Universität Kaiserslautern wurden im Vorfeld dieser Versuche schon Biegeversuche an drei- und vierschichtigen Sandwichelementen durchgeführt (Pahn 2011). Eine Unterteilung der Belastung in zwei Phasen hat sich darin bewährt.

Daher wurde auch bei diesen Versuchen die Belastung in zwei Phasen durchgeführt. Die Versuchskörper wurden direkt beim Einbau in den Versuchsstand in den Viertelpunkten unterstützt (Phase (0)). Die Belastung der Versuchskörper begann damit, dass mit Hilfe von handgesteuerten, miteinander gekoppelten Hydraulikpressen diese Stützkonstruktion abgelassen wurde, bis die Eigenlast voll wirkte (Phase (1)). Anschließend wurde mit den Hydraulikzylindern die weitere Belastung weggesteuert in Laststufen bis zum Versagen aufgebracht (Phase (2), vgl. Abbildung 6.35).

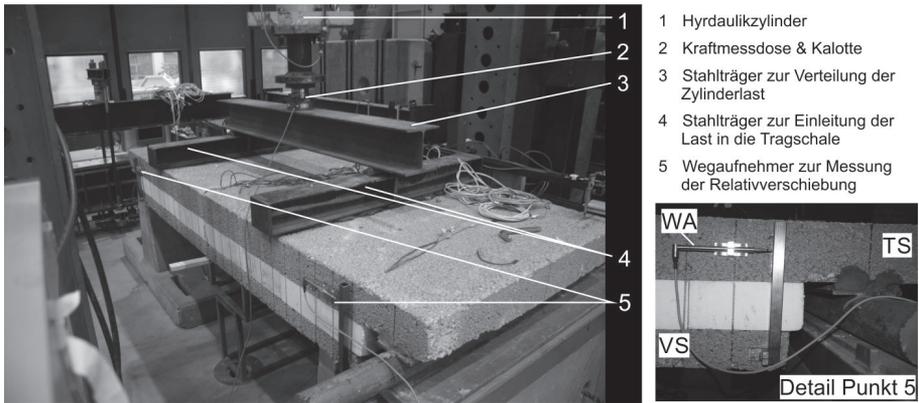


Abb. 6.34: Exemplarischer Aufbau eines Vier-Punkt-Biegeversuches

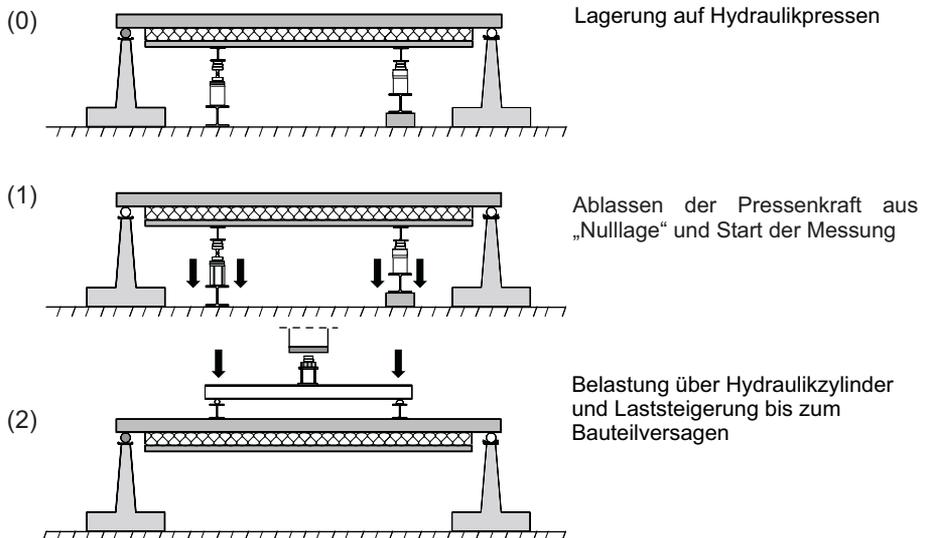


Abb. 6.35: Belastungsphasen in den Vier-Punkt-Biegeversuchen (Pahn 2011)

6.4.4 Ergebnisse der 4-Punkt-Biegeversuche an Sandwichwandstreifen

6.4.4.1 Last-Durchbiegungs-Kurven und Last-Relativverschiebungskurven

Das Last-Verformungsverhalten der dreischichtigen Wandstreifen aus haufwerksporigem Leichtbeton ist in Abbildung 6.36 dargestellt. Abbildung 6.37 zeigt die dazugehörigen Kraft-Relativverschiebungskurven. Wie auch bei *Pahn 2011* erfolgt die Auswertung der Versuche „in einem Lastbereich, welcher Schlussfolgerungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“ mehrschichtiger Sandwichwandelementen zulässt.

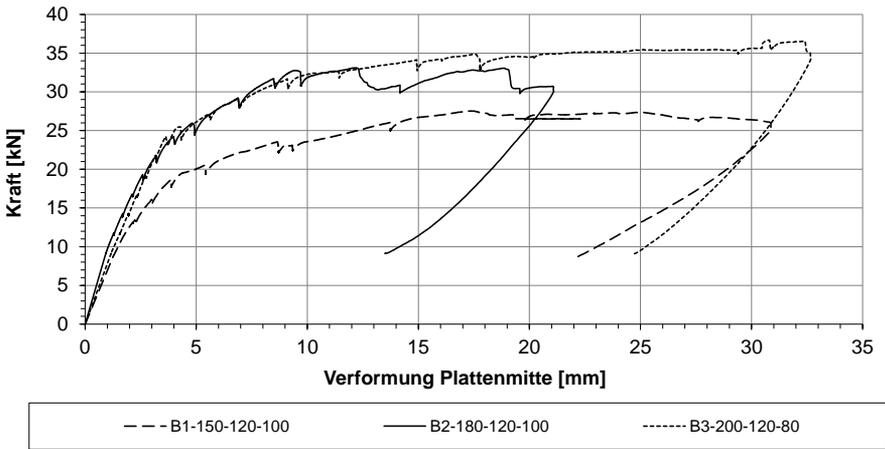


Abb. 6.36: Kraft-Verformungskurven der Vier-Punkt-Biegeversuche

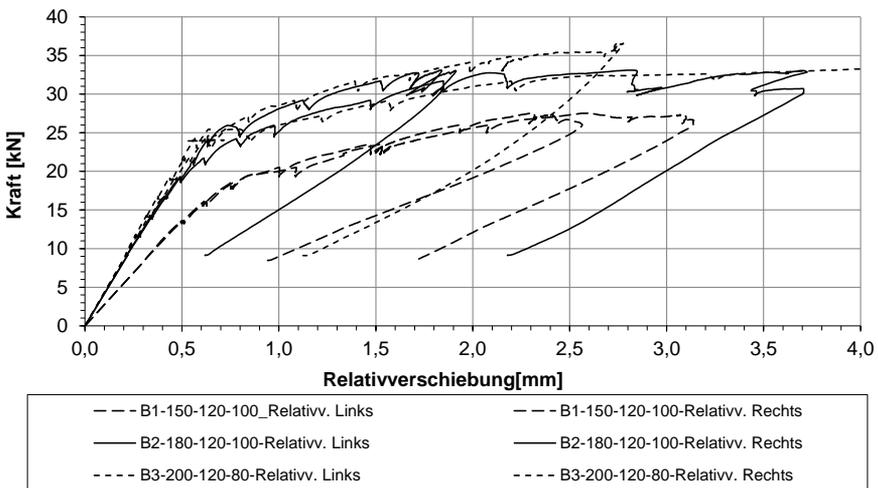


Abb. 6.37: Kraft-Relativverschiebungskurven der Vier-Punkt-Biegeversuche

Die Versuchskurven zeigen zu Beginn der Beanspruchung ein lineares Last-Verformungs-Verhalten. Mit Beginn der Rissbildung zeigt sich eine deutliche Abnahme der Bauteilbiegesteifigkeit. Ähnlich wird das Verhalten bei den Versuchen in *Pahn 2011* beschrieben. Hier werden im weiteren Verlauf auch Schädigungen in der Dämmebene entdeckt. Zum einen werden Schubrisse im Dämmstoff entdeckt (EPS-Dämmung) und zum anderen ein Versagen des Haftverbundes zwischen Dämmung und Beton (EPS- und XPS-Dämmung). Die unterschiedlichen Versagensarten bei Verwendung einer EPS-Dämmung wird mit dem unterschiedlichen Herstellprozess begründet. Die Versuchskörper, bei denen Schubrisse im Dämmstoff auftraten, wurden an einem Tag „nass-in-nass“ produziert. In diesem Fall wird die Dämmung durch die Auflast aus dem Frischbeton der zweiten Schale auf den Beton der ersten Schale gepresst und somit entsteht ein vollflächiger Verbund zwischen Dämmung und Beton. Die Versuchskörper mit Versagen des Haftverbundes zwischen Dämmung und Beton wurden an zwei Produktionstagen hergestellt. Hier fehlt diese Last aus dem Frischbeton. Die Dämmplatten werden lediglich auf den Frischbeton gelegt. Dadurch können bei Betone mit einer etwas steiferen Konsistenz Bereiche ohne Haftung zwischen Dämmung und Beton entstehen (*Pahn 2011*). Die Schädigungen der Dämmschicht wurden bei großen Durchbiegungen beobachtet. Daher schlussfolgert *Pahn*, dass die Abnahme der Biegesteifigkeit der Versuchskörper ausschließlich auf die Rissbildung zurückzuführen ist. Die hier untersuchten Sandwichstreifen aus haufwerksporigem Leichtbeton wurden an einem Produktionstag „nass-in-nass“ hergestellt. Das Tragverhalten der Dämmung bzw. die Schädigungen des Verbundes zwischen Beton und Dämmung müssen hier allerdings auf Grundlage der Erkenntnisse aus den Scherversuchen aus Abschnitt 6.3 anders bewertet werden. Durch Markierungen an den Übergangflächen zwischen Dämmung und Leichtbeton konnte bereits bei geringen Laststufen im linearen Bereich der Last-Verformungskurven Relativverschiebungen zwischen Dämmung und Beton beobachtet werden. Somit kann davon ausgegangen werden, dass die Abnahmen der Biegesteifigkeiten auch hier ausschließlich auf die Rissbildung in den Betonschichten zurückzuführen ist.

Beim Vergleich der Last-Verformungskurven mit den Last-Relativverschiebungskurven der jeweiligen Versuche ist zu erkennen, dass im linearen Kraft-Verformungs-Bereich auch eine lineare Kraft-Relativverschiebungsbeziehung vorliegt. Mit Einsetzen des Steifigkeitsabfall infolge Rissbildung nehmen auch die Relativverschiebungen überproportional zu. Die Relativverschiebungen treten, wie in Diagramm 6.37 zu sehen, gleichmäßig auf beiden Seiten auf.

Zum Abbruch der Versuche führte in allen Fällen das Klaffen eines Risses in der Tragschale. Wie schon in den Versuchen in Abschnitt 6.1 erfolgte dies unter der Lasteinleitung und lässt auf ein Versagen der Bewehrungsverankerung schließen. Ungefähr zum selben Zeitpunkt, infolge der Zunahme der Verformungen, sind auf der Seite des Versuchskörpers, auf der auch der maßgebende Riss in der Tragschale auftrat, die Gitterträger aus der Vorsatzschale gerissen (vgl. Abbildung 6.38).

6.4.4.2 Erfahrungen bei Herstellung der Versuchskörper

In den vorangegangenen Abschnitten wurde schon mehrmals auf die erhöhten Schwierigkeiten der Herstellung von Bauteilen aus haufwerksporigem Leichtbeton eingegangen.

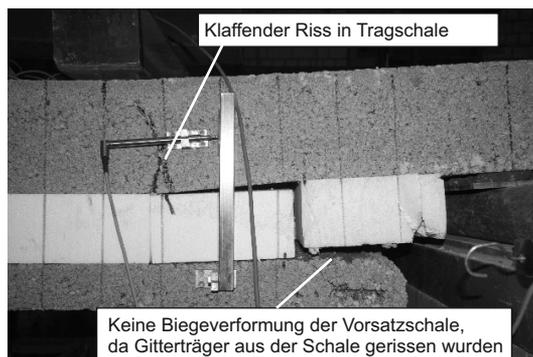


Abb. 6.38: Versagensbild von Versuchskörper B3-200-120-80

Allen voran ist die Verdichtung und deren Einfluss auf die Rohdichte bzw. Festigkeit des LAC's zu nennen. Auch bei der Herstellung der untersuchten Sandwichstreifen sind Beobachtungen gemacht worden, welche für weitere Arbeiten hinsichtlich des untersuchten Systems berücksichtigt werden sollten.

Ausreichende Befüllung und Verdichtung der zuerst betonierten Schale

Wie oben bereits erläutert, wurden zur Herstellung der Versuchskörper zuerst die Vorsatzschalen betoniert. Dazu wurde schrittweise

1. die Schalung aufgebaut,
2. die Bewehrung und Gitterträger positioniert und
3. der Beton in die Schalung eingefüllt.

Nun kann lediglich eine Verdichtung durch Schütteln des Schaltisches erfolgen. Diese Verdichtung ist jedoch nicht annähernd so wirkungsvoll wie die Verdichtung mit der Rüttelwalze. Die Verdichtung mit der Rüttelwalze kann allerdings infolge der bereits eingebauten Gitterträger nicht erfolgen. Erst nach Befüllung der Tragschale konnten die Sandwichstreifen mit der Rüttelwalze verdichtet werden. Bei den in der Praxis bereits hergestellten Wandelemente aus LAC wird der Beton überhöht in die Schalung eingefüllt. Bevor die Rüttelwalze den Beton verdichtet, zieht ein vor der Rüttelwalze angebrachter Balken den Beton auf einer festgelegten Höhe ab. Durch Erfahrungswerte der Herstellfirmen wird am Ende des Verdichtungsvorgangs die gewünschte Rohdichte und somit die erforderliche Festigkeit des Betons erzielt. Bei der Herstellung der Versuchskörper fehlten natürlich diese Erfahrungswerte, da die Verhältnisse zwischen Beton unter der Dämmung, Beton über der Dämmung und Dämmstoffdicke nicht mit den in der Praxis hergestellten Wandelemente übereinstimmten. Es musste jede Schale überhöht eingefüllte werden und beim Verdichten mit der Rüttelwalze wurden die Druckkräfte über die Wärmedämmung in den Vorsatzschalenbeton geleitet - die Dämmung drückte dementsprechend den Vorsatzschalenbeton zusammen. Gleichzeitig wurde natürlich auch die Dämmung um ein gewisses Maß gestaucht. Wie groß diese Stauchung ist, hängt von den Eigenschaften des Dämmstoffes ab. Bei den untersuchten Wandstreifen wurde eine nicht ausreichende Verdichtung des Vorsatzschalenbetons festgestellt (vgl. Abbildung 6.39).

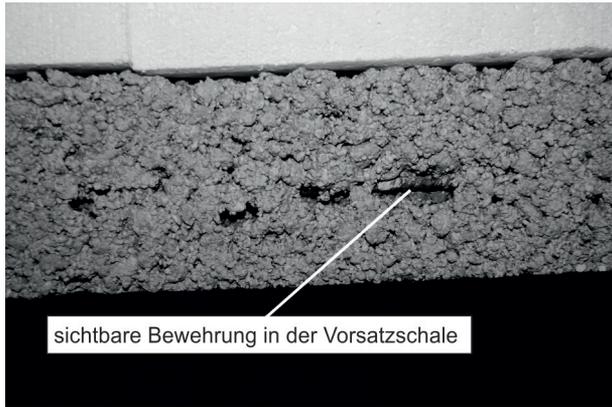


Abb. 6.39: Sichtbare Bewehrung am seitlichen Rand einer Vorsatzschale

Zur Bestimmung der Festbetoneigenschaften wurden auch bei diesen Versuchen zusätzliche Betonquader betoniert, um für die Materialuntersuchungen daraus Bohrkern zu bohren und Prismen zu schneiden. Zusätzlich wurden aus den Versuchskörpern nach dem Versuch Bohrkern gezogen um deren Rohdichte mit den Ergebnissen aus den Betonquadern zu vergleichen. Wie aus Tabelle 6.6 zu entnehmen ist, hatten die Tragschalen der Versuchskörper eine bis zu 9% geringer Rohdichte als die Betonquader. Die Rohdichte der Vorsatzschale von Versuchskörper B-150-120-100 war um 16% geringer als die des Betonquaders. Bei diesem Versuchskörper hatte die Vorsatzschale ein um 8% geringer Rohdichte als die Tragschale. Nach den Ergebnissen aus Abschnitt 2.7 muss daher auch von unterschiedlichen Festigkeiten ausgegangen werden. Für die Untersuchungen aus Abschnitt 7.3 werden daher Materialkennwerte verwendet, welche an Bohrkernen aus den Versuchskörpern ermittelt wurden.

Tab. 6.6: Vergleich der Trockenrohddichten der Betonquadern und Bohrkernen aus den Versuchskörpern

Versuchstyp	Versuchskörperbezeichnung	zusätzliche Betonquader [kg/m ³]	Bohrkern Versuchskörper (Trag-/Vorsatzschale) [kg/m ³]	Prozentuale Abweichung [%]
B	B1-150-120-100	891,8	815,3 / 751,0	91% / 84%
B	B2-180-120-100	845,2	768,8 / -	91% / -
B	B3-200-120-80	866,6	805,7 / -	93% / -

Tab. 6.7: Vergleich der Trockenrohddichten von Vorsatz- und Tragschale der Versuchskörper

Versuchstyp	Versuchskörperbezeichnung	Bohrkern Versuchskörper (Tragschale) [kg/m ³]	Bohrkern Versuchskörper (Vorsatzschale) [kg/m ³]	Prozentuale Abweichung [%]
B	B1-150-120-100	815,3	751,0	92%

Lage der Dämmkerne und die daraus resultierenden Schalendicken

Ein weiterer Punkt, welcher bei der Herstellung aufgefallen ist, ist die Lage der Dämmplatten. Hier wird mitunter der Vergleich zu der Herstellung von Sandwichelementen aus Normalbeton gezogen. Der Ablauf der Herstellung ist dem der Elemente aus LAC sehr ähnlich und kann für Elemente mit GFK-Verbindungsmittel *Pahn 2011* entnommen werden. Nach dem Einfüllen des Beton in die Schalung wird durch Schütteln des Schaltisches der Beton verdichtet. Im Gegensatz zum haufwerksporigem Beton entsteht hier eine nahezu ebene Betonfläche, auf die anschließend die Dämmplatten gelegt werden. Bei dem haufwerksporigen Beton entsteht dagegen nach dem Einfüllen und Schütteln des Schaltisches, aufgrund der erdfeuchten Konsistenz, eine unebene, fast hügelige Fläche. Abbildung 6.40 zeigt die Seitenansicht aller drei Versuchskörper. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Lage der Dämmstreifen sehr variiert. Z. B. ist bei dem oberen der drei Sandwichplatten im linken Teil eine deutliche Senke zu erkennen. Messungen haben ergeben, dass in diesem Bereich die Vorsatzschale fast 1 cm dünner ist als der Soll-Wert von 8 cm. Die Ergebnisse der Vermessung der Versuchskörper sind im Anhang, Tabelle A.15, angegeben. Zum Vergleich sind in Abbildung 6.41 Sandwichwände aus Normalbeton abgebildet. Wie zu sehen ist, ist die Lage der Dämmplatten hier sehr gleichmäßig.



Abb. 6.40: Seitenansicht der eigenen Versuchskörper



Abb. 6.41: Seitenansicht von Versuchskörpern aus Normalbeton

Fazit

Die beiden angesprochenen Probleme sollten hinsichtlich der Praxistauglichkeit des Wandsystems weiter untersucht werden. Es wird vorgeschlagen, weitere Versuche zur Herstellgenauigkeit hinsichtlich ausreichender Verdichtung der beiden Betonschalen sowie Einhaltung der erforderlichen Schichtdicken durchzuführen. Möglicher Anhaltspunkt könnte die Konsistenz des haufwerksporigen Betons sein. Eine fließfähigere Konsistenz könnte zudem die Wirkung der Schüttelverdichtung mit dem Schaltisch verbessern und somit eine ebenere Oberfläche der ersten Schale bewirken. Bei der Einstellung des Betons hinsichtlich der Konsistenz dürfen natürlich die Vorteile des Materiales - gute Wärmedämmung, offene Struktur, etc. - nicht verloren gehen.

7 Entwicklung von Ingenieurmodellen und Nachrechnung der Sandwichversuche

7.1 Tragverhalten unter Zugbeanspruchung der Gitterträger

Die Bruchlasten der Auszugversuche werden zunächst anhand des Zusammenhangs zwischen Spannung und Biegemoment nach Gleichung (7.1) beurteilt.

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot z \quad (7.1)$$

Da das Versagen durch Biegebruch der Betonplatte eintrat, wird analog zu *Furche u. Bauermeister 2008* der Einfluss der Gurtgeometrie des Gitterträgers auf die maximalen Biegespannungen untersucht. Die Versuche aus *Furche u. Bauermeister 2008* zeigten bei zwei einbetonierten Untergurten (Gitterträgertyp E) 55% höhere Auszuglasten als bei einem einbetonierten Obergurt. Die Betrachtung der beiden statischen Systeme, welche den Abmessungen der Versuche aus *Furche u. Bauermeister 2008* entsprechen, ergibt bei einbetoniertem Obergurt 47% höhere Biegespannungen in der Betonplatte als bei zwei Untergurten. Dabei wird davon ausgegangen, dass aufgrund der Symmetrie bei Einleitung der Prüfkraft in den Obergurt jeweils 50% in die beiden Untergurte des Gitterträgertyps E eingeleitet werden.

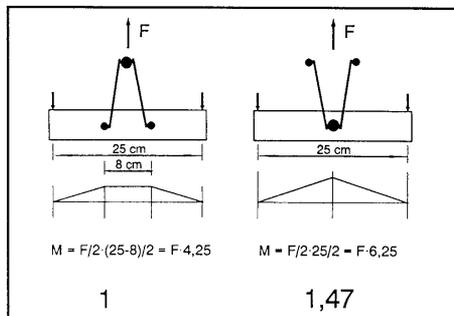


Abb. 7.1: Einfluß der Gurtanzahl auf das Biegemoment in der Platte (*Furche 1995*)

Bei den hier verwendeten Gitterträgern des Typs SE2B stellt sich dieser Sachverhalt etwas anders dar. Die an dem Obergurt angreifende Prüflast wird über beide Längsseiten des Untergurtes in die Leichtbetonplatte eingeleitet. Die Kraft wird dabei über die Knoten des Untergurtes in den Längsbewehrungsstab B_2 (vgl. Abbildung 4.1) übertragen. Zur Bestimmung der Verteilung der Kräfte in den Diagonalen in die beiden Längsseiten des Untergurtes wird ein Untergurtknoten anhand eines Stabwerkmodelles untersucht. In Abbildung 7.2 ist das eingegebene Stabwerk abgebildet. Nach Berücksichtigung der

vorhandenen Geometrie- und Materialparameter sowie der vorhandenen Gitterträgerhöhen kann von einer Aufteilung der Zylinderkraft F_{zyl} von $\frac{2}{3}F_{zyl}$ auf den Längsbewehrungsstab B_1 und $\frac{1}{3}F_{zyl}$ auf den Längsbewehrungsstab B_2 ausgegangen werden. Zur Berechnung der maximalen Momente wird daher von den in Abbildung 7.3 dargestellten statischen Systemen ausgegangen.

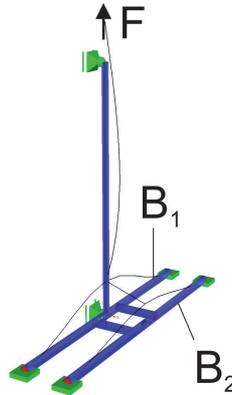


Abb. 7.2: Statisches System eines Untergurtnotens

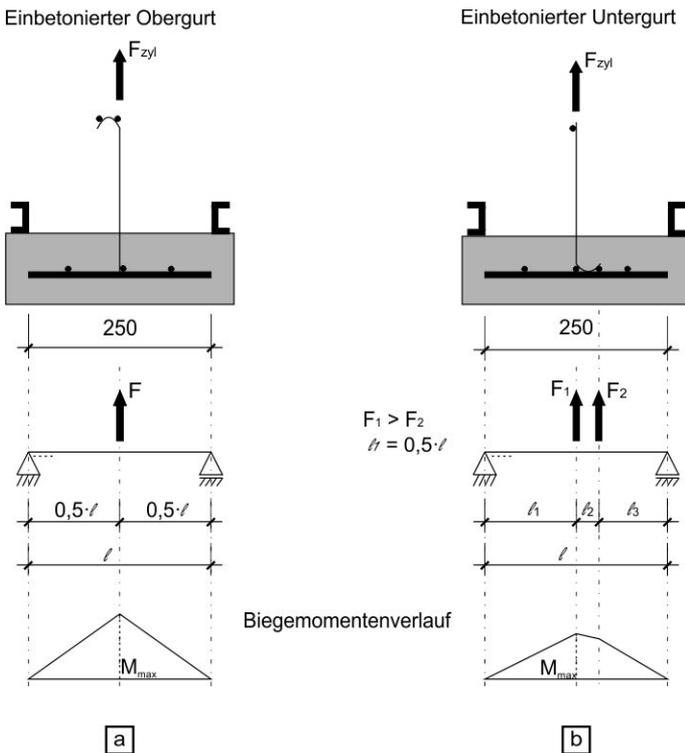


Abb. 7.3: Statische Systeme zur Ermittlung der maximalen Biegemomente

Zur Ermittlung der rechnerischen Werte nach Gleichung (7.1) wird in den folgenden Gleichungen der Zusammenhang zwischen der Last F , welche an dem Gitterträger angreift, und dem maximalem Biegemoment bzw. den maximalen Biegespannungen in der Betonplatte hergeleitet.

Einbetonierter Obergurt nach Abbildung 7.3 a

$$M_{max,O} = \frac{F \cdot \ell}{4} \quad (7.2)$$

mit

$$F = F_{zyl} \quad (7.3)$$

ergibt sich

$$M_{max,O} = \frac{F_{zyl} \cdot \ell}{4} \quad (7.4)$$

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max,O}}{I} \cdot Z = \frac{F_{zyl} \cdot \ell}{4 \cdot I} \cdot Z \quad (7.5)$$

$$F_{zyl} = \frac{4 \cdot \sigma_{max} \cdot I}{\ell \cdot Z} \quad (7.6)$$

Einbetonierter Untergurt nach Abbildung 7.3 b

$$M_{max,U} = \frac{F_1 \cdot \ell_1 + F_2 \cdot (\ell_1 + \ell_2)}{\ell} \cdot \ell_1 - F_1 \cdot \ell_1 - F_2 \cdot \ell_2 \quad (7.7)$$

mit

$$F_1 = \frac{2}{3} \cdot F_{zyl} \quad (7.8)$$

$$F_2 = \frac{1}{3} \cdot F_{zyl} \quad (7.9)$$

ergibt sich

$$M_{max,U} = F_{zyl} \cdot \left(\frac{\ell_1^2}{\ell} + \frac{\ell_1 \cdot \ell_2}{3 \cdot \ell} - \ell_1 \right) \quad (7.10)$$

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max,U}}{I} \cdot Z = \frac{F_{zyl} \cdot \left(\frac{\ell_1^2}{\ell} + \frac{\ell_1 \cdot \ell_2}{3 \cdot \ell} - \ell_1 \right)}{I} \cdot Z \quad (7.11)$$

$$F_{zyl} = \frac{\sigma_{max} \cdot I}{\left(\frac{\ell_1^2}{\ell} + \frac{\ell_1 \cdot \ell_2}{3 \cdot \ell} - \ell_1 \right) \cdot Z} \quad (7.12)$$

Im Folgenden werden zwei Vergleiche durchgeführt und diese mit den Ergebnissen aus den Versuchen verglichen. Im einem ersten Vergleich werden die maximalen Biegemomente aus den in Abbildung 7.3 dargestellten statischen Systemen gegenübergestellt. Es wird der Quotient aus den Gleichungen 7.4 und 7.10 gebildet:

$$\frac{M_{max,O}}{M_{max,U}} = \frac{\frac{F_{zyl} \cdot \ell}{4}}{F_{zyl} \cdot \left(\frac{\ell_1^2}{\ell} + \frac{\ell_1 \cdot \ell_2}{3\ell} - \ell_1 \right)} \tag{7.13}$$

Nach Vereinfachung von Gleichung 7.11 folgt:

$$\frac{M_{max,O}}{M_{max,U}} = \frac{\ell^2}{4 \cdot \left(\ell_1^2 + \frac{\ell_1 \cdot \ell_2}{3} - \ell_1 \cdot \ell \right)} \tag{7.14}$$

Nach Einsetzen der Werte

$$\frac{M_{max,O}}{M_{max,U}} = \frac{(0,25\text{ m})^2}{4 \cdot \left((0,125\text{ m})^2 + \frac{0,04\text{ m} \cdot 0,125\text{ m}}{3} - 0,125\text{ m} \cdot 0,25\text{ m} \right)} = 1,12 \tag{7.15}$$

folgt, dass bei der Verankerung eines Gitterträger-Obergurtes im Vergleich mit der Verankerung eines Gitterträger-Untergurtes ein um das 1,12-fache höhere Biegemoment ergibt. Somit müssten die Bruchlasten der Versuche mit einbetoniertem Untergurt um das 1,12-fache höher sein als die mit einbetoniertem Obergurt. In Tabelle 7.1 sind die Bruchlasten der Versuche dahingehend ausgewertet. Wie der Tabelle zu entnehmen ist, ergibt sich über alle Ergebnisse gesehen ein Erhöhungsfaktor von 1,11. Somit wurde eine sehr gute Übereinstimmung mit dem rechnerischen Wert von 1,12 erzielt.

Tab. 7.1: Auswertung der Bruchlasten hinsichtlich Erhöhungsfaktor zwischen Prüfung Obergurt zu Untergurt

Beton	GT-Gurt	Bauteildicke	Bruchlasten F_{max}					Mittelwert F_{mittel}	Erhöhungsfaktor	Mittelwert aus Versuchen	rechnerisch
			V1	V2	V3	V4	V5				
		[mm]	[kN]					[kN]	[-]		
LAC2	Obergurt	100	4,07	3,82	3,12	4,57	4,20	4,26	1,06	1,11	1,12
			3,88	4,55	4,10	4,52	4,17				
			4,82	4,38	4,74	4,30	4,68				
	Untergurt		4,68	4,62	4,35	3,93	4,03	4,53			
			3,89	5,88	4,95	4,82	4,08				
			4,31	4,36	3,92	5,37	4,28				
Obergurt	150	8,90	9,60	9,36	10,06	9,74	9,53	1,13			
		11,74	12,06	9,83	10,65	9,70	10,80				
LAC8	Obergurt	100	7,91	6,63	7,39	7,31	7,63	7,80	1,15		
			7,49	8,44	7,62	9,03	9,26				
			7,50	8,80	7,60	6,74	7,62				
	Untergurt		9,54	9,40	8,99	8,67	9,28	8,98			
			10,07	8,69	10,41	9,11	9,08				
			7,48	7,93	8,12						
	Obergurt		150	16,70	18,03	18,15	19,35	16,57		17,76	1,11
				17,36	21,32	19,83	20,50	19,76		19,75	

Der zweite Vergleich bezieht sich auf den Erhöhungsfaktor bei der Prüfung von Betonplatten unterschiedlicher Höhe. In dem Versuchsprogramm wurden Betonplatten mit einer Höhe von $d_1 = 100$ mm und $d_2 = 150$ mm getestet. In diesem Fall wird der Quotient der maximalen Biegespannungen gebildet:

$$\frac{\sigma_{max,100}}{\sigma_{max,150}} = \frac{\frac{M_{max,100}}{I_{100}} \cdot Z_{100}}{\frac{M_{max,150}}{I_{150}} \cdot Z_{150}} = \frac{Z_{100} \cdot I_{100}}{Z_{150} \cdot I_{150}} \quad (7.16)$$

mit $z = \frac{h}{2}$, $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ und $b_{100} = b_{150} = b$ folgt:

$$\frac{\sigma_{max,100}}{\sigma_{max,150}} = \frac{\frac{h_{100}}{2} \cdot \frac{b \cdot h_{150}^2}{12}}{\frac{h_{150}}{2} \cdot \frac{b \cdot h_{100}^2}{12}} = \frac{h_{150}^2}{h_{100}^2} = \frac{(150 \text{ mm})^2}{(100 \text{ mm})^2} = 2,25 \quad (7.17)$$

Somit müssten die Bruchlasten der Versuche mit einer 150 mm dicken Platte um den Faktor 2,25 höher sein als die bei einer Plattendicke von 100 mm. In Tabelle 7.2 sind die Versuche auf dieses Betrachtung hin ausgewertet. Über alle Ergebnisse ergibt sich ein Erhöhungsfaktor von 2,27. Somit ist auch hier eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den theoretischen Betrachtungen und den tatsächlichen Versuchswerten zu erkennen.

Tab. 7.2: Auswertung der Bruchlasten hinsichtlich Erhöhungsfaktor zwischen Probekörper mit 100 mm und 150 mm Plattendicke

Beton	Bauteildicke	GT-Gurt	Bruchlasten F_{max}					Mittelwert F_{mittel}	Erhöhungsfaktor	Mittelwert aus Versuchen	rechnerisch
			V1	V2	V3	V4	V5				
	[mm]	[kN]					[kN]	[-]			
LAC2	100	Obergurt	4,07	3,82	3,12	4,57	4,20	4,26	2,24	2,27	2,25
			3,88	4,55	4,10	4,52	4,17				
			4,82	4,38	4,74	4,30	4,68				
	150	Obergurt	8,90	9,60	9,36	10,06	9,74	9,53			
			4,68	4,62	4,35	3,93	4,03	4,53			
			3,89	5,88	4,95	4,82	4,28				
100	Untergurt	4,31	4,36	3,92	5,37	4,28	10,80				
		11,74	12,06	9,83	10,65	9,70					
		7,91	6,63	7,39	7,31	7,63		7,80			
150	Obergurt	7,49	8,44	7,62	9,03	9,26	17,76				
		7,50	8,80	7,60	6,74	7,62					
		16,70	18,03	18,15	19,35	16,57					
LAC8	100	Obergurt	9,54	9,40	8,99	8,67	9,28	8,98	2,20		
			10,07	8,69	10,41	9,11	9,08				
			7,48	7,93	8,12						
	150	Untergurt	17,36	21,32	19,83	20,50	19,76	19,75			

Nach diesen Betrachtungen mit sehr guten Übereinstimmungen werden nun folgend die Versuche anhand der bereits untersuchten statischen Systeme nachgerechnet. Dabei muss erwähnt werden, dass bei den Versuchen mit einer Plattendicke von 150 mm das Verhältnis von Plattenhöhe h zur Feldlänge ℓ mit $\frac{h}{\ell} = \frac{150 \text{ mm}}{250 \text{ mm}} = 0,6$ im Bereich eines scheibenartigen Bauteils liegt, bei dem die Bernoulli Hypothese vom Ebenbleiben des Querschnittes nicht mehr gilt.

Die Nachrechnung der Versuche erfolgte für alle Größen mit den Berechnungen der Bruchlasten mit den Gleichungen 7.6 und 7.12. Dazu wurden die Werte der maximalen Biegezugfestigkeit zunächst aus den Tabellen A.6 und A.7 verwendet. Entgegen den guten Übereinstimmungen in obigen beiden Vergleichen können die Bruchlasten aus den Versuchen nun nicht zufriedenstellend abgebildet werden. Im Mittel sind die Bruchlasten um 57% (LAC2) und 64% (LAC8) geringer als die berechneten Werte. Der Grund dafür wird in der Herstellung der Versuchskörper gesehen. Wie bereits in Abschnitt 6.2 erläutert, wurden die Versuchskörper lediglich mit dem Schütteltisch verdichtet, da aufgrund der stehend einbetonierten Gitterträger keine Verdichtung mit der Rüttelwalze möglich war. Für die Materialprüfung nach *DIN EN 1354 2005* und *DIN EN 1521 1996* wurde eine zusätzliche Betonplatte hergestellt. Um die Maße aus den Normen für die Probekörper einzuhalten, wurde diese Platte mit einer Dicke von 30 cm hergestellt. Bei dieser Dicke wurde diese Platte mit der Rüttelwalze verdichtet. Nach den Erkenntnissen, die in dieser Arbeit hinsichtlich des Einflusses der Verdichtung auf die Festigkeit des LAC's gewonnen wurden, werden hier die Gründe der großen Abweichungen in den Nachrechnungen gesehen. Daher wurden aus den Probekörper ebenfalls Bohrkern gezogen und daran die zentrische Zugfestigkeit analog zu den Versuchen in Abschnitt 2.7 bestimmt und in die entsprechende Biegezugfestigkeit umgerechnet. Tabelle 7.3 zeigt den Vergleich der Ergebnisse. Wie der letzten Spalten zu entnehmen ist, sind die an Bohrkernen aus den Versuchskörpern ermittelten Biegezugfestigkeiten im Mittel um fast 50% geringer als die Ergebnisse aus der zusätzlichen LAC-Platte. Mit Berücksichtigung dieser Ergebnisse werden die Ergebnisse der LAC8-Versuche noch immer 34% überschätzt, die Versuche mit dem LAC2-Beton werden jedoch sehr gut abgebildet ($(F_{exp}/F_{calc})_m = 0,91; V_{\chi} = 0,10$). Vergleiche hierzu Abbildung 7.4.

Tab. 7.3: Vergleich der ermittelten Biegezugfestigkeiten aus der zusätzlich hergestellten LAC-Platte und den Bohrkernen aus den Probekörpern

Beton- klasse	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]		Faktor
	zus. LAC-Platte	Probekörper*	
LAC 2	0,61	0,29	0,48
LAC 8	1,36	0,75	0,55

* Jeweils an nur einem Probekörper bestimmt.

Aufgrund der Ergebnisse aus den Versuchen sowie den Vergleichen mit theoretischen Betrachtungen können folgende Aussagen getroffen werden:

- Für weiterführende Versuche wird empfohlen, große dreischichtige Wandelemente herzustellen und daraus die entsprechenden Versuchskörper herauszuschneiden. Bei der Planung des Wandelements sollte ein Bereich vorgesehen werden, aus dem für die Materialuntersuchungen Bohrkern gezogen und Prismen herausgeschnitten werden können.
- Die maßgebende Größe, welche in allen Versuchen zum Versagen führte, war das Erreichen der Zugfestigkeit des Betons. Daher wird empfohlen, den Nachweis für die entsprechenden Lastfälle, z. B. Windsog, über die Zugspannungen $f_{t,d}$ des haufwerksporigen Betons zu führen. Das statische System ist ein Durchlaufträger mit den Gitterträgern als Stützstellen.

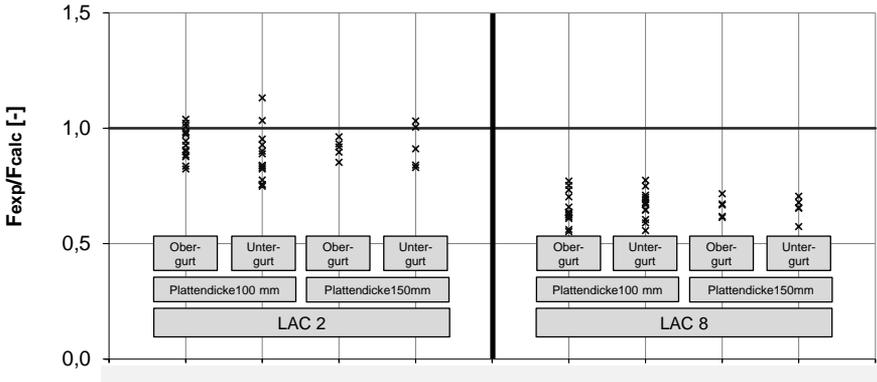


Abb. 7.4: Vergleich rechnerischer und experimenteller Bruchlasten der Ausreissversuche

7.2 Tragverhalten unter Scherbeanspruchung

7.2.1 Tragverhalten parallel zur Gitterträgerlängsachse - starke Achse

Das Tragverhalten der Fuge unter Scherbeanspruchung wird durch zwei parallel wirkende, elastische Wegfedern $C_{GT,BS}$ und $C_{GT,DS}$ beschrieben (Abbildung 7.5). Bei der Modellbildung wird jeweils ein Gitterträgersegment (vgl. Abbildung 4.1) betrachtet. Die Dämmung wird bei dieser Betrachtung nicht berücksichtigt. Die Traganteile der Gitterträger werden dabei gemäß ihrer Schubfedersteifigkeiten addiert:

$$F_{VF} = F_{BS} + F_{DS} = (C_{GT,BS} + C_{GT,DS}) \cdot \Delta U \quad (7.18)$$

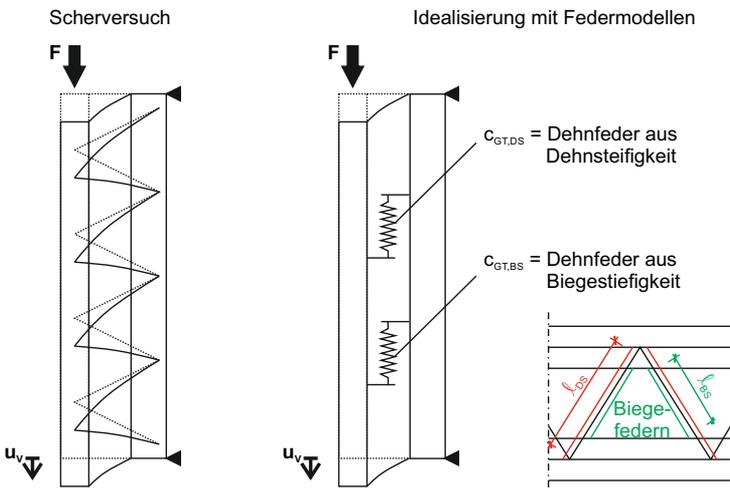


Abb. 7.5: Federmodell zur Beschreibung des Schubtragverhaltens

Die erste Wegfeder berücksichtigt den Biegeanteil der Gitterträgerdiagonalen. Die Ermittlung erfolgt an dem statischen System eines beidseitig eingespannten, entsprechend den Gitterträgern geneigten Stabes (Abbildung 7.6). In *Paschen u. Schönoff 1983* wird eine Stützweitenverlängerung von einem halben Stabdurchmesser (je Seite) empfohlen. Dieser Ansatz wird ebenfalls in der Dübeltechnik (*ETAG 001 2008*) angewandt. Die Stablänge l_{BS} bestimmt sich somit zu (siehe Abbildung 7.7):

$$l_{BS} = \frac{d_D}{\cos \alpha} + d_{GTD} \tag{7.19}$$

Als Beanspruchung wird eine horizontale Lagerverschiebung des oberen Punktes angesetzt. Die Ermittlung der horizontalen Auflagerkraft des oberen Lagers bei entsprechender Lagerverschiebung erfolgt anhand einer statisch unbestimmten Rechnung. Bei der Eingabe der statischen Systeme sind die Geometrie- (z. B. Durchmesser der Gitterträgerdiagonalen) bzw. Materialparameter (Elastizitätsmodul) zu berücksichtigen. Zudem wird von den in Abbildung 7.7 bestimmten Abmessungen der Gitterträger ausgegangen.

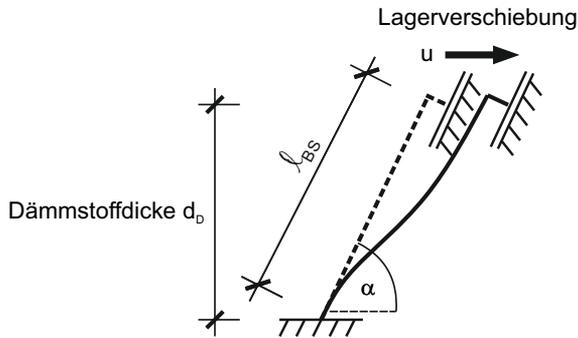


Abb. 7.6: Statisches System zur Ermittlung der Biegefedersteifigkeit $c_{GT,BS}$

Gitterträgerhöhe h_{GT}	Vertikaler Abstand der Schweißpunkte auf Ober- und Untergurt	Horizontaler Abstand der Schweißpunkte auf Ober- und Untergurt	Neigung der Gitterträgerdiagonalen α
[mm]	[mm]	[mm]	[°]
230	214	82,5	68,9
250	234	82,5	70,6
280	264	82,5	72,6
300	284	82,5	73,8
310	294	82,5	74,3
350	334	82,5	76,1
370	354	82,5	76,9
390	374	82,5	77,6
400	384	82,5	77,9

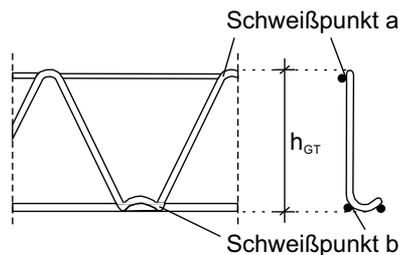


Abb. 7.7: Abstände der Schweißpunkte der Gitterträgerdiagonalen auf den Längsseisen

Die zweite Wegfeder berücksichtigt den Normalkraftanteil der Gitterträgerdiagonalen. Da ein Verbund zwischen Beton und Gitterträgerdiagonalen nicht vorhanden ist, wird die gesamte Diagonale - Abstand zwischen den beiden Schweißpunkten auf dem Ober- bzw. Untergurteisen - als Dehnlänge angesetzt. Das im ersten Schritt angenommene statische System eines Dreigelenkbogens (Abbildung 7.8, System 1) hat keine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Last-Verformungskurven der Scherverversuche ergeben. Dieses Modell kann bei der Verwendung von Normalbeton verwendet werden. Bei den hier untersuchten Materialien muss davon ausgegangen werden, dass im Bereich der Gitterträger-Knotenpunkte, und somit an den Punkten, an denen die Zug- bzw. Druckkräfte aus den Diagonalen eingeleitet werden, Haufwerksporen und porige Leichtzuschläge vorhanden sind, die dem Gitterträger wenig Widerstand entgegenbringen. Dementsprechend sind auch die Verformungen in diesen Punkten größer, als sie es bei der Verwendung von Normalbeton sind. Daher wurden in einem zweiten Schritt die vertikale Festhaltung der Lager gegen Wegfedern mit der Federkonstante $c_{EF,DF}$ ersetzt (Abbildung 7.8, System 2).

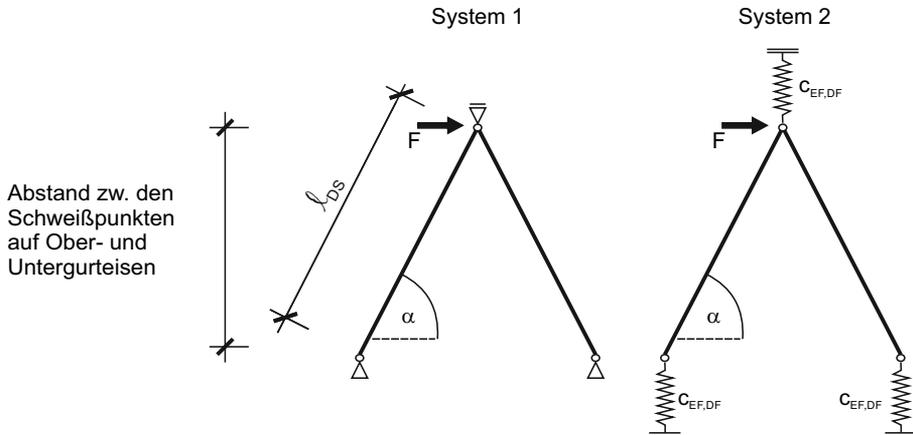


Abb. 7.8: Statisches System zur Ermittlung der Dehnfedersteifigkeit $c_{GT,DS}$

Tabelle 7.4 zeigt die Bestimmung dieser Federkonstante anhand der Scherverversuche. In Anlehnung an *DIN EN 26891 1991* erfolgt die Ermittlung des Verschiebungsmoduls C der Verbundfuge im Anfangsbereich der Versuchskurven. Der Abschnitt für das Anfangsverschiebungsmodul erstreckt sich bis zur Prüflast von $0,4 \cdot F_u$ und ist als Verschiebungsmodul im Gebrauchslastbereich definiert. Die ermittelten Werte sind in Spalte 2 dargestellt. Aus den Erkenntnissen aus Abschnitt 6.3.4 werden die entsprechenden Versuchsserien zusammengefasst. Die Streuung in den Ergebnisse ist auf die Herstellung im laufenden Betrieb des Fertigteilerwerkes zurückzuführen. Diese unterscheiden sich sehr im Vergleich zur Herstellung von Versuchskörpern unter Laborbedingungen. In Spalte 4 wird der aus Abbildung 7.6 ermittelte Federanteil aus der Biegesteifigkeit der Gitterträger angegeben. Somit ermittelt sich der Anteil aus der Dehnsteifigkeit aus der Gleichung (Spalte 5):

$$c_{GTD} = c_{GT,BS} + c_{GT,DS} \quad (7.20)$$

Anhand des statischen Systems aus Abbildung 7.8, System 2, unter Berücksichtigung aller Geometrie- ($d_{GTD} = 6 \frac{N}{mm^2}$) und Materialparameter ($E_{GTD, Scherversuche} = 132.800 \frac{N}{mm^2}$) werden die erforderlichen Federkonstanten $C_{EF,DF}$ ermittelt. Aus den vorhandenen Versuchsergebnissen konnte nun ein Zusammenhang zwischen der Federkonstante $C_{EF,DF}$ und dem Diagonalen-Neigungswinkel α_{GTD} sowie der Gitterträgerhöhe h_{GT} herausgearbeitet werden. Die dazu benötigten Daten können Abbildung 7.7 entnommen werden. Der Zusammenhang wird durch den Federbeiwert k_f ausgedrückt und wird nach den Angaben in Spalte 6 der Tabelle 7.4 zu $k_f = 1.200$ festgelegt. Die Gleichung zur Bestimmung der Federkonstante kann somit nach Gleichung 7.21 erfolgen:

$$C_{EF,DF} = k_f \cdot \frac{1}{(2 \cdot \cos \alpha_{GTD})^2} \cdot \sqrt{10 \cdot h_{GT}} \tag{7.21}$$

mit

- $C_{EF,DF}$ Federsteifigkeit der Ersatzfedern [kN/m]
- k_f Federbeiwert
- α_{GTD} Neigungswinkel der Gitterträgerdiagonalen
- h_{GT} Höhe der Gitterträger

Tab. 7.4: Auswertung der Scherversuche zur Bestimmung des Federbeiwertes k_f

1	2	3	4	5	6	6
Versuchsserie	$C_{0,4Fmax}$	$C_{0,4Fmax,m}$	Biegeanteil	res. Dehnfederanteil	erf. Federsteifigkeit $C_{EF,DF}$	Federbeiwert k_f
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]
S-100-120-100-230-8-EPS-st-V1	9434					
S-100-120-100-230-8-EPS-st-V2	8847					
S-100-120-100-230-8-EPS-st-V3	10110					
S-100-120-100-230-8-oWD-st-V1	7868	7801	939	6862	3350	1143
S-100-120-100-230-8-oWD-st-V2	5137 ¹⁾					
S-100-120-100-230-8-oWD-st-V3	6397					
S-100-120-100-230-8-XPSFol-st-V1	6452					
S-100-120-100-230-8-XPSFol-st-V2	5315					
S-100-120-100-230-8-XPSFol-st-V3	7981					
S-100-200-100-310-8-EPS-st-V1	8570					
S-100-200-100-310-8-EPS-st-V2	8682					
S-100-200-100-310-8-EPS-st-V3	7691					
S-100-200-100-310-8-oWD-st-V1	5473	6513	242	6271	7000	1161
S-100-200-100-310-8-oWD-st-V2	5199					
S-100-200-100-310-8-oWD-st-V3	6388					
S-100-200-100-310-8-XPSFol-st-V1	4931					
S-100-200-100-310-8-XPSFol-st-V2	6214					
S-100-200-100-310-8-XPSFol-st-V3	5473					
S-150-120-150-310-8-EPS-st-V1	7581	9215	1060	8155	8100	1343
S-150-120-150-310-8-EPS-st-V2	10158					
S-150-120-150-310-8-EPS-st-V3	9905					
S-150-200-150-390-8-EPS-st-V1	6928	5117	256	4861	11500	1081
S-150-200-150-390-8-EPS-st-V2	4822					
S-150-200-150-390-8-EPS-st-V3	3601					
¹⁾ Vorschädigung des Versuchskörpers - bei der Mittelwertbildung nicht berücksichtigt				Mittelwert		1182

In den Abbildungen 7.9, 7.10, 7.11 und 7.12 sind die Versuchskurven aller Scherversuche und die dazugehörigen Nachrechnungen dargestellt. Über aller Versuche kann das Last-Verformungsverhalten im linearen Bereich zutreffend wiedergegeben werden. Eine Berücksichtigung der Schubtragwirkung der Dämmung bei der Berechnung der Fugensteifigkeit hat, wie erwartet, viel zu hohe Verbundfugensteifigkeiten ergeben. In den Versuchen wurde bereits im linearen Bereich der Last-Verformungskurven eine gegenseitige Verschiebung der Betonschalen und der Dämmung beobachtet. Dies lässt lediglich auf eine Tragwirkung der Dämmung infolge Reibverbund schließen, der in diesem Modell nicht erfasst werden kann. Daher muss eine Ausführung der Dämmung mit doppelagiger Folie in Erwägung gezogen werden, um den undefinierten Traganteil der Dämmung zu unterdrücken. Dieses Vorgehen wird zum Teil auch in der Praxis bei Sandwichelementen aus Normalbeton angewandt (*HALFEN GmbH 2014*) „um eine optimale Beweglichkeit der Vorsatzschicht zu gewährleisten“. Alternativ kann auch der Reibverbund zwischen LAC-Oberfläche und Dämmmaterial untersucht werden. Aufgrund der punktuellen Kontaktstellen zwischen LAC und Dämmstoff sowie der Frischbetonkonsistenz und der dadurch unebenen Fläche, auf die der Dämmstoff gelegt wird, werden dieser Untersuchung nur geringe Erfolgsaussichten eingeräumt.

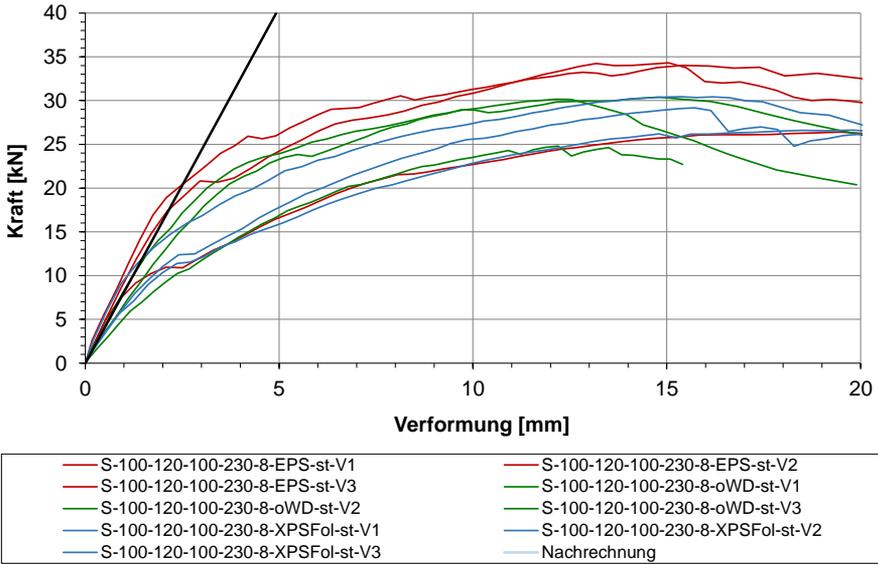


Abb. 7.9: Vergleich der Nachrechnung mit den Versuchskurven

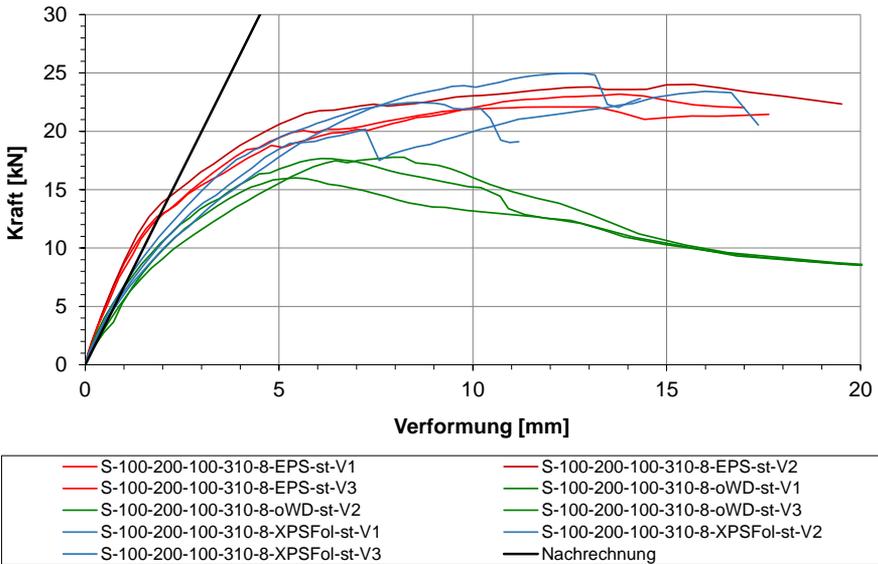


Abb. 7.10: Vergleich der Nachrechnung mit den Versuchskurven

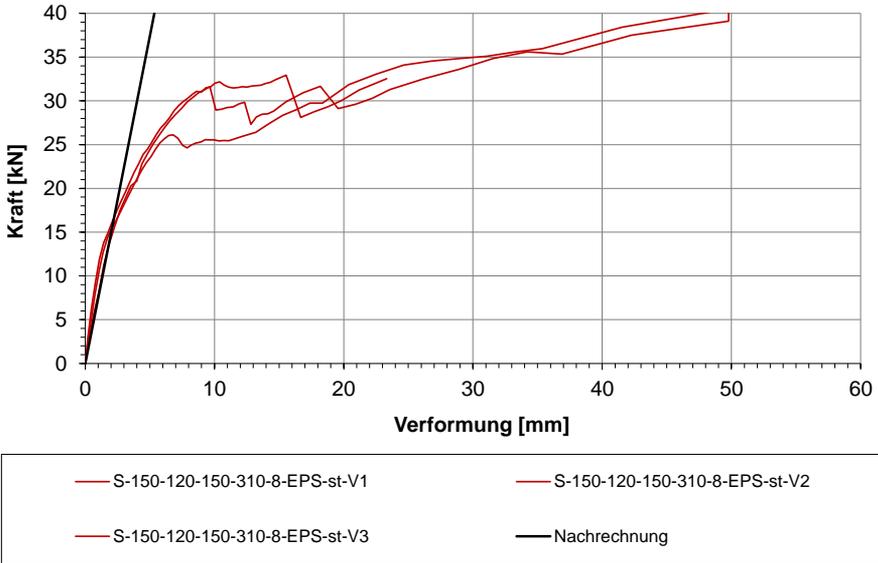


Abb. 7.11: Vergleich der Nachrechnung mit den Versuchskurven

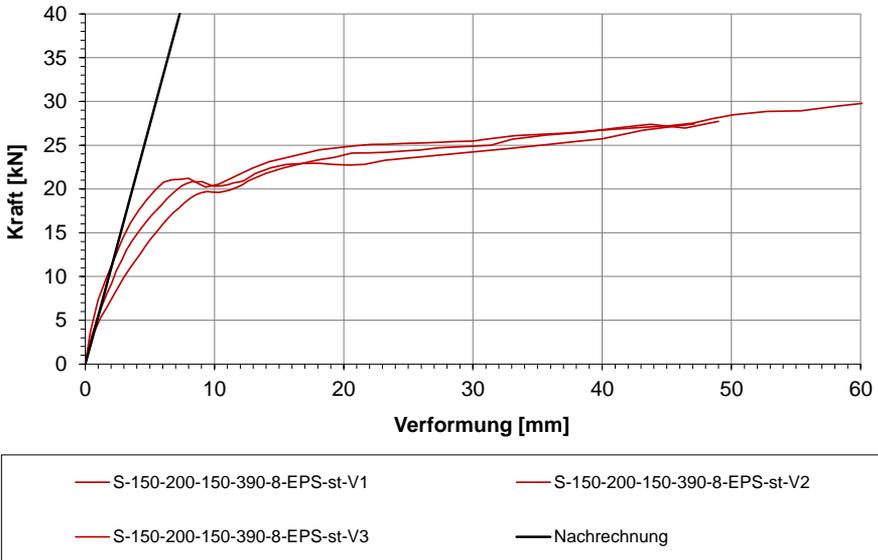


Abb. 7.12: Vergleich der Nachrechnung mit den Versuchskurven

Mit den Formeln des erarbeiteten Ingenieurmodells werden für die Verwendung von Edelstahl als Material für die Gitterträger-Diagonalen ($E_{GTD} = 170.000 \text{ N/mm}^2$, Albert u. Schneider 2014) und einem Durchmesser der Diagonalen von $d_{GTD} = 6 \text{ mm}$ die Werte für die Fugensteifigkeit in Tabellen aufbereitet. In Tabelle 7.5 sind die Federsteifigkeiten für Gitterträger von 1m-Länge angegeben. In Tabelle 7.6 sind die Werte auf 1 m^2 bei einem Gitterträgerabstand von $a_{GT} = 0,625 \text{ m}$ umgerechnet. Tabellen für weitere Gitterträgerabstände sind in Anhang C abgedruckt.

Tab. 7.5: Fugensteifigkeit für Gitterträger von 1 m Länge mit den in der Tabelle angegebenen Randbedingungen

Gesamtfedersteifigkeit $C_{v,II}$ für 1m Gitterträger [MN/m]		Dämmstoffdicke d_D [mm]				
		120	140	160	180	200
Gitterträgerhöhe h_{GT} [mm]	230	3,90	3,76	3,68	3,63	3,60
	240	3,87	3,72	3,64	3,59	3,56
	250	3,83	3,68	3,60	3,54	3,51
	260	3,79	3,64	3,55	3,50	3,46
	270	3,74	3,58	3,50	3,44	3,41
	280	3,68	3,53	3,44	3,38	3,35
	290	3,63	3,47	3,38	3,32	3,29
	300	3,56	3,40	3,31	3,26	3,22
	310	3,50	3,34	3,24	3,19	3,15
	320	3,43	3,26	3,17	3,11	3,08
	330	3,35	3,19	3,10	3,04	3,00
	340	3,28	3,11	3,02	2,96	2,92
	350	3,20	3,03	2,94	2,88	2,84
	360	3,12	2,95	2,86	2,80	2,76
	370	3,04	2,87	2,78	2,72	2,68
	380	2,96	2,79	2,69	2,63	2,60
390	2,88	2,71	2,61	2,55	2,51	

Annahmen: $E_{GTD} = 170.000 \text{ MN/m}^2$; $d_{GTD} = 6 \text{ mm}$

Tab. 7.6: Fugensteifigkeit für 1 m^2 Fuge und einem Gitterträgerabstand von $a_{GTD} = 0,625 \text{ m}$ mit den in der Tabelle angegebenen Randbedingungen

Fugensteifigkeit $C_{v,II,62,5}$ für einen Gitterträgerabstand von $a_{GT}=0,625 \text{ m}$						
$C_{v,II,62,5}$ [MN/m ²]		Dämmstoffdicke d_D [mm]				
		120	140	160	180	200
Gitterträgerhöhe h_{GT} [mm]	230	6,24	6,02	5,89	5,81	5,75
	240	6,19	5,96	5,82	5,74	5,69
	250	6,13	5,89	5,75	5,67	5,62
	260	6,06	5,82	5,68	5,59	5,54
	270	5,98	5,73	5,59	5,51	5,45
	280	5,89	5,65	5,50	5,42	5,36
	290	5,80	5,55	5,40	5,32	5,26
	300	5,70	5,45	5,30	5,21	5,15
	310	5,59	5,34	5,19	5,10	5,04
	320	5,48	5,22	5,07	4,98	4,92
	330	5,36	5,10	4,95	4,86	4,80
	340	5,24	4,98	4,83	4,74	4,67
	350	5,12	4,85	4,70	4,61	4,55
	360	4,99	4,73	4,57	4,48	4,42
	370	4,86	4,60	4,44	4,35	4,28
	380	4,73	4,46	4,31	4,21	4,15
390	4,61	4,33	4,18	4,08	4,02	

Annahmen: $E_{GTD} = 170.000 \text{ MN/m}^2$; $d_{GTD} = 6 \text{ mm}$

7.2.2 Tragverhalten senkrecht zur Gitterträgerlängsachse - schwache Achse

Die Tragwirkung bei Beanspruchung senkrecht zur Gitterträgerlängsachse wird auf Grundlage der *Bernoulli*-Hypothese berechnet. Diese geht vom Ebenbleiben der Querschnitte und einer viel größeren Länge als die Querschnittsabmessungen aus. Die Ansätze, wie sie in *Horstmann 2010* oder *Pahn 2011* gemacht wurden, sind bei dem vorliegenden System nicht möglich. Beide Arbeiten gehen davon aus, dass bei Relativverschiebung der beiden Betonschalen die Verbindungsmittel eine Stabverlängerung und somit eine Stabnormalkraft erfahren. Die dadurch resultierende Horizontalkomponente ruft eine Kompression bzw. eine Druckkraft im Dämmstoff hervor. Unterschiede zu dem hier vorliegenden System sind, dass in *Horstmann 2010* die Verbindungsmittel (Schubgitter) mit einer Neigung von 45° eingebaut werden (vgl. *Horstmann 2010*, Abschnitt 9.3.2). Bei *Pahn 2011* sind die Verbindungsmittel (GFK-Stäbe) zwar auch rechtwinklig zur Verbundfuge angeordnet, jedoch wird das oben beschriebene Modell erst für den Fall angewandt, wenn der Haftverbund der Dämmung versagt hat (vgl. *Pahn 2011*, Abschnitt 3.4.2.1, Abschnitt B – Fall 2). In diesem Stadium ist eine Relativverschiebung der beiden Schalen vorhanden und die Stäbe werden die oben genannte Stabverlängerung und somit Normalkraft erfahren. In dem System der Gitterträger mit Verformung um die schwache Achse wird von Beginn an lediglich die Biegetragwirkung aktiviert und der Zusammenhang zwischen Verformung und rechtwinklig zum Stab wirkender Kraft lautet:

$$u = \frac{\ell_A^3}{12 \cdot E \cdot I} \cdot F \quad (7.22)$$

Die Stützweite bestimmt sich unter Berücksichtigung von *Paschen u. Schönoff 1983* zu:

$$\ell_A = d_D + d_{Anker} \quad (7.23)$$

Somit bestimmt sich die Fugensteifigkeit zu:

$$C_{V,\perp} = \frac{12 \cdot E_{GTD} \cdot I_{GTD}}{(d_D + d_{GTD})} \quad (7.24)$$

Das Last-Verformungsverhalten der Versuche mit einer Dicke des Dämmstoffs von $d_D = 120 \text{ mm}$ wird mit diesem Ansatz sehr gut abgebildet (vgl. Abbildung 7.13). Bei den Versuchen mit einer Dämmstoffdicke $d_D = 200 \text{ mm}$ wird die Fugensteifigkeit in den Versuchen um das 0,54-Fache unterschätzt. Dies wird durch das große Versatzmoment in den Versuchen erklärt. Bei den Versuchen hat sich der obere Teile der Vorsatzschale von der Dämmebene horizontal wegbewegt, wogegen sich der untere Teil zum Dämmstoff zog. Dieser Effekt war bei den Versuchen mit 200er-Dämmung (vgl. Abbildungen A.77, A.79 und A.81) deutlich größer als bei den Versuchen mit 120er-Dämmung (vgl. Abbildungen A.71, A.73 und A.75). Da in der Praxis die Wandbreiten meist größer als die Breite der Versuchskörper sein werden, wäre dieser Effekt des Versatzmoments sehr viel geringer und das obige Modell auch für größere Dämmstoffdicken ausreichend genau. Wenn trotz der Annahmen aus Abschnitt 4.4 Wände mit Dämmstoffdicken von 200 mm hergestellt werden sollten, werden hierfür weitere Untersuchungen Versuche mit größeren Versuchskörpern erforderlich.

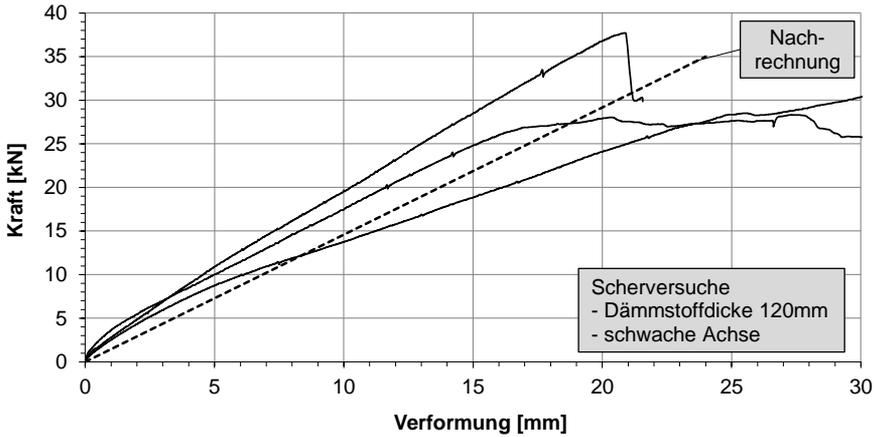


Abb. 7.13: Nachrechnung des Last-Verformungsverhalten der Scherversuche mit Beanspruchung der schwachen Gitterträgerachse - Dämmstoffdicke $d_D = 120\text{ mm}$

7.3 Nachrechnung der Biegeversuche an Sandwichstreifen

In diesem Abschnitt sollen die Biegeversuche an Wandstreifen mit Hilfe der Gleichungen für die Schnitt- und Verformungsgrößen eines dreischichtiges Sandwichelement aus *Pahn 2011* nachgerechnet werden. Wie aus *Pahn 2011* (Kapitel 6.6) zu entnehmen, wird dort für eine genaue Nachrechnung der Träger in verschiedene Abschnitte aufgeteilt. Grund dafür sind Abschnitte mit unterschiedlichem Querschnitt und die Berücksichtigung der Einzellasten (4-Punkt-Biegeversuch). Die Berechnung erfolgt getrennt für die Lastfälle „Eigengewicht des Versuchskörpers und Lasteinleitung“ und „Belastung im 4-Punkt-Biegeversuche mit hydraulischem Zylinder“. Es werden sowohl die notwendigen Randbedingungen als auch die für die Nachrechnung verwendeten Eingangsgrößen (Materialeigenschaften und Geometriedaten der Versuchskörper) angegeben. Die Lösung der umfangreichen Gleichungssystemen wurde mit der Software *Maple* durchgeführt. Aufgrund der Fehleranfälligkeit sowie dem unverhältnismäßig hohem Aufwand wurde eine vereinfachte Nachrechnung überprüft. Die vereinfachte Nachrechnung geht von folgenden Annahmen aus:

- Sandwichquerschnitt über die gesamte Länge des Einfeldträgers,
- Umrechnung der Last aus der Lasteinleitung (Einwirkung eigentlich in den Viertelpunkten) in eine Streckenlast, welche zur Streckenlast aus dem Eigengewicht des Versuchskörpers addiert wird.

Zu der ersten Annahme ist anzumerken, dass der Bereich der Ausklinkung (Abstand zwischen Auflager und Beginn Sandwichquerschnitt) lediglich 20 cm auf beiden Seiten betrug. Um die Aussagekraft der Nachrechnung mit den genannten Annahmen zu überprüfen, werden drei von *Pahn* durchgeführte und nachgerechnete Versuche (S1, S3 und S5, siehe Tabelle 47 in *Pahn 2011*) berechnet. Die Eingangsgrößen für die Nachrechnung sind in Tabelle 7.7 zusammengefasst.

Tab. 7.7: Eingangsgrößen für die Nachrechnung der Versuche (vgl. Tabelle 53, Pahn 2011)

Versuch	Stützweite	Dicke Vorsatzschale	Dicke Dämmstoff	Dicke Tragschale	E-Modul Beton	Fugensteifigkeit	Belastung aus...	
							Eigen-gewicht VK	Lastein-leitung
							L	d _{VS} =d ₁
[m]	[m]	[m]	[m]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[kN/m]	[kN/m]	
S1	3,80	0,0630	0,14	0,143	24000	19,00	3,966	0,289
S3	3,40	0,0630	0,14	0,100	24000	19,00	3,088	0,324
S4	3,40	0,0600	0,06	0,100	26700	49,30	3,109	0,324

Die zur Nachrechnungen notwendigen Gleichungen für Durchbiegung und Relativverschiebung sowie der Lösungsweg sind in Pahn 2011 beschrieben und sollen an dieser Stelle kurz wiederholt werden. Die Gleichungen zur Berechnung der Verschiebung der Verbundfuge $u(x)$ und der Durchbiegung $w(x)$ lauten:

$$u(x) = \frac{-6 \cdot a}{\omega^2} \cdot C_4 + \frac{\Omega \cdot a}{a_b^2} (C_5 \cdot \sinh(\Omega \cdot x) + C_6 \cdot \cosh(\Omega \cdot x)) + \frac{a \cdot x^2}{2 \cdot \omega^2} \cdot \frac{(q_E - q_A)}{B \cdot L} - \frac{a \cdot x}{\omega^2} \cdot \frac{q_A}{B} \quad (7.25)$$

$$w(x) = C_1 + C_2 \cdot x + C_3 \cdot x^2 + C_4 \cdot x^3 + C_5 \cdot \cosh(\Omega \cdot x) + C_6 \cdot \sinh(\Omega \cdot x) + \left(\frac{x^5}{120} - \frac{x^3}{6 \cdot \omega^2} \right) \cdot \frac{(q_E - q_A)}{L \cdot B} + \frac{x^4}{24} \cdot \frac{q_A}{B} \quad (7.26)$$

Die notwendigen Größen berechnen sich wie folgt (vgl. Tabelle 27, Pahn 2011):

- $D_1 = E_c \cdot d_1 \cdot b$ Dehnsteifigkeit der Vorsatzschale
- $D_2 = E_c \cdot d_2 \cdot b$ Dehnsteifigkeit der Tragschale
- $I_1 = \frac{b \cdot d_1^3}{12}$ Flächenträgheitsmoment der Vorsatzschale
- $I_2 = \frac{b \cdot d_2^3}{12}$ Flächenträgheitsmoment der Tragschale
- $B_1 = \frac{E_c \cdot b \cdot d_1^3}{12}$ Biegesteifigkeit der Vorsatzschale
- $B_2 = \frac{E_c \cdot b \cdot d_2^3}{12}$ Biegesteifigkeit der Tragschale
- $B_S = \frac{D_1 \cdot D_2 \cdot a^2}{D_1 + D_2}$ Biegesteifigkeit (Steiner-Anteil)
- $B = B_1 + B_2 + B_S$ Gesamtbiegesteifigkeit
- $a_1 = \frac{D_2}{D_1 + D_2} \cdot a$ Abstand zwischen Querschnittsschwerachsen

und Schwerachse der Vorsatzschale

$$a_2 = \frac{D_1}{D_1+D_2} \cdot a$$

Abstand zwischen Querschnittsschwerachsen und Schwerachse der Tragschale

$$a = a_1 + a_2 = \frac{d_1+d_2}{2} + d_D$$

Abstand zwischen den Schwerachsen der Teilquerschnitte

$$\alpha = \frac{B_1+B_2}{B_S}$$

Material- und Geometrieparameter

$$\beta = \frac{B_S}{L^2 \cdot C_V \cdot a^2}$$

Material- und Geometrieparameter

$$\lambda = \frac{1+\alpha}{\alpha \cdot \beta}$$

Material- und Geometrieparameter

$$\omega^2 = C_V \cdot \frac{D_1+D_2}{D_1 \cdot D_2}$$

Material- und Geometrieparameter

$$\Omega^2 = \omega^2 \cdot \frac{(\alpha+1)}{\alpha}$$

Relative Fugensteifigkeit

$$\alpha_b^2 = \frac{1-\omega^2}{\Omega}$$

Material- und Geometrieparameter

Durch Lösen der Gleichung (vgl. Abschnitt 3.5.2)

$$A \cdot c = b \tag{7.27}$$

mit der Koeffizientenmatrix A, c als Vektor der unbekanntenen Integrationskonstanten C_1 bis C_8 und b als Vektor der Einwirkungen (hier nur b_{Last} , Trapezlast) in der Form

$$c = A^{-1} \cdot b \tag{7.28}$$

erhält man die Intergrationskonstanten. Durch Einsetzen in die Gleichungen 7.25 und 7.26 erhält man die Verformung w und die Relativverschiebung u der beiden Betonschalen. Für die Nachrechnung sind hier die Durchbiegung in Feldmitte und die Relativverschiebung am Querschnittswechsel von *nur Tragschale* in *Sandwichquerschnitt* (im Abstand 20 cm vom Auflager entfernt) zu ermitteln. In Tabelle 7.8 werden die berechneten Werte mit denen aus *Pahn 2011* verglichen. Wie zu sehen ist, liegen die Abweichungen bei der Mittendurchbiegung bei maximal 13% und bei der Relativverschiebung bei maximal 15%. Eine Nachrechnung mit den oben genannten Vereinfachungen wird als ausreichend genau angenommen.

Tab. 7.8: Vergleich der eigenen Berechnungen mit den Ergebnissen aus *Pahn 2011*

Versuch	Ergebnisse Pahn		Ergebnisse Hanz		Prozentuale Abweichung	
	Durchbiegung	Relativverschiebung	Durchbiegung	Relativverschiebung	Durchbiegung	Relativverschiebung
	w_{Pahn}	u_{Pahn}	w_{Hanz}	u_{Hanz}	w_{Hanz}/w_{Pahn}	u_{Hanz}/u_{Pahn}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]
S1	2,04	0,39	2,31	0,45	1,13	1,15
S3	2,43	0,48	2,65	0,53	1,09	1,10
S4	2,25	0,28	2,54	0,31	1,13	1,11

Tab. 7.9: Eingangsgrößen und Ergebnisse der Versuchsnachrechnung

Versuch			B1	B2	B3	
Stützweite	L	[m]	2,80	2,80	2,80	
Dicke Vorsatzschale	d _{VS}	[m]	0,098	0,103	0,082	
Dicke Dämmstoff	d _D	[m]	0,12	0,12	0,12	
Dicke Tragschale	d _{TS}	[m]	0,155	0,180	0,198	
Höhe Gitterträger	h _{GT}	[m]	0,23	0,23	0,23	
E-Modul Beton	E _c	[MN/m ²]	2300	2300	2300	
Fugensteifigkeit	C _V	[MN/m ²]	5,86	5,86	5,86	
Belastung aus...	Eigengewicht VK	g	[kN/m]	2,648	2,935	3,013
	Lasteinleitung	F _{Last./2}	[kN]	1,71	1,71	1,70
resultierende Gesamtlast	F _{gesamt}	[kN]	9,12	9,93	10,14	
Ergebnisse	Durchbiegung	w _{per.}	[mm]	1,40	1,15	1,01
	Relativverschiebung	u _{per.}	[mm]	0,40	0,33	0,27

Für die Nachrechnung der eigenen Biegeversuche sind in Tabelle 7.9 die Eingangsgrößen (Geometriedaten und Materialdaten) zusammengefasst. Ebenfalls werden die Ergebnisse der Berechnungen angegeben. Die Werte für die Dicken der Betonschichten resultieren aus den Vermessungen der Versuchskörper (Tabelle A.15). Zur Berechnung wurden jeweils die Mittelwerte verwendet. Der Wert der Fugensteifigkeit wurde unter Berücksichtigung des gemessenen E-Moduls ($E_{GTD} = 132.800 \frac{N}{mm^2}$) der Gitterträgerdiagonalen wie folgt bestimmt:

$$C_{GT,DS} = 838,4 \frac{kN}{m} \quad \text{Anteil Dehnfeder aus Dehnsteifigkeit}$$

$$C_{GT,BS} = 38,8 \frac{kN}{m} \quad \text{Anteil Dehnfeder aus Biegesteifigkeit}$$

$$C_{GTD} = 916,0 \frac{kN}{m} \quad \text{Gesamt-Federsteifigkeit (1 Gitterträgersegment)}$$

Da der Knotenabstand der Gitterträger 25 cm beträgt, berechnet sich die Federsteifigkeit für einen Gitterträger von 1 m Länge zu:

$$C_{GTD/m} = 4 \cdot C_{GTD} = 4 \cdot 916,0 \frac{kN}{m} = 3.664,0 \frac{kN}{m} \quad (7.29)$$

Im Versuch wurden auf die Versuchskörperbreite von 1,25 m zwei Gitterträger eingebaut. Somit ermittelt sich die Fugensteifigkeit für die Nachrechnung zu:

$$C_{V,Versuch} = \frac{C_{GTD/m} \cdot 2}{b_{VK}} = \frac{3.664,0 \frac{kN}{m} \cdot 2}{1,25 m} = 5.862,4 \frac{kN}{m^2} = 5,86 \frac{MN}{m^2} \quad (7.30)$$

Die Nachrechnung erfolgt hier ausschließlich infolge des Eigengewichtes des Versuchskörpers und der Lasteinleitung. Die Nachrechnung in Pahn 2011 zeigt, dass im Übergang zwischen dem Lastfall „Eigengewicht des Versuchskörpers und Lasteinleitung“ zum Lastfall „Belastung im 4-Punkt-Biegeversuche mit hydraulischem Zylinder“ kein Knick in der Last-Verformungsbeziehung entsteht.

Der Vergleich der Versuchswerte mit den berechneten Werten erfolgt graphisch in den Abbildungen 7.14 bis 7.19. Zur besseren Darstellung wird die aus den Berechnungen ermittelte Steigung der Last-Verformungsbeziehung über die gesamte Diagrammhöhe dargestellt. Es ist festzuhalten, dass die Kraft-Verformungskurven und die Kraft-Relativverschiebungskurven aus den Versuchen und nach dem Berechnungsmodell

im linearen Bereich eine gute Übereinstimmung zeigen. Einzig die Kraft-Verformungs-kurve des Versuches *B3-200-120-80* liegt etwas unter der Geraden der Nachrechnung. Diese Abweichung konnte abschließend nicht geklärt werden. Es wird vermutet, dass nicht sichtbare Herstellungsgenauigkeiten (z. B. Verdichtungsfehler) zu dem etwas weicheren Verhalten des Versuchskörpers als in der Nachrechnung führte.

Zusammenfassend bedeuten die Untersuchungen in diesem Abschnitt, dass eine Berechnung der Schnitt- und Verformungsgrößen mit den Berechnungsformeln nach *Pahn 2011* für dreischichtige Wandtafeln aus haufwerksporigem Leichtbeton möglich ist. Die durchgeführten Versuche und die vereinfachte Nachrechnung nach den Formeln der Verbundtragwirkung zeigen eine ausreichend genaue Übereinstimmung.

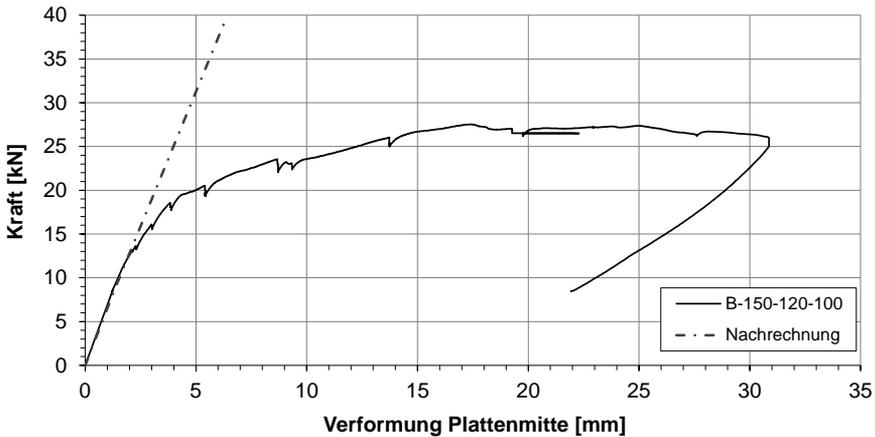


Abb. 7.14: Darstellung der Kraft-Verformungskurven der Versuche mit den Ergebnissen aus den Berechnungen (Versuch B1-150-120-100)

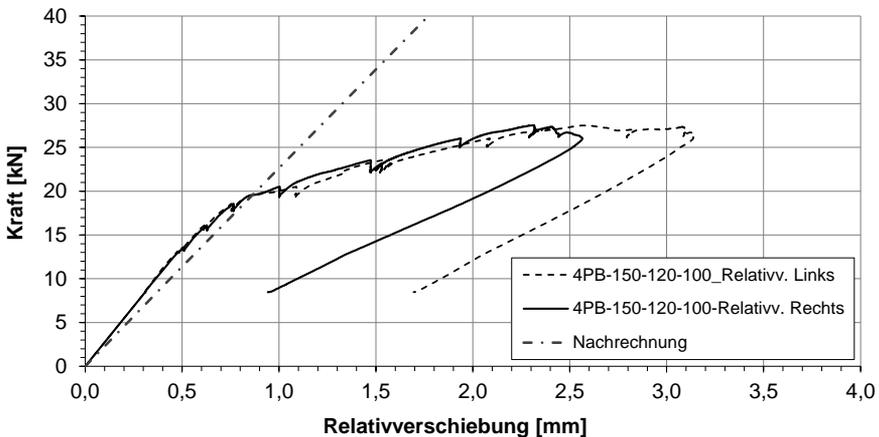


Abb. 7.15: Darstellung der Kraft-Relativverschiebungskurven der Versuche mit den Ergebnissen aus den Berechnungen (Versuch B1-150-120-100)

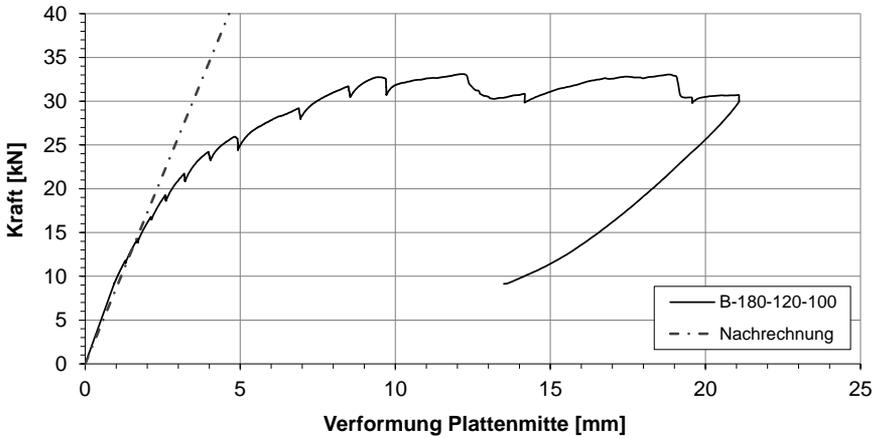


Abb. 7.16: Darstellung der Kraft-Verformungskurven der Versuche mit den Ergebnissen aus den Berechnungen (Versuch B2-180-120-100)

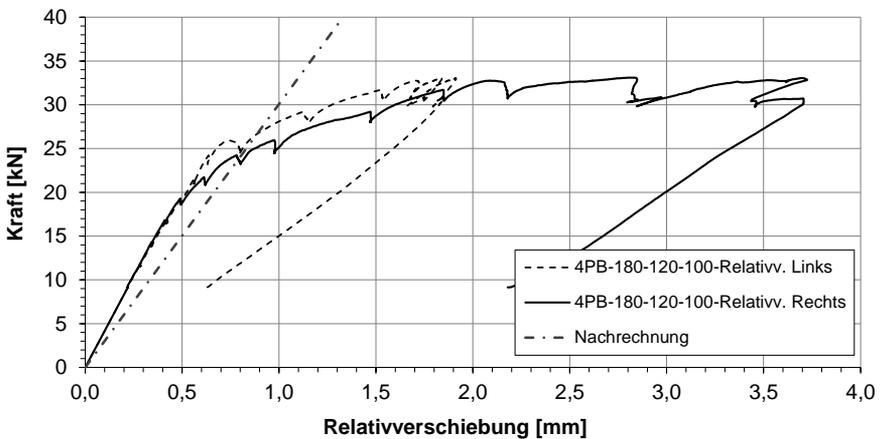


Abb. 7.17: Darstellung der Kraft-Relativverschiebungskurven der Versuche mit den Ergebnissen aus den Berechnungen (Versuch B2-180-120-100)

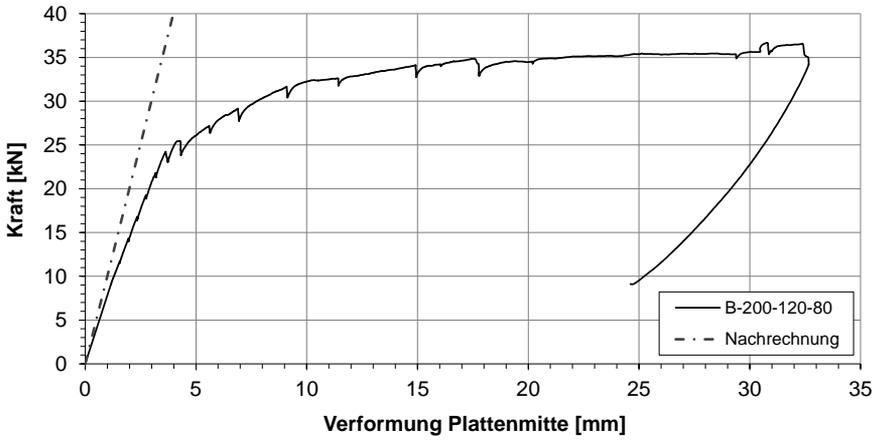


Abb. 7.18: Darstellung der Kraft-Verformungskurven der Versuche mit den Ergebnissen aus den Berechnungen (Versuch B3-200-120-80)

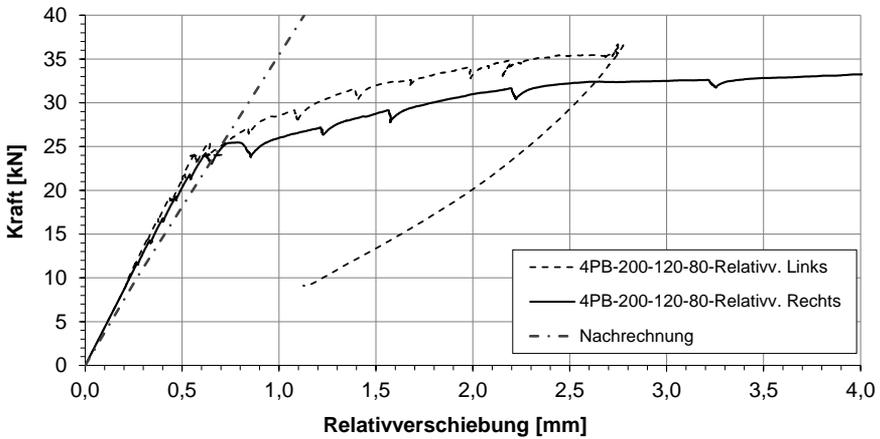


Abb. 7.19: Darstellung der Kraft-Relativverschiebungskurven der Versuche mit den Ergebnissen aus den Berechnungen (Versuch B3-200-120-80)

8 Bemessungskonzept für die untersuchten Sandwichwandelemente

In diesem Kapitel wird ein Konzept zur Bemessung von dreischichtigen Wandtafeln aus haufwerksporigem Leichtbeton auf Grundlage der Ergebnisse aus den vorangegangenen Kapiteln vorgestellt. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgt der rechnerische Nachweis aus dem Vergleich des Bemessungswerts der Auswirkungen von Einwirkungen E_d mit dem Bemessungswert des Bauteilwiderstandes R_d . Die Beanspruchungen werden den in Abschnitt 3.3.2 angegebenen Literaturen entnommen.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden die Bemessungswerte der Beanspruchungen wie folgt berechnet (*DIN EN 1990 2010* und *DIN EN 1990/NA 2010*):

$$E_d = \gamma_G \cdot G_K + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8.1)$$

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden die Bemessungswerte der Beanspruchungen wie folgt berechnet:

$$E_{d,perm} = \sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8.2)$$

Die notwendigen Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte sind in Tabelle 8.1 angegeben.

Tab. 8.1: Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte gem. *DIN EN 1990/NA 2010*

Einwirkung	Teilsicherheitsbeiwert		Kombinationsbeiwert	
	γ_G	γ_Q	Ψ_0	Ψ_2
Winddruck/-sog		1,50	0,6	0
Temperatur		1,50	0,6	0
Auflast auf TS	1,35		0,7	0,3
Eigengewicht VS	1,35		0,7	0,3

Für die Durchführung der Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Materialseite nach *DIN EN 1520 2011* zu verwenden. Die entsprechenden Werte sind in Tabelle 8.2 angegeben.

Tab. 8.2: Teilsicherheitsbeiwerte für Materialseite nach *DIN EN 1520 2011*

Teilsicherheitsbeiwerte		ULS	außergewöhnliche Einwirkungen
Betonstahl		γ_S	1,15
LAC	bewehrte Bauteile	γ_c	1,40
	unbewehrte oder schwach bewehrte Bauteile	γ_c	1,70

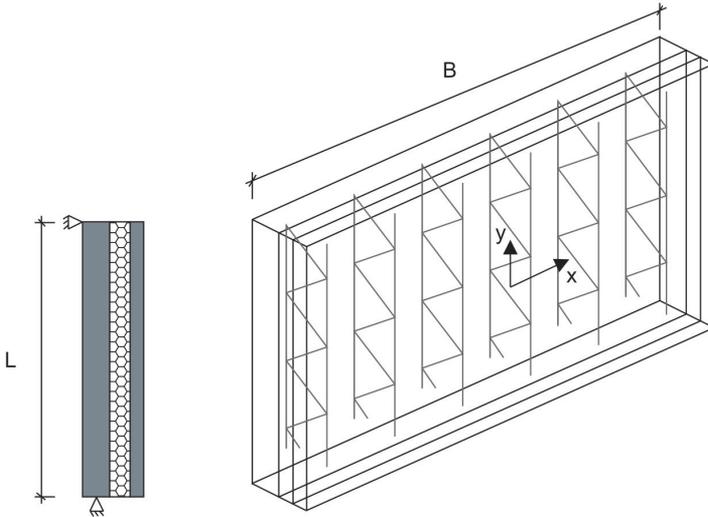


Abb. 8.1: Statisches System und Achsbezeichnungen des Wandelements

Die Tragschale wird als beidseitig zwischen Kellerdecke und Obergeschossdecke gelenkig gelagert idealisiert. Die Vorsatzschale ist frei hängend. Die Mindestdicke der Vorsatzschale beträgt $d_{VS} = 0,10$ m. Das statische System sowie die Bezeichnung der Achsen sind in Abbildung 8.1 dargestellt.

Die bei der Bemessung zu berücksichtigenden Lastfälle sind:

- Lastfall 1 (LF1): Winddruck $w_{1,k}$
- Lastfall 2 (LF2): Windsog $w_{2,k}$
- Lastfall 3 (LF3): Temperaturdifferenz zw. den Schwerachsen der Schalen im Sommer $\Delta\vartheta_{Sommer}$
- Lastfall 4 (LF4): Temperaturdifferenz zw. den Schwerachsen der Schalen im Winter $\Delta\vartheta_{Winter}$
- Lastfall 5 (LF5): Temperaturgradient in der Vorsatzschale ΔT
- Lastfall 6 (LF6): Auflast auf der Tragschale $q_{Auflast,TS}$
- Lastfall 7 (LF7): Eigengewicht der Vorsatzschale $g_{EG,VS}$

8.1 Bemessung der Vorsatzschale in x-Richtung

Die relevanten Schnittgrößen zum Nachweis der Vorsatzschale in x-Richtung (vgl. Abbildung 8.1) folgen aus den Lastfällen Wind (LF1 und LF2), der Temperaturdifferenz $\Delta\vartheta$ zwischen den Schwerachsen der Schalen (LF3 und LF4) und dem Temperaturgradienten in der Vorsatzschale ΔT (LF6).

Infolge der Lastfälle 4 und 5 entsteht eine Normalkraft im Schwerpunkt der Vorsatzschale n_{VS} . Senkrecht zur Tragrichtung des Wandelementes kann sie wie folgt ermittelt werden:

$$n_{VS,max,\Delta\vartheta,k} = 0,5 \cdot \frac{B}{2} \cdot C_{V,\perp} \cdot u_{\Delta\vartheta} \quad (8.3)$$

Der Schubkraftverlauf $t(x)$ in der Verbundfuge wird dreiecksförmig vom Verformungsruehpunkt zum Bauteilrand angesetzt. Die Steifigkeit der Verbundfuge C_V wird als konstant angenommen. Biegebeanspruchungen der Vorsatzschale infolge des außermittigen Angriffs der Schubkraft $t(x)$ werden vernachlässigt (Pahn 2011). Die Stelle mit der größten Normalkraft liegt im Verformungsruehpunkt in Plattenmitte.

Beim Lastfall Wind (LF1 und LF2) wirkt die Vorsatzschale wie ein Durchlaufträger mit Kragarmen und den Gitterträgern als Stützstellen. Die Ermittlung der Schnittgrößen kann z. B. mit Hilfe eines Stabwerkprogrammes erfolgen (vgl. Abbildung 8.2).

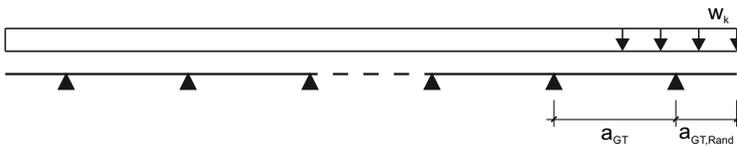


Abb. 8.2: Statisches System zur Berechnung der Schnittgrößen infolge Lastfall

Die maximalen Biegemomente in der Vorsatzschale infolge dem Temperaturgradienten ΔT (LF6) können nach Utescher 1973 nach folgender Gleichung berechnet werden:

$$m_{VS,max,\Delta T,k} = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot E_{VS} \cdot d_{VS}^2 / 12 \quad (8.4)$$

Zur Bestimmung des Bemessungswertes müssen die Schnittgrößen aus den genannten Lastfällen nach Gleichung 8.1 überlagert werden.

Um die Größe der Schnittgrößen in der Vorsatzschale aus den genannten Lastfällen einzuschätzen, werden als Bemessungshilfe eine Vergleichsrechnung durchgeführt. Der maßgebende Fall aus den oben genannten Lastfällen setzt sich zusammen aus Lastfall 2 (Windsog $w_{s,k}$), Lastfall 4 (Temperaturdifferenz im Winter $\Delta\vartheta_{Winter}$), wenn sich die Vorsatzschale zusammenziehen möchte, und Lastfall 6 (Temperaturgradienten in der Vorsatzschale ΔT). Die Beanspruchungen und Wandgeometrie werden dabei so gewählt, dass die Schnittgrößen maximale Werte annehmen.

Für den Lastfall 4 (Temperaturdifferenz $\Delta\vartheta_{Winter}$) ist eine maximale Fugensteifigkeit maßgebend. Die höchste Fugensteifigkeit C_V resultiert aus einer minimalen Fugendicke und einem minimalen Abstand der Gitterträger. Abweichend von den Angaben in Kapitel 4 und den durchgeführten Untersuchungen wird die Dämmstoffdicke ungünstig zu $d_D = 0,10\text{ m}$ gewählt. Die Dicke der Vorsatzschale wird zu $0,10\text{ m}$ gewählt.

Der Abstand der Gitterträger wird zu $a_{GT} = 0,40$ m festgelegt. Wie aus Gleichung 8.3 zu entnehmen, wird die resultierende Normalkraft bei größter Wandbreite maximal. Die Wandbreite wird daher zu $B = 10,0$ m angenommen (vgl. Abschnitt 4.4). Zur Berücksichtigung des unterschiedlichen Schwinden von Trag- und Vorsatzschale wird eine Temperaturdifferenz von $\Delta\vartheta_s = 10$ K entsprechend den Zulassungen Z-21.8-1894 2014 und Z-21.8-1911 2015 angesetzt. Die Ergebnisse sind Tabelle 8.3, Beispiel 1 zu entnehmen.

Die aus Lastfall 2 (Windsog) resultierenden Biegemomente in der Vorsatzschale nehmen maximale Werte bei maximalem Abstand der Gitterträger und maximaler Länge des Kragarmes am Bauteilrand an. Daher wird der maximale Gitterträgerabstand $a_{GT} = 0,625$ m sowie die maximale Kragarmlänge von 0,3125 m (Z-15.2-40 2015) untersucht (siehe Tabelle 8.3, Beispiel 2).

Eine hohe Betonfestigkeitsklasse führt für den Lastfall 6 (Temperaturgradient in der Vorsatzschale ΔT) zu maximalen Schnittgrößen. Es wird daher die Betonfestigkeitsklasse LAC15 und Rohdichteklasse D1,2 gewählt. Diese Annahmen gelten für Beispiel 1 und Beispiel 2 (vgl. Tabelle 8.3).

Die zu untersuchende Nachweisstellen sind (vgl. Abbildung 8.3)

- Verformungsruhepunkt (Plattenmitte) ① und
- erster Gitterträger vom Bauteilrand (Kragarmanfang) ②

In Tabelle 8.3 sind alle relevanten Angaben (Geometrieparameter, Lastannahmen und berechnete Schnittgrößen) angegeben. Bei beiden Berechnungsbeispiel liegt die maßgebende Nachweisstelle in Plattenmitte. Die Beanspruchungen aus dem Temperaturlastfall sind dominierend. Daher resultieren die maßgebenden Bemessungsspannungen aus Beispiel 2 und der Lastfallkombination 2 (vgl. Fußnote Tabelle 8.3). In *DIN EN 1520 2011* werden für die Bemessung charakteristische Biegezugfestigkeiten $f_{t,flk}$ und einachsige Zugfestigkeiten $f_{t,k}$ angegeben. Die Bemessungswerte berechnen sich wie folgt:

Bemessungswert der Biegezugfestigkeit:

$$f_{t,fd} = \frac{f_{t,flk}}{\gamma_c} = \frac{f_{t,flk}}{1,4} \quad (8.5)$$

Bemessungswert der einachsigen Zugfestigkeit:

$$f_{t,d} = \frac{f_{t,k}}{\gamma_c} = \frac{f_{t,k}}{1,4} \quad (8.6)$$

Wie in Abschnitt 2.6.3 beschrieben wird die Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der Rohdichte und der Druckfestigkeit berechnet. Die einachsige Zugfestigkeit wird dagegen nur in Abhängigkeit der Druckfestigkeit ermittelt. Die Bemessungswerte aus den Beanspruchungen werden den Widerständen gegenübergestellt. Dies ist graphisch in Abbildung 8.4 dargestellt. Als Ergebnis der Vergleichsrechnung kann festgehalten werden, dass für die untersuchten Parameter der Nachweis der Vorsatzschale in x-Richtung bei Ansetzung der einachsigen Zugfestigkeit knapp, jedoch bei Ansatz der Biegezugfestigkeit weit auf der sicheren Seite erfüllt ist.

8.1 Bemessung der Vorsatzschale in x-Richtung

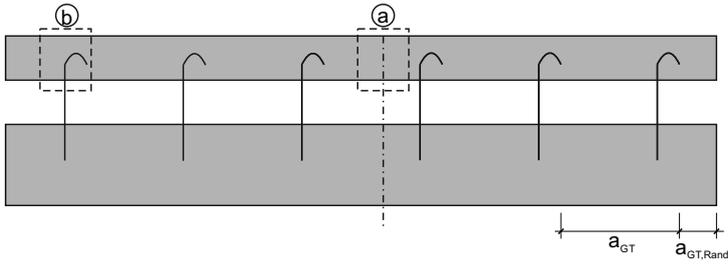


Abb. 8.3: Nachweisstellen für den Nachweis der Vorsatzschale in x-Richtung

Tab. 8.3: Vergleichsrechnungen

Parameter	Variable	Einheit	Beispiel 1	Beispiel 2
Beanspruchungen				
Lastfall 3: Windsog ¹⁾	$w_{2,k}$	kN/m ²		-1,96
Lastfall 4: Temperaturdiff. Zw. den Schwerachsen der Schalen ²⁾	Δv_{Winter}	K		-50
Lastfall 6: Temperaturgradient in der Vorsatzschale	ΔT	K		5
Wandgeometrie				
Wandbreite	B	m	10,0	10,0
Wandhöhe	L	m	3,0	3,0
Dicke Dämmschicht	d_D	m	0,10	0,10
Dicke Vorsatzschale	d_{VS}	m	0,10	0,10
Materialdaten Beton (LAC)				
Betonfestigkeitsklasse	LAC	[-]		12
Rohdichteklasse	D	[-]		1,2
Wärmeausdehnungskoeffizient	α_T	1/K		8,00E-06
Elastizitätsmodul	E_{LAC}	MN/m ²		7174
Angaben zum Gitterträger				
Gitterträgerabstand	a_{GT}	m	0,400	0,625
Knotenabstand (Gitterträgersegmentlänge)	l_{seg}	m	0,25	0,25
Gitterträgerdiagonalen pro Quadratmeter	n_{GTD}	-	20,0	12,8
Anzahl Felder zw. Den Gitterträgern (abgerundet)	n_F	-	24	15
Randabstand Gitterträger (=Kragarmlänge)	$a_{GT,Rand}$	m	0,20	0,3125
Berechnung Fugensteifigkeit und Bewerte				
Fugensteifigkeit	$C_{v,T}$	MN/m ²	2,18	1,39
Berechnung der Schnittgrößen				
Biegemoment aus Temperatur ΔT	$m_{VS,k}$	kNm	0,24	0,24
Normalkraft aus Temperatur Δv im Verformungsruehpunkt	$n_{VS,Mitte,k}$	kN	10,9	7,0
Normalkraft aus Temperatur Δv am Kragarmanfang	$n_{VS,Kragarm,k}$	kN	0,04	0,06
Biegemoment aus Windsog im Verformungsruehpunkt	$m_{VS,Mitte,k}$	kNm	0,03	0,07
Biegemoment aus Windsog am Kragarmanfang	$m_{VS,Kragarm,k}$	kNm	0,04	0,10
maximale nachzuweisende Betonzugspannung³⁾	$\sigma_{VS,max}$	MN/m²	0,32	0,36

¹⁾ $q_w=1,40$ kN/m² (Windlastzone 4, Küste); $c_{pe,10} = -1,4$ für vertikale Wände (Bereich A)

²⁾ inkl. Temperaturdiff. zw. den Schalen von $\Delta v_1=10$ K, welche unterschiedliches Schwinden der Schalen berücksichtigt.

³⁾ unter Berücksichtigung der maßgebenden Lastfallkombinationen: LK1: 1,5 0,6 Temperatur + 1,5 Wind / LK2: 1,5 Temperatur + 1,5 0,6 Wind

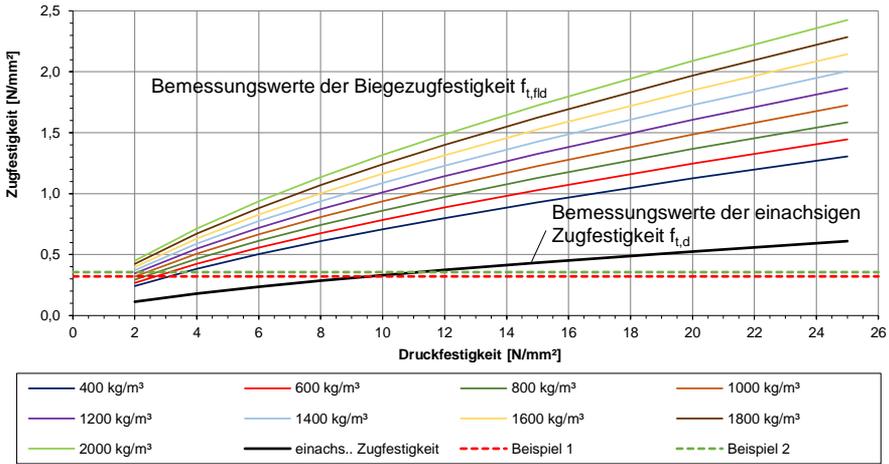


Abb. 8.4: Gegenüberstellung der Bemessungswerte aus den Beanspruchungen und den Widerständen

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss eine konstruktive Bewehrung in die Vorsatzschale eingelegt werden. Wie in Abbildung 8.5 dargestellt, wird diese bei der Herstellung der Wandelemente oberhalb der Längseisen der Gitterträger eingelegt. Es wird dadurch ein Herabstürzen der Vorsatzschale im Grenzzustand der Tragfähigkeit verhindert. Zur Bemessung dieser konstruktiven Bewehrung wird die Gleichung aus *DIN EN 1992-1-1 2011* zur Berechnung der Mindestbewehrung verwendet. Die so berechnete Bewehrung nimmt die Spannungen auf, welche beim Aufreißen des Betonquerschnittes auftreten. Die Formel zur Berechnung bei zentrischem Zwang lautet nach *DIN EN 1992-1-1 2011*:

$$A_{s,min,zZ} = 1,0 \cdot \frac{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}}{\sigma_s} \tag{8.7}$$

Zur Bestimmung der Gleichung für biegebeanspruchte Bauteile wird davon ausgegangen, dass die Zulagebewehrung in der Mitte der Vorsatzschale liegt. Im Zustand I kann der innere Hebelarm z durch eine lineare Dehnungsebene zu $\frac{2}{3}h$ ermittelt werden. Der innere Hebelarm z im Zustand II bestimmt sich zu:

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot \frac{h}{2} \tag{8.8}$$

$$M_{cr,I} = \frac{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot h \tag{8.9}$$

$$M_{cr,II} = A_{s,min} \cdot \sigma_s \cdot 0,9 \cdot \frac{h}{2} \tag{8.10}$$

Durch gleichsetzen folgt:

$$\frac{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot h = A_{s,min} \cdot \sigma_s \cdot 0,9 \cdot \frac{h}{2} \quad (8.11)$$

$$A_{s,min} = 0,74 \cdot \frac{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}}{\sigma_s} \quad (8.12)$$

Für $f_{ct,eff}$ wird die einachsige Zugfestigkeit $f_{t,k}$ nach *DIN EN 1520 2011* verwendet. σ_s ist nach *DIN EN 1992-1-1 2011* „der Absolutwert der maximal zulässigen Spannung in der Betonstahlbewehrung unmittelbar nach Rissbildung“ und darf als die Streckgrenze der Bewehrung f_{yk} angenommen werden. Der einzulegende Querschnitt ist aus dem Vergleich der beiden Berechnungen zu ermitteln.

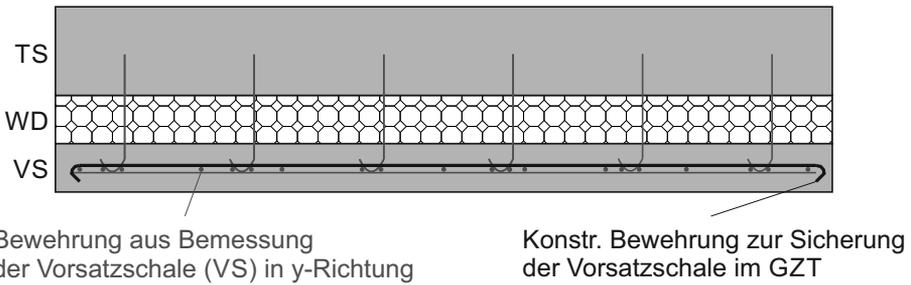


Abb. 8.5: Konstruktive Bewehrung in der Vorsatzschale zur für den GZT

8.2 Bemessung der Tragschale und Vorsatzschale in y-Richtung

Wie bereits erläutert, darf für die Bemessung auf Biegung von mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln nur die innere Betonschale herangezogen werden. Eine stabilisierende Wirkung der äußeren Schale darf nicht in Ansatz gebracht werden. Daher werden zur Bemessung der Tragschale die Schnittgrößen M_{ges} und N_{ges} aus den Lastfällen LF1, LF2, LF6 und LF7 (vgl. Tabelle 8.4) angesetzt. Bei statisch bestimmter Lagerung des Wandelementes entstehen aus den Lastfällen LF3, LF4 und LF5 infolge der äußerlichen statischen Bestimmtheit keine Schnittgrößen, jedoch infolge der innerlichen statischen Unbestimmtheit (Verbundtragwirkung). Die daraus resultierenden Schnittgrößen in der Tragschale M_2 und N_2 infolge der Lastfälle LF3, LF4 und LF5 müssen bei deren Nachweis berücksichtigt werden. Für den Nachweis der Vorsatzschale müssen die Schnittgrößen aus Verbundtragwirkung M_1 und N_1 aus allen Lastfällen betrachtet werden (vgl. Tabelle 8.4).

Tab. 8.4: Übersicht über die bemessungsrelevanten Schnittgrößen

LF	Beschreibung		Tragschale	Vorsatzschale
LF1	Wind	-druck	M_{ges}, N_{ges}	M_2, N_2
LF2		-sog		M_2, N_2
LF3	Temperaturdifferenz $\Delta\vartheta$ zwischen den Schwerachsen der Schalen	Sommer	M_1, N_1	M_2, N_2
LF4		Winter		
LF5	Temperaturgradient ΔT in der Vorsatzschale		M_1, N_1	M_2, N_2
LF6	Auflast auf der Tragschale		M_{ges}, N_{ges}	M_2, N_2
LF7	Eigengewicht der Vorsatzschale (bzw. vertikale Streckenlast mit Exzentrizität)		M_{ges}, N_{ges}	M_2, N_2
<small>M_{ges}, N_{ges}: Schnittgrößen ohne Berücksichtigung der Verbundtragwirkung.</small>				
<small>M_1, M_2, N_1, N_2: Schnittgrößen infolge Verbundtragwirkung.</small>				

Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgt nach den Berechnungsformeln nach *Pahn 2011* (vgl. Abschnitt 3.5). Die Auswertung dieser Gleichungen kann mit dem Tabellenprogramm Excel erfolgen. Die Überlagerung der Lastfälle erfolgt nach Gleichung 8.1. Die dafür notwendigen Werte für die Verbundfugensteifigkeit können den Tabellen C.1 bis C.6 entnommen werden.

Die Nachweisführung für Biegung und Normalkraft für die Trag- und Vorsatzschale erfolgt nach *DIN EN 1520 2011* und *DIN 4213 2015*. Dafür wurden von dem Ingenieurbüro *Schwing und Mark* Bemessungstabellen erstellt. Diese sind in Anhang B abgedruckt.

Im weitere Verlauf werden nun Vergleichsrechnungen an 5 Beispielen durchgeführt um die Schnittgrößen aus der Verbundtragwirkung hinsichtlich der Bemessung für die untersuchten Wandelemente einzuschätzen. Zudem werden die berechneten Schnittgrößen dahingehend untersucht, wie die Verteilung des äußeren Momentes M_{ges} auf die Deckschichtmomente M_1 und M_2 sowie dem Sandwichmoment M_S von variierten Geometrie- und Materialparameter abhängt um für die Bemessung die Notwendigkeit der Berücksichtigung von Schnittgrößen im Zustand II zu beurteilen.

8.2 Bemessung der Tragschale und Vorsatzschale in y-Richtung

Die Geometrie- und Materialparameter der folgenden Beispiele werden dahingehend ausgewählt um die Größenordnung der Schnittgrößen abschätzen zu können. Sie können von den gemachten Angaben aus Kapitel 4 abweichen. Tabelle 8.5 zeigt für das Beispiel 1 die gewählten Geometrie- und Materialparameter. Es werden 7 Lastfälle untersucht. Die Größe der Einwirkungen für Beispiel 1 sind in Tabelle 8.6 dargestellt.

Tab. 8.5: Geometrie- und Materialparameter für Beispiel 1

Parameter	Variable	Einheit	Werte
Geometrie			
Wandhöhe	H	m	3,0
Dicke der Vorsatzschale	d_{VS}	m	0,08
Dicke der Dämmschicht	d_D	m	0,20
Dicke der Tragschale	d_{TS}	m	0,10
Angaben zum Gitterträger			
Gitterträgerhöhe	h_{GT}	m	0,28
Gitterträgerabstand	a_{GT}	m	0,625
Materialdaten Beton (LAC)			
Druckfestigkeitsklasse	LAC	-	6
Rohdichteklasse	D	-	1,0
Elastizitätsmodul	E_{cm}	MN/m ²	4758
Wärmeausdehnungskoeffizient	α_T	1/K	0,000008
Eigenschaft Verbundfuge			
Fugensteifigkeit	$C_{v, }$	MN/m ²	5,36

Tab. 8.6: Einwirkungen und Lastfälle in Beispiel 1

Einwirkung		Variable	Einheit	Werte
LF1	Winddruck ¹⁾	$w_{1,k}$	kN/m ²	0,64
LF2	Windsog ¹⁾	$w_{2,k}$	kN/m ²	-1,12
LF3	Temperaturdifferenz zwischen den Schwerachsen der Schalen im Sommer ²⁾	$\Delta\vartheta_{Sommer}$	K	55,00
LF4	Temperaturdifferenz zwischen den Schwerachsen der Schalen im Winter ²⁾	$\Delta\vartheta_{Winter}$	K	-50,00
LF5	Temperaturgradient in der Vorsatzschale	ΔT_{VS}	K	5
LF6	Auflast auf der Tragschale ³⁾	$N_{E2,L}$	kN	50
		$M_{E2,L}$	kNm	-0,83
LF7	Eigengewicht der Vorsatzschale ⁴⁾	$N_{E1,0}$	kN	1,20
		$N_{E1,L}$	kN	-1,20

¹⁾ Windzone 2, Binnenland, Gebäudehöhe 10m$\leq h \leq 18m$; $q_k=0,8kN/m^2</math>; $c_{pe,10}=0,8/-1,4</math>
²⁾ inkl.Temperaturdiff. zw. den Schalen von $\Delta v_s=10K</math>, welche unterschiedliches Schwinden der Schalen berücksichtigt.
³⁾ Auflagerung auf der Tragschale, dreiecksförmige Auflagerpressung, vertikale Belastung $q_{Auflast,TS}=50kN/m</math>
⁴⁾ die Gesamtlast aus Eigengewicht der Vorsatzschale wird je zur Hälfte auf die Randnormalkräfte aufgeteilt.$$$$

Die Betrachtungen gehen von Beispiel 1 aus. Folgend werden die einzelnen Beispiele und deren Änderungen zu Beispiel 1 erläutert. Ebenso werden die Einflüsse auf die maximalen Schnitt- und Verformungsgrößen in der Vorsatzschale genannt. Die Auswertung basiert auf den in Tabelle 8.7 ermittelten Schnitt- und Verformungsgrößen.

Beispiel 1: Beispiel 1 wird an einer schlanken Geometrie, bei der die Verbundtragwirkung am deutlichsten auftritt, durchgeführt. Die Tragschale wird daher zu $d_{TS} = 0,10$ m und die Vorsatzschale zu $d_{VS} = 0,08$ m gewählt. Die Dämmstoffdicke beträgt $d_D = 0,20$ m und der Abstand der Gitterträger $a_{GT} = 0,625$ m. Somit wird die geringste Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts erreicht. Die Wandhöhe wird mit $H = 3,0$ m auf das in der Praxis am meisten vorkommende Maß festgelegt. Die Normalkräfte liegen für alle Lastfälle im gleichen Bereich, betragsmäßig zwischen $\pm 1,02$ kN und $\pm 1,8$ kN (Zeile 1). Nur bei Lastfall 5 (ΔT_{VS}) sind die Normalkräfte betragsmäßig $< 0,4$ kN. Bei den Biegemomenten verhält es sich ähnlich. Hier liegen die Werte zwischen $\pm 0,14$ kNm und $\pm 0,3$ kNm (Zeile 2). Das Biegemoment infolge Lastfall 7 (Eigengewicht der Vorsatzschale) kann vernachlässigt werden. Die Relativverschiebungen betragen in allen Lastfällen $< \pm 0,43$ mm (Zeile 5). Für Lastfall 5 (ΔT_{VS}) erreichen sie eine vernachlässigbare Größe.

Beispiel 2: Für Beispiel 2 wird gegenüber Beispiel 1 die Dicke der Dämmschicht auf den Wert $d_D = 0,12$ m geändert. Die Dicken der Betonschalen bleiben gleich. Die Verbundfugensteifigkeit ist somit größer ($C_{V||} = 6,37$ MN/m²), die Biegesteifigkeiten der beiden Betonschale bleiben unverändert. Im Vergleich zu Beispiel 1 werden für die Lastfälle 1 bis 6 die Normalkräfte und Momente in der Vorsatzschale größer (Zeilen 6 und 7). Bei Lastfall 7 bleiben die Werte gleich. Die Relativverschiebungen reduzieren sich bei den Lastfällen 1, 2 und 6 bis 7. Lediglich bei den Lastfällen 3 und 4 werden die Relativverschiebungen größer (Zeile 10). Das Bauteil entzieht sich der Zwangsbeanspruchung durch Verformung. Je steifer die Verbundfuge ist, desto mehr Schubkraft kann darüber übertragen werden um die Verformung hervorzurufen. Daraus resultiert der starke Zuwachs der Normalkraft in der Vorsatzschale. Die Relativverformungen bei Lastfall 6 bleiben vernachlässigbar klein.

Beispiel 3: In Beispiel 3 bleibt gegenüber Beispiel 1 die Dämmstoffdicke gleich, nur die Dicke der Tragschale wird zu $d_{TS} = 0,18$ m gewählt. Dies bedeutet gleiche Fugensteifigkeit und höhere Biegesteifigkeit der Tragschale. Das am Kopfpunkt der Tragschale angreifende Moment beträgt infolge der Dickenänderung $M_{E2,L} = -1,5$ kNm. Bei den Lastfällen 1, 2 und 6 zieht die biegesteifere Tragschale die Schnittgrößen an, daher werden die Normalkräfte, Momente und Verschiebungen deutlich kleiner (Zeile 11 bis 15). Für die Zwangsbeanspruchung der Lastfälle 3 und 4 gilt: Durch die steifer Tragschale als in Beispiel 1 kann sich das Bauteil nicht durch Verformung dem Zwang entziehen und die Relativverschiebungen werden größer. Beim Lastfall 7 sind keine Veränderungen vorhanden.

Beispiel 4: Beispiel 4 soll den Einfluss der Betonfestigkeitsklasse zeigen. Gegenüber Beispiel 1 werden beide Betonschalen aus einem LAC20, Rohdichteklasse D1.8, ausgeführt. Dadurch ändern sich gegenüber Beispiel 1 die Randnormalkräfte zu $N_{E1,0} = 2,16$ kN bzw. $N_{E1,L} = -2,16$ kN. Für die Lastfälle 1 bis 6 gelten die Erklärungen aus Beispiel 3 da sich die Steifigkeit der Tragschale infolge des höheren Elastizitätsmodul

ebenfalls erhöht. Infolge der erhöhten Rohdichte des Betons werden die Normalkräfte und Verformungen aus Lastfall 7 (Eigengewicht der Vorsatzschale) größer.

Beispiel 5: Beispiel 5 zeigt den Einfluss der Wandhöhe. Mit $H = 6,0\text{ m}$ liegt sie außerhalb der von den Herstellern angegebenen maximalen Wandhöhe von $3,0\text{ m}$. Die Betondaten werden aus Beispiel 4 übernommen (LAC20, Rohdichteklasse D1.6). An diesem Beispiel wird deutlich, dass bei einer Vergrößerung der Wandhöhe die Schnitt- und Verformungsgrößen über alle Lastfälle gesehen zum Teil überproportional ansteigen.

Tab. 8.7: Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse der Schnittgrößen aus Verbundtragwirkung

Zeile	Größe	Einheit	LF1	LF2	LF3	LF4	LF5	LF6	LF7
			Winddruck	Windsog	$\Delta\theta_{\text{Sommer}}$	$\Delta\theta_{\text{Winter}}$	ΔT_{vs}	$q_{\text{Auflast, TS}}$	$g_{\text{EG, vs}}$
Beispiel 1									
1	N_1	[kN]	-1,02	1,79	-1,52	1,39	-0,35	1,09	1,20
2	M_1	[kNm]	0,14	-0,25	-0,15	0,14	-0,10	-0,28	0,00
3	σ_{max}	[N/mm ²]	0,12	0,26	0,12	0,14	0,09	0,26	0,02
4	σ_{min}	[N/mm ²]	-0,15	-0,21	-0,16	-0,11	-0,10	-0,26	0,02
5	$ u_{\text{max}} $	[mm]	0,21	0,36	0,43	0,39	0,00	0,39	0,15
Beispiel 2									
6	N_1	[kN]	-1,03	1,81	-2,14	1,95	-0,48	1,24	1,20
7	M_1	[kNm]	0,17	-0,30	-0,15	0,14	-0,10	-0,28	0,00
8	σ_{max}	[N/mm ²]	0,15	0,30	0,12	0,15	0,09	0,26	0,02
9	σ_{min}	[N/mm ²]	-0,17	-0,26	-0,17	-0,11	-0,10	-0,26	0,02
10	$ u_{\text{max}} $	[mm]	-0,17	-0,31	-0,49	0,44	0,00	0,35	0,13
Beispiel 3									
11	N_1	[kN]	-0,39	0,67	-2,14	1,95	-0,31	0,77	1,20
12	M_1	[kNm]	0,05	-0,08	-0,06	0,05	-0,10	-0,12	0,00
13	σ_{max}	[N/mm ²]	0,04	0,09	0,03	0,07	0,09	0,11	0,02
14	σ_{min}	[N/mm ²]	-0,05	-0,07	-0,08	-0,02	-0,10	-0,11	0,02
15	$ u_{\text{max}} $	[mm]	0,08	0,13	-0,56	0,51	0,00	0,25	0,15
Beispiel 4									
16	N_1	[kN]	-0,47	0,82	-2,13	1,94	-1,06	0,50	2,16
17	M_1	[kNm]	0,20	-0,35	-0,21	0,19	-0,31	-0,28	0,00
18	σ_{max}	[N/mm ²]	0,18	0,33	0,17	0,20	0,27	0,26	0,03
19	σ_{min}	[N/mm ²]	-0,19	-0,31	-0,22	-0,15	-0,30	-0,26	0,03
20	$ u_{\text{max}} $	[mm]	0,09	0,16	-0,56	0,51	0,00	0,16	0,27
Beispiel 5									
21	N_1	[kN]	-7,25	12,68	-2,61	2,37	-0,35	1,94	2,40
22	M_1	[kNm]	0,26	-0,46	-0,26	0,23	-0,10	-0,28	0,00
23	σ_{max}	[N/mm ²]	0,16	0,59	0,21	0,25	0,09	0,26	0,03
24	σ_{min}	[N/mm ²]	-0,34	-0,27	-0,27	-0,19	-0,10	-0,26	-0,03
25	$ u_{\text{max}} $	[mm]	0,75	-1,31	0,49	0,45	0,00	0,49	0,16
Für alle Beispiel gilt									
26	Schnitt ¹⁾	[m]	0,5-L	0,5-L	0,5-L	0,5-L	0,5-L	L	-
27	Seite ²⁾	[-]	innen	außen	außen	innen	außen	außen	-

¹⁾ Stelle der maximalen Schnittgrößen

²⁾ Bauteilseite an der σ_{max} auftritt

Wird die Zugfestigkeit des haufwerksporigen Betons überschritten bilden sich Risse in den Deckschichten (Zustand II). Infolge der Rissbildung resultieren Abfälle von Dehn- und Biegesteifigkeit der entsprechenden Deckschichten. Da die Sandwichquerschnitte innerlich statisch unbestimmt sind, erfolgt daher eine Schnittgrößenumlagerung innerhalb des Querschnittes zwischen Sandwichmoment M_s und den Deckschichtmomenten M_1 und M_2 . Ein Parameter, der einen Einfluss auf die Größe der Schnittgrößenumlagerung hat, ist der Grad der Sandwichtragwirkung. Bei einem Querschnitt mit dicker Tragschale und schubweicher Kernschicht entstehen aufgrund der dominierenden Biegesteifigkeit der Tragschale im Zustand I nur geringe Momenten- und Normalkraftbeanspruchungen in der Vorsatzschale. Durch Aufreißen der dicken Tragschale wird ein Teil des Tragschalenmomentes in ein Sandwichmoment (Normalkräftepaar in den Deckschichten) umgelagert. In den Deckschichten entsteht eine Normalkraftzunahme infolge Zustand II. Wird dagegen der gleiche Querschnitt mit steifer Verbundfuge ausgeführt dominiert die Sandwichtragwirkung und im Zustand II entstehen geringere Bewehrungszugkräfte. Die Bemessung im Zustand I liegt daher auf der sicheren Seite (Horstmann 2010).

In Tabelle 8.8 sind für die durchgeführten Beispiele die Aufteilung des äußeren Moments auf die Deckschichtmomente und das Sandwichmoment aufgezeigt. Für die Lastfälle 1 und 2 liegt der Anteil des Sandwichmomentes zwischen 17% und 42%. Ein größer Einfluss hat unter anderem das Elastizitätsmodul des Betons (Beispiel 4), da die Verteilung der Schnittgrößen auf Deckschichtmomente und Sandwichmoment unter anderem abhängig vom Verhältnis der Biegesteifigkeit des Sandwichquerschnitts B_s zur Schubsteifigkeit S und Länge des Elementes ℓ (vgl. Seite 62 und Gleichung 3.6). Bei Lastfall 6 liegt der Anteil zwischen 70% und 88%. Aus Lastfall 7 resultiert die größte Sandwichtragwirkung. Hier liegt der Anteil des Sandwichmomentes bei $> 98\%$. Eine pauschale Aussage, bei welcher Wandgeometrie und Beanspruchungen ein Nachweis in Zustand II erfolgen muss kann daher nicht getroffen werden. Es wird empfohlen die im Zustand I ermittelte Bewehrungsmenge in der Vorsatzschale durch eine Überschlagsberechnung nach Abbildung 8.6 zu kontrollieren (Horstmann 2010).

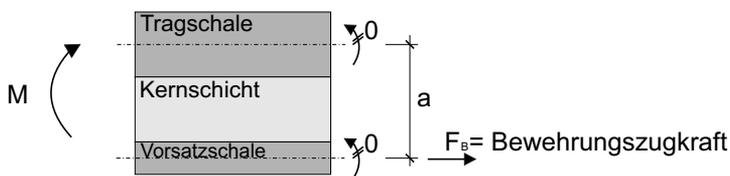


Abb. 8.6: Überschlägliche Bemessung der Vorsatzschalenbewehrung

Tab. 8.8: Aufteilung des äußeren Momentes auf Sandwichmoment und Deckschichtmomente

Zeile	Größe	Einheit	LF1	LF2	LF6	LF7
			Winddruck	Windsog	q _{Auflast,TS}	g _{EG,vs}
Beispiel 1						
1	M ₁	[-]	19,9%	19,9%	4,4%	0,2%
2	M ₂	[-]	38,9%	38,9%	8,6%	0,4%
3	M _S	[-]	41,2%	41,2%	87,1%	99,4%
4	M _{ges}	[kNm]	0,72	-1,26	-6,44	-0,50
Beispiel 2						
5	M ₁	[kNm]	23,7%	23,7%	6,0%	0,3%
6	M ₂	[kNm]	46,2%	46,2%	11,8%	0,6%
7	M _S	[kNm]	30,1%	30,1%	82,1%	99,2%
8	M _{ges}	[kNm]	0,72	-1,26	-4,67	-0,36
Beispiel 3						
9	M ₁	[kNm]	6,6%	6,6%	2,4%	0,0%
10	M ₂	[kNm]	75,7%	75,7%	27,2%	0,5%
11	M _S	[kNm]	17,7%	17,7%	70,5%	99,4%
12	M _{ges}	[kNm]	0,72	-1,26	-5,08	-0,52
Beispiel 4						
13	M ₁	[kNm]	27,5%	27,5%	4,4%	0,1%
14	M ₂	[kNm]	53,6%	53,6%	8,6%	0,2%
15	M _S	[kNm]	18,9%	18,9%	87,1%	99,7%
16	M _{ges}	[kNm]	0,72	-1,26	-6,44	-0,90
Beispiel 5						
17	M ₁	[kNm]	9,1%	9,1%	4,4%	0,4%
18	M ₂	[kNm]	17,9%	17,9%	8,6%	0,8%
19	M _S	[kNm]	73,0%	73,0%	87,1%	98,7%
20	M _{ges}	[kNm]	2,88	-5,04	-6,44	-1,01

8.3 Stabilitätsnachweis der Gitterträgerdiagonalen

Die Gitterträgerdiagonalen sind unter Druckbelastung stabilitätsgefährdet. Das statische System des Knickstabs entspricht dem eines beidseitig teilweise eingespannten Stabes. Die Knicklänge wird auf Grund von Erfahrungswerten bestimmt. Diese Erfahrungswerte stammen aus Typenstatiken von Fertigerstellen von kerngedämmten Wandelementen. Diese Typenstatiken sind unveröffentlicht. Die Knicklänge wird zu $s_k = 0,70 \cdot s$ angesetzt. Die Länge s ist die freie Länge zwischen den Betonschalen. Notwendige Werte für die Diagonalen können aus der Edelstahl Zulassung Z-30.3-6 2014 entnommen werden (z. B. Streckgrenze, α -Wert). Die zur Bestimmung des Widerstandes eines Diagonalstabes gegen Stabilitätsversagen $N_{Rd,stab}$ benötigten Gleichungen lauten wie folgt.

Knicklänge:

$$s_k = \beta \cdot s = 0,70 \cdot d_D / \sin \alpha_{GTD} \tag{8.13}$$

Trägheitsradius:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{\pi d^4}{64}}{\frac{\pi d^2}{4}}} = \frac{d}{4} \tag{8.14}$$

Bezugsschlankheit:

$$\lambda_a = \pi \sqrt{\frac{E_{GTD}}{f_{yk}}} \quad (8.15)$$

Bezogener Schlankheitsgrad:

$$\bar{\lambda}_k = \frac{\lambda_k}{\lambda_a} = \frac{s_k}{i \cdot \lambda_a} \quad (8.16)$$

Knickbeiwert:

$$k = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_k - 0,13)) + \bar{\lambda}_k^2 \quad (8.17)$$

Abminderungsfaktor:

$$\kappa = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \bar{\lambda}_k^2}} \quad (8.18)$$

Widerstand eines Diagonalstabs gegen Stabilitätsversagen $N_{Rd,stab}$:

$$N_{Rd,stab} = \kappa \cdot f_{yd} \cdot A \quad (8.19)$$

Die zu vergleichende vorhandene Druckkraft in den Diagonalen bestimmt sich aus folgenden Tragwirkungen und Lastfällen:

- **Verbundtragwirkung:** Druckkräfte infolge Relativverschiebung aus allen Lastfällen
- **Plattentragwirkung:** Druckkräfte infolge Wind und Temperatur ΔT

Aus der Verbundtragwirkung wird aus allen Lastfällen die maßgebende Lastfallkombination ermittelt und so die auftretende Relativverschiebung $u_{rel,Stabil.}$ berechnet. Aus der Fugensteifigkeit $C_{V,\parallel}$ kann daraus die Kraft parallel zur Verbundfuge berechnet werden

$$F_{u,\parallel} = C_{v,\parallel} \cdot u_{rel,Stabil.} \quad (8.20)$$

und dann in die Kraft in Diagonalenrichtung umgerechnet werden:

$$N_{u,GTD} = \frac{F_{u,\parallel}}{\sin \alpha_{GTD}} \quad (8.21)$$

Die Bestimmung der Last auf den Einzugsbereich eines Gitterträgerknotens und die Verteilung auf die Druck- und Zugdiagonale lautet:

$$N_{u,GTD,d} = \frac{N_{u,GTD} \cdot A_R}{2} \quad (8.22)$$

Aus der Plattentragwirkung folgt aus dem Lastfall *Winddruck* eine Druckbeanspruchung in den Diagonalen. Die Last auf den Einzugsbereich eines Gitterträgerknotens und die Verteilung auf die Druck- und Zugdiagonale lautet:

$$N_{w,GTD,k} = \frac{w_{1,k} \cdot A_R}{2 \cdot \cos \alpha_{GTD}} \quad (8.23)$$

Die Druckkraft auf einen Gitterträger-Knotenpunkt aus dem Lastfall ΔT wird nach *Gastmeyer 1997* berechnet:

$$N_{\Delta T, GTD, senk} = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T}{\frac{8 \cdot a_{GT}}{E_{cm} \cdot \ell_{seg} \cdot d_{VS}^2} + \frac{6 \cdot \ell_{seg} \cdot d_{VS}}{C_{GTD, N} \cdot a_{GT} \cdot A_R}} + \frac{\alpha_T \cdot \Delta T}{\frac{8 \cdot \ell_{seg}}{E_{cm} \cdot a_{GT} \cdot d_{VS}^2} + \frac{6 \cdot a_{GT} \cdot d_{VS}}{C_{GTD, N} \cdot \ell_{seg} \cdot A_R}} \quad (8.24)$$

mit

$$C_{GTD, N} = \frac{E_{GTD} \cdot A_{GTD}}{\ell_D} \quad \text{Dehnsteifigkeit der Gitterträger-Diagonalen}$$

$$\ell_D \quad \text{Dehnlänge der Diagonalen wird als Gitterträgerhöhe } h_{GT} \text{ angenommen}$$

Umrechnung in eine Kraft in Diagonalenrichtung und Aufteilung auf die beiden Diagonalen:

$$N_{\Delta T, GTD, k} = \frac{N_{\Delta T, GTD, senk}}{2 \cdot \sin \alpha_{GTD}} \quad (8.25)$$

Unter Berücksichtigung der Tabelle 8.1 kann nun die zu bemessende Beanspruchung aus der maßgebenden Lastfallkombination ermittelt werden. Da die Verformung aus Verbundtragwirkung bereits aus der maßgebenden Lastfallkombination ermittelt wurde, wird diese bei der Kombination mit den charakteristischen Lasten aus Wind und Temperatur (Plattentragwirkung) mit dem Faktor 1,0 berücksichtigt. Der Nachweis kann anschließend nach folgender Formel durchgeführt werden:

$$N_{GTD, St, d} < N_{Rd, Stab} \quad (8.26)$$

8.4 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Nach *DIN EN 1520 2011*, Abschnitt A.7.1 (1) ist eine Berechnung der Rissbreite nicht notwendig, wenn ein ausreichender Korrosionsschutz nach den in der Norm aufgeführten Methoden erreicht ist. Da in der Regel Edeldahlbewehrung, feuerverzinkter Stahl oder eine Korrosionsschutz-Beschichtung (Ober- und Untergurte der Gitterträger) verwendet wird, besteht der Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit lediglich aus dem Nachweis der Aufnehmbarkeit der Relativverschiebung zwischen den beiden Betonschalen. Für diesen Nachweis ist es allerdings notwendig, dass an dem Wandsystem Prüfungen nach *DIBt-Mitteilung 1995* durchgeführt werden. Diese Versuche sehen zunächst eine zyklische Scherbelastung der Verbundfuge vor. Entgegen den Angaben in *DIBt-Mitteilung 1995* wird empfohlen die Belastung mit den größten Verformungen zu beginnen. Somit werden mögliche Schädigung, die kurz nach der Errichtung der Wandelemente infolge Temperaturexpansion entstehen können, berücksichtigt. Es wird folgendes Lastkollektiv vorgeschlagen:

- 100 Zyklen mit je 7/7u
- 2 000 Zyklen mit je 6/7u
- 20 000 Zyklen mit je 4/7u

Die Verformung u bedeutet hier die maximale Verformung infolge Temperaturbeanspruchung gegenüber dem zwängungsfreien Zustand des Systems. Anschließend werden die Prüfkörper einer statischen Scherbelastung unterzogen und bis zum Versagen belastet. Diese müssen mindestens 80% der mittleren statischen Tragfähigkeit ohne Vorbelastung erreichen. Bei haufwerksporigem Beton ist gegenüber Normalbeton genau darauf zu achten, inwieweit eine zyklische Belastung den Leichtzuschlag sowie die stegartigen Verbindungen zwischen den Zuschlagkörner beansprucht bzw. schädigt. Hinsichtlich der Gitterträger sollten keine Probleme beim Erreichen ausreichender Werte auftreten, da diese schon vielfach in kerngedämmten Teilfertigwänden aus Normalbeton verwendet werden. All dies kann allerdings erst nach Durchführung und Auswertung der entsprechenden Versuche beurteilt werden. Zuvor sollten jedoch die offenen Fragen hinsichtlich Herstellung der Wandelemente und Versuchskörper durch Versuche geklärt werden.

8.5 Bauphysikalische Betrachtung

Die Berechnung des U-Wertes der Wandelemente erfolgt nach den Erkenntnissen aus Kapitel 5. Die Berechnung des U-Wertes des ungestörten Querschnittes erfolgt nach folgender Formel:

$$U_0 = \frac{1}{R_{si} + \sum \frac{d_i}{\lambda_i} + R_{se}} \quad (8.27)$$

Der Erhöhungsfaktor f_i kann aus den Tabellen in Anhang E entnommen werden. Der U-Wert einer Sandwichwand aus haufwerksporigem Leichtbeton unter Berücksichtigung der Gitterträger bestimmt sich zu.

$$U_{SW} = U_0 \cdot f_i \quad (8.28)$$

9 Zusammenfassung und Ausblick

9.1 Zusammenfassung

Die Anforderungen an den Wärmeschutz von Bauwerken sind in den letzten Jahren stetig gestiegen. Die bauphysikalischen Eigenschaften von Bausystemen müssen daher ständig verbessert und weiter erforscht werden. In Deutschland werden massive oder teildämmte Wände für den Wohnungs- und Industriebau aus haufwerksporigem Leichtbeton (LAC) hergestellt und vielfach eingesetzt. Beim haufwerksporigem Leichtbeton wird die Zementmenge derart reduziert, dass die Zuschlagkörner lediglich punktuell verbunden sind. Wenn diese Zuschlagkörner aus einem porösen Leichtzuschlag bestehen, entsteht ein bezüglich der wärmedämmenden Eigenschaft hochwertiges Produkt. Dennoch können auch Bauteile aus diesem Material die Anforderungen der Energieeinsparverordnung nicht mehr erfüllen. Ein Bausystem, welches diesem Problem Abhilfe schaffen kann, ist die Sandwichbauweise. Die Sandwichbauweise wird schon vielfach im Massivbau angewandt. Die Elemente bestehen aus zwei außen liegenden Betonschalen und einer dazwischen liegenden Dämmschicht. Die beiden Betonschalen werden mit Verbindungsmitteln unterschiedlichster Art und Materialien verbunden. Das Zusammenbringen von haufwerksporigem Leichtbeton mit der Sandwichbauweise ist Inhalt dieser Arbeit.

Eine Herausforderung war dabei, ausreichende und hilfreiche Literatur zu recherchieren. Dies hat sich hauptsächlich beim Werkstoff *Haufwerksporiger Leichtbeton* als schwierig erwiesen, da die bereits vorhandenen Forschungsarbeiten sehr selten in öffentlich zugänglichen Arbeiten, wie etwa Dissertationen, veröffentlicht wurden. Meist wurden diese nur in internen Versuchsberichten oder gutachterlichen Stellungnahmen ausgeführt. Besonders die Zusammenhänge zwischen Materialkennwerten wie Elastizitätsmodul, Biegezugfestigkeit oder Druckfestigkeit sind in der Fachliteratur lange nicht so ausführlich untersucht und beschrieben wie bei Normalbeton oder Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Daher werden in Kapitel 2 neben der Erläuterung der bestehenden Bausystemen aus LAC auch eigene Materialuntersuchungen durchgeführt und mit gesammelter Literatur verglichen. Durch die Versuche wurden die Zusammenhänge aus den Normen untersucht sowie eigene Erfahrung mit der Prüfung von Materialkennwerten gesammelt.

Kapitel 3 befasst sich mit möglichen Ausführungen der Verbindung der beiden Betonschalen bei dreischichtigen Sandwichelementen sowie deren Beanspruchungen aus Wind, Temperatur, etc. Es werden die verschiedenen Tragwirkungen erläutert. Ein besonderes Augenmerk lag dabei auf der Verbundtragwirkung, da hier die Schnittgrößenermittlung sowie deren Einfluss aufwändiger ist als bei der Platten- und Scheibentragwirkung.

Da der Werkstoff *haufwerksporiger Leichtbeton* im Gegensatz zu Normalbeton oder Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge vor allem bezüglich der Frischbetonkonsistenz andere Eigenschaften besitzt, wurden in Kapitel 4 allgemeine Überlegungen zu dreischichtigen Sandwichelementen aus haufwerksporigem Leichtbeton angestellt. Diese Überlegungen befassten sich mit den bauphysikalischen Eigenschaften, aber auch mit der möglichen Herstellung der Wandelemente. Aufgrund dieser Überlegungen wurden bauaufsichtlich zugelassene Gitterträger des Typs SE2 als Verbindungsmittel der beiden Betonschalen gewählt. Es wurden zudem Probleme bei der Herstellung von LAC-Bauteilen, insbesondere bei der Verdichtung, aus anderen Arbeiten berücksichtigt.

Die Erhöhung des Wärmedurchgangskoeffizienten von Sandwichwänden durch die Verwendung von Gitterträgern mit Edeldiagonalen wurde in Kapitel 5 behandelt. Durch die Durchführung von FE-Berechnungen wurde der Einfluss verschiedener Parameter untersucht. Es wurden für eine Vielzahl von Wandquerschnitten Erhöhungsfaktoren bestimmt, mit denen der Wärmedurchgangskoeffizient des ungestörten Querschnitts multipliziert werden kann, um so den modifizierten Wärmedurchgangskoeffizienten der Sandwichwand mit Gitterträgern zu erhalten. Es wurde festgestellt, dass der Einfluss der Dicke des Betons vernachlässigt werden kann. Somit wurden Tabellen mit Erhöhungsfaktoren erstellt, welche die in der Praxis vorkommenden Wandquerschnitte und eingesetzten Materialien abdecken.

Für die Bemessung wurden der Auszugwiderstand der Gitterträger aus der Betonschale und die zur Berechnung der Schnittgrößen aus Verbundtragwirkung notwendige Verbundfugensteifigkeit anhand von Versuchen ermittelt. Zur Verifikation der Differentialgleichung des elastischen Verbundes zur Berechnung der Schnittgrößen aus der Verbundtragwirkung wurden zudem Versuche an 1 m breiten Wandstreifen durchgeführt. Die Beschreibung der Versuche sowie deren Ergebnisse sind in Kapitel 6 enthalten. In Kapitel 7 werden die Versuche ausgewertet. Bei den Ausreißversuchen wurde herausgefunden, dass für die geprüften Randbedingungen in jedem Fall die Betonzugfestigkeit maßgebend ist. Die Ergebnisse gelten für Vorsatzschalendicken $d_{VS} \geq 0,10$ m. Für die Verbundsteifigkeit der Fuge, bestehend aus Verbindungsmittel und Dämmstoff, wurden für die Beanspruchung beider Achsen parallel zur Gitterträgerachse (starke Achse) und senkrecht zur Gitterträgerachse (schwache Achse) Modelle angegeben, um das Last-Verformungsverhalten der Verbundfuge zu beschreiben. Es wurde festgestellt, dass entgegen der Verbundfugensteifigkeit bei Sandwichelementen aus Normalbeton die Tragwirkung des Dämmstoffs vernachlässigt werden kann. Dies ist damit zu begründen, dass aufgrund der erdfeuchten Konsistenz und der Hohlräume zwischen den Zuschlagkörnern der Beton die Dämmung nur punktuell berührt und somit kaum Haftverbund entsteht. Die Modelle zur Bestimmung der Fugensteifigkeit sind an Dämmstoffdicken 0,12 m und 0,20 m ermittelt. Für die Bestätigung dieser außerhalb dieser Anwendungsgrenzen sind weiterführende Untersuchungen notwendig. Anhand der Gleichung für die Verbundtragwirkung aus der Literatur wurden die Mittendurchbiegung und Relativverschiebung der beiden Betonschalen in den Versuchen ausreichend genau abgebildet.

In Kapitel 8 wird für die Praxis ein Bemessungskonzept vorgestellt, nachdem die Bemessung von dreischichtigen Wandelementen mit Deckschichten aus haufwerksporigem Leichtbeton erfolgen kann. Dies beinhaltet die Ermittlung der Schnittgrößen aus Verbundtragwirkung nach *Pahn 2011*.

9.2 Ausblick

In weiteren Forschungsarbeiten sollte der Einfluss einer zyklischen Beanspruchung der Verbundfuge untersucht werden. Neben den möglichen Beschädigungen der Gitterträger aus einer solchen Beanspruchung sollte die Schädigung im Betongefüge, poröser Zuschlag sowie die punktuelle stegartige Verbindung der Zuschlagkörner im Fokus stehen.

Umfangreiche Untersuchungen sind hinsichtlich der Herstellung der Sandwichwände aus haufwerksporigem Leichtbeton notwendig. Es sollte erarbeitet werden, mit welchen Überhöhungen die einzelnen Betonschichten befüllt werden müssen, damit bei jeder Betonschicht eine ausreichende Verdichtung und somit Betonfestigkeit entsteht. Dabei ist darauf zu achten, dass gerade die Verdichtung der direkt auf der Schalung befindlichen Betonschale von der Steifigkeit der Dämmung (Größe der Zusammendrückung des Dämmmaterials) abhängig ist. Es sollte untersucht werden, inwieweit die auf dem Markt erhältlichen Dämmstoffe (vorwiegend EPS-Dämmstoffe) darauf einen Einfluss haben. Die dazu notwendigen Versuche werden sich dahingehend als umfangreich und aufwendig herausstellen, da sie unter dem laufenden Betrieb eines Fertigteilwerkes durchgeführt werden müssen. Da auch die Herstellung von weiteren Versuchskörpern nur im Fertigteilwerk mit Rüttelwalze geschehen kann, sollte nach den Erfahrungen dieser Arbeit Folgendes in Betracht gezogen werden: Die Versuchskörper zur Durchführung weiterer Versuche sollten, wenn möglich, so konzipiert werden, dass sie aus Sandwichwänden herausgeschnitten werden, welche unter normalen Herstellbedingungen produziert wurden. In diesen Sandwichwänden sollte zudem ein Bereich eingeplant werden, aus dem die Bohrkerne und Prismen für die Festbetonprüfungen entnommen werden können, die somit die gleiche Verdichtung wie die Versuchskörper erfahren haben. Für die Durchführung von Versuchen an Bauteilen und zur Bestimmung der Materialkennwerte ist es sinnvoll, Kontakt zu Prof. Dr.-Ing. Karl-Christian Thienel (Institut für Werkstoffe des Bauwesens, Universität der Bundeswehr München) sowie der Materialprüfungs- und Versuchsanstalt Neuwied (MPVA Neuwied) aufzunehmen, da hier die meiste Erfahrung sowie geeignete Prüfeinrichtungen vorhanden sind.

Eine mögliche Reduzierung der Vorsatzschalendicke von den in dieser Arbeit geprüften 10 cm sollte durch weiterführende Versuche untersucht werden. Dadurch kann die Dämmstoffdicke erhöht werden und dadurch geringere U-Werte des Wandquerschnittes erreicht werden.

Im Interesse weiterer Forschungsarbeiten über Bauteile aus haufwerksporigem Leichtbeton sollte eine Datenbank mit den vorhandenen Literaturquellen erstellt werden. Dies wird vom Verfasser als sinnvoll angesehen, da die Großzahl an hilfreichen Arbeiten nicht öffentlich zu erhalten ist (Prüfberichte, Gutachten, etc.). Frei zugängliche Veröffentlichungen (z. B. Dissertationen) sind kaum vorhanden. Zudem sollte eine Datenbank von durchgeführten Versuchen erstellt werden.

Literaturverzeichnis

AGEB

AGEB ; ARBEITSGEMEINSCHAFT ENERGIEBILANZEN E.V. (Hrsg.): *Auswertungstabellen zur Energiebilanz Deutschland - 1990 bis 2013: Stand: September 2014.*
<http://www.ag-energiebilanzen.de/>

Aicher u. von Roth 1987

AICHER, Simon ; VON ROTH, Walter: Ein modifiziertes g-Verfahren für das mechanische Analogon dreischichtiger Sandwichverbund-zweiteiliger verschieblicher Verbund. In: *Bautechnik* 1987 (1987), Nr. 1, S. 21–29. – ISSN 09328351

Albert u. Schneider 2014

ALBERT, Andrej ; SCHNEIDER, Klaus-Jürgen: *Bautabellen für Ingenieure: Mit Berechnungshinweisen und Beispielen.* 21. Aufl. Köln : Bundesanzeiger Verl. [u.a.], 2014. – ISBN 978–3–8462–0304–0

Allen 1969

ALLEN, Howard G.: *Analysis and design of structural sandwich panels.* [1st ed.]. Oxford and New York : Pergamon Press, 1969 (The Commonwealth and international library. Structures and solid body mechanics division). – ISBN 9780080128702

Aurich 1971

AURICH, Heinz: *Kleine Leichtbetonkunde.* Wiesbaden and Germany : Bauverlag, 1971. – ISBN 3762505071

Bergmeister u. a. 2009

BERGMEISTER, Konrad ; FINGERLOOS, Frank ; WÖRNER, Johann D.: *2009 Beton-Kalender: Konstruktiver Hochbau Aktuelle Massivbaunormen.* 98. Jahrg. Berlin : Ernst & Sohn, 2009. – ISBN 3433018545

Berner 1994

BERNER, Klaus ; IRB-VERLAG (Hrsg.): *Erarbeitung vollständiger Bemessungsgrundlagen im Rahmen bautechnischer Zulassungen für Sandwichbauteile. - Teil 1: Berechnungsgrundlagen in Form von Rechenhilfen für alle relevanten Lastfälle und statischen Systeme: Forschungsbericht.* Stuttgart, 1994

Berner 1996

BERNER, Klaus ; IRB-VERLAG (Hrsg.): *Erarbeitung vollständiger Bemessungsgrundlagen im Rahmen bautechnischer Zulassungen für Sandwichbauteile. - Teil 2: Berücksichtigung zusätzlicher Beanspruchungen bei der Bemessung von durchlaufenden Sandwichplatten im Zwischenstützbereich: Forschungsbericht.* Stuttgart, 1996

DIBt-Mitteilung 1995

DIBT-MITTEILUNG: Grundsätze zur Ermittlung der Temperaturbeanspruchung mehr-

schichtiger Wandtafeln mit Betondeckschicht. In: *DIBt-Mitteilung 5/95*. 1995, S. 148

DIBt-Mitteilung 2005

DIBT-MITTEILUNG: Technische Regeln für vorgefertigte bewehrte tragende Bauteile aus haufwerksporigem Leichtbeton. In: *DIBt-Mitteilung 3/05*. 2005, S. 98–102

DIN 1045-1 2008

DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2008-08

DIN 1055-2 2010

DIN 1055-2: *Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Bodenkenngößen*. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2010-11

DIN 18218 2010

DIN 18218: *Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen*. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2010-01

DIN 4028 1982

DIN 4028: *Stahlbetonhohldielen aus Leichtbeton mit haufwerksporigem Gefüge - Anforderungen, Prüfung, Bemessung, Ausführung, Einbau*. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 1982-01

DIN 4108-4 2003

DIN 4108-4: *Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Teil 4: Wärme- und feuchteschutztechnische Bemessungswerte*. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2003-02

DIN 4108 Beiblatt 2 2006

DIN 4108 BEIBLATT 2: *Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Wärmebrücken – Planungs- und Ausführungsbeispiele*. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2006-03

DIN 4213 2003

DIN 4213: *Anwendung von vorgefertigten bewehrten Bauteilen aus haufwerksporigem Leichtbeton in Bauwerken*. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2003-07

DIN 4213 2015

DIN 4213: *Anwendung von vorgefertigten Bauteilen aus haufwerksporigem Leichtbeton mit statisch anrechenbarer der nicht anrechenbarer Bewehrung in Bauwerken*. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2015-10

DIN 4232 1987

DIN 4232: *Wände aus Leichtbeton mit haufwerksporigem Gefüge - Bemessung und Ausführung*. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 1987-09

DIN EN 1352 1997

DIN EN 1352: *Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung von dampfgehärtetem Porenbeton und von haufwerksporigme Leichtbeton*. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 1997-02

DIN EN 1354 2005

DIN EN 1354: *Bestimmung der Druckfestigkeit von haufwerksporigem Leichtbeton*.

Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2005-09

DIN EN 1355 1997

DIN EN 1355: *Bestimmung der Kriechverformung unter Druckbeanspruchung von dampfgehärtetem Porenbeton und von haufwerksporigem Leichtbeton.* Deutsches Institut für Normung. Berlin, 1997-02

DIN EN 1520 2003

DIN EN 1520: *Vorgefertigte bewehrte Bauteile aus haufwerksporigem Leichtbeton (enthält Berichtigung AC:2003).* Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2003-07

DIN EN 1520 2011

DIN EN 1520: *Vorgefertigte Bauteile aus haufwerksporigem Leichtbeton und mit statisch anrechenbarer oder nicht anrechenbarer Bewehrung.* Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2011-06

DIN EN 1521 1996

DIN EN 1521: *Bestimmung der Biegezugfestigkeit von haufwerksporigem Leichtbeton.* Deutsches Institut für Normung. Berlin, 1996-12

DIN EN 1990 2010

DIN EN 1990: *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung.*; Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2010-12

DIN EN 1990/NA 2010

DIN EN 1990/NA: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung.* Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2010-12

DIN EN 1991-1-1 2010

DIN EN 1991-1-1: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau.*; Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2010-12

DIN EN 1991-1-1/NA 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.* Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2010-12

DIN EN 1991-1-4 2010

DIN EN 1991-1-4: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten.* Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2010-12

DIN EN 1992-1-1 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.* Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2011-01

DIN EN 1992-1-1/NA 2011

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.* Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2011-01

DIN EN 1997-1 2009

DIN EN 1997-1: *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln*;. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2009-09

DIN EN 209-1 2001

DIN EN 209-1: *Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaft, Herstellung und Konformität*. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2001-07

DIN EN 26891 1991

DIN EN 26891: *Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln - Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhalten*. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 1991-06

DIN EN 992 1995

DIN EN 992: *Bestimmung der Trockenrohddichte von haufwerksporigem Leichtbeton*. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 1995-09

DIN EN ISO 10211 2008

DIN EN ISO 10211: *Wärmebrücken im Hochbau – Wärmeströme und Oberflächentemperaturen – Detaillierte Berechnungen (ISO 10211:2007)*. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2008-04

DIN EN ISO 6946 2008

DIN EN ISO 6946: *Bauteile – Wärmedurchlasswiderstand und Wärmedurchgangskoeffizient – Berechnungsverfahren (ISO 6946:2007)*. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 2008-04

DIN V 4108-6 2003

DIN V 4108-6: *Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden*. Deutsche Institut für Normung. Berlin, 2003-06

DIN V ENV 1992-1-1 1992

DIN V ENV 1992-1-1: *Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau*. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 1992-06

EnEG 1976

EnEG: *Gesetz zur Einsparung von Energie in Gebäuden: EnEG*. 1976

ENEV 2014

ENEV: *Verordnung über energiesparenden Wärmeschutz und energiesparende Anlagentechnik bei Gebäuden: Energieeinsparverordnung - ENEV*. 2014

ETAG 001 2008

ETAG 001: *Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete*. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt). Berlin, 2008

EU 2002

EU: *Richtlinie 2002/91/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 16. Dezember 2002 über die Gesamtenergieeffizienz von Gebäuden: Richtlinie*. 2002

Faust 2003

FAUST, Thorsten: *Leichtbeton im konstruktiven Ingenieurbau*. Berlin : Ernst, 2003

(Bauingenieur-Praxis). – ISBN 3433016135

FILIGRAN Traegersysteme GmbH und Co. KG 2013

FILIGRAN TRAEGERSYSTEME GMBH UND CO. KG: *Typ SE2 Datenblatt*. 2013-06

Furche 1995

FURCHE, Johannes: Filigran-Elementwand - Betoniergeschwindigkeit. In: *Filigran-Kongress Paris (1995-03)*, S. 15–23

Furche u. Bauermeister 2008

FURCHE, Johannes ; BAUERMEISTER, Ulrich: Elementbauweise mit Gitterträgern. Version: 2008. <http://dx.doi.org/10.1002/9783433600344.ch3>. In: BERGMEISTER, Konrad (Hrsg.) ; FINGERLOOS, Frank (Hrsg.) ; WÖRNER, Johann-Dietrich (Hrsg.): *Beton-Kalender 2009*. Berlin, Germany : Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2008. – DOI 10.1002/9783433600344.ch3. – ISBN 9783433600344, S. 337–498

Gastmeyer 1997

GASTMEYER, Ralf: Bemessung der Vorsatzschale dreischichtiger Außenwandplatten aus Stahlbeton. In: *Bauingenieur* (1997), Nr. 72, S. 235–240

Gastmeyer 2004

GASTMEYER, Ralf: Tragverhalten von teilweise vorgefertigten Stahlbetonwänden mit Ortbetongergänzung und integrierter Wärmedämmung. In: *Bautechnik* 81 (2004), Nr. 11, S. 869–873. – ISSN 09328351

Gollwitzer 2007

GOLLWITZER, Thomas: *Finite Stabelemente für mehrteilige nachgiebige Verbundquerschnitte zur Berechnung von Verbundrippenschalen*. 2007

Goltermann 2009

GOLTERMANN, Per: Load-carrying capacity of lightly reinforced, prefabricated walls of lightweight aggregate concrete with open structure. In: *Materials and Structures* 42 (2009), Nr. 5, S. 581–591. <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-008-9404-8>. – DOI 10.1617/s11527-008-9404-8. – ISSN 1359–5997

Goltermann u. a. 1994

GOLTERMANN, Per ; LARSEN, Henning ; INGHOLT, N. U.: Strenght and stiffness relations in lightweight aggregate concrete with open structure. In: *Nordic Concrete Research* 1994 (1994), Nr. No. 15, S. 35–45

Grübl u. a. 2001

GRÜBL, Peter ; KARL, Sieghart ; WEIGLER, Helmut: *Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften*. 2. Aufl. Berlin : Ernst, 2001 (Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau). – ISBN 3433013403

HALFEN GmbH 2014

HALFEN GMBH ; GMBH, HALFEN (Hrsg.): *Montageanleitung HALFEN Sandwichplattenanker SPA*. 2014-06

Hegger u. Roeser 2004

HEGGER, Josef ; ROESER, Wolfgang ; HEGGER + PARTNER (Hrsg.): *Gutachten zu DIN EN 1520: 2002, Fassung Juli 2003*. Aachen, 2004

HeizAnIV 1978

HEIZANLV: *Verordnung über energiesparende Anforderungen an heizungstechnische Anlagen und Warmwasseranlagen: HeizAnIV*. 1978

Holmberg u. Plem 1965

HOLMBERG, A ; PLEM, E: *Behaviour of Load-Bearing Sandwich-Type Structures*. Lund Sweden, 1965

Horstmann 2010

HORSTMANN, Michael: *Zum Tragverhalten von Sandwichkonstruktionen aus textilbewehrtem Beton*. Aachen, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Diss., 2010

Jungbluth u. Berner 1986

JUNGBLUTH, O. ; BERNER, K.: *Verbund- und Sandwichtragwerke: Tragverhalten, Feuerwiderstand, Bauphysik*. Berlin and New York : Springer-Verlag, 1986. – ISBN 3–540–16372–7

Karl 2008

KARL, S: *Zugfestigkeit von LAC: Schreiben an den Bundesverband Leichtbeton e.V.* 2008

Kuch 1992a

KUCH, Helmut: Model Formation in Vibratory Compaction of Concrete. In: *Concrete Precasting Plant and Technology* 1992 (1992), Nr. 2, S. 101–106

Kuch 1992b

KUCH, Helmut: Technical Process Problems Related to the Moulding and Compaction of small-Sized Concrete Products. In: *Concrete Precasting Plant and Technology* 1992 (1992), Nr. 4, S. 80–87

Leufgens 2010

LEUFGENS, Nadine: *Mechanische und thermische Untersuchung zur Entwicklung eines Wärmedämmsteines aus Leichtbeton*. Luxemburg, Université du Luxembourg, Diss., 2010

Möhler 1956

MÖHLER, Karl: *Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln*. Karlsruhe, Technische Hochschule Fridericiana zu Karlsruhe, Diss., 1956

Müller 2015

MÜLLER, Frank: *Sandwichelemente mit Deckschichten aus Hochleistungsbeton und einem Kern aus extrudiertem Polystyrol*. Kaiserslautern, Technische Universität Kaiserslautern, Diss., 2015

Neunast u. Lange 2001

NEUNAST, Armin ; LANGE, Friederike: *Leichtbeton Handbuch*. Düsseldorf : Verlag Bau und Technik GmbH, 2001

Neunast u. Theiner 1981

NEUNAST, Armin ; THEINER, Josef: *Bims: Bauen mit Bimsbaustoffen*. Köln-Braunsfeld : Müller, 1981. – ISBN 3–481–15631–6

Nguyen 2008

NGUYEN, Van L.: *Entwicklung einer Konstruktion für zweischichtige Wandelemente aus haufwerksporigem Leichtbeton - Experimentelle und theoretische Untersuchungen*. Kaiserslautern, Technische Universität Kaiserslautern, Diss., 2008

Orth 1998

ORTH, W: Baukosten senken mit System. In: *Beton + Fertigteil Jahrbuch 1998* (1998), S. 198–201

Pahn 2011

PAHN, Matthias: *Beitrag zur Ermittlung von Schnitt- und Verformungsgrößen bei mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln mit Verbindungsmitteln aus glasfaserverstärktem Kunststoff*. Kaiserslautern, Technische Universität, Diss., 2011

Paschen u. Schönoff 1983

PASCHEN, H ; SCHÖNOFF, T: *Untersuchungen über in Beton eingelassene Scherbolzen aus Betonstahl: Beitrag in Heft 346, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. Berlin : Beuth Verlag GmbH, 1983

Pavis d'Escurac u. Pahn 2016

PAVIS D'ESCURAC, Arnaud ; PAHN, Matthias: Load bearing and stability behaviour of concrete sandwich panels under compressive load. In: *Proceedings of fib Symposium, 21 – 23 November 2016, Cape Town, South Africa* (2016), S. 387–388

Pavis d'Escurac u. a. 2016

PAVIS D'ESCURAC, Arnaud ; PAHN, Matthias ; SCHNELL, Jürgen: Tragverhalten schlanker Sandwichwände unter Vertikallast – Statische Mitwirkung der Vorsatzschale und Kernschicht. In: *60. BetonTage Neu-Ulm, Tagungsband* (2016), S. 104–106

Pöter 2009

PÖTER, Hans: Metalleichtbaukonstruktionen: Früher und heute. In: *Stahlbau 78* (2009), Nr. 5, S. 288–297. <http://dx.doi.org/10.1002/stab.200910041>. – DOI 10.1002/stab.200910041

Roeser u. Wittig 2004

ROESER, Wolfgang ; WITTIG, Katrin ; DIBT-MITTEILUNGEN (Hrsg.): *Erläuterungen zu den Technischen Regeln für vorgefertigte bewehrte Bauteile aus haufwerksporigem Leichtbeton, Fassung Dezember 2004*. 2004

Sagmeister 1999

SAGMEISTER, Bernhard: Rezeptoptimierung von haufwerksporigem Leichtbeton. In: *BFT Betonwerk + Fertigteil-Technik 65* (1999), Nr. 11, S. 70–77

Sagmeister 2002

SAGMEISTER, Bernhard: Begutachtung von Stahlbetondielen aus Leichtbeton mit haufwerksporigem Gefüge. In: *Bauingenieur* (2002), Nr. 76, S. 544–548

Schild u. Willems 2013

SCHILD, Kai ; WILLEMS, Wolfgang M.: *Wärmeschutz: Grundlagen - Berechnung - Bewertung*. 2. Aufl. 2013. Wiesbaden : Imprint: Springer Vieweg, 2013 (Detailwissen Bauphysik). – ISBN 978–3–658–02570–0

Schnell u. Abramski 2008

SCHNELL, Jürgen ; ABRAMSKI, Martin ; FACHBEREICH MASSIVBAU UND BAUKONSTRUKTION (Hrsg.): *Versuche an Wandplatten aus haufwerksporigem Leichtbeton*. Kaiserslautern, 2008

Schwarze 1984

SCHWARZE, K: Numerische Methode zur Berechnung von Sandwichelementen. In: *Stahlbau* (1984), Nr. 12, S. 363–370

Schwing 2006

SCHWING, Heinz: Neue Normen zu haufwerksporigem Leichtbeton: Hintergründe - praktische Umsetzung. In: *BFT International - Betonwerk + Fertigteiltechnik* 2006 (2006), Nr. 2, S. 134–135

Stamm u. Witte 1974

STAMM, Klaus ; WITTE, Horst: *Sandwichkonstruktionen: Berechnung - Fertigung - Ausführung*. Wien : Springer, 1974 <http://www.worldcat.org/oclc/636676743>. – ISBN 3–211–81121–4

Thermotur

THERMODUR: *Architektenordner der Firma THERMODUR Wandelemente GmbH & Co. KG, Neuwied*

Thienel 2005

THIENEL, Karl-Christian: *Vergleich der Festlegung für die Eigenschaften des Leichtbetons in DIN EN 1520 mit den Regelungen in DIN 4028, DIN 4332 und DIN 1045-1: Gutachten im Auftrag des Deutschen Institut für Bautechnik, Berlin, August 2005*. München, 2005-08

Thienel 2013

THIENEL, Karl-Christian: *Gutachterliche Stellungnahme G2013-1 Vergleich gemessener Biegezugfestigkeitswerte mit den rechnerischen Annahmen nach DIN EN 1520*. Neubiberg, 2013

Thienel 2014

THIENEL, Karl-Christian: Vorgefertigte Bauteile aus haufwerksporigem Leichtbeton - Die deutsche Anwendungsnorm DIN 4213. In: *BFT International - Betonwerk + Fertigteiltechnik* 2014 (2014), Nr. 02, S. 120–121

Thienel 2015a

THIENEL, Karl-Christian: *Sonderbetone - Gefügedichter und haufwerksporiger Leichtbeton*. München, Universität der Bundeswehr München, Diss., 2015

Thienel 2015b

THIENEL, Karl-Christian: Vorgefertigte Bauteile aus haufwerksporigem Leichtbeton - Die neue DIN EN 1520. In: *BFT International* 2015 (2015), Nr. 2, S. 116–118

Utescher 1973

UTESCHER, Günther: Der Tragsicherheitsnachweis für dreischichtige Außenwandplatten (Sandwichplatten) aus Stahlbeton. In: *Die Bautechnik* 1973 (1973), Nr. Heft 5, S. 163–171

VoB 2009

Voss, Karl-Uwe: Zielgerichtete Optimierung von hochwärmedämmenden, haufwerksporigen Leichtbetonen. In: *BFT International - Betonwerk + Fertigteiltechnik* 2009 (2009), Nr. 02, S. 112–113

WärmeschutzV 1977

WÄRMESCHUTZV: *Verordnung über einen energiesparenden Wärmeschutz bei Gebäuden: WärmeschutzV*. 1977

Willems u. Hellinger 2010

WILLEMS, Wolfgang ; HELLINGER, Georg: Exakte U-Werte von Stahlbeton-Sandwechelementen. In: *Bauphysik* 32 (2010), Nr. 5, S. 275–287. – ISSN 01715445

Willems u. Hellinger 2011

WILLEMS, Wolfgang ; HELLINGER, Georg: Ermittlung präziser U-Werte von Stahlbeton-Sandwechelementen. In: *BWI - BetonWerk International* (2011), Nr. 3, S. 158–164

Wölfel 1987

WÖLFEL, E: Nachgiebiger Verbund - Eine Näherungslösung und deren Anwendungsmöglichkeiten. In: *Stahlbau* (1987), Nr. 6, S. 173–180

Z-15.2-140 2013

Z-15.2-140: *ISOTWIN-Wand - Wärme gedämmte Keller- und Geschossaußenwände mit Gitterträgern*. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt). 2013-11

Z-15.2-162 2015

Z-15.2-162: *SYSPRO-PART-THERMO-WÄNDE*. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt). 2015-01

Z-15.2-259 2014

Z-15.2-259: *HÖGERLE - SUPERDÄMMWAND*. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt). 2014-01

Z-15.2-40 2015

Z-15.2-40: *Filigran Gitterträger*. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt). 2015-3

Z-17.1-426 2011

Z-17.1-426: *Mauerwerk aus KLB-Vollblöcken SW1 aus LEichtbeton (KLB-Superwärmedämmblöcke)*. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt). 2011-11

Z-17.1-797 2014

Z-17.1-797: *Mauerwerk aus KLB-Plan-Hohlblöcken im Dünnbettverfahren*. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt). 2014-10

Z-21.8-1878 2014

Z-21.8-1878: *TM-Verbundsystem für dreischichtige Stahlbetonwandtafeln*. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt). 2014-12

Z-21.8-1894 2014

Z-21.8-1894: *Schöck Thermoanker*. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt). 2014-11

Z-21.8-1911 2015

Z-21.8-1911: *TMDW-Anker für dreischichtige Stahlbeton-Wandtafeln*. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt). 2015-07

Z-21.8-1926 2011

Z-21.8-1926: *HALFEN Sandwichplattenanker SPA*. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt). 2011-12

Z-21.8-1979 2014

Z-21.8-1979: *HALFEN Manschettenverbundanker MVA und HALFEN Flachanker FA*. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt). 2014-01

Z-30.3-6 2014

Z-30.3-6: *Erzeugnisse, Verbindungsmittel und Bauteile aus nichtrostenden Stählen*. 2014-05

A Anhang „Experimentelle Untersuchungen“

Tab. A.1: Abkürzungen der Versuchsreihen

Zeichen	Beschreibung
4PB	4-Punkt-Biegeversuch an LAC-Platten
A	Auszug an Gitterträgern
S	Scherversuch an Wandausschnitten
B	Biegeversuch an Sandwichwandstreifen

A.1 Versuche zur Biegetragfähigkeit von bewehrten Platten

Tab. A.2: Angabe zur Betonzusammensetzung der THERMODUR Wandelemente GmbH & Co. KG / Neuwied

Bezeichnung	Zusammensetzung für 1m ³	
	[kg]	
CEM 52,5 N	[kg]	88
Recyclingwasser	[kg]	61,8
Waschbims 6-15 mm	[kg]	188
Rohbims 0-15 mm	[kg]	636
Recyclingmaterial	[kg]	26
Hyd. Kalk	[kg]	88

Tab. A.3: Materialeigenschaften der verwendeten Betone

Versuchs- typ	Versuchskörper- bezeichnung	Druckfestigkeit	Biegezugfestigkeit	Rohdichte
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kg/m ³]
4PB	4PB-0-1-V1	8,79	1,24	1149,6
	4PB-0-1-V2	8,79	1,24	1149,6
	4PB-0-1-V3	8,79	1,24	1149,6
	4PB-1-0-V1	9,35	1,48	1159,5
	4PB-1-0-V2	9,35	1,48	1159,5
	4PB-1-0-V3	9,56	1,51	1158,9
	4PB-1-1-V1	8,79	1,24	1149,6
	4PB-1-1-V2	9,35	1,48	1159,5
	4PB-1-1-V3	9,35	1,48	1159,5
	4PB-0-GTO-V1	7,00	1,31	927,9
	4PB-0-GTO-V2	7,00	1,31	927,9
	4PB-0-GTO-V3	7,00	1,31	927,9

A.1.0.1 Kraft-Verformungs-Diagramm aller Versuche

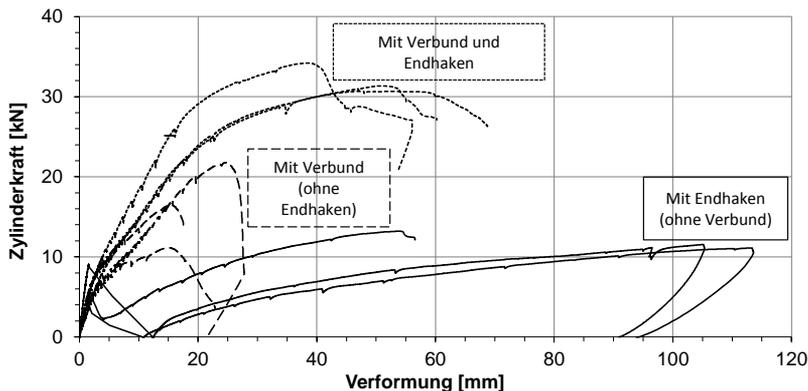


Abb. A.1: Kraft-Verformungs-Diagramm aller 4-Punkt-Biegeversuche an bewehrten Platten

A.2 Auszugversuche

A.2.1 Allgemeine Angaben

Tab. A.4: Versuchsprogramm der Auszugversuche

Versuchstyp	Versuchskörperbezeichnung	Plattendicke d [mm]	Gitterträgerhöhe h _{GT} [mm]	gepr. Gurt	Beton	Anzahl Probekörper
A	A-100-230-O-2	100	230	Obergurt	LAC2	5
A	A-100-230-U-2	100	230	Untergurt	LAC2	5
A	A-100-390-O-2	100	390	Obergurt	LAC2	5
A	A-100-390-U-2	100	390	Untergurt	LAC2	4
A	A-100-310-O-2	100	310	Obergurt	LAC2	5
A	A-100-310-U-2	100	310	Untergurt	LAC2	5
A	A-150-310-O-2	150	310	Obergurt	LAC2	5
A	A-150-310-U-2	150	310	Untergurt	LAC2	5
A	A-100-230-O-8	100	230	Obergurt	LAC8	5
A	A-100-230-U-8	100	230	Untergurt	LAC8	5
A	A-100-390-O-8	100	390	Obergurt	LAC8	5
A	A-100-390-U-8	100	390	Untergurt	LAC8	5
A	A-100-310-O-8	100	310	Obergurt	LAC8	5
A	A-100-310-U-8	100	310	Untergurt	LAC8	3
A	A-150-310-O-8	150	310	Obergurt	LAC8	5
A	A-150-310-U-8	150	310	Untergurt	LAC8	5

Erläuterung zur Versuchskörperbezeichnung
A-(V)-(X)-(Y)-(Z)
(V): Plattendicke
(X): Gitterträgerhöhe
(Y): O=Obergurt, U=Untergurt
(Z): Betondruckfestigkeit

Tab. A.5: Angabe zur Betonzusammensetzung der THERMODUR Wandelemente GmbH & Co. KG / Neuwied

Bezeichnung		LAC 2	LAC 8
PZ 42,5R	[kg]	44,0	110,0
Hyd. Kalk	[kg]	44,0	110,0
Edelbims 3,0-8,0	[kg]	642,0	172,0
Blähschiefer	[kg]	-	172,0
Siebbims 0-12	[kg]	-	419,0
Wasser	[kg]	22,3	73,5
Recyclingwasser	[kg]	30,7	-

Tab. A.6: Materialeigenschaften der verwendeten Betone - LAC 2

LAC2			
Probe	Druckfestigkeit [N/mm²]	Biegezugfestigkeit [N/mm²]	Rohdichte [kg/m³]
1	2,20	0,54	530,8
2	2,06	0,71	546,5
3	1,94	0,58	559,2
Mittelwert	2,07	0,61	545,5

Tab. A.7: Materialeigenschaften der verwendeten Betone - LAC 8

LAC8			
Probe	Druckfestigkeit [N/mm²]	Biegezugfestigkeit [N/mm²]	Rohdichte [kg/m³]
1	4,52	1,06	949,5
2	5,30	1,62	940,8
3	5,53	1,39	955,7
Mittelwert	5,12	1,36	948,7

A.2.2 Ergebnisübersicht

Tab. A.8: Ergebnisübersicht der Auszugversuche - Teil 1

Versuchstyp	Versuchskörperbezeichnung	F_{\max} [kN]	F_{mittel} [kN]
A	A-100-230-O-2-V1	4,07	3,96
	A-100-230-O-2-V2	3,82	
	A-100-230-O-2-V3	3,12	
	A-100-230-O-2-V4	4,57	
	A-100-230-O-2-V5	4,20	
A	A-100-230-U-2-V1	4,68	4,32
	A-100-230-U-2-V2	4,62	
	A-100-230-U-2-V3	4,35	
	A-100-230-U-2-V4	3,93	
	A-100-230-U-2-V5	4,03	
A	A-100-390-O-2-V1	3,88	4,24
	A-100-390-O-2-V2	4,55	
	A-100-390-O-2-V3	4,10	
	A-100-390-O-2-V4	4,52	
	A-100-390-O-2-V5	4,17	
A	A-100-390-U-2-V1	3,89	4,89
	A-100-390-U-2-V2	5,88	
	A-100-390-U-2-V3	4,95	
	A-100-390-U-2-V4	4,82	
A	A-100-310-O-2-V1	4,82	4,58
	A-100-310-O-2-V2	4,38	
	A-100-310-O-2-V3	4,74	
	A-100-310-O-2-V4	4,30	
	A-100-310-O-2-V5	4,68	
A	A-100-310-U-2-V1	4,31	4,45
	A-100-310-U-2-V2	4,36	
	A-100-310-U-2-V3	3,92	
	A-100-310-U-2-V4	5,37	
	A-100-310-U-2-V5	4,28	
A	A-150-310-O-2-V1	8,90	9,53
	A-150-310-O-2-V2	9,60	
	A-150-310-O-2-V3	9,36	
	A-150-310-O-2-V4	10,06	
	A-150-310-O-2-V5	9,74	
A	A-150-310-U-2-V1	11,74	10,80
	A-150-310-U-2-V2	12,06	
	A-150-310-U-2-V3	9,83	
	A-150-310-U-2-V4	10,65	
	A-150-310-U-2-V5	9,70	

Tab. A.9: Ergebnisübersicht der Auszugversuche - Teil 2

Versuchstyp	Versuchskörperbezeichnung	F_{\max}	F_{mittel}
		[kN]	[kN]
A	A-100-230-O-8-V1	7,91	7,37
	A-100-230-O-8-V2	6,63	
	A-100-230-O-8-V3	7,39	
	A-100-230-O-8-V4	7,31	
	A-100-230-O-8-V5	7,63	
A	A-100-230-U-8-V1	9,54	9,18
	A-100-230-U-8-V2	9,40	
	A-100-230-U-8-V3	8,99	
	A-100-230-U-8-V4	8,67	
	A-100-230-U-8-V5	9,28	
A	A-100-390-O-8-V1	7,49	8,37
	A-100-390-O-8-V2	8,44	
	A-100-390-O-8-V3	7,62	
	A-100-390-O-8-V4	9,03	
	A-100-390-O-8-V5	9,26	
A	A-100-390-U-8-V1	10,07	9,47
	A-100-390-U-8-V2	8,69	
	A-100-390-U-8-V3	10,41	
	A-100-390-U-8-V4	9,11	
	A-100-390-U-8-V5	9,08	
A	A-100-310-O-8-V1	7,50	7,65
	A-100-310-O-8-V2	8,80	
	A-100-310-O-8-V3	7,60	
	A-100-310-O-8-V4	6,74	
	A-100-310-O-8-V5	7,62	
A	A-100-310-U-8-V1	7,48	7,84
	A-100-310-U-8-V2	7,93	
	A-100-310-U-8-V3	8,12	
A	A-150-310-O-8-V1	16,70	17,76
	A-150-310-O-8-V2	18,03	
	A-150-310-O-8-V3	18,15	
	A-150-310-O-8-V4	19,35	
	A-150-310-O-8-V5	16,57	
A	A-150-310-U-8-V1	17,36	19,75
	A-150-310-U-8-V2	21,32	
	A-150-310-U-8-V3	19,83	
	A-150-310-U-8-V4	20,50	
	A-150-310-U-8-V5	19,76	

A.2.3 Versuchskurven

A.2.3.1 A-100-230-O-2, V1 bis V5

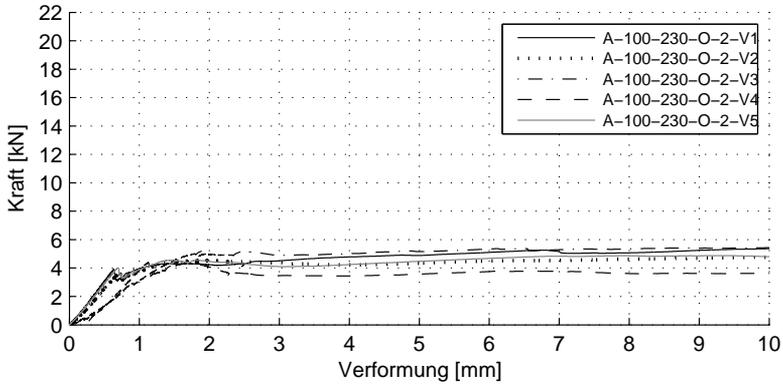


Abb. A.2: Kraft-Verformungs-Diagramm A-100-230-O-2, V1 bis V5

A.2.3.2 A-100-230-U-2, V1 bis V5

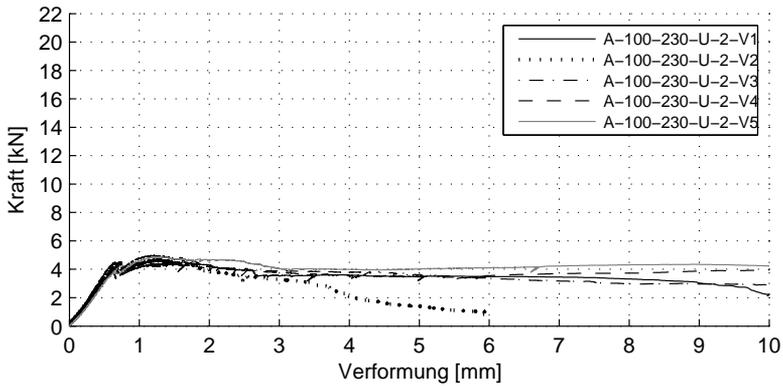


Abb. A.3: Kraft-Verformungs-Diagramm A-100-230-U-2, V1 bis V5

A.2.3.3 A-100-390-O-2, V1 bis V5

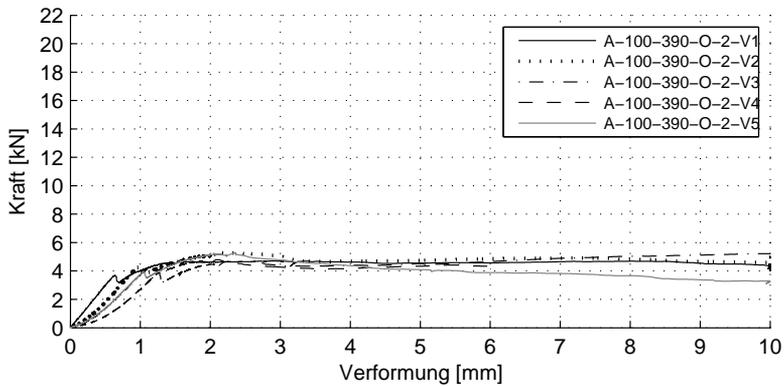


Abb. A.4: Kraft-Verformungs-Diagramm A-100-390-O-2, V1 bis V5

A.2.3.4 A-100-390-U-2, V1 bis V5

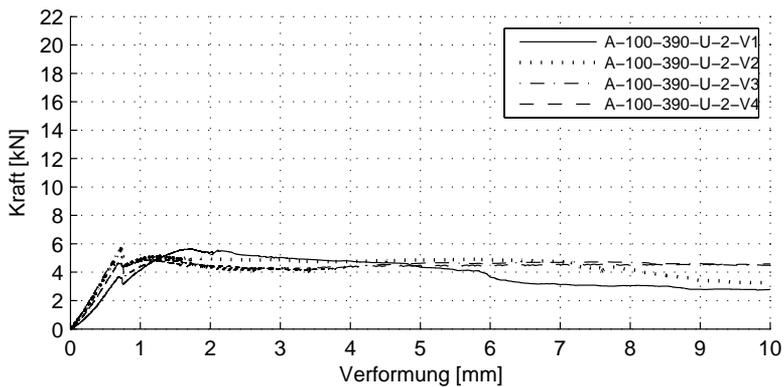


Abb. A.5: Kraft-Verformungs-Diagramm A-100-390-U-2, V1 bis V5

A.2.3.5 A-100-310-O-2, V1 bis V5

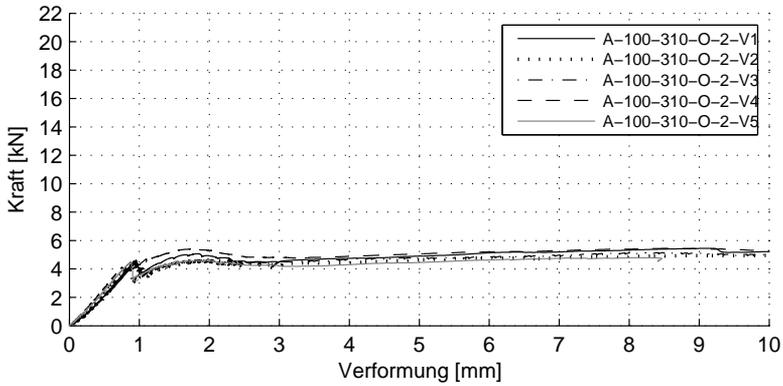


Abb. A.6: Kraft-Verformungs-Diagramm A-100-310-O-2, V1 bis V5

A.2.3.6 A-100-310-U-2, V1 bis V5

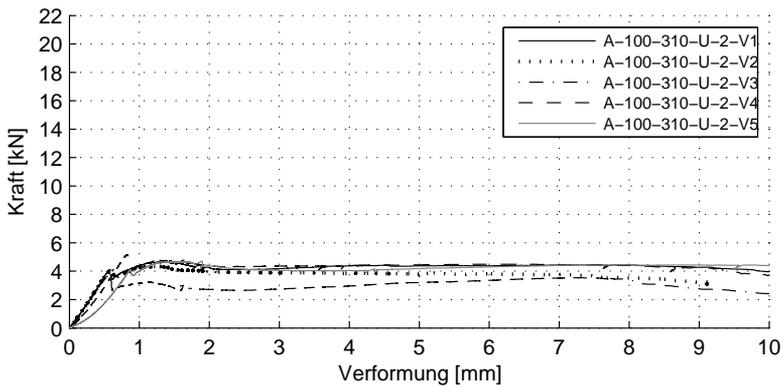


Abb. A.7: Kraft-Verformungs-Diagramm A-100-310-U-2, V1 bis V5

A.2.3.7 A-150-310-O-2, V1 bis V5

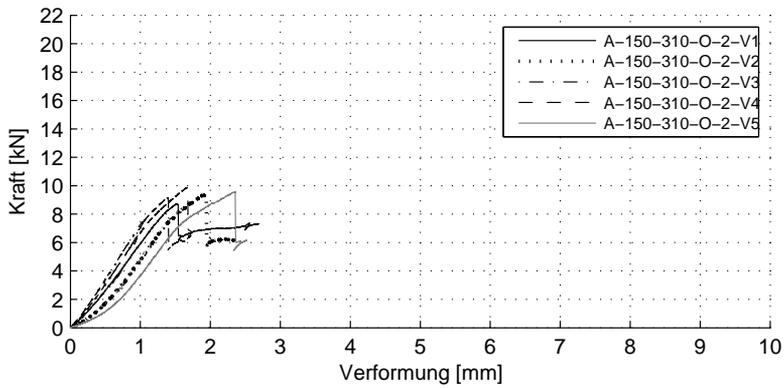


Abb. A.8: Kraft-Verformungs-Diagramm A-150-310-O-2, V1 bis V5

A.2.3.8 A-150-310-U-2, V1 bis V5

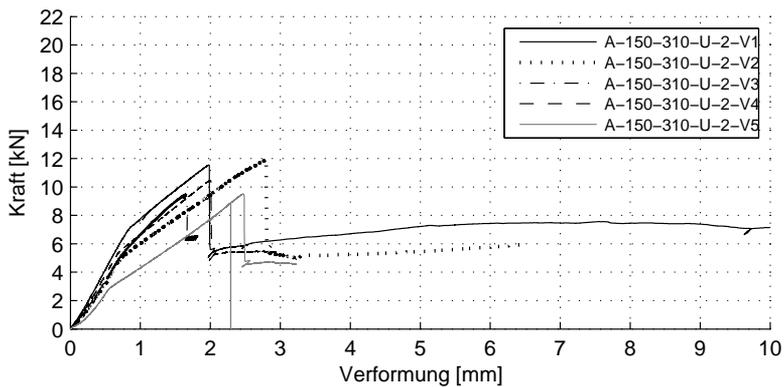


Abb. A.9: Kraft-Verformungs-Diagramm A-150-310-U-2, V1 bis V5

A.2.3.9 A-100-230-O-8, V1 bis V5

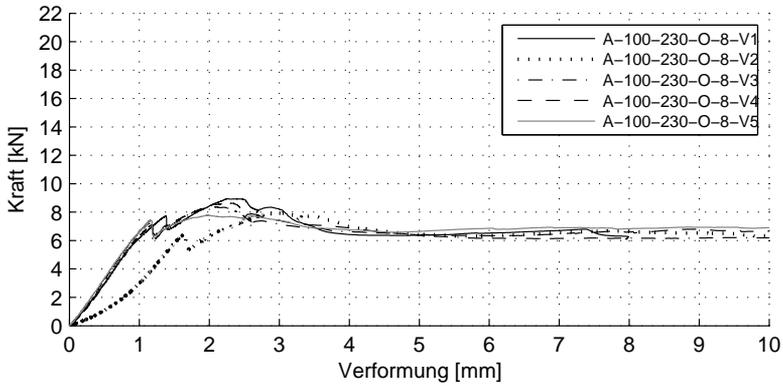


Abb. A.10: Kraft-Verformungs-Diagramm A-100-230-O-8, V1 bis V5

A.2.3.10 A-100-230-U-8, V1 bis V5

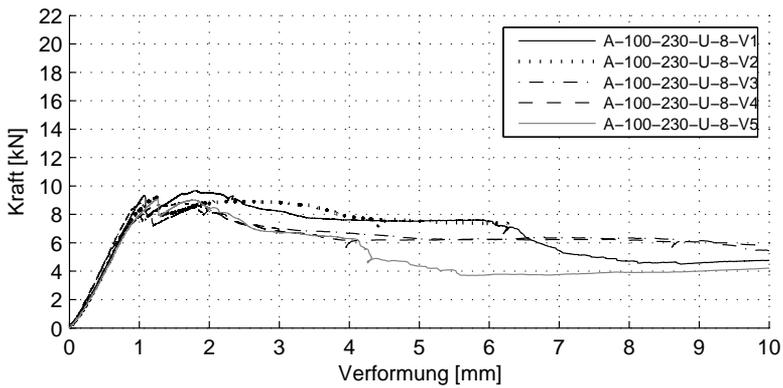


Abb. A.11: Kraft-Verformungs-Diagramm A-100-230-U-8, V1 bis V5

A.2.3.11 A-100-390-O-8, V1 bis V5

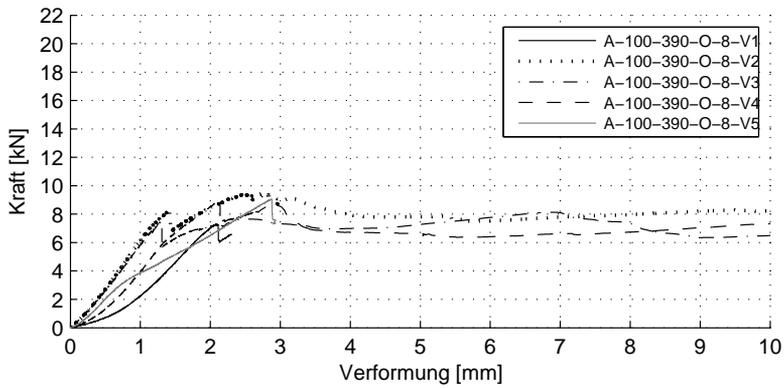


Abb. A.12: Kraft-Verformungs-Diagramm A-100-390-O-8, V1 bis V5

A.2.3.12 A-100-390-U-8, V1 bis V5

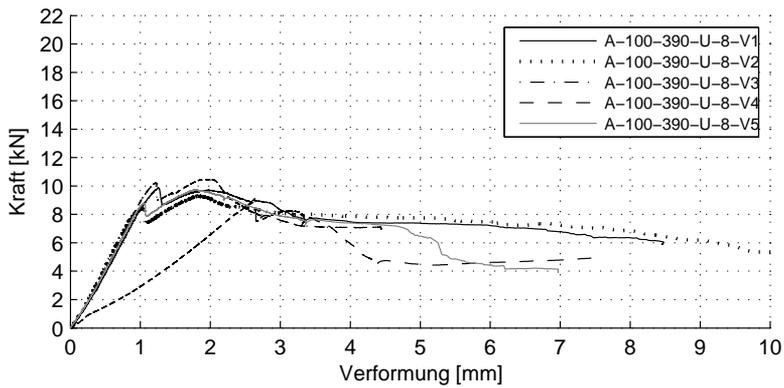


Abb. A.13: Kraft-Verformungs-Diagramm A-100-390-U-8, V1 bis V5

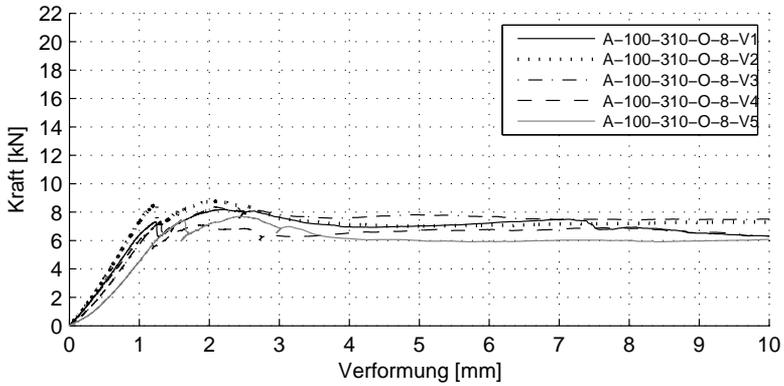
A.2.3.13 A-100-310-O-8, V1 bis V5

Abb. A.14: Kraft-Verformungs-Diagramm A-100-310-O-8, V1 bis V5

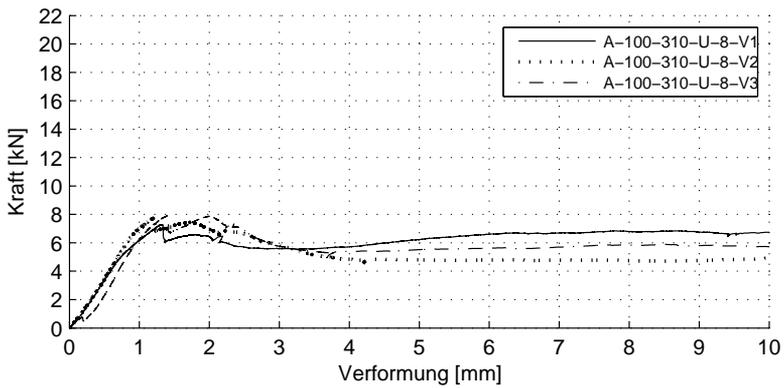
A.2.3.14 A-100-310-U-8, V1 bis V3

Abb. A.15: Kraft-Verformungs-Diagramm A-100-310-U-8, V1 bis V3

A.2.3.15 A-150-310-O-8, V1 bis V5

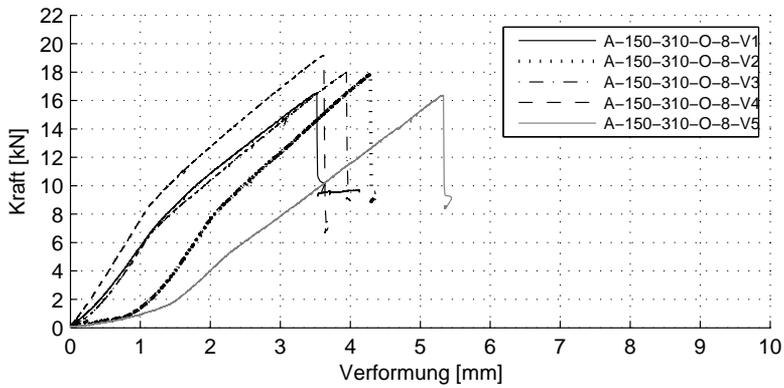


Abb. A.16: Kraft-Verformungs-Diagramm A-150-310-O-8, V1 bis V5

A.2.3.16 A-150-310-U-8, V1 bis V5

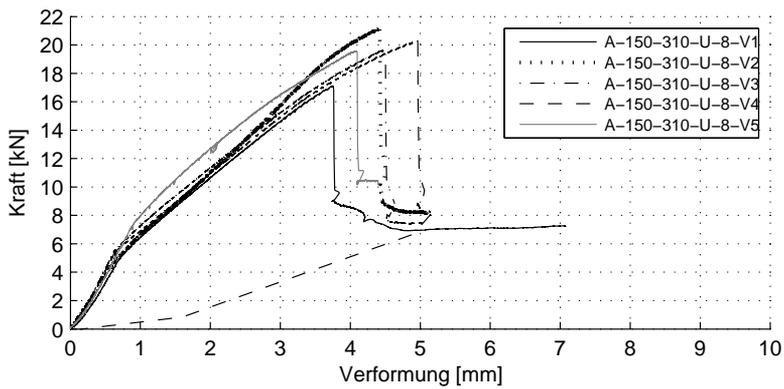


Abb. A.17: Kraft-Verformungs-Diagramm A-150-310-U-8, V1 bis V5

A.3 Scherversuche

A.3.1 Allgemeine Angaben

Tab. A.10: Versuchsprogramm der Scherversuche

Versuchs- serie	Versuchskörperbezeichnung	Dicke Schale 1	Dämmstoff- dicke	Dicke Schale 2	Gitterträger- höhe	Beton	Dämmstoff- schicht	belastete Gitterträger- achse
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]			
S-1	S-100-120-100-230-EPS-st	100	120	100	230	LAC8	EPS	stark
S-2	S-100-200-100-310-EPS-st	100	200	100	310	LAC8	EPS	stark
S-3	S-100-120-100-230-oWD-st	100	120	100	230	LAC8	ohne WD	stark
S-4	S-100-200-100-310-oWD-st	100	200	100	310	LAC8	ohne WD	stark
S-5	S-100-120-100-230-XPSFol-st	100	120	100	230	LAC8	XPS mit Folie	stark
S-6	S-100-200-100-310-XPSFol-st	100	200	100	310	LAC8	XPS mit Folie	stark
S-7	S-100-120-100-230-XPSFol-schw	100	120	100	230	LAC8	XPS mit Folie	schwach
S-8	S-100-200-100-310-XPSFol-schw	100	200	100	310	LAC8	XPS mit Folie	schwach
S-9	S-150-120-150-310-EPS-st-VX	150	120	150	310	LAC8	EPS	stark
S-10	S-150-200-150-390-EPS-st-VX	150	200	150	390	LAC8	EPS	stark

Erläuterung zur Versuchskörperbezeichnung
 S-(R)-(S)-(T)-(U)-(V)-(W)
 (R): Dicke Schale 1 (Untergurt einbetoniert)
 (S): Dämmstoffdicke
 (T): Dicke Schale 2 (Obergurt einbetoniert)
 (U): Gitterträgerhöhe
 (V): Ausführung Dämmschicht; EPS, oWD=ohne Wärmedämmung, XPSFol=XPS mit Folie
 (W): Belastete Gitterträgerachse; st=starke Achse, schw=schwache Achse

Tab. A.11: Angabe zur Betonzusammensetzung der THERMODUR Wandelemente GmbH & Co. KG / Neuwied

Bezeichnung	Zusammensetzung für 1m ³ LAC 8	
	[kg]	
CEM 52,5 N	[kg]	70,0
Rohbims 0-15	[kg]	410,0
Waschbims 6-15	[kg]	107,0
Waschbims 1-5	[kg]	112,0
Recyclingwasser	[kg]	55,7
Recyclingmaterial	[kg]	21,0
Hyd.kalk	[kg]	70,0

Tab. A.12: Materialeigenschaften der verwendeten Betone

Versuchs- typ	Versuchskörperbezeichnung	Druckfestigkeit		Biegezugfestigkeit		Rohdichte	
		Schale 1	Schale 2	Schale 1	Schale 2	Schale 1	Schale 2
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kg/m ³]	[kg/m ³]
S	S-100-120-100-230-8-EPS-st-VX	5,0	6,7	0,55	1,03	1079,4	963,2
S	S-100-200-100-310-8-EPS-st-VX	6,3	5,8	1,03	0,84	965,1	933,7
S	S-100-120-100-230-8-oWD-st-VX	5,0	6,7	0,55	1,03	1079,4	963,2
S	S-100-200-100-310-8-oWD-st-VX	6,3	5,8	1,03	0,84	965,1	933,7
S	S-100-120-100-230-8-XPSFol-st-VX	5,0	6,7	0,55	1,03	1079,4	963,2
S	S-100-200-100-310-8-XPSFol-st-VX	6,3	5,8	1,03	0,84	965,1	933,7
S	S-100-120-100-230-8-XPSFol-schw-VX	7,8	5,8	1,02	0,86	980,8	940,5
S	S-100-200-100-310-8-XPSFol-schw-VX	5,3	7,2	1,06	1,03	937,5	970,2
S	S-150-120-150-310-8-EPS-st-VX	7,8	5,8	1,02	0,86	980,8	940,5
S	S-150-200-150-390-8-EPS-st-VX	5,3	7,2	1,06	1,03	937,5	970,2

A.3.2 Versuchskörperzeichnungen

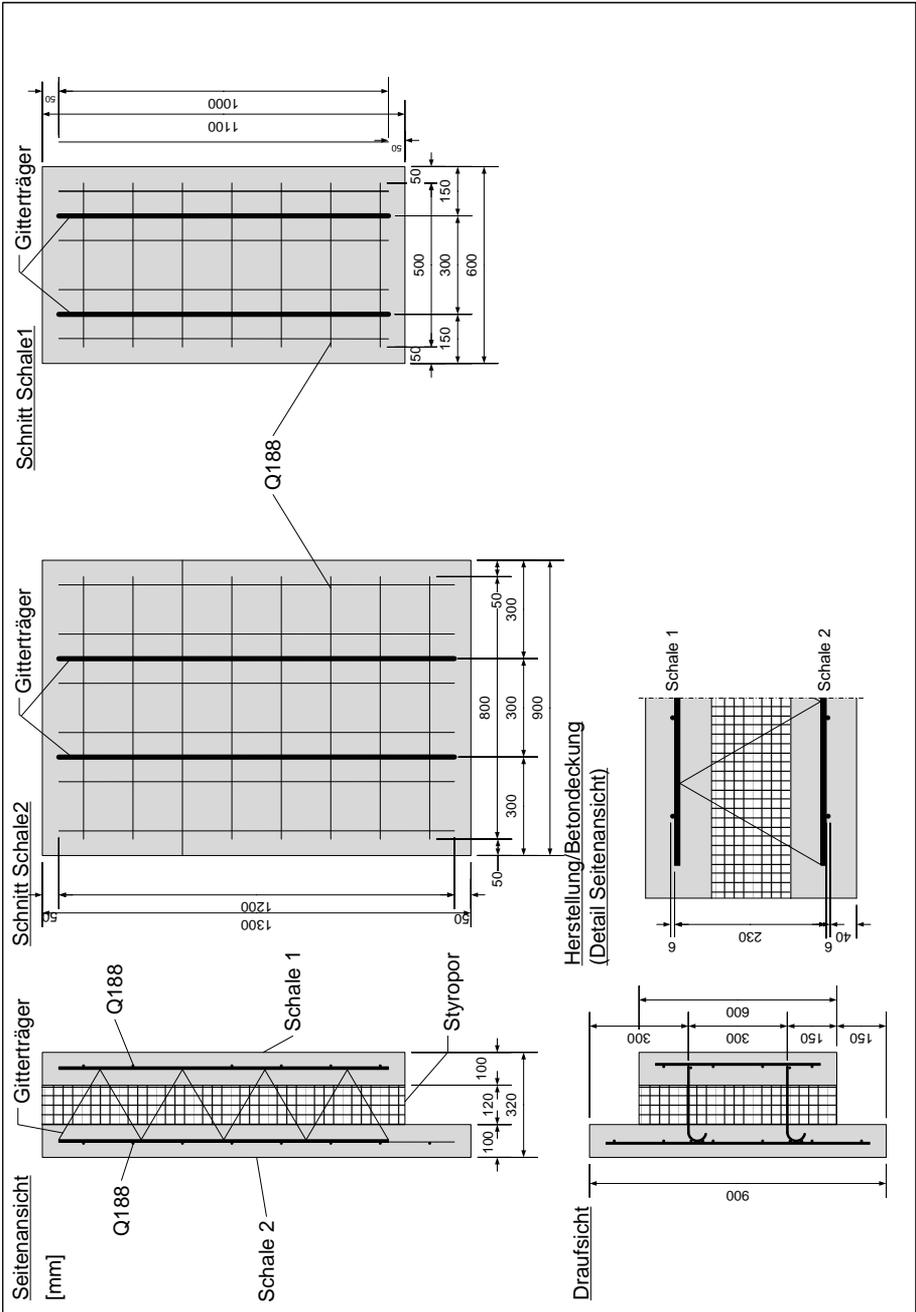


Abb. A.18: Versuchskörperzeichnung Versuchsserien S-1, S-3, S-5

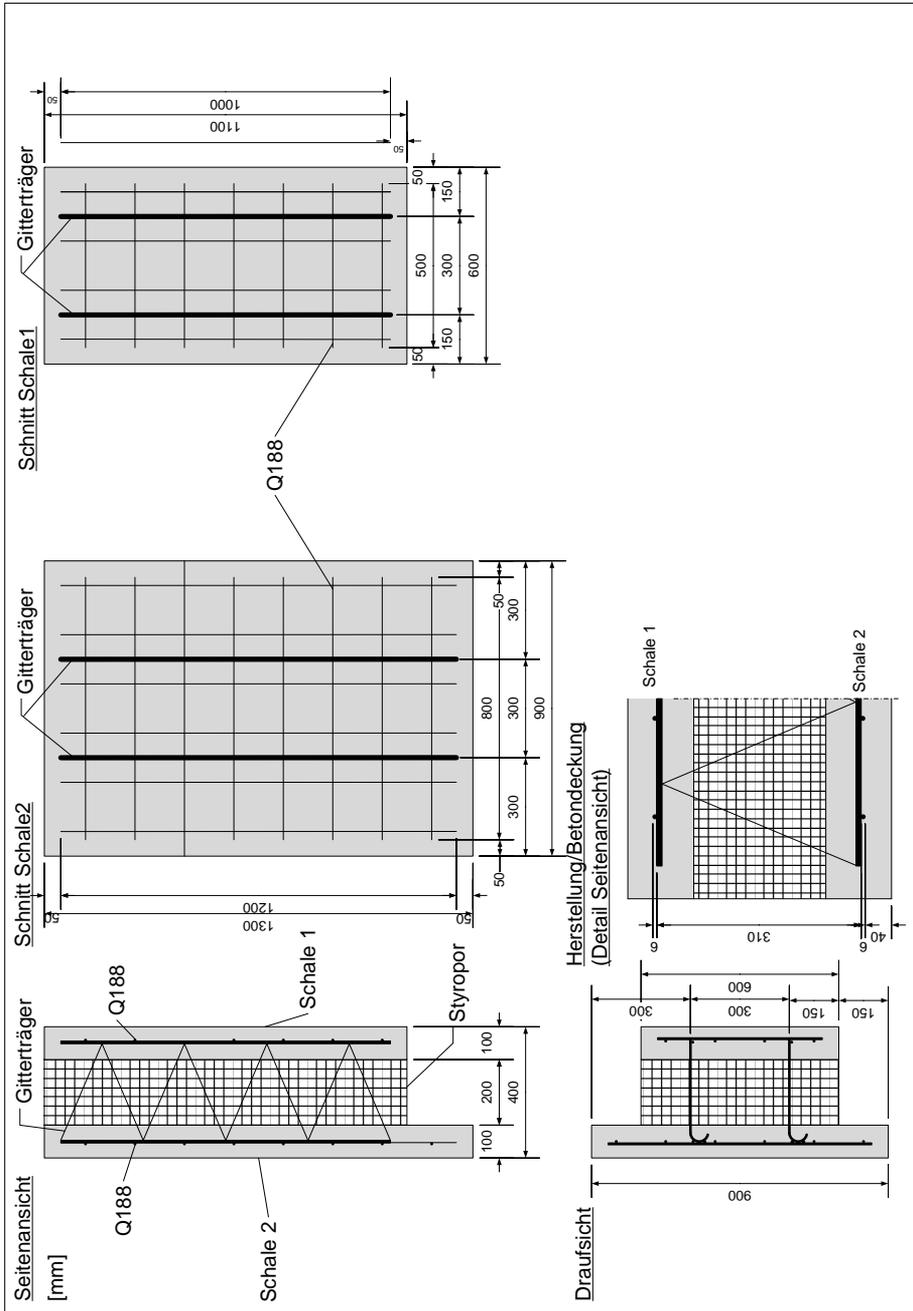


Abb. A.19: Versuchskörperzeichnung Versuchsserien S-2, S-4, S-6

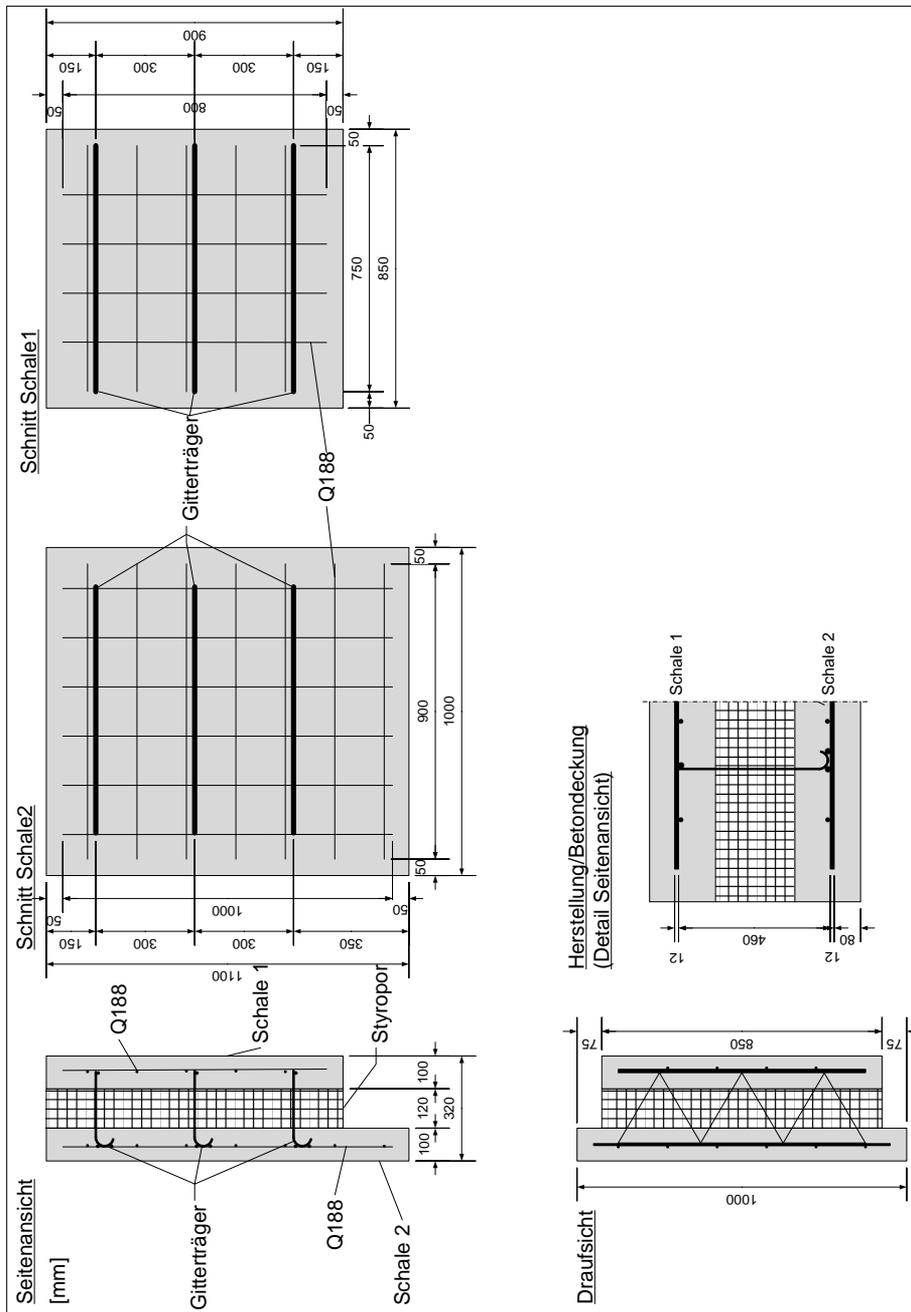


Abb. A.20: Versuchskörperzeichnung Versuchsserie S-7

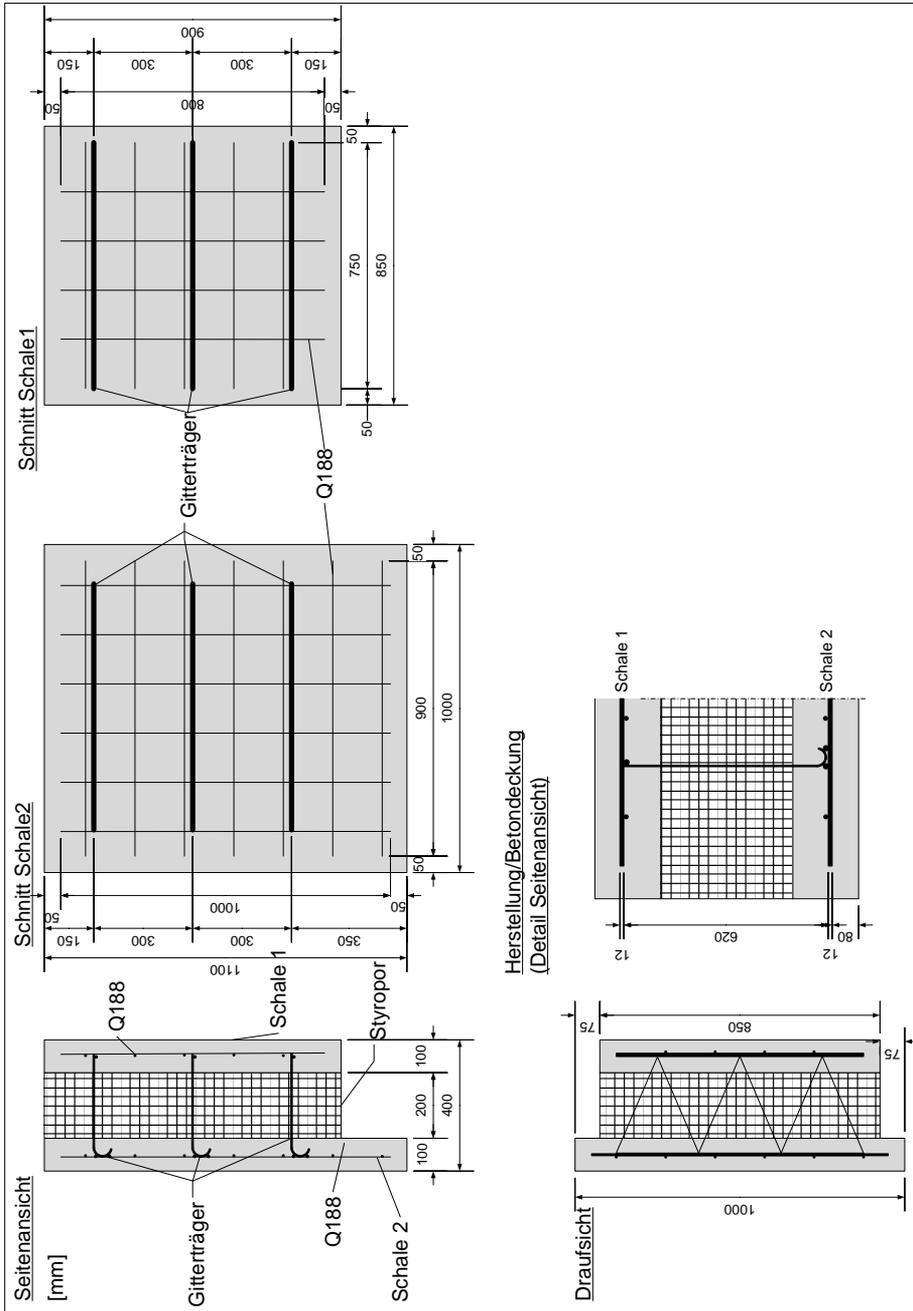


Abb. A.21: Versuchskörperzeichnung Versuchsserie S-8

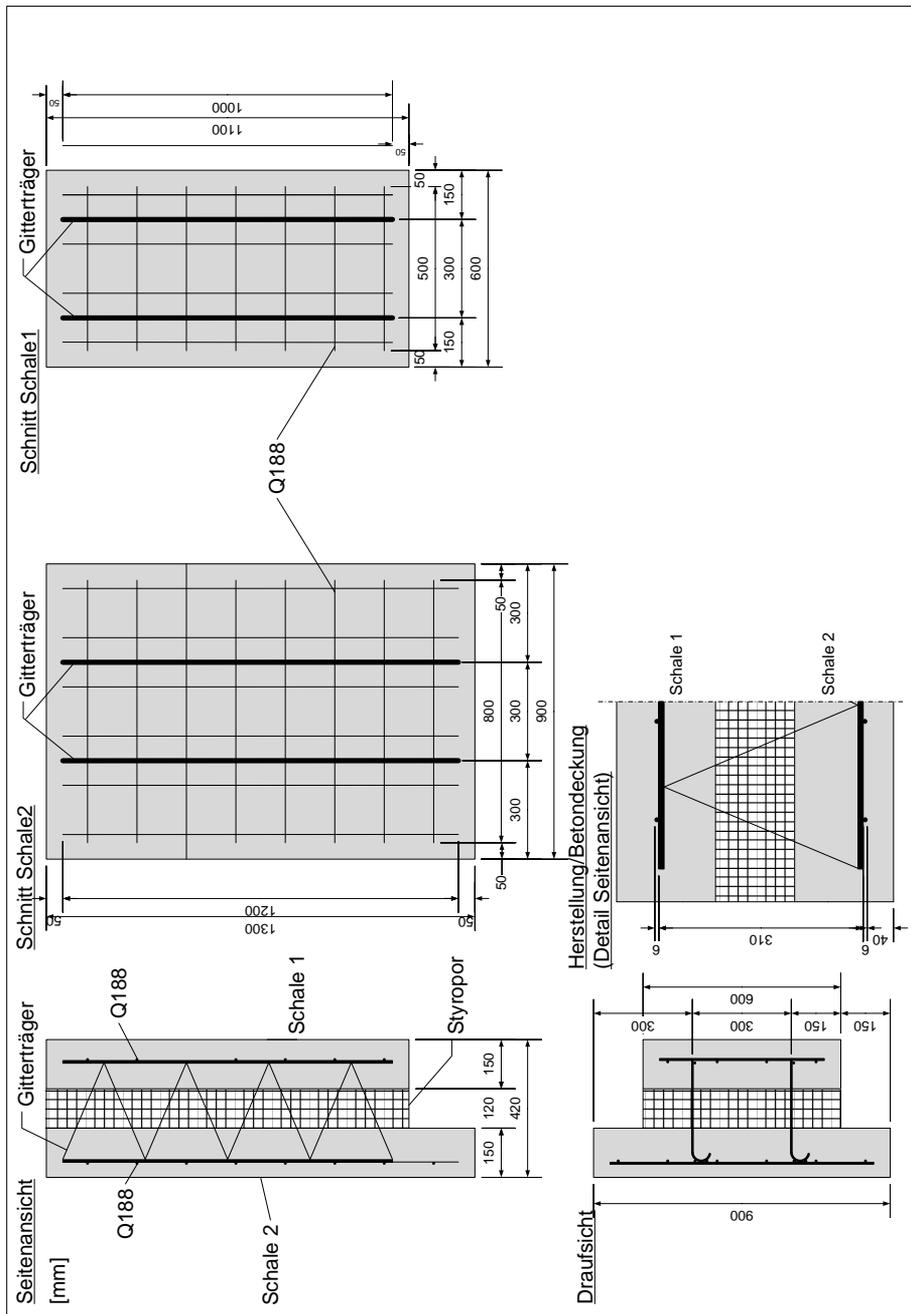


Abb. A.22: Versuchskörperzeichnung Versuchsserie S-9

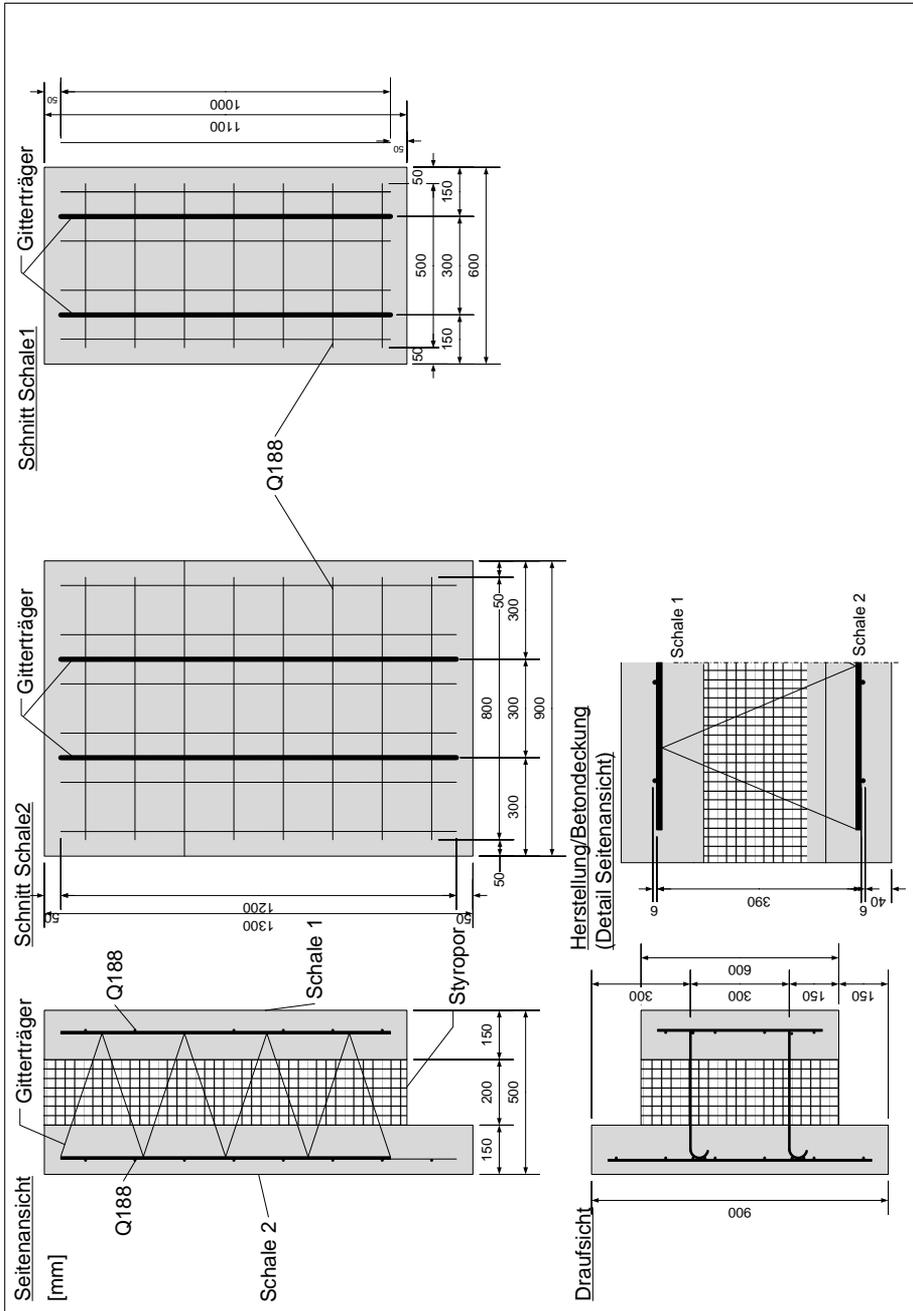


Abb. A.23: Versuchskörperzeichnung Versuchsserie S-10

A.3.3 Versuchskurven der Versuchsreihen

A.3.3.1 S-100-120-100-230-8-EPS-st-VX

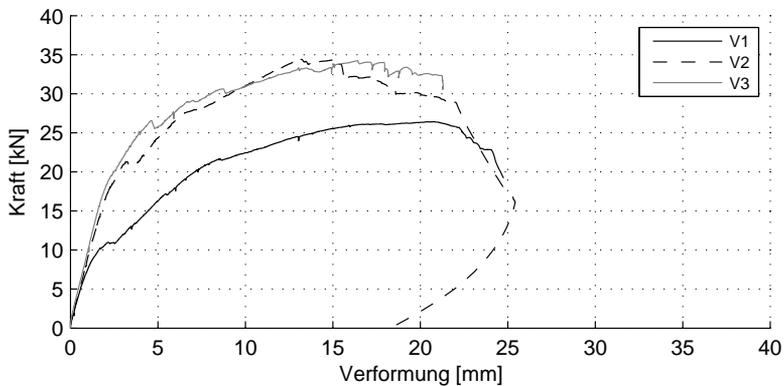


Abb. A.24: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-EPS-st, V1 bis V3

A.3.3.2 S-100-200-100-310-8-EPS-st-VX

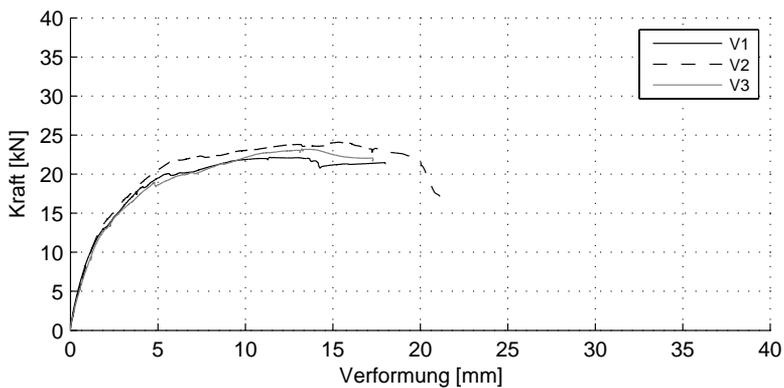


Abb. A.25: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-EPS-st, V1 bis V3

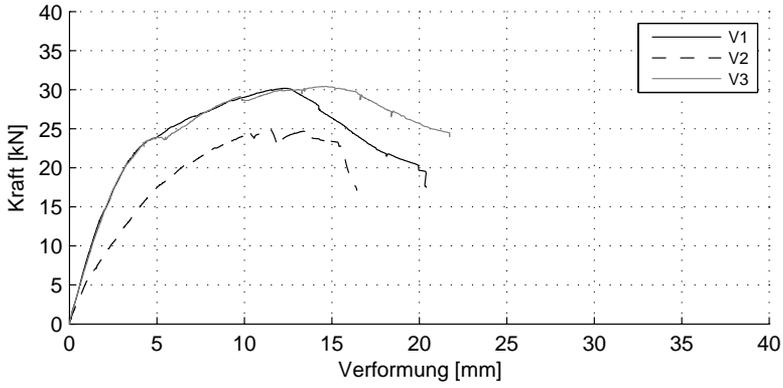
A.3.3.3 S-100-120-100-230-8-oWD-st-VX

Abb. A.26: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-oWD-st, V1 bis V3

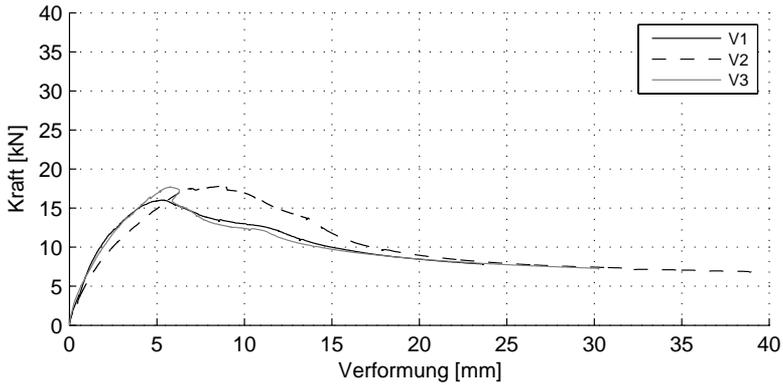
A.3.3.4 S-100-200-100-310-8-oWD-st-VX

Abb. A.27: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-oWD-st, V1 bis V3

A.3.3.5 S-100-120-100-230-8-XPSFol-st-VX

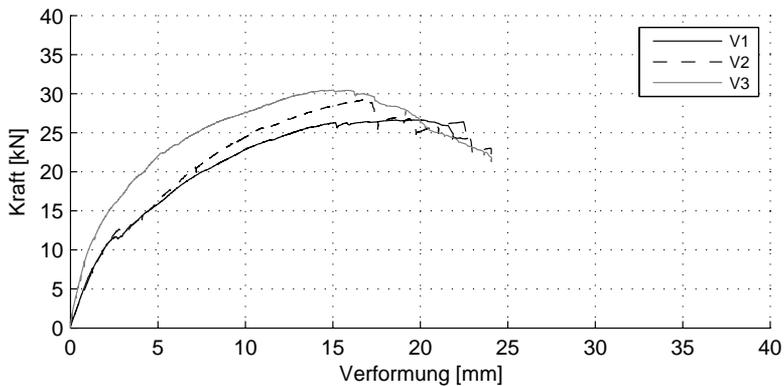


Abb. A.28: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-XPSFol-st, V1 bis V3

A.3.3.6 S-100-200-100-310-8-XPSFol-st-VX

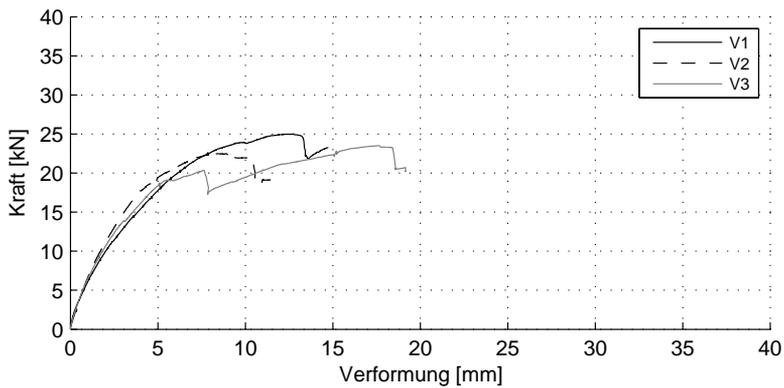


Abb. A.29: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-XPSFol-st, V1 bis V3

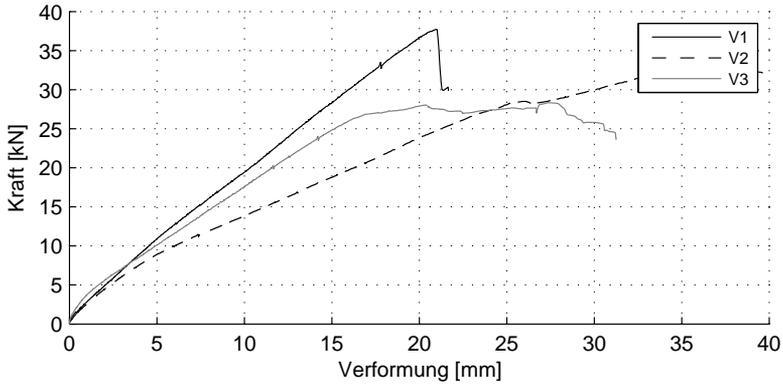
A.3.3.7 S-100-120-100-230-8-XPSFol-schw-VX

Abb. A.30: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-XPSFol-schw, V1 bis V3

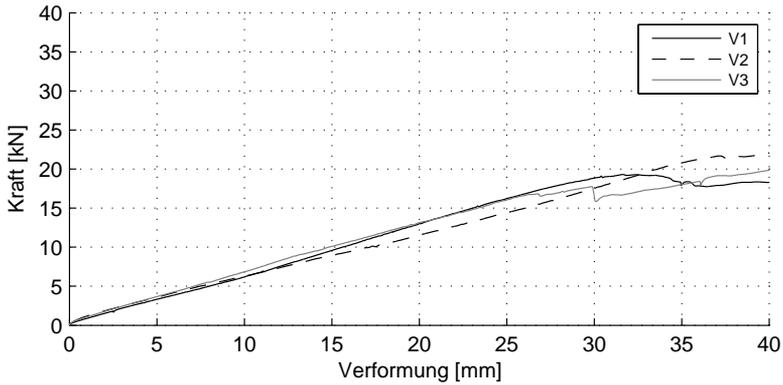
A.3.3.8 S-100-200-100-310-8-XPSFol-schw-VX

Abb. A.31: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-XPSFol-schw, V1 bis V3

A.3.3.9 S-150-120-150-310-8-EPS-st-VX

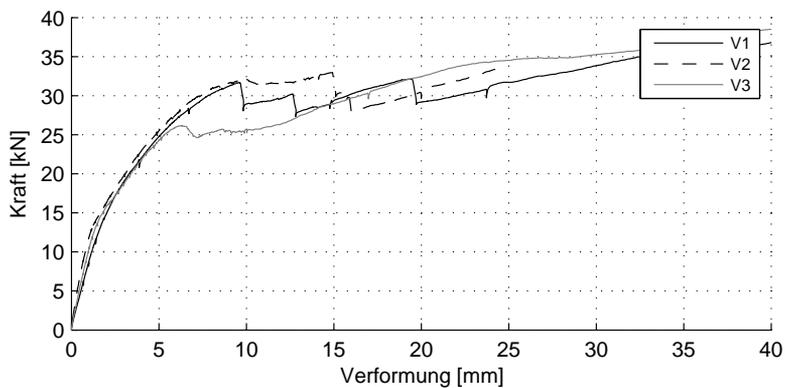


Abb. A.32: Kraft-Verformungs-Diagramm S-150-120-150-310-8-EPS-st, V1 bis V3

A.3.3.10 S-150-200-150-390-8-EPS-st-VX

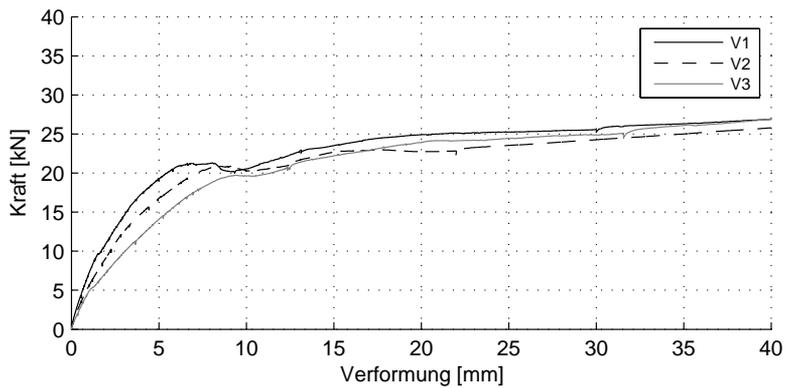


Abb. A.33: Kraft-Verformungs-Diagramm S-150-200-150-390-8-EPS-st, V1 bis V3

A.3.4 Versuchskurven der einzelnen Versuchen

A.3.4.1 S-100-120-100-230-8-EPS-st-V1

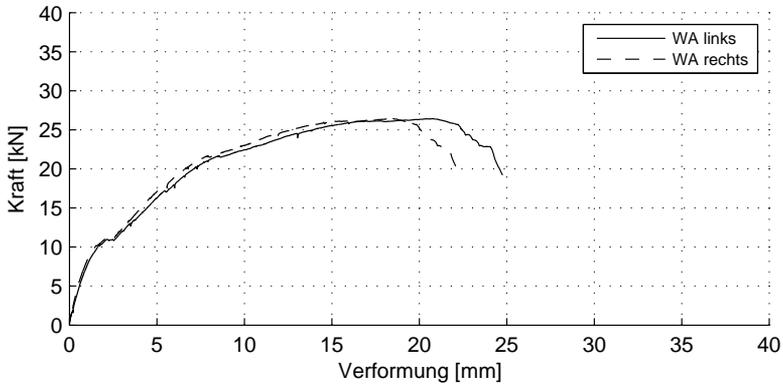


Abb. A.34: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-EPS-st-V1

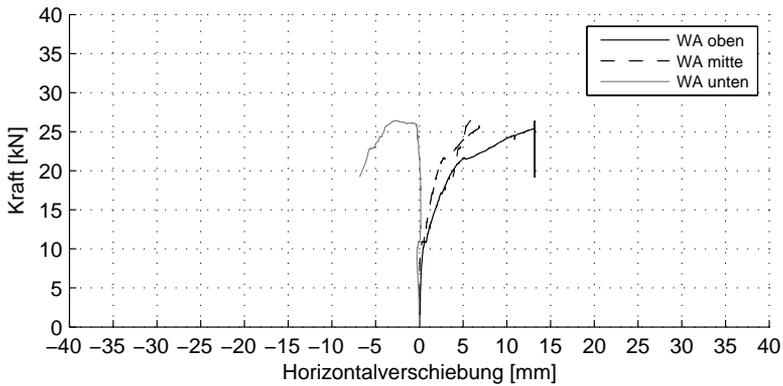


Abb. A.35: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-EPS-st-V1

A.3.4.2 S-100-120-100-230-8-EPS-st-V2

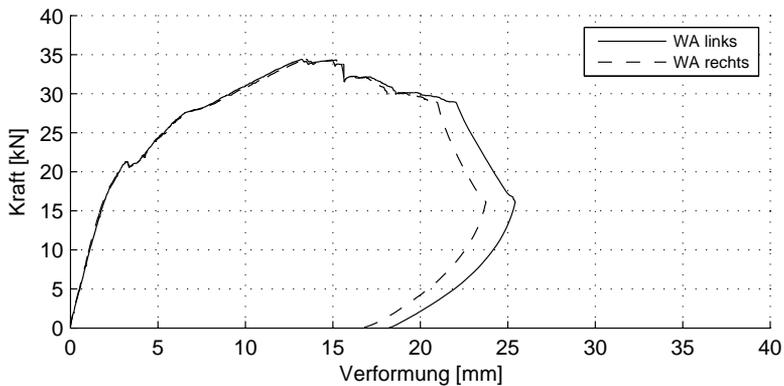


Abb. A.36: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-EPS-st-V2

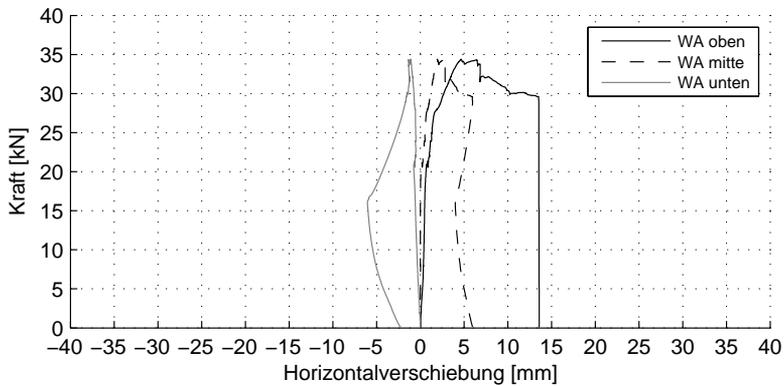


Abb. A.37: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-EPS-st-V2

A.3.4.3 S-100-120-100-230-8-EPS-st-V3

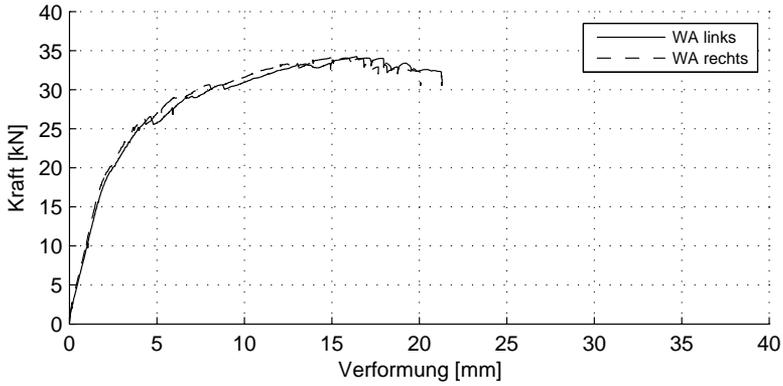


Abb. A.38: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-EPS-st-V3

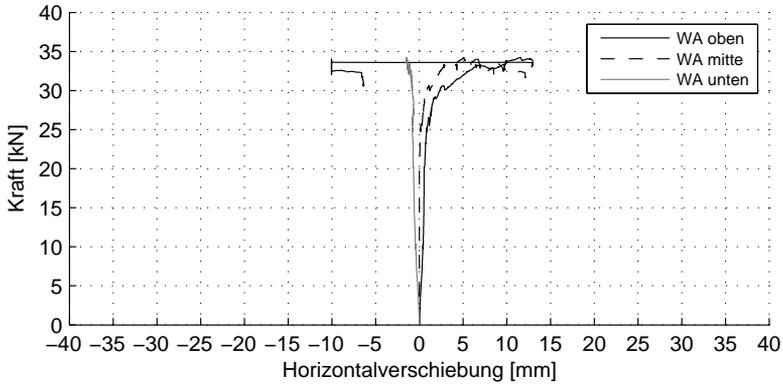


Abb. A.39: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-EPS-st-V3

A.3.4.4 S-100-200-100-310-8-EPS-st-V1

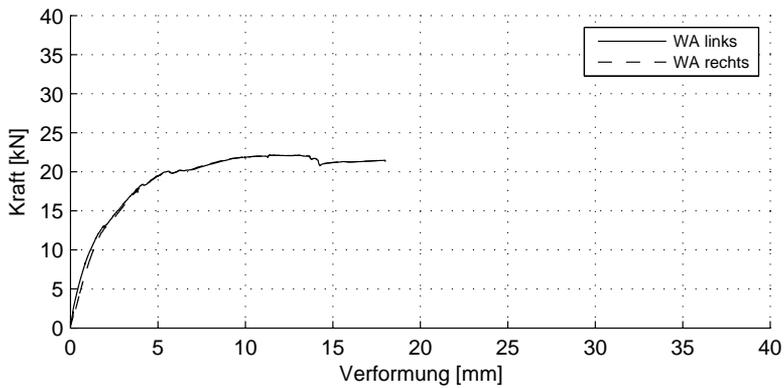


Abb. A.40: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-EPS-st-V1

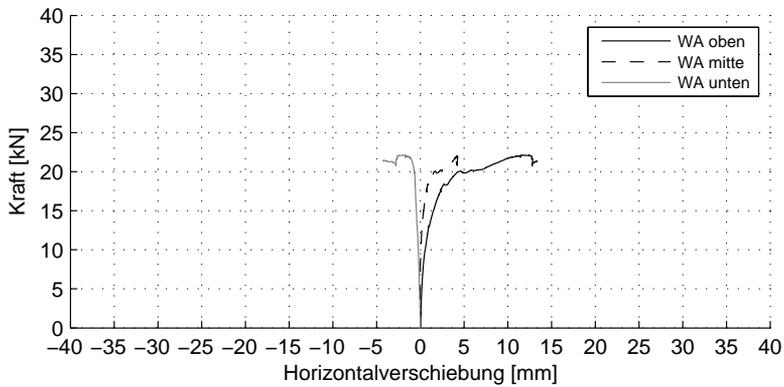


Abb. A.41: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-EPS-st-V1

A.3.4.5 S-100-200-100-310-8-EPS-st-V2

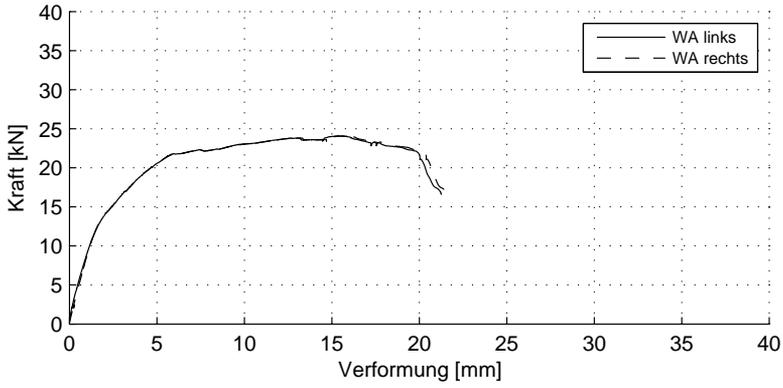


Abb. A.42: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-EPS-st-V2

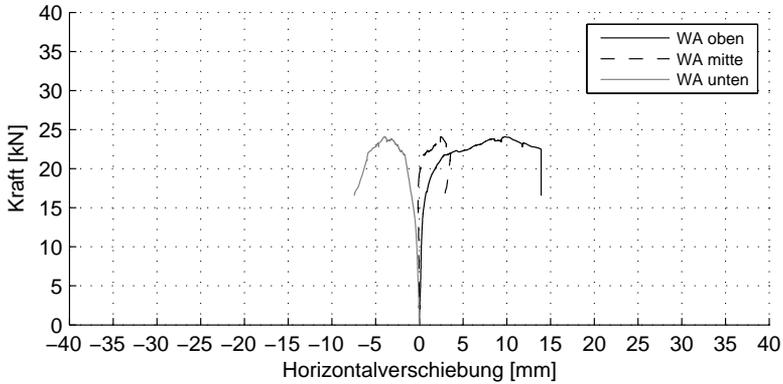


Abb. A.43: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-EPS-st-V2

A.3.4.6 S-100-200-100-310-8-EPS-st-V3

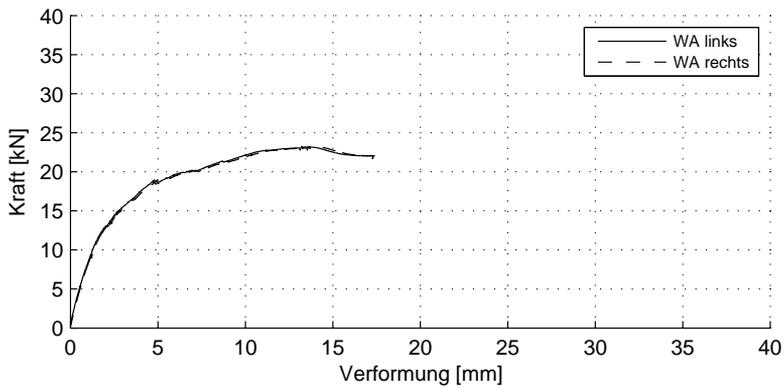


Abb. A.44: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-EPS-st-V3

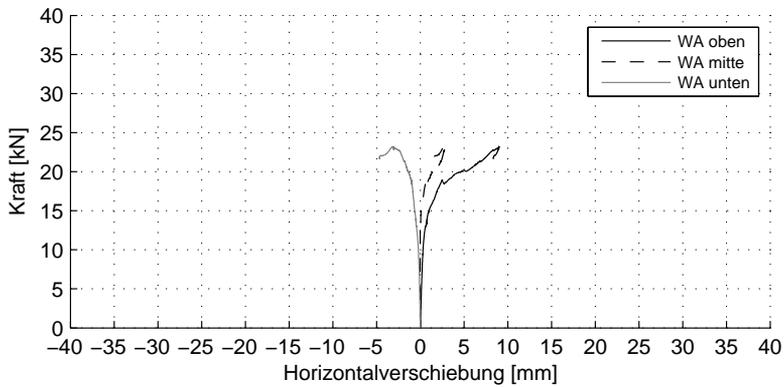


Abb. A.45: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-EPS-st-V3

A.3.4.7 S-100-120-100-230-8-oWD-st-V1

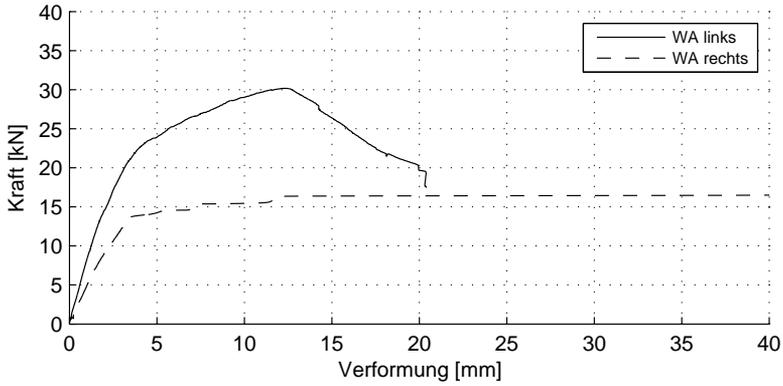


Abb. A.46: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-oWD-st-V1

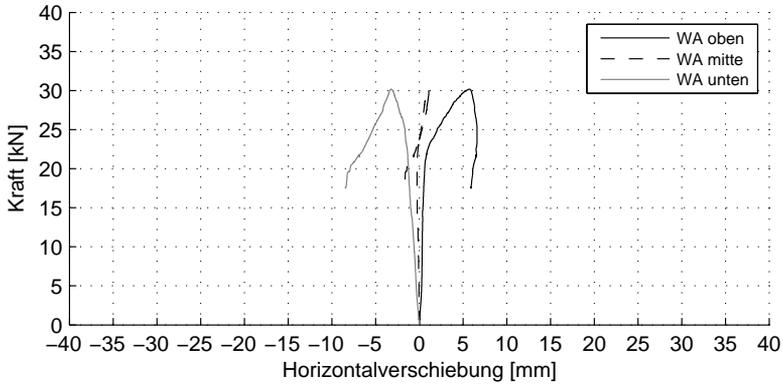


Abb. A.47: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-oWD-st-V1

A.3.4.8 S-100-120-100-230-8-oWD-st-V2

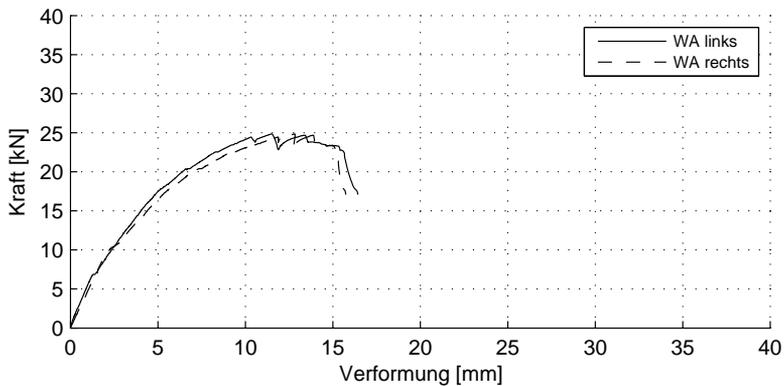


Abb. A.48: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-oWD-st-V2

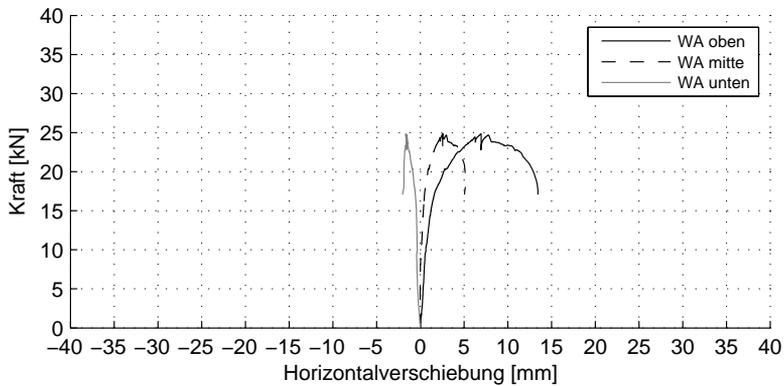


Abb. A.49: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-oWD-st-V2

A.3.4.9 S-100-120-100-230-8-oWD-st-V3

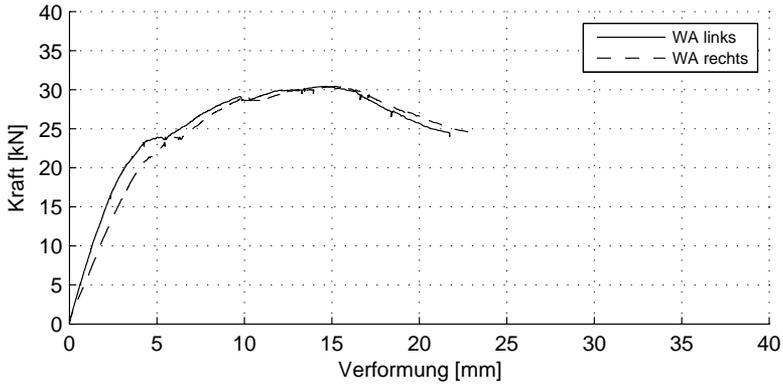


Abb. A.50: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-oWD-st-V3

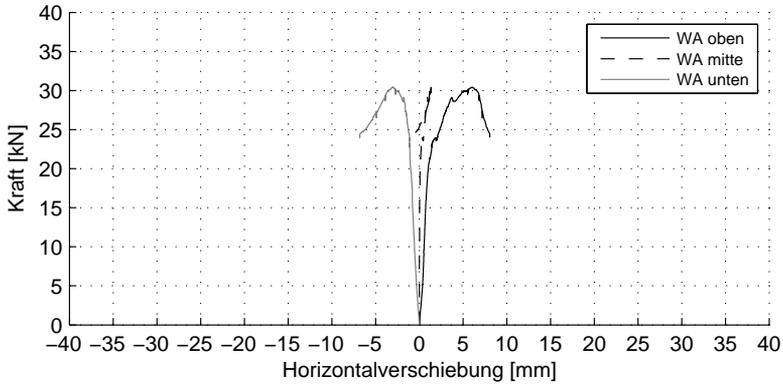


Abb. A.51: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-oWD-st-V3

A.3.4.10 S-100-200-100-310-8-oWD-st-V1

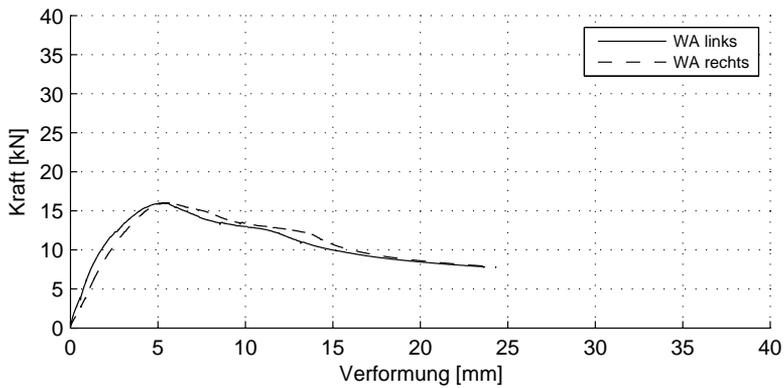


Abb. A.52: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-oWD-st-V1

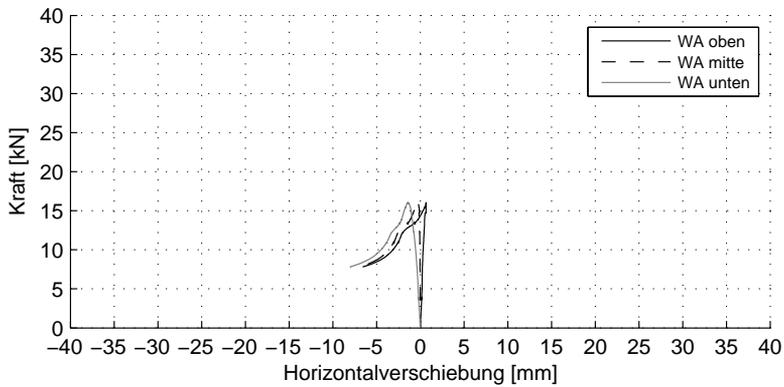


Abb. A.53: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-oWD-st-V1

A.3.4.11 S-100-200-100-310-8-oWD-st-V2

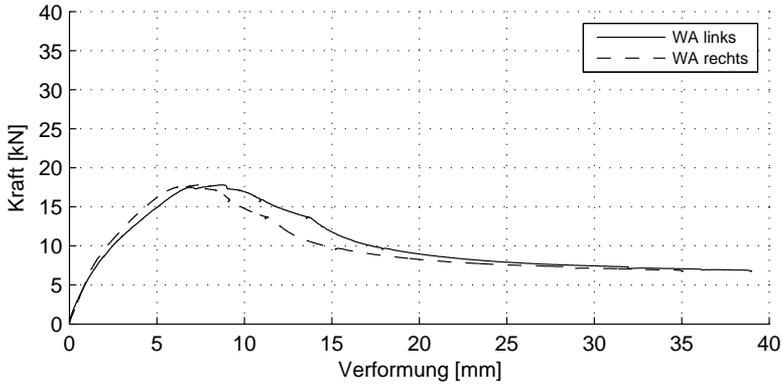


Abb. A.54: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-oWD-st-V2

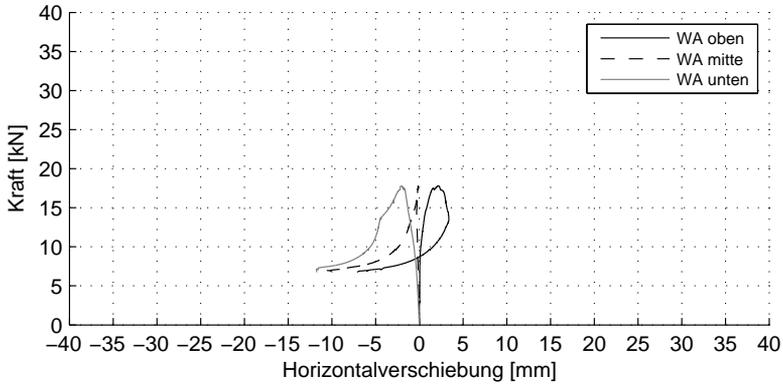


Abb. A.55: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-oWD-st-V2

A.3.4.12 S-100-200-100-310-8-oWD-st-V3

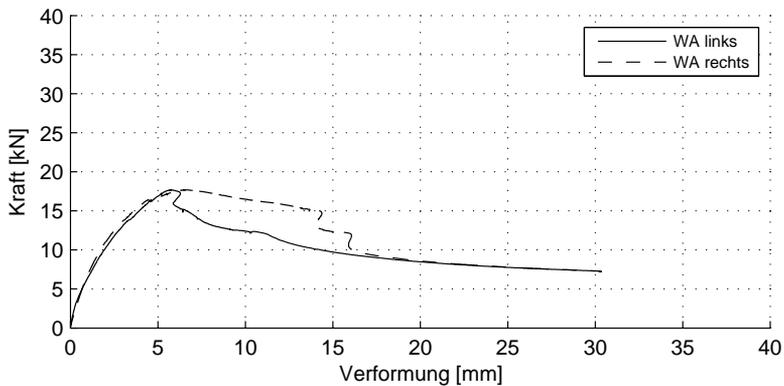


Abb. A.56: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-oWD-st-V3

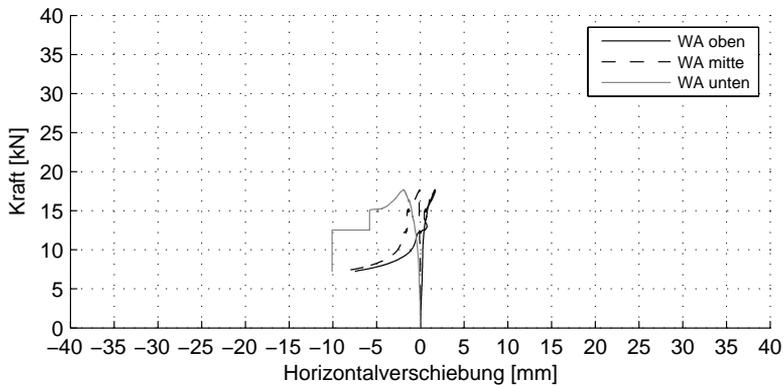


Abb. A.57: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-oWD-st-V3

A.3.4.13 S-100-120-100-230-8-XPSFol-st-V1

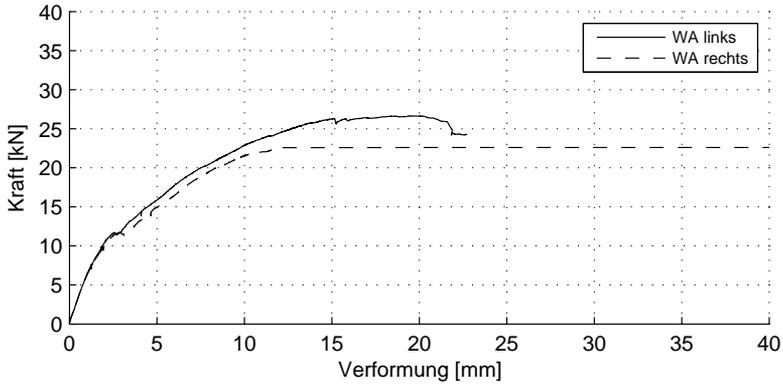


Abb. A.58: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-XPSFol-st-V1

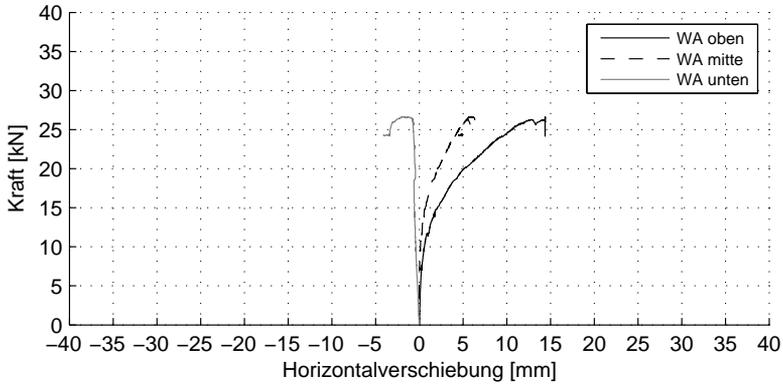


Abb. A.59: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-XPSFol-st-V1

A.3.4.14 S-100-120-100-230-8-XPSFol-st-V2

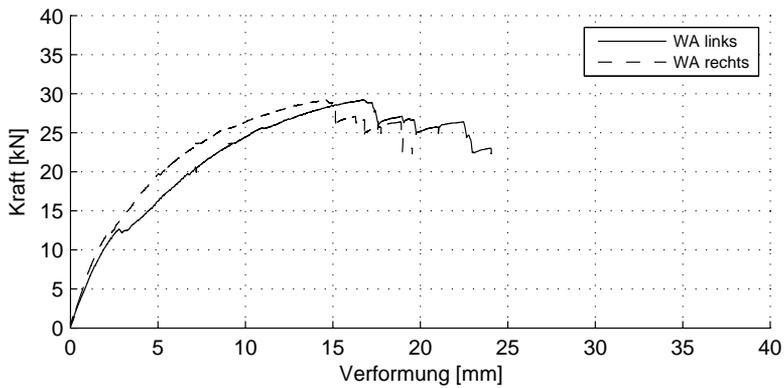


Abb. A.60: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-XPSFol-st-V2

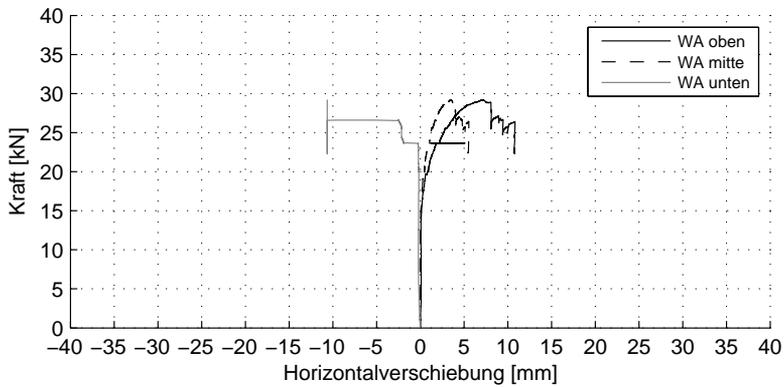


Abb. A.61: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-XPSFol-st-V2

A.3.4.15 S-100-120-100-230-8-XPSFol-st-V3

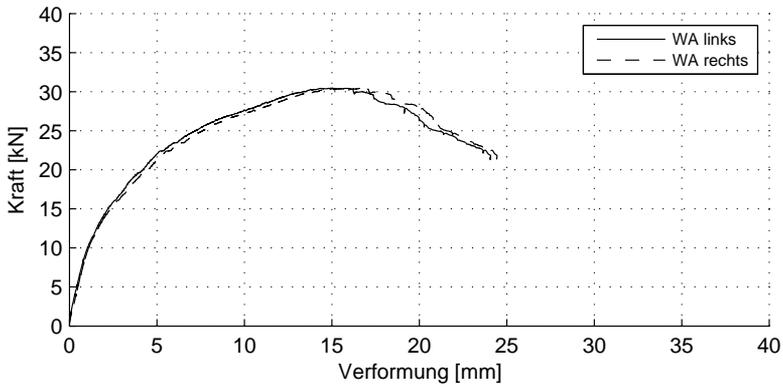


Abb. A.62: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-XPSFol-st-V3

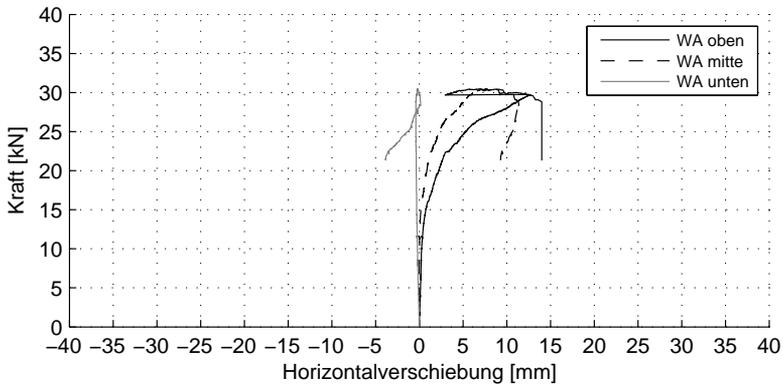


Abb. A.63: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-XPSFol-st-V3

A.3.4.16 S-100-200-100-310-8-XPSFol-st-V1

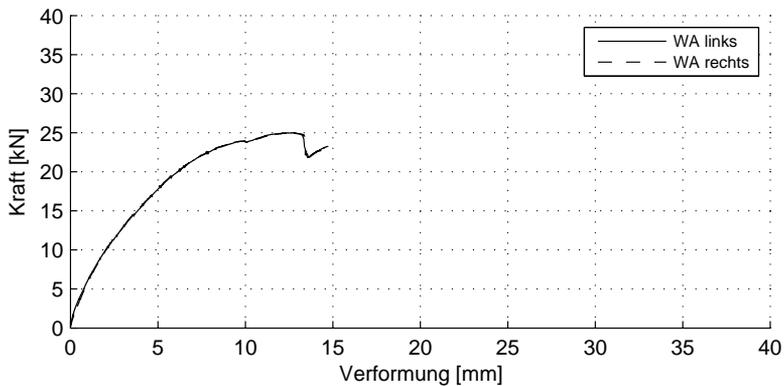


Abb. A.64: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-XPSFol-st-V1

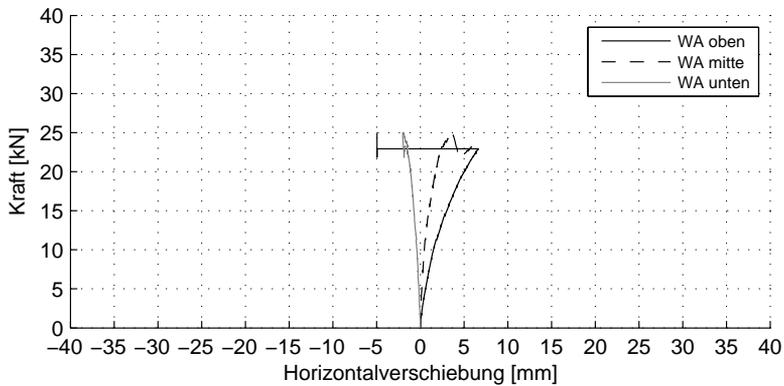


Abb. A.65: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-XPSFol-st-V1

A.3.4.17 S-100-200-100-310-8-XPSFol-st-V2

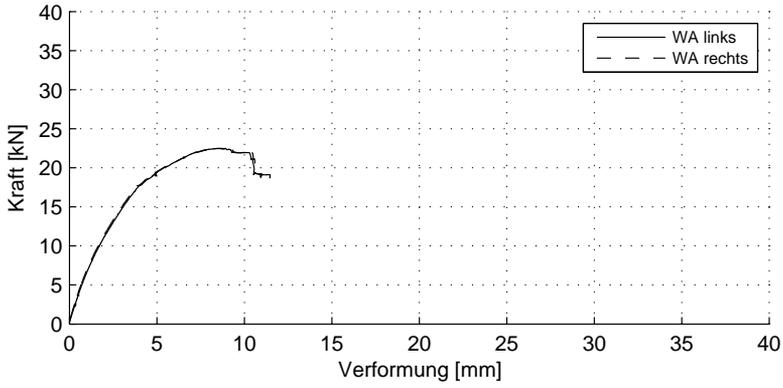


Abb. A.66: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-oWD-st-V2

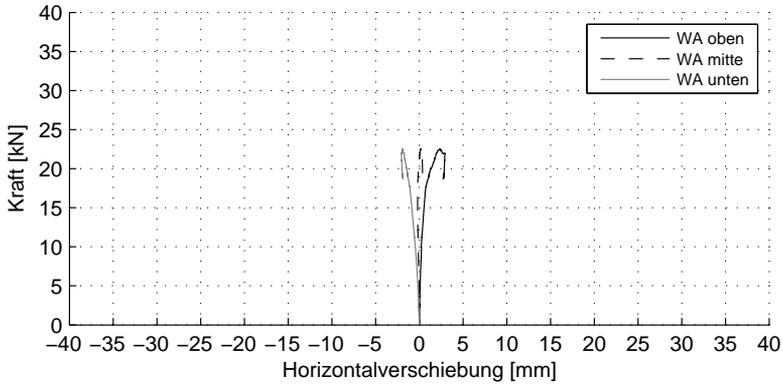


Abb. A.67: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-XPSFol-st-V2

A.3.4.18 S-100-200-100-310-8-XPSFol-st-V3

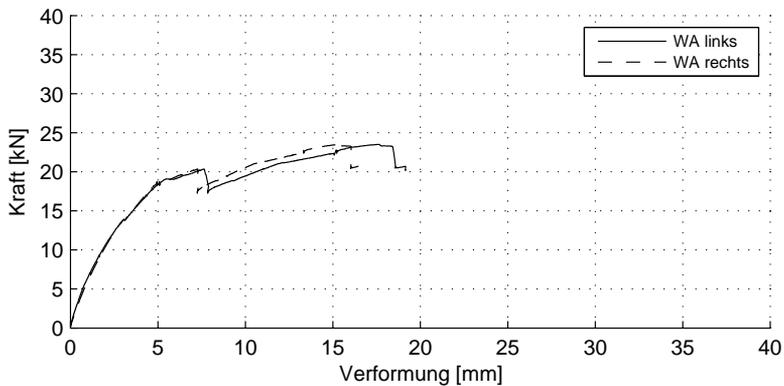


Abb. A.68: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-XPSFol-st-V3

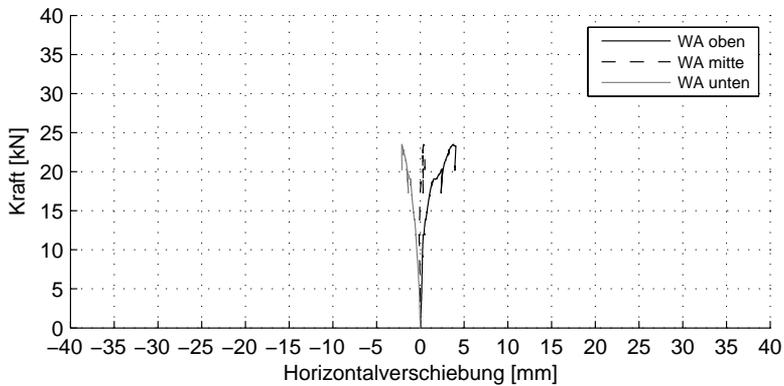


Abb. A.69: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-XPSFol-st-V3

A.3.4.19 S-100-120-100-230-8-XPSFol-schw-V1

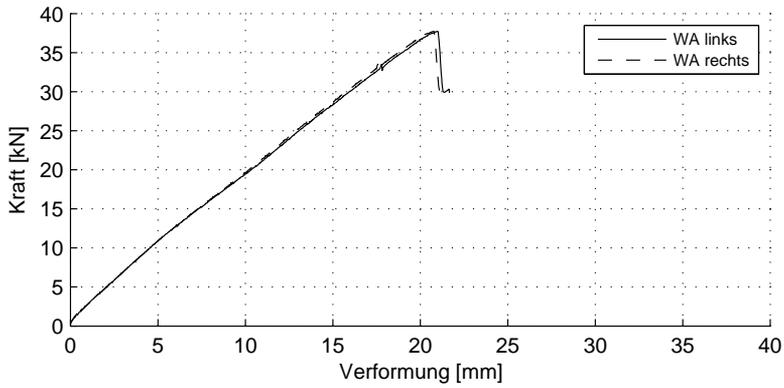


Abb. A.70: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-XPSFol-schw-V1

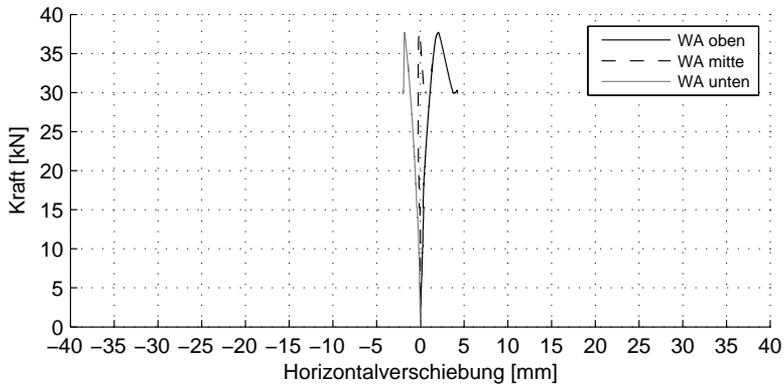


Abb. A.71: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-XPSFol-schw-V1

A.3.4.20 S-100-120-100-230-8-XPSFol-schw-V2

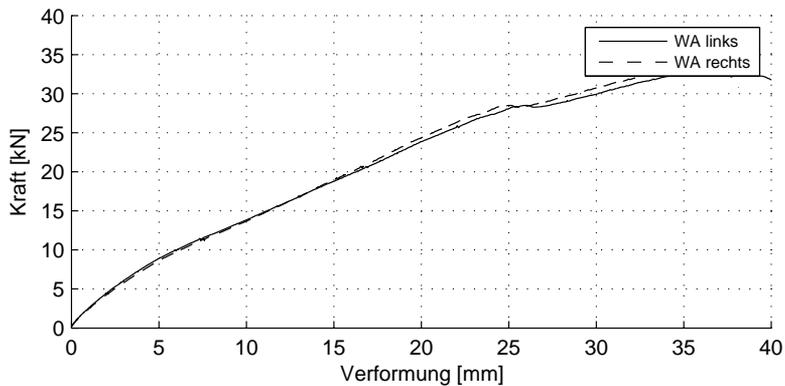


Abb. A.72: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-XPSFol-schw-V2

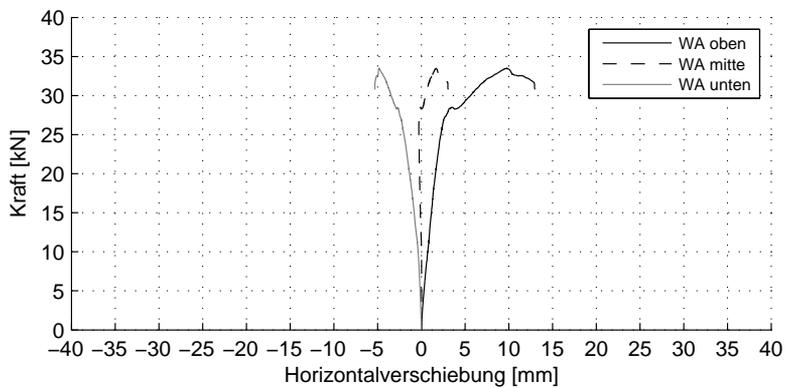


Abb. A.73: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-XPSFol-schw-V2

A.3.4.21 S-100-120-100-230-8-XPSFol-schw-V3

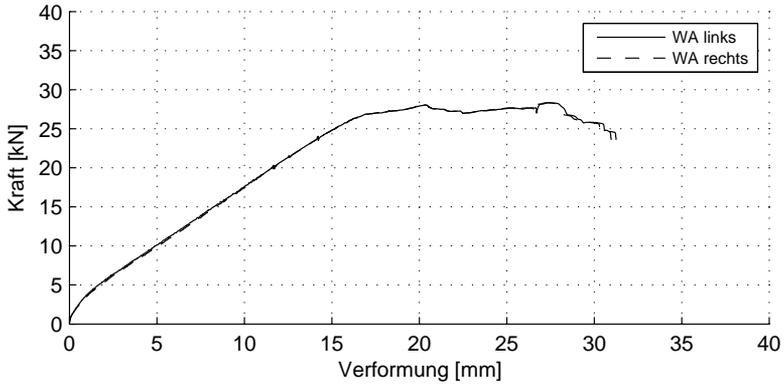


Abb. A.74: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-XPSFol-schw-V3

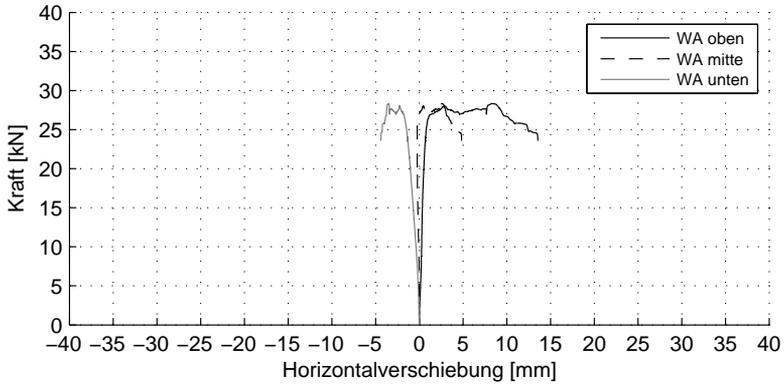


Abb. A.75: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-120-100-230-8-XPSFol-schw-V3

A.3.4.22 S-100-200-100-310-8-XPSFol-schw-V1

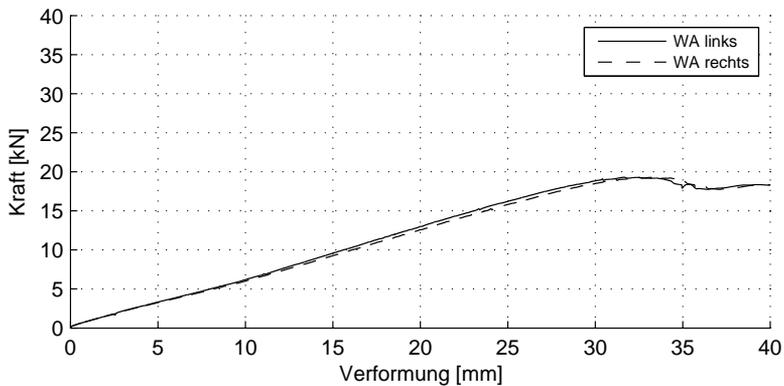


Abb. A.76: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-XPSFol-schw-V1

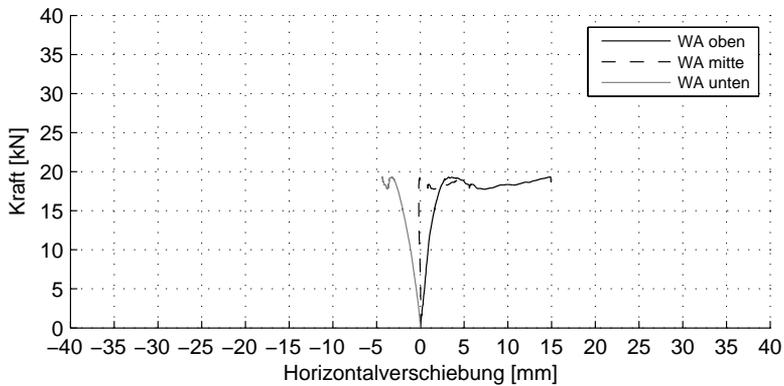


Abb. A.77: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-XPSFol-schw-V1

A.3.4.23 S-100-200-100-310-8-XPSFol-schw-V2

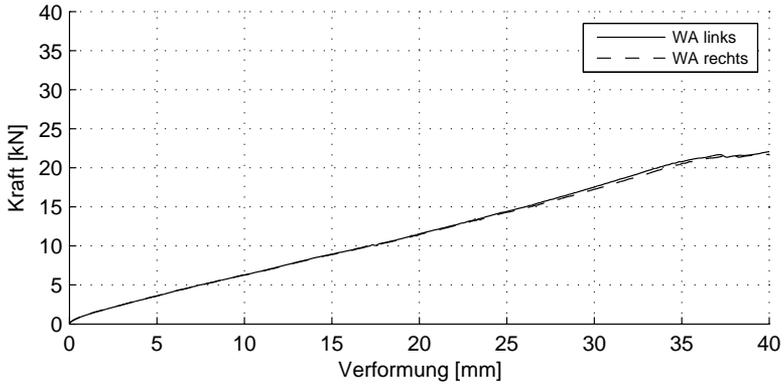


Abb. A.78: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-2-2-V2

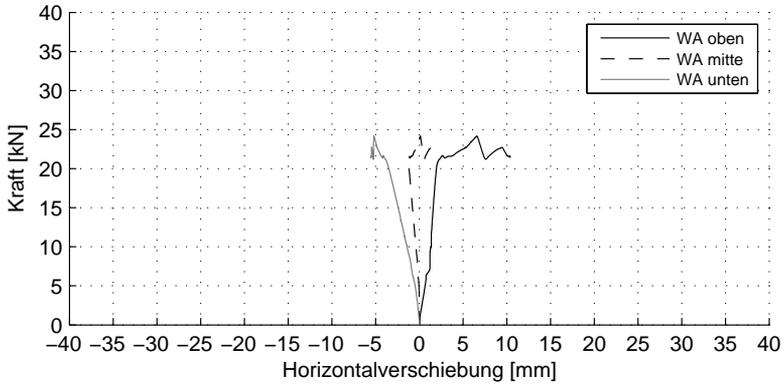


Abb. A.79: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-XPSFol-schw-V2

A.3.4.24 S-100-200-100-310-8-XPSFol-schw-V3

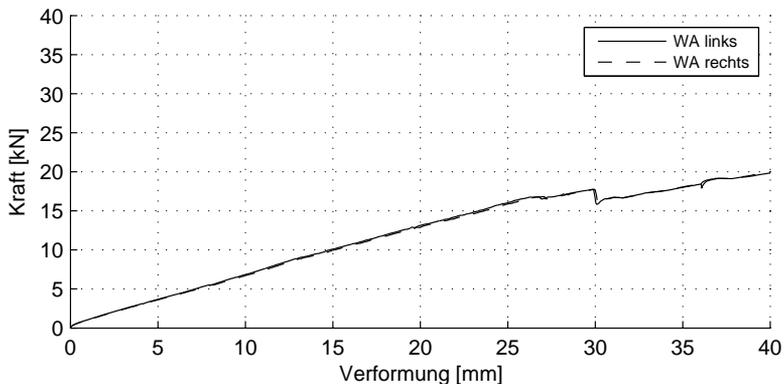


Abb. A.80: Kraft-Verformungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-XPSFol-schw-V3

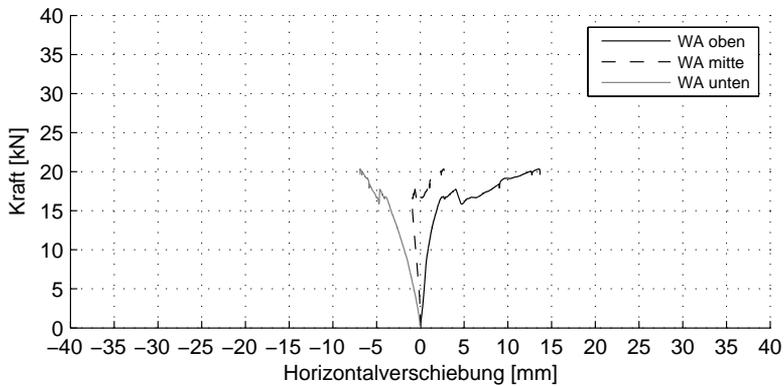


Abb. A.81: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-100-200-100-310-8-XPSFol-schw-V3

A.3.4.25 S-150-120-150-310-8-EPS-st-V1

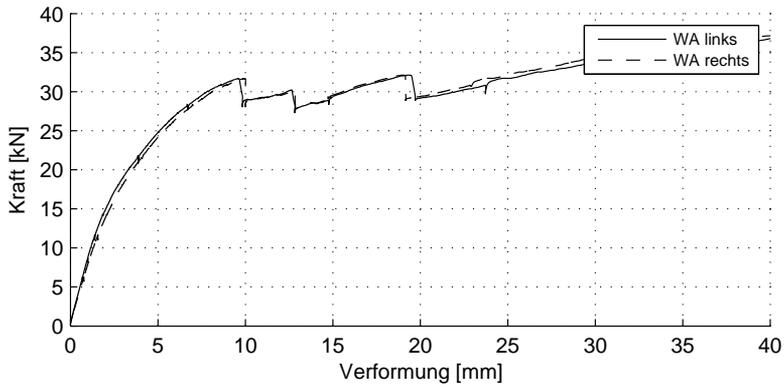


Abb. A.82: Kraft-Verformungs-Diagramm S-150-120-150-310-8-EPS-st-V1

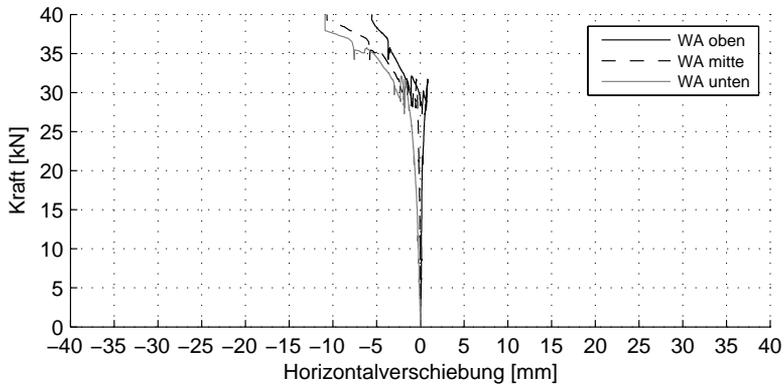


Abb. A.83: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-150-120-150-310-8-EPS-st-V1

A.3.4.26 S-150-120-150-310-8-EPS-st-V2

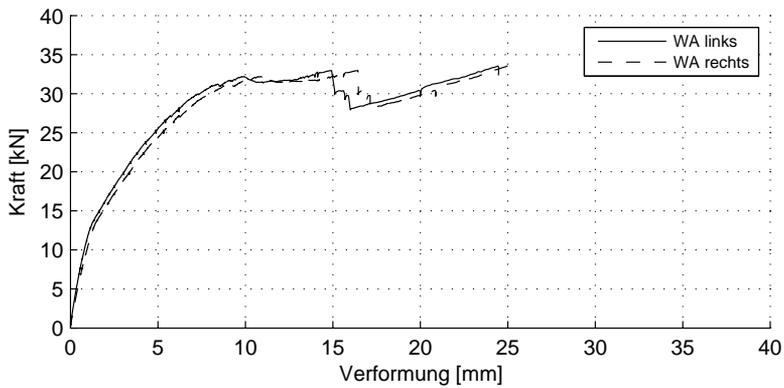


Abb. A.84: Kraft-Verformungs-Diagramm S-150-120-150-310-8-EPS-st-V2

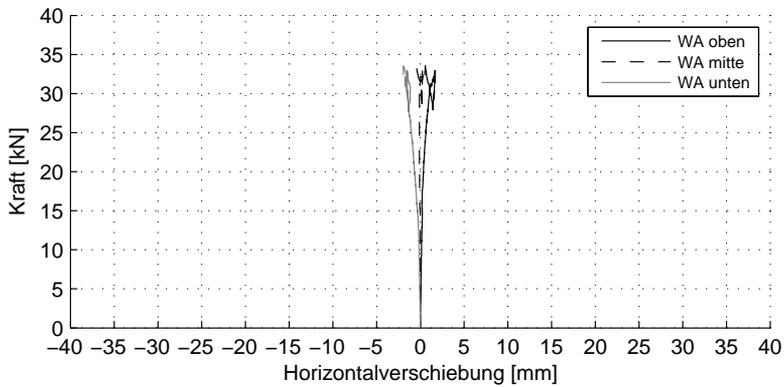


Abb. A.85: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-150-120-150-310-8-EPS-st-V2

A.3.4.27 S-150-120-150-310-8-EPS-st-V3

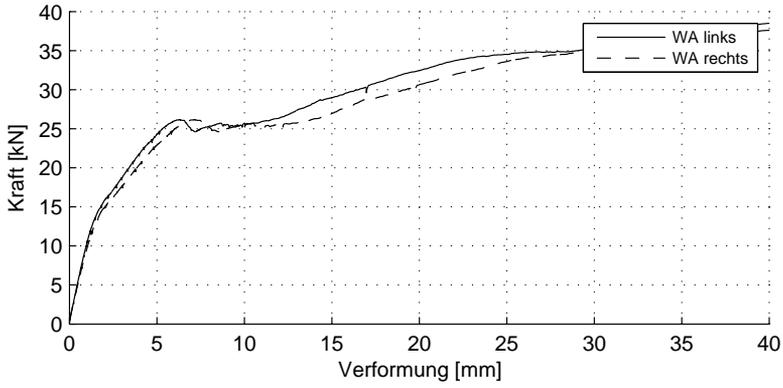


Abb. A.86: Kraft-Verformungs-Diagramm S-150-120-150-310-8-EPS-st-V3

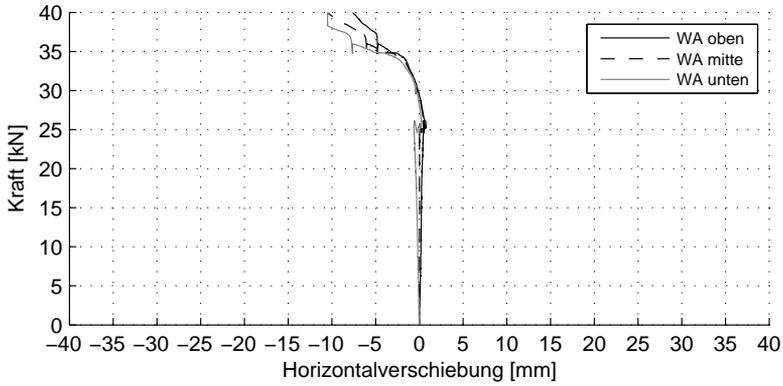


Abb. A.87: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-150-120-150-310-8-EPS-st-V3

A.3.4.28 S-150-200-150-390-8-EPS-st-V1

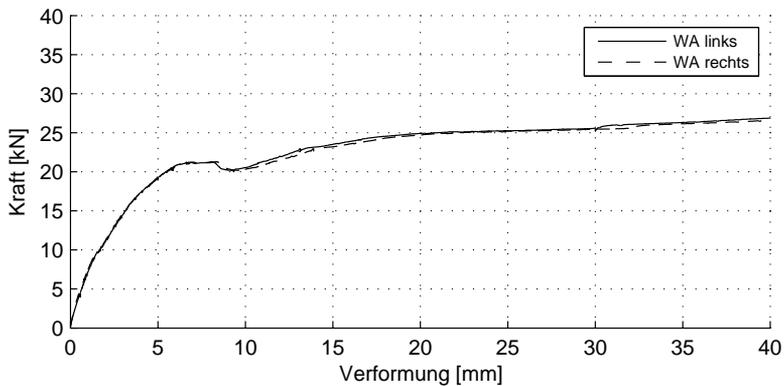


Abb. A.88: Kraft-Verformungs-Diagramm S-150-200-150-390-8-EPS-st-V1

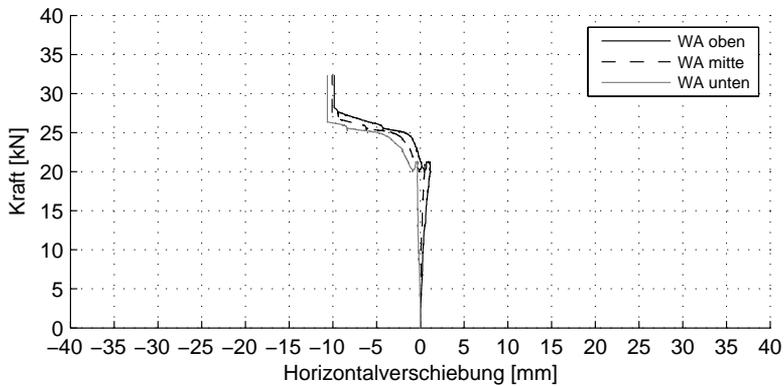


Abb. A.89: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-150-200-150-390-8-EPS-st-V1

A.3.4.29 S-150-200-150-390-8-EPS-st-V2

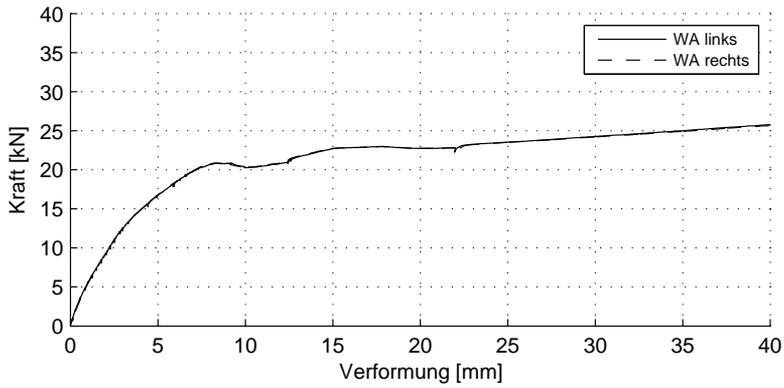


Abb. A.90: Kraft-Verformungs-Diagramm S-150-200-150-390-8-EPS-st-V2

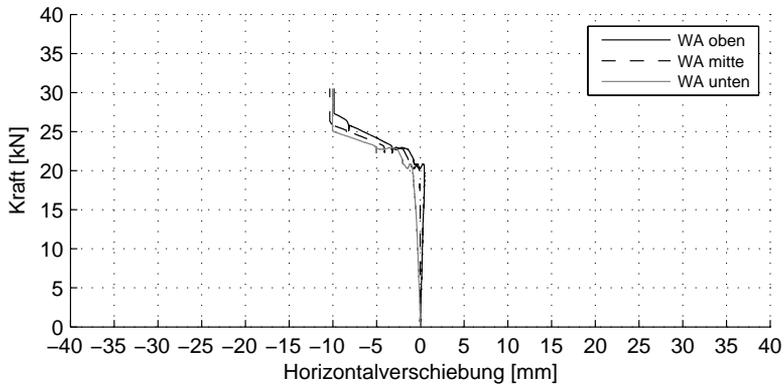


Abb. A.91: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-150-200-150-390-8-EPS-st-V2

A.3.4.30 S-150-200-150-390-8-EPS-st-V3

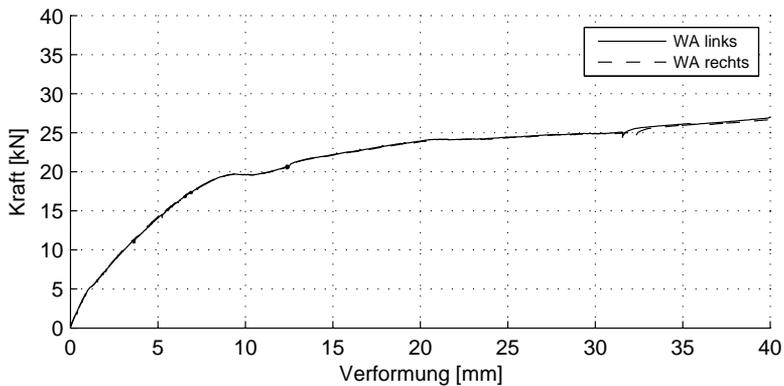


Abb. A.92: Kraft-Verformungs-Diagramm S-150-200-150-310-8-EPS-st-V3

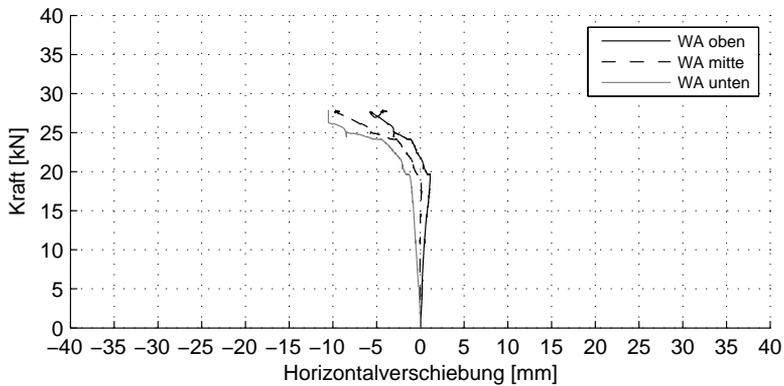


Abb. A.93: Kraft-Horizontalverschiebungs-Diagramm S-150-200-150-390-8-EPS-st-V3

A.4 Biegeversuche an Sandwichwandstreifen

A.4.1 Allgemeine Angaben

Tab. A.13: Versuchsmatrix der Vier-Punkt-Biegeversuche an Sandwichstreifen

Versuchskörper- bezeichnung	Dicke Trag- schale d_{TS} [mm]	Dicke Dämm- schicht d_D [mm]	Dicke Vorsatz- schale d_{VS} [mm]	Wand- dicke d_W [mm]	Höhe Gitter- träger h_{GT} [mm]	Stütz- weite L_{SW} [m]
B1-150-120-100	150	120	100	370	230	2,80
B2-180-120-100	180	120	100	400	230	2,80
B3-200-120-80	200	120	80	400	230	2,80

Erläuterung zur Versuchskörperbezeichnung:
 B-(X)-(Y)-(Z)
 (X): Dicke Tragschale
 (Y): Dicke Dämmschicht
 (Z): Dicke Vorsatzschale

Tab. A.14: Angaben zur Betonzusammensetzung der THERMODUR Wandelemente GmbH & Co. KG / Neuwied

Bezeichnung	Zusammensetzung für 1m ³	
CEM 52,5 N	[kg]	88,0
Waschbims 1-5	[kg]	140,0
Waschbims 6-15	[kg]	339,0
Rohbims 0-15	[kg]	271,0
Recyclingmaterial	[kg]	26,0
Recyclingwasser	[kg]	41,4
Hyd.kalk	[kg]	88,0

Tab. A.15: Ergebnisse der Vermessung der Versuchskörper

Versuch B1		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	MW
Tragschale	15	15	15,5	15,6	16,1	15,5	15	15	15,9	16	15,2	15,2	15	15,2	15,8	15,6	15,7	15,8	15,6	15,4	15,5	15,5	15,4	15	15,46
Dämmung	12	12	11,9	11,9	12	11,9	11,8	11,9	11,9	12	11,9	11,9	11,8	12	11,8	11,9	11,9	11,9	11,9	11,9	12	12	12	12	11,93
Vorsatzschale	10	10	10,1	9,8	10	10,3	10,4	10,2	9,5	10	9,8	10	9,2	9,1	9,8	9,3	9,5	10	9,9	9,5	9,6	9,6	9,6	10	9,81
Summe	37	37	37,6	37,5	37,8	37,5	37,2	37,2	38	37,5	37,1	36,9	36,8	36,4	36,7	37,3	36,9	37,2	37,5	37,2	37	37,1	37	37	37,19
Versuch B2		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	MW
Tragschale	18	17,7	18	18,1	18,8	18,9	18,8	19	19,7	18,9	18,5	18,1	17,9	17,7	17,7	17,7	17,4	17,4	17,3	17,1	17,1	17,5	17,4	17,4	18,00
Dämmung	12	12	12	11,8	11,6	11,9	11,9	11,9	11,9	11,9	11,9	11,8	11,9	11,9	12	12	12	12	12	12	12	12	11,7	11,7	11,90
Vorsatzschale	10	10,4	10,3	10,1	9,6	9,6	9,5	9,4	9,2	9,7	9,9	10,2	10,3	10,3	10,3	10,5	10,7	10,7	10,7	10,7	11	10,8	10,9	10,9	10,25
Summe	40	40,1	40,3	40,2	40,1	40,2	40,3	40,3	40,8	40,5	40,3	40,1	40,1	39,9	40	40,2	40,1	40,1	40	39,8	40,1	40	40	40	40,15
Versuch B3		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	MW
Tragschale	20	20,2	19	19	19	20	20	20	18,8	18,8	19,8	19,9	19,8	20,5	20,7	20,8	20,8	20,8	19,7	19,5	20	19,7	19,2	19	19,78
Dämmung	12	11,3	11,8	12	12	12	12	12	12	11,7	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11,95
Vorsatzschale	8	8,5	9,2	9	9	8	8	8	9,5	9,5	8,2	8,1	8,2	7,5	7,3	7,2	7,2	7,2	8	8	8	8	8,8	8	8,19
Summe	40	40	40	40	40	40	40	40	40,3	40	39,7	39,5	40	39,7	40	39,92									

A.4.2 Versuchskurven der Biegeversuche

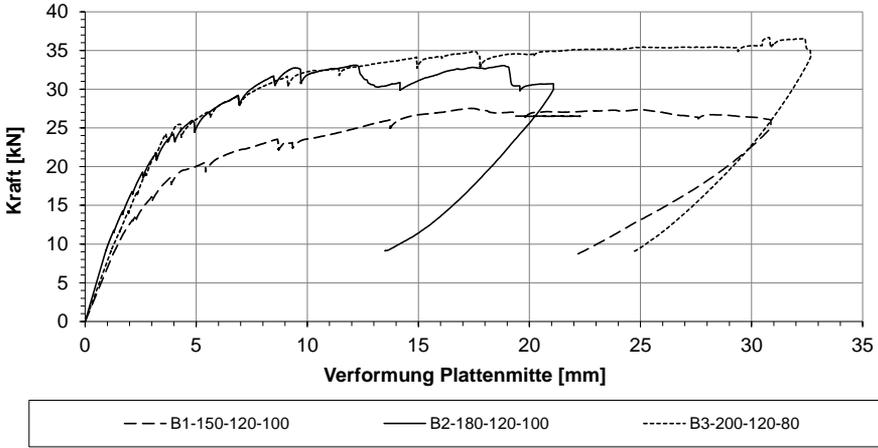


Abb. A.94: Kraft-Verformungskurven der Vier-Punkt-Biegeversuche

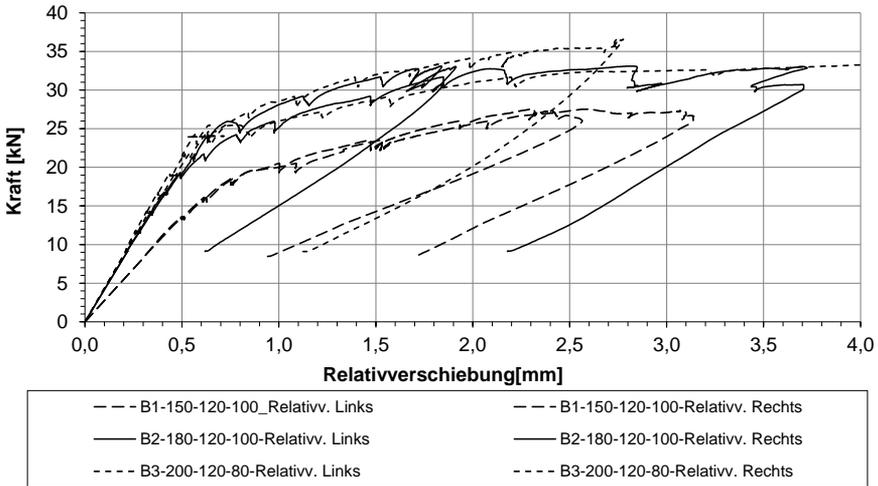


Abb. A.95: Kraft-Relativverschiebungskurven der Vier-Punkt-Biegeversuche

B Anhang „Bemessungstabeln von Dr.-Ing. Heinz Schwing (Griesheim)“

Tab. B.1: Trockenrohdichte LAC bis 600 kg/m³ und Streckgrenze des Stahls 220 N/mm²

Hauwerksporiger Leichtbeton Bemessungstafel für Biegung nach DIN EN 1520						Trockenrohdichte LAC bis 600 kg/m ³ Streckgrenze Stahl 220 N/mm ²		
μ_d	ω	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ϵ_c	ϵ_s	Beton	f_{cd}	f_{yd} / f_{cd}
[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[‰]	[-]	[MN/m ²]	[-]
0,006	0,0057	0,052	0,983	-0,55	10,0	LAC 2	1,43	133,9
0,011	0,0114	0,073	0,976	-0,78	10,0	LAC 4	2,86	67,0
0,017	0,0172	0,088	0,971	-0,97	10,0	LAC 6	4,29	44,6
0,022	0,0230	0,102	0,966	-1,13	10,0	LAC 8	5,71	33,5
0,028	0,0289	0,113	0,962	-1,28	10,0	LAC 10	7,14	26,8
0,033	0,0348	0,123	0,959	-1,41	10,0	LAC 12	8,57	22,3
0,039	0,0407	0,133	0,956	-1,53	10,0	LAC 15	10,71	17,9
0,044	0,0466	0,142	0,953	-1,65	10,0	LAC 20	14,29	13,4
0,050	0,0526	0,150	0,950	-1,76	10,0	LAC 25	17,86	10,7
0,056	0,0586	0,157	0,948	-1,86	10,0			
0,061	0,0647	0,164	0,945	-1,97	10,0			
0,067	0,0709	0,177	0,941	-2,00	9,29			
0,072	0,0772	0,193	0,936	-2,00	8,36			
0,078	0,0836	0,209	0,930	-2,00	7,57			
0,083	0,0901	0,225	0,925	-2,00	6,88			
0,089	0,0967	0,242	0,919	-2,00	6,27			
0,094	0,1033	0,258	0,914	-2,00	5,74			
0,100	0,1101	0,275	0,908	-2,00	5,27			
0,106	0,1170	0,292	0,903	-2,00	4,84			
0,111	0,1239	0,310	0,897	-2,00	4,46			
0,117	0,1310	0,327	0,891	-2,00	4,11			
0,122	0,1381	0,345	0,885	-2,00	3,79			
0,128	0,1454	0,363	0,879	-2,00	3,50			
0,133	0,1528	0,382	0,873	-2,00	3,24			
0,139	0,1603	0,401	0,866	-2,00	2,99			
0,144	0,1680	0,420	0,860	-2,00	2,76			
0,150	0,1757	0,439	0,854	-2,00	2,55			
0,156	0,1837	0,459	0,847	-2,00	2,36			
0,161	0,1918	0,479	0,840	-2,00	2,17			
0,167	0,2000	0,500	0,833	-2,00	2,00			

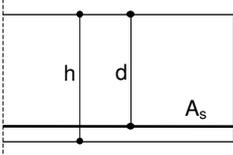
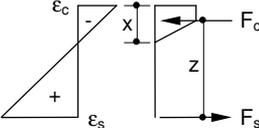
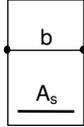
$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$
$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd}/f_{cd}}$
$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c \text{ mit } \gamma_c = 1,4$
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s \text{ mit } \gamma_s = 1,15$

Grundlagen:
DIN EN 1520:2003-07
DIN 4213:2003-07

Tab. B.2: Trockenrohdichte LAC bis 700 kg/m³ und Streckgrenze des Stahls 220 N/mm²

**Haufwerksporiger Leichtbeton
Bemessungstafel für Biegung
nach DIN EN 1520**

**Trockenrohdichte LAC
Streckgrenze Stahl
700 kg/m³
220 N/mm²**

μ_d	ω	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ε_c	ε_s
[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[‰]
0,006	0,0059	0,053	0,982	-0,56	10,0
0,012	0,0119	0,074	0,975	-0,80	10,0
0,017	0,0180	0,090	0,970	-0,99	10,0
0,023	0,0241	0,104	0,965	-1,16	10,0
0,029	0,0302	0,116	0,961	-1,31	10,0
0,035	0,0364	0,126	0,958	-1,44	10,0
0,041	0,0426	0,136	0,955	-1,57	10,0
0,047	0,0489	0,145	0,952	-1,69	10,0
0,052	0,0551	0,153	0,949	-1,80	10,0
0,058	0,0614	0,161	0,946	-1,91	10,0
0,064	0,0677	0,168	0,944	-2,02	10,0
0,070	0,0742	0,180	0,940	-2,07	9,45
0,076	0,0809	0,196	0,935	-2,07	8,50
0,081	0,0876	0,212	0,929	-2,07	7,69
0,087	0,0944	0,228	0,924	-2,07	6,98
0,093	0,1013	0,245	0,918	-2,07	6,37
0,099	0,1083	0,262	0,913	-2,07	5,82
0,105	0,1154	0,279	0,907	-2,07	5,34
0,110	0,1226	0,297	0,901	-2,07	4,90
0,116	0,1299	0,314	0,895	-2,07	4,51
0,122	0,1373	0,332	0,889	-2,07	4,15
0,128	0,1449	0,351	0,883	-2,07	3,83
0,134	0,1525	0,369	0,877	-2,07	3,54
0,140	0,1603	0,388	0,871	-2,07	3,26
0,145	0,1682	0,407	0,864	-2,07	3,01
0,151	0,1763	0,427	0,858	-2,07	2,78
0,157	0,1845	0,446	0,851	-2,07	2,56
0,163	0,1928	0,467	0,844	-2,07	2,36
0,169	0,2013	0,487	0,837	-2,07	2,18
0,174	0,2101	0,508	0,830	-2,07	2,00

Beton	f_{cd}	f_{yd} / f_{cd}
[-]	[MN/m ²]	[-]
LAC 2	1,43	133,9
LAC 4	2,86	67,0
LAC 6	4,29	44,6
LAC 8	5,71	33,5
LAC 10	7,14	26,8
LAC 12	8,57	22,3
LAC 15	10,71	17,9
LAC 20	14,29	13,4
LAC 25	17,86	10,7

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd} / f_{cd}}$$

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ mit $\gamma_c = 1,4$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ mit $\gamma_s = 1,15$

Grundlagen:
DIN EN 1520:2003-07
DIN 4213:2003-07

Tab. B.3: Trockenrohdichte LAC bis 800 kg/m³ und Streckgrenze des Stahls 220 N/mm²

Haufwerksporiger Leichtbeton Bemessungstafel für Biegung nach DIN EN 1520			Trockenrohdichte LAC Streckgrenze Stahl		800 kg/m ³ 220 N/mm ²
μ_d	ω	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ε_c	ε_s
[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[‰]
0,006	0,0063	0,054	0,982	-0,58	10,0
0,012	0,0126	0,076	0,975	-0,83	10,0
0,018	0,0191	0,093	0,969	-1,02	10,0
0,025	0,0255	0,107	0,964	-1,20	10,0
0,031	0,0320	0,119	0,960	-1,35	10,0
0,037	0,0386	0,130	0,957	-1,49	10,0
0,043	0,0452	0,139	0,954	-1,62	10,0
0,049	0,0518	0,149	0,950	-1,74	10,0
0,055	0,0585	0,157	0,948	-1,86	10,0
0,062	0,0651	0,165	0,945	-1,97	10,0
0,068	0,0718	0,173	0,942	-2,09	10,0
0,074	0,0787	0,183	0,939	-2,16	9,67
0,080	0,0857	0,199	0,933	-2,16	8,69
0,086	0,0929	0,216	0,928	-2,16	7,86
0,092	0,1001	0,233	0,922	-2,16	7,13
0,098	0,1075	0,250	0,916	-2,16	6,50
0,105	0,1149	0,267	0,910	-2,16	5,94
0,111	0,1225	0,285	0,905	-2,16	5,44
0,117	0,1301	0,302	0,899	-2,16	4,99
0,123	0,1379	0,321	0,893	-2,16	4,59
0,129	0,1458	0,339	0,886	-2,16	4,22
0,135	0,1538	0,358	0,880	-2,16	3,89
0,142	0,1620	0,377	0,874	-2,16	3,58
0,148	0,1703	0,396	0,867	-2,16	3,30
0,154	0,1788	0,415	0,861	-2,16	3,04
0,160	0,1874	0,435	0,854	-2,16	2,80
0,166	0,1961	0,456	0,847	-2,16	2,58
0,172	0,2051	0,477	0,840	-2,16	2,38
0,178	0,2142	0,498	0,833	-2,16	2,18
0,185	0,2236	0,520	0,826	-2,16	2,00

Beton	f_{cd}	f_{yd} / f_{cd}
[-]	[MN/m ²]	[-]
LAC 2	1,43	133,9
LAC 4	2,86	67,0
LAC 6	4,29	44,6
LAC 8	5,71	33,5
LAC 10	7,14	26,8
LAC 12	8,57	22,3
LAC 15	10,71	17,9
LAC 20	14,29	13,4
LAC 25	17,86	10,7

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd} / f_{cd}}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \text{ mit } \gamma_c = 1,4$$

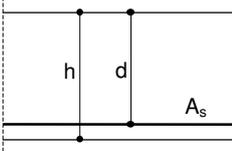
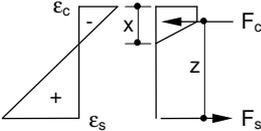
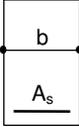
$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \text{ mit } \gamma_s = 1,15$$

Grundlagen:
DIN EN 1520:2003-07
DIN 4213:2003-07

Tab. B.4: Trockenrohdichte LAC bis 900 kg/m³ und Streckgrenze des Stahls 220 N/mm²

**Haufwerksporiger Leichtbeton
Bemessungstafel für Biegung
nach DIN EN 1520**

**Trockenrohdichte LAC
Streckgrenze Stahl
900 kg/m³
220 N/mm²**

μ_d	ω	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ϵ_c	ϵ_s
[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[‰]
0,006	0,0066	0,056	0,981	-0,59	10,0
0,013	0,0133	0,078	0,974	-0,85	10,0
0,019	0,0201	0,095	0,968	-1,05	10,0
0,026	0,0269	0,109	0,964	-1,23	10,0
0,032	0,0337	0,122	0,959	-1,39	10,0
0,039	0,0406	0,133	0,956	-1,53	10,0
0,045	0,0476	0,143	0,952	-1,67	10,0
0,052	0,0546	0,152	0,949	-1,79	10,0
0,058	0,0616	0,161	0,946	-1,91	10,0
0,065	0,0686	0,169	0,944	-2,03	10,0
0,071	0,0757	0,177	0,941	-2,15	10,0
0,078	0,0829	0,186	0,937	-2,26	9,90
0,084	0,0903	0,203	0,932	-2,26	8,89
0,091	0,0979	0,219	0,926	-2,26	8,03
0,097	0,1055	0,237	0,920	-2,26	7,29
0,104	0,1133	0,254	0,914	-2,26	6,63
0,110	0,1211	0,272	0,908	-2,26	6,06
0,117	0,1291	0,290	0,902	-2,26	5,54
0,123	0,1372	0,308	0,896	-2,26	5,08
0,129	0,1455	0,326	0,890	-2,26	4,67
0,136	0,1538	0,345	0,884	-2,26	4,29
0,142	0,1623	0,364	0,877	-2,26	3,95
0,149	0,1710	0,384	0,871	-2,26	3,63
0,155	0,1798	0,403	0,864	-2,26	3,34
0,162	0,1888	0,423	0,857	-2,26	3,08
0,168	0,1979	0,444	0,850	-2,26	2,83
0,175	0,2073	0,465	0,843	-2,26	2,60
0,181	0,2168	0,486	0,836	-2,26	2,39
0,188	0,2265	0,508	0,829	-2,26	2,19
0,194	0,2365	0,530	0,821	-2,26	2,00

Beton	f_{cd}	f_{yd} / f_{cd}
[-]	[MN/m ²]	[-]
LAC 2	1,43	133,9
LAC 4	2,86	67,0
LAC 6	4,29	44,6
LAC 8	5,71	33,5
LAC 10	7,14	26,8
LAC 12	8,57	22,3
LAC 15	10,71	17,9
LAC 20	14,29	13,4
LAC 25	17,86	10,7

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd} / f_{cd}}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \text{ mit } \gamma_c = 1,4$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \text{ mit } \gamma_s = 1,15$$

Grundlagen:
 DIN EN 1520:2003-07
 DIN 4213:2003-07

Tab. B.5: Trockenrohdichte LAC bis 1000 kg/m³ und Streckgrenze des Stahls 220 N/mm²

Haufwerksporiger Leichtbeton Bemessungstafel für Biegung nach DIN EN 1520			Trockenrohdichte LAC Streckgrenze Stahl		1.000 kg/m ³ 220 N/mm ²
μ_d	ω	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ε_c	ε_s
[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[‰]
0,007	0,0069	0,057	0,981	-0,60	10,0
0,014	0,0139	0,080	0,973	-0,87	10,0
0,020	0,0210	0,097	0,968	-1,08	10,0
0,027	0,0281	0,112	0,963	-1,26	10,0
0,034	0,0353	0,124	0,959	-1,42	10,0
0,041	0,0425	0,136	0,955	-1,57	10,0
0,047	0,0498	0,146	0,951	-1,71	10,0
0,054	0,0571	0,155	0,948	-1,84	10,0
0,061	0,0645	0,164	0,945	-1,96	10,0
0,068	0,0718	0,173	0,942	-2,09	10,0
0,074	0,0793	0,181	0,939	-2,21	10,0
0,081	0,0868	0,190	0,936	-2,34	10,0
0,088	0,0946	0,206	0,930	-2,35	9,10
0,095	0,1026	0,223	0,924	-2,35	8,21
0,102	0,1106	0,240	0,918	-2,35	7,44
0,108	0,1187	0,258	0,912	-2,35	6,77
0,115	0,1270	0,276	0,906	-2,35	6,18
0,122	0,1354	0,294	0,900	-2,35	5,65
0,129	0,1439	0,313	0,894	-2,35	5,17
0,135	0,1526	0,332	0,887	-2,35	4,75
0,142	0,1614	0,351	0,881	-2,35	4,36
0,149	0,1704	0,370	0,874	-2,35	4,01
0,156	0,1795	0,390	0,867	-2,35	3,68
0,162	0,1888	0,410	0,861	-2,35	3,38
0,169	0,1983	0,431	0,854	-2,35	3,11
0,176	0,2080	0,452	0,846	-2,35	2,86
0,183	0,2179	0,473	0,839	-2,35	2,62
0,190	0,2280	0,495	0,832	-2,35	2,40
0,196	0,2383	0,518	0,824	-2,35	2,19
0,203	0,2489	0,541	0,816	-2,35	2,00

Beton	f_{cd}	f_{yd} / f_{cd}
[-]	[MN/m ²]	[-]
LAC 2	1,43	133,9
LAC 4	2,86	67,0
LAC 6	4,29	44,6
LAC 8	5,71	33,5
LAC 10	7,14	26,8
LAC 12	8,57	22,3
LAC 15	10,71	17,9
LAC 20	14,29	13,4
LAC 25	17,86	10,7

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

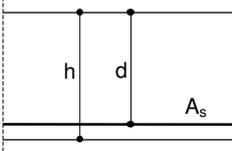
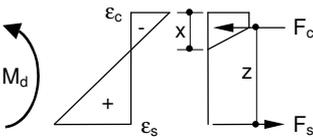
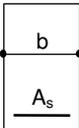
$$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd} / f_{cd}}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \text{ mit } \gamma_c = 1,4$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \text{ mit } \gamma_s = 1,15$$

Grundlagen:
DIN EN 1520:2003-07
DIN 4213:2003-07

Tab. B.6: Trockenrohdichte LAC bis 1200 kg/m³ und Streckgrenze des Stahls 220 N/mm²

Haufwerksporiger Leichtbeton Bemessungstafel für Biegung nach DIN EN 1520						Trockenrohdichte LAC Streckgrenze Stahl 1.200 kg/m³ 220 N/mm²		
								
μ_d	ω	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ε_c	ε_s	Beton	f_{cd}	f_{yd} / f_{cd}
[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[‰]	[-]	[MN/m ²]	[-]
0,007	0,0075	0,059	0,980	-0,63	10,0	LAC 2	1,43	133,9
0,015	0,0150	0,083	0,972	-0,91	10,0	LAC 4	2,86	67,0
0,022	0,0227	0,101	0,966	-1,12	10,0	LAC 6	4,29	44,6
0,029	0,0304	0,116	0,961	-1,31	10,0	LAC 8	5,71	33,5
0,037	0,0382	0,129	0,957	-1,48	10,0	LAC 10	7,14	26,8
0,044	0,0460	0,141	0,953	-1,64	10,0	LAC 12	8,57	22,3
0,051	0,0539	0,151	0,950	-1,78	10,0	LAC 15	10,71	17,9
0,058	0,0618	0,161	0,946	-1,92	10,0	LAC 20	14,29	13,4
0,066	0,0698	0,170	0,943	-2,05	10,0	LAC 25	17,86	10,7
0,073	0,0778	0,179	0,940	-2,18	10,0			
0,080	0,0859	0,189	0,936	-2,32	10,0			
0,088	0,0941	0,198	0,932	-2,47	10,0			
0,095	0,1025	0,211	0,927	-2,55	9,51			
0,102	0,1111	0,229	0,921	-2,55	8,58			
0,110	0,1199	0,247	0,915	-2,55	7,77			
0,117	0,1288	0,265	0,908	-2,55	7,06			
0,124	0,1378	0,284	0,902	-2,55	6,43			
0,132	0,1470	0,303	0,895	-2,55	5,87			
0,139	0,1563	0,322	0,889	-2,55	5,37			
0,146	0,1658	0,341	0,882	-2,55	4,91			
0,154	0,1754	0,361	0,875	-2,55	4,50			
0,161	0,1853	0,381	0,868	-2,55	4,13			
0,168	0,1953	0,402	0,861	-2,55	3,79			
0,175	0,2055	0,423	0,854	-2,55	3,47			
0,183	0,2160	0,445	0,846	-2,55	3,18			
0,190	0,2267	0,467	0,839	-2,55	2,91			
0,197	0,2376	0,489	0,831	-2,55	2,66			
0,205	0,2488	0,512	0,823	-2,55	2,42			
0,212	0,2602	0,536	0,815	-2,55	2,21			
0,219	0,2720	0,560	0,806	-2,55	2,00			

$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$		
$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd}/f_{cd}}$		
$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \text{ mit } \gamma_c = 1,4$		
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \text{ mit } \gamma_s = 1,15$		
Grundlagen: DIN EN 1520:2003-07 DIN 4213:2003-07		

Tab. B.7: Trockenrohdichte LAC bis 1400 kg/m³ und Streckgrenze des Stahls 220 N/mm²

Haufwerksporiger Leichtbeton Bemessungstafel für Biegung nach DIN EN 1520		Trockenrohdichte LAC Streckgrenze Stahl		1.400 kg/m ³ 220 N/mm ²	
μ_d	ω	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ε_c	ε_s
[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[‰]
0,008	0,0079	0,061	0,980	-0,65	10,0
0,016	0,0160	0,086	0,971	-0,94	10,0
0,023	0,0242	0,104	0,965	-1,16	10,0
0,031	0,0324	0,119	0,960	-1,36	10,0
0,039	0,0407	0,133	0,956	-1,53	10,0
0,047	0,0491	0,145	0,952	-1,69	10,0
0,055	0,0575	0,156	0,948	-1,85	10,0
0,062	0,0659	0,166	0,945	-1,99	10,0
0,070	0,0744	0,176	0,941	-2,13	10,0
0,078	0,0831	0,185	0,937	-2,27	10,0
0,086	0,0918	0,195	0,933	-2,43	10,0
0,093	0,1006	0,205	0,929	-2,58	10,0
0,101	0,1095	0,216	0,924	-2,74	9,94
0,109	0,1188	0,234	0,918	-2,74	8,96
0,117	0,1282	0,253	0,911	-2,74	8,10
0,125	0,1377	0,271	0,904	-2,74	7,35
0,132	0,1475	0,290	0,898	-2,74	6,68
0,140	0,1573	0,310	0,891	-2,74	6,09
0,148	0,1674	0,330	0,884	-2,74	5,56
0,156	0,1776	0,350	0,877	-2,74	5,08
0,164	0,1881	0,370	0,869	-2,74	4,65
0,171	0,1987	0,391	0,862	-2,74	4,25
0,179	0,2096	0,413	0,855	-2,74	3,89
0,187	0,2207	0,435	0,847	-2,74	3,56
0,195	0,2320	0,457	0,839	-2,74	3,25
0,202	0,2436	0,480	0,831	-2,74	2,97
0,210	0,2556	0,503	0,823	-2,74	2,70
0,218	0,2678	0,527	0,814	-2,74	2,45
0,226	0,2803	0,552	0,805	-2,74	2,22
0,234	0,2933	0,578	0,796	-2,74	2,00

Beton	f_{cd}	f_{yd} / f_{cd}
[-]	[MN/m ²]	[-]
LAC 2	1,43	133,9
LAC 4	2,86	67,0
LAC 6	4,29	44,6
LAC 8	5,71	33,5
LAC 10	7,14	26,8
LAC 12	8,57	22,3
LAC 15	10,71	17,9
LAC 20	14,29	13,4
LAC 25	17,86	10,7

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd} / f_{cd}}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \text{ mit } \gamma_c = 1,4$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \text{ mit } \gamma_s = 1,15$$

Grundlagen:
DIN EN 1520:2003-07
DIN 4213:2003-07

Tab. B.8: Trockenrohdichte LAC bis 1600 kg/m³ und Streckgrenze des Stahls 220 N/mm²

Haufwerksporiger Leichtbeton Bemessungstafel für Biegung nach DIN EN 1520						Trockenrohdichte LAC Streckgrenze Stahl 1.600 kg/m³ 220 N/mm²		
μ_d	ω	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ε_c	ε_s	Beton	f_{cd}	f_{yd} / f_{cd}
[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[‰]	[-]	[MN/m ²]	[-]
0,008	0,0084	0,063	0,979	-0,67	10,0	LAC 2	1,43	133,9
0,016	0,0169	0,088	0,971	-0,96	10,0	LAC 4	2,86	67,0
0,025	0,0255	0,107	0,964	-1,20	10,0	LAC 6	4,29	44,6
0,033	0,0342	0,123	0,959	-1,40	10,0	LAC 8	5,71	33,5
0,041	0,0430	0,136	0,955	-1,58	10,0	LAC 10	7,14	26,8
0,049	0,0518	0,149	0,950	-1,74	10,0	LAC 12	8,57	22,3
0,057	0,0607	0,160	0,947	-1,90	10,0	LAC 15	10,71	17,9
0,066	0,0696	0,170	0,943	-2,05	10,0	LAC 20	14,29	13,4
0,074	0,0786	0,180	0,939	-2,20	10,0	LAC 25	17,86	10,7
0,082	0,0878	0,191	0,935	-2,36	10,0			
0,090	0,0970	0,201	0,931	-2,52	10,0			
0,098	0,1064	0,212	0,926	-2,69	10,0			
0,107	0,1159	0,223	0,921	-2,86	10,0			
0,115	0,1257	0,239	0,914	-2,93	9,34			
0,123	0,1356	0,258	0,908	-2,93	8,44			
0,131	0,1458	0,277	0,901	-2,93	7,65			
0,140	0,1561	0,296	0,894	-2,93	6,95			
0,148	0,1667	0,316	0,886	-2,93	6,32			
0,156	0,1774	0,337	0,879	-2,93	5,77			
0,164	0,1883	0,358	0,872	-2,93	5,26			
0,172	0,1995	0,379	0,864	-2,93	4,80			
0,181	0,2108	0,400	0,856	-2,93	4,39			
0,189	0,2225	0,422	0,848	-2,93	4,00			
0,197	0,2344	0,445	0,840	-2,93	3,65			
0,205	0,2466	0,468	0,832	-2,93	3,32			
0,213	0,2591	0,492	0,824	-2,93	3,02			
0,222	0,2720	0,516	0,815	-2,93	2,74			
0,230	0,2852	0,542	0,806	-2,93	2,48			
0,238	0,2988	0,567	0,796	-2,93	2,23			
0,246	0,3129	0,594	0,787	-2,93	2,00			

$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$		
$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd}/f_{cd}}$		
$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \text{ mit } \gamma_c = 1,4$		
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \text{ mit } \gamma_s = 1,15$		

Grundlagen:
DIN EN 1520:2003-07
DIN 4213:2003-07

Tab. B.9: Trockenrohdichte LAC bis 1800 kg/m³ und Streckgrenze des Stahls 220 N/mm²

Haufwerksporiger Leichtbeton Bemessungstafel für Biegung nach DIN EN 1520			Trockenrohdichte LAC Streckgrenze Stahl		1.800 kg/m ³ 220 N/mm ²
μ_d	ω	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ε_c	ε_s
[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[‰]
0,009	0,0088	0,064	0,979	-0,68	10,0
0,017	0,0177	0,090	0,970	-0,99	10,0
0,026	0,0267	0,109	0,964	-1,22	10,0
0,034	0,0358	0,125	0,958	-1,43	10,0
0,043	0,0450	0,139	0,954	-1,62	10,0
0,051	0,0542	0,152	0,949	-1,79	10,0
0,060	0,0635	0,163	0,946	-1,95	10,0
0,069	0,0729	0,174	0,942	-2,10	10,0
0,077	0,0824	0,185	0,938	-2,26	10,0
0,086	0,0920	0,195	0,933	-2,43	10,0
0,094	0,1017	0,206	0,928	-2,60	10,0
0,103	0,1116	0,218	0,923	-2,78	10,0
0,112	0,1216	0,229	0,917	-2,97	10,0
0,120	0,1318	0,243	0,911	-3,12	9,74
0,129	0,1423	0,262	0,904	-3,12	8,79
0,137	0,1531	0,282	0,897	-3,12	7,95
0,146	0,1640	0,302	0,890	-3,12	7,22
0,154	0,1751	0,322	0,882	-3,12	6,56
0,163	0,1864	0,343	0,875	-3,12	5,97
0,172	0,1980	0,364	0,867	-3,12	5,44
0,180	0,2098	0,386	0,859	-3,12	4,96
0,189	0,2219	0,408	0,851	-3,12	4,52
0,197	0,2342	0,431	0,843	-3,12	4,12
0,206	0,2469	0,454	0,834	-3,12	3,74
0,215	0,2599	0,478	0,825	-3,12	3,40
0,223	0,2733	0,503	0,816	-3,12	3,08
0,232	0,2871	0,528	0,807	-3,12	2,78
0,240	0,3013	0,554	0,798	-3,12	2,51
0,249	0,3159	0,581	0,788	-3,12	2,25
0,257	0,3311	0,609	0,778	-3,12	2,00

Beton	f_{cd}	f_{yd} / f_{cd}
[-]	[MN/m ²]	[-]
LAC 2	1,43	133,9
LAC 4	2,86	67,0
LAC 6	4,29	44,6
LAC 8	5,71	33,5
LAC 10	7,14	26,8
LAC 12	8,57	22,3
LAC 15	10,71	17,9
LAC 20	14,29	13,4
LAC 25	17,86	10,7

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd} / f_{cd}}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \text{ mit } \gamma_c = 1,4$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \text{ mit } \gamma_s = 1,15$$

Grundlagen:
DIN EN 1520:2003-07
DIN 4213:2003-07

Tab. B.10: Trockenrohdichte LAC bis 600 kg/m³ und Streckgrenze des Stahls 500 N/mm²

Haufwerksporiger Leichtbeton
Bemessungstafel für Biegung
nach DIN EN 1520

Trockenrohdichte LAC bis 600 kg/m³
Streckgrenze Stahl 500 N/mm²

μ_d	ω	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ε_c	ε_s
[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[‰]
0,006	0,0057	0,052	0,983	-0,55	10,0
0,011	0,0114	0,073	0,976	-0,78	10,0
0,017	0,0172	0,088	0,971	-0,97	10,0
0,022	0,0230	0,102	0,966	-1,13	10,0
0,028	0,0289	0,113	0,962	-1,28	10,0
0,033	0,0348	0,123	0,959	-1,41	10,0
0,039	0,0407	0,133	0,956	-1,53	10,0
0,044	0,0466	0,142	0,953	-1,65	10,0
0,050	0,0526	0,150	0,950	-1,76	10,0
0,056	0,0586	0,157	0,948	-1,86	10,0
0,061	0,0647	0,164	0,945	-1,97	10,0
0,067	0,0709	0,177	0,941	-2,00	9,29
0,072	0,0772	0,193	0,936	-2,00	8,36
0,078	0,0836	0,209	0,930	-2,00	7,57
0,083	0,0901	0,225	0,925	-2,00	6,88
0,089	0,0967	0,242	0,919	-2,00	6,27
0,094	0,1033	0,258	0,914	-2,00	5,74
0,100	0,1101	0,275	0,908	-2,00	5,27
0,106	0,1170	0,292	0,903	-2,00	4,84
0,111	0,1239	0,310	0,897	-2,00	4,46
0,117	0,1310	0,327	0,891	-2,00	4,11
0,122	0,1381	0,345	0,885	-2,00	3,79
0,128	0,1454	0,363	0,879	-2,00	3,50
0,133	0,1528	0,382	0,873	-2,00	3,24
0,139	0,1603	0,401	0,866	-2,00	2,99
0,144	0,1680	0,420	0,860	-2,00	2,76
0,150	0,1757	0,439	0,854	-2,00	2,55
0,156	0,1837	0,459	0,847	-2,00	2,36
0,161	0,2207	0,479	0,840	-2,00	2,17
0,167	0,2500	0,500	0,833	-2,00	2,00

Beton	f_{cd}	f_{yd} / f_{cd}
[-]	[MN/m ²]	[-]
LAC 2	1,43	304,3
LAC 4	2,86	152,2
LAC 6	4,29	101,4
LAC 8	5,71	76,1
LAC 10	7,14	60,9
LAC 12	8,57	50,7
LAC 15	10,71	40,6
LAC 20	14,29	30,4
LAC 25	17,86	24,3

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd}/f_{cd}}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \text{ mit } \gamma_c = 1,4$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \text{ mit } \gamma_s = 1,15$$

Grundlagen:
DIN EN 1520:2003-07
DIN 4213:2003-07

Tab. B.11: Trockenrohdichte LAC bis 700 kg/m³ und Streckgrenze des Stahls 500 N/mm²

Haufwerksporiger Leichtbeton Bemessungstafel für Biegung nach DIN EN 1520			Trockenrohdichte LAC Streckgrenze Stahl		700 kg/m ³ 500 N/mm ²			
μ_d	ω	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ε_c	ε_s	Beton	f_{cd}	f_{yd} / f_{cd}
[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[‰]	[-]	[MN/m ²]	[-]
0,006	0,0059	0,053	0,982	-0,56	10,0	LAC 2	1,43	304,3
0,012	0,0119	0,074	0,975	-0,80	10,0	LAC 4	2,86	152,2
0,017	0,0180	0,090	0,970	-0,99	10,0	LAC 6	4,29	101,4
0,023	0,0241	0,104	0,965	-1,16	10,0	LAC 8	5,71	76,1
0,029	0,0302	0,116	0,961	-1,31	10,0	LAC 10	7,14	60,9
0,035	0,0364	0,126	0,958	-1,44	10,0	LAC 12	8,57	50,7
0,041	0,0426	0,136	0,955	-1,57	10,0	LAC 15	10,71	40,6
0,047	0,0489	0,145	0,952	-1,69	10,0	LAC 20	14,29	30,4
0,052	0,0551	0,153	0,949	-1,80	10,0	LAC 25	17,86	24,3
0,058	0,0614	0,161	0,946	-1,91	10,0			
0,064	0,0677	0,168	0,944	-2,02	10,0			
0,070	0,0742	0,180	0,940	-2,07	9,45			
0,076	0,0809	0,196	0,935	-2,07	8,50			
0,081	0,0876	0,212	0,929	-2,07	7,69			
0,087	0,0944	0,228	0,924	-2,07	6,98			
0,093	0,1013	0,245	0,918	-2,07	6,37			
0,099	0,1083	0,262	0,913	-2,07	5,82			
0,105	0,1154	0,279	0,907	-2,07	5,34			
0,110	0,1226	0,297	0,901	-2,07	4,90			
0,116	0,1299	0,314	0,895	-2,07	4,51			
0,122	0,1373	0,332	0,889	-2,07	4,15			
0,128	0,1449	0,351	0,883	-2,07	3,83			
0,134	0,1525	0,369	0,877	-2,07	3,54			
0,140	0,1603	0,388	0,871	-2,07	3,26			
0,145	0,1682	0,407	0,864	-2,07	3,01			
0,151	0,1763	0,427	0,858	-2,07	2,78			
0,157	0,1845	0,446	0,851	-2,07	2,56			
0,163	0,1928	0,467	0,844	-2,07	2,36			
0,169	0,2013	0,487	0,837	-2,07	2,18			
0,174	0,2626	0,508	0,830	-2,07	2,00			

$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$
$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd}/f_{cd}}$
$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$ mit $\gamma_c = 1,4$
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ mit $\gamma_s = 1,15$
Grundlagen: DIN EN 1520:2003-07 DIN 4213:2003-07

Tab. B.12: Trockenrohdichte LAC bis 800 kg/m³ und Streckgrenze des Stahls 500 N/mm²

Haufwerksporiger Leichtbeton Bemessungstafel für Biegung nach DIN EN 1520						Trockenrohdichte LAC Streckgrenze Stahl		800 kg/m ³ 500 N/mm ²
μ_d	ω	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ε_c	ε_s	Beton	f_{cd}	f_{yd} / f_{cd}
[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[‰]	[-]	[MN/m ²]	[-]
0,006	0,0063	0,054	0,982	-0,58	10,0	LAC 2	1,43	304,3
0,012	0,0126	0,076	0,975	-0,83	10,0	LAC 4	2,86	152,2
0,018	0,0191	0,093	0,969	-1,02	10,0	LAC 6	4,29	101,4
0,025	0,0255	0,107	0,964	-1,20	10,0	LAC 8	5,71	76,1
0,031	0,0320	0,119	0,960	-1,35	10,0	LAC 10	7,14	60,9
0,037	0,0386	0,130	0,957	-1,49	10,0	LAC 12	8,57	50,7
0,043	0,0452	0,139	0,954	-1,62	10,0	LAC 15	10,71	40,6
0,049	0,0518	0,149	0,950	-1,74	10,0	LAC 20	14,29	30,4
0,055	0,0585	0,157	0,948	-1,86	10,0	LAC 25	17,86	24,3
0,062	0,0651	0,165	0,945	-1,97	10,0			
0,068	0,0718	0,173	0,942	-2,09	10,0			
0,074	0,0787	0,183	0,939	-2,16	9,67			
0,080	0,0857	0,199	0,933	-2,16	8,69			
0,086	0,0929	0,216	0,928	-2,16	7,86			
0,092	0,1001	0,233	0,922	-2,16	7,13			
0,098	0,1075	0,250	0,916	-2,16	6,50			
0,105	0,1149	0,267	0,910	-2,16	5,94			
0,111	0,1225	0,285	0,905	-2,16	5,44			
0,117	0,1301	0,302	0,899	-2,16	4,99			
0,123	0,1379	0,321	0,893	-2,16	4,59			
0,129	0,1458	0,339	0,886	-2,16	4,22			
0,135	0,1538	0,358	0,880	-2,16	3,89			
0,142	0,1620	0,377	0,874	-2,16	3,58			
0,148	0,1703	0,396	0,867	-2,16	3,30			
0,154	0,1788	0,415	0,861	-2,16	3,04			
0,160	0,1874	0,435	0,854	-2,16	2,80			
0,166	0,1961	0,456	0,847	-2,16	2,58			
0,172	0,2051	0,477	0,840	-2,16	2,38			
0,178	0,2142	0,498	0,833	-2,16	2,18			
0,185	0,2795	0,520	0,826	-2,16	2,00			

$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$
$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd}/f_{cd}}$
$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \text{ mit } \gamma_c = 1,4$
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \text{ mit } \gamma_s = 1,15$

Grundlagen:
DIN EN 1520:2003-07
DIN 4213:2003-07

Tab. B.13: Trockenrohdichte LAC bis 900 kg/m³ und Streckgrenze des Stahls 500 N/mm²

Haufwerksporiger Leichtbeton Bemessungstafel für Biegung nach DIN EN 1520			Trockenrohdichte LAC Streckgrenze Stahl		900 kg/m ³ 500 N/mm ²
μ_d	ω	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ε_c	ε_s
[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[‰]
0,006	0,0066	0,056	0,981	-0,59	10,0
0,013	0,0133	0,078	0,974	-0,85	10,0
0,019	0,0201	0,095	0,968	-1,05	10,0
0,026	0,0269	0,109	0,964	-1,23	10,0
0,032	0,0337	0,122	0,959	-1,39	10,0
0,039	0,0406	0,133	0,956	-1,53	10,0
0,045	0,0476	0,143	0,952	-1,67	10,0
0,052	0,0546	0,152	0,949	-1,79	10,0
0,058	0,0616	0,161	0,946	-1,91	10,0
0,065	0,0686	0,169	0,944	-2,03	10,0
0,071	0,0757	0,177	0,941	-2,15	10,0
0,078	0,0829	0,186	0,937	-2,26	9,90
0,084	0,0903	0,203	0,932	-2,26	8,89
0,091	0,0979	0,219	0,926	-2,26	8,03
0,097	0,1055	0,237	0,920	-2,26	7,29
0,104	0,1133	0,254	0,914	-2,26	6,63
0,110	0,1211	0,272	0,908	-2,26	6,06
0,117	0,1291	0,290	0,902	-2,26	5,54
0,123	0,1372	0,308	0,896	-2,26	5,08
0,129	0,1455	0,326	0,890	-2,26	4,67
0,136	0,1538	0,345	0,884	-2,26	4,29
0,142	0,1623	0,364	0,877	-2,26	3,95
0,149	0,1710	0,384	0,871	-2,26	3,63
0,155	0,1798	0,403	0,864	-2,26	3,34
0,162	0,1888	0,423	0,857	-2,26	3,08
0,168	0,1979	0,444	0,850	-2,26	2,83
0,175	0,2073	0,465	0,843	-2,26	2,60
0,181	0,2168	0,486	0,836	-2,26	2,39
0,188	0,2265	0,508	0,829	-2,26	2,19
0,194	0,2956	0,530	0,821	-2,26	2,00

Beton	f_{cd}	f_{yd} / f_{cd}
[-]	[MN/m ²]	[-]
LAC 2	1,43	304,3
LAC 4	2,86	152,2
LAC 6	4,29	101,4
LAC 8	5,71	76,1
LAC 10	7,14	60,9
LAC 12	8,57	50,7
LAC 15	10,71	40,6
LAC 20	14,29	30,4
LAC 25	17,86	24,3

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

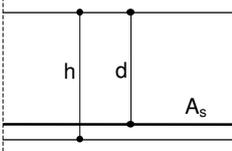
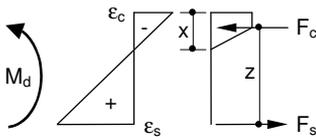
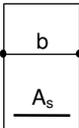
$$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd} / f_{cd}}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \text{ mit } \gamma_c = 1,4$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \text{ mit } \gamma_s = 1,15$$

Grundlagen:
DIN EN 1520:2003-07
DIN 4213:2003-07

Tab. B.14: Trockenrohdichte LAC bis 1000 kg/m³ und Streckgrenze des Stahls 500 N/mm²

Haufwerksporiger Leichtbeton Bemessungstafel für Biegung nach DIN EN 1520						Trockenrohdichte LAC Streckgrenze Stahl		900 kg/m ³ 500 N/mm ²	
									
μ _d	ω	ξ = x/d	ζ = z/d	ε _c	ε _s	Beton	f _{cd}	f _{yd} / f _{cd}	
[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[‰]	[-]	[MN/m ²]	[-]	
0,006	0,0066	0,056	0,981	-0,59	10,0	LAC 2	1,43	304,3	
0,013	0,0133	0,078	0,974	-0,85	10,0	LAC 4	2,86	152,2	
0,019	0,0201	0,095	0,968	-1,05	10,0	LAC 6	4,29	101,4	
0,026	0,0269	0,109	0,964	-1,23	10,0	LAC 8	5,71	76,1	
0,032	0,0337	0,122	0,959	-1,39	10,0	LAC 10	7,14	60,9	
0,039	0,0406	0,133	0,956	-1,53	10,0	LAC 12	8,57	50,7	
0,045	0,0476	0,143	0,952	-1,67	10,0	LAC 15	10,71	40,6	
0,052	0,0546	0,152	0,949	-1,79	10,0	LAC 20	14,29	30,4	
0,058	0,0616	0,161	0,946	-1,91	10,0	LAC 25	17,86	24,3	
0,065	0,0686	0,169	0,944	-2,03	10,0				
0,071	0,0757	0,177	0,941	-2,15	10,0				
0,078	0,0829	0,186	0,937	-2,26	9,90				
0,084	0,0903	0,203	0,932	-2,26	8,89				
0,091	0,0979	0,219	0,926	-2,26	8,03				
0,097	0,1055	0,237	0,920	-2,26	7,29				
0,104	0,1133	0,254	0,914	-2,26	6,63				
0,110	0,1211	0,272	0,908	-2,26	6,06				
0,117	0,1291	0,290	0,902	-2,26	5,54				
0,123	0,1372	0,308	0,896	-2,26	5,08				
0,129	0,1455	0,326	0,890	-2,26	4,67				
0,136	0,1538	0,345	0,884	-2,26	4,29				
0,142	0,1623	0,364	0,877	-2,26	3,95				
0,149	0,1710	0,384	0,871	-2,26	3,63				
0,155	0,1798	0,403	0,864	-2,26	3,34				
0,162	0,1888	0,423	0,857	-2,26	3,08				
0,168	0,1979	0,444	0,850	-2,26	2,83				
0,175	0,2073	0,465	0,843	-2,26	2,60				
0,181	0,2168	0,486	0,836	-2,26	2,39				
0,188	0,2265	0,508	0,829	-2,26	2,19				
0,194	0,2956	0,530	0,821	-2,26	2,00				

$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$
$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd}/f_{cd}}$
$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \text{ mit } \gamma_c = 1,4$
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \text{ mit } \gamma_s = 1,15$

Grundlagen:
DIN EN 1520:2003-07
DIN 4213:2003-07

Tab. B.15: Trockenrohdichte LAC bis 1200 kg/m³ und Streckgrenze des Stahls 500 N/mm²

Haufwerksporiger Leichtbeton Bemessungstafel für Biegung nach DIN EN 1520						Trockenrohdichte LAC Streckgrenze Stahl 1.200 kg/m³ 500 N/mm²		
μ_d	ω	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ε_c	ε_s	Beton	f_{cd}	f_{yd} / f_{cd}
[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[‰]	[-]	[MN/m ²]	[-]
0,007	0,0075	0,059	0,980	-0,63	10,0	LAC 2	1,43	304,3
0,015	0,0150	0,083	0,972	-0,91	10,0	LAC 4	2,86	152,2
0,022	0,0227	0,101	0,966	-1,12	10,0	LAC 6	4,29	101,4
0,029	0,0304	0,116	0,961	-1,31	10,0	LAC 8	5,71	76,1
0,037	0,0382	0,129	0,957	-1,48	10,0	LAC 10	7,14	60,9
0,044	0,0460	0,141	0,953	-1,64	10,0	LAC 12	8,57	50,7
0,051	0,0539	0,151	0,950	-1,78	10,0	LAC 15	10,71	40,6
0,058	0,0618	0,161	0,946	-1,92	10,0	LAC 20	14,29	30,4
0,066	0,0698	0,170	0,943	-2,05	10,0	LAC 25	17,86	24,3
0,073	0,0778	0,179	0,940	-2,18	10,0			
0,080	0,0859	0,189	0,936	-2,32	10,0			
0,088	0,0941	0,198	0,932	-2,47	10,0			
0,095	0,1025	0,211	0,927	-2,55	9,51			
0,102	0,1111	0,229	0,921	-2,55	8,58			
0,110	0,1199	0,247	0,915	-2,55	7,77			
0,117	0,1288	0,265	0,908	-2,55	7,06			
0,124	0,1378	0,284	0,902	-2,55	6,43			
0,132	0,1470	0,303	0,895	-2,55	5,87			
0,139	0,1563	0,322	0,889	-2,55	5,37			
0,146	0,1658	0,341	0,882	-2,55	4,91			
0,154	0,1754	0,361	0,875	-2,55	4,50			
0,161	0,1853	0,381	0,868	-2,55	4,13			
0,168	0,1953	0,402	0,861	-2,55	3,79			
0,175	0,2055	0,423	0,854	-2,55	3,47			
0,183	0,2160	0,445	0,846	-2,55	3,18			
0,190	0,2267	0,467	0,839	-2,55	2,91			
0,197	0,2376	0,489	0,831	-2,55	2,66			
0,205	0,2488	0,512	0,823	-2,55	2,42			
0,212	0,2602	0,536	0,815	-2,55	2,21			
0,219	0,3400	0,560	0,806	-2,55	2,00			

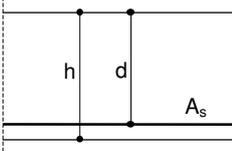
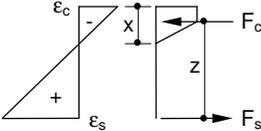
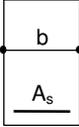
$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$
$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd}/f_{cd}}$
$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \text{ mit } \gamma_c = 1,4$
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \text{ mit } \gamma_s = 1,15$

Grundlagen:
DIN EN 1520:2003-07
DIN 4213:2003-07

Tab. B.16: Trockenrohdichte LAC bis 1400 kg/m³ und Streckgrenze des Stahls 500 N/mm²

Haufwerksporiger Leichtbeton
Bemessungstafel für Biegung
nach DIN EN 1520

Trockenrohdichte LAC
Streckgrenze Stahl **1.400 kg/m³**
500 N/mm²

μ_d	ω	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ε_c	ε_s
[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[‰]
0,008	0,0079	0,061	0,980	-0,65	10,0
0,016	0,0160	0,086	0,971	-0,94	10,0
0,023	0,0242	0,104	0,965	-1,16	10,0
0,031	0,0324	0,119	0,960	-1,36	10,0
0,039	0,0407	0,133	0,956	-1,53	10,0
0,047	0,0491	0,145	0,952	-1,69	10,0
0,055	0,0575	0,156	0,948	-1,85	10,0
0,062	0,0659	0,166	0,945	-1,99	10,0
0,070	0,0744	0,176	0,941	-2,13	10,0
0,078	0,0831	0,185	0,937	-2,27	10,0
0,086	0,0918	0,195	0,933	-2,43	10,0
0,093	0,1006	0,205	0,929	-2,58	10,0
0,101	0,1095	0,216	0,924	-2,74	9,94
0,109	0,1188	0,234	0,918	-2,74	8,96
0,117	0,1282	0,253	0,911	-2,74	8,10
0,125	0,1377	0,271	0,904	-2,74	7,35
0,132	0,1475	0,290	0,898	-2,74	6,68
0,140	0,1573	0,310	0,891	-2,74	6,09
0,148	0,1674	0,330	0,884	-2,74	5,56
0,156	0,1776	0,350	0,877	-2,74	5,08
0,164	0,1881	0,370	0,869	-2,74	4,65
0,171	0,1987	0,391	0,862	-2,74	4,25
0,179	0,2096	0,413	0,855	-2,74	3,89
0,187	0,2207	0,435	0,847	-2,74	3,56
0,195	0,2320	0,457	0,839	-2,74	3,25
0,202	0,2436	0,480	0,831	-2,74	2,97
0,210	0,2556	0,503	0,823	-2,74	2,70
0,218	0,2678	0,527	0,814	-2,74	2,45
0,226	0,2803	0,552	0,805	-2,74	2,22
0,234	0,3666	0,578	0,796	-2,74	2,00

Beton	f_{cd}	f_{yd} / f_{cd}
[-]	[MN/m ²]	[-]
LAC 2	1,43	304,3
LAC 4	2,86	152,2
LAC 6	4,29	101,4
LAC 8	5,71	76,1
LAC 10	7,14	60,9
LAC 12	8,57	50,7
LAC 15	10,71	40,6
LAC 20	14,29	30,4
LAC 25	17,86	24,3

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd} / f_{cd}}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \text{ mit } \gamma_c = 1,4$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \text{ mit } \gamma_s = 1,15$$

Grundlagen:
DIN EN 1520:2003-07
DIN 4213:2003-07

Tab. B.17: Trockenrohdichte LAC bis 1600 kg/m³ und Streckgrenze des Stahls 500 N/mm²

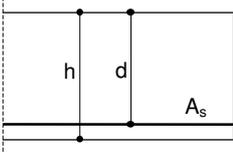
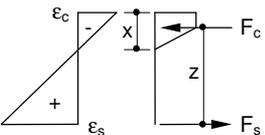
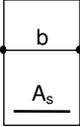
Haufwerksporiger Leichtbeton Bemessungstafel für Biegung nach DIN EN 1520			Trockenrohdichte LAC Streckgrenze Stahl		1.600 kg/m ³ 500 N/mm ²			
μ_d	ω	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ε_c	ε_s	Beton	f_{cd}	f_{yd} / f_{cd}
[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[‰]	[-]	[MN/m ²]	[-]
0,008	0,0084	0,063	0,979	-0,67	10,0	LAC 2	1,43	304,3
0,016	0,0169	0,088	0,971	-0,96	10,0	LAC 4	2,86	152,2
0,025	0,0255	0,107	0,964	-1,20	10,0	LAC 6	4,29	101,4
0,033	0,0342	0,123	0,959	-1,40	10,0	LAC 8	5,71	76,1
0,041	0,0430	0,136	0,955	-1,58	10,0	LAC 10	7,14	60,9
0,049	0,0518	0,149	0,950	-1,74	10,0	LAC 12	8,57	50,7
0,057	0,0607	0,160	0,947	-1,90	10,0	LAC 15	10,71	40,6
0,066	0,0696	0,170	0,943	-2,05	10,0	LAC 20	14,29	30,4
0,074	0,0786	0,180	0,939	-2,20	10,0	LAC 25	17,86	24,3
0,082	0,0878	0,191	0,935	-2,36	10,0			
0,090	0,0970	0,201	0,931	-2,52	10,0			
0,098	0,1064	0,212	0,926	-2,69	10,0			
0,107	0,1159	0,223	0,921	-2,86	10,0			
0,115	0,1257	0,239	0,914	-2,93	9,34			
0,123	0,1356	0,258	0,908	-2,93	8,44			
0,131	0,1458	0,277	0,901	-2,93	7,65			
0,140	0,1561	0,296	0,894	-2,93	6,95			
0,148	0,1667	0,316	0,886	-2,93	6,32			
0,156	0,1774	0,337	0,879	-2,93	5,77			
0,164	0,1883	0,358	0,872	-2,93	5,26			
0,172	0,1995	0,379	0,864	-2,93	4,80			
0,181	0,2108	0,400	0,856	-2,93	4,39			
0,189	0,2225	0,422	0,848	-2,93	4,00			
0,197	0,2344	0,445	0,840	-2,93	3,65			
0,205	0,2466	0,468	0,832	-2,93	3,32			
0,213	0,2591	0,492	0,824	-2,93	3,02			
0,222	0,2720	0,516	0,815	-2,93	2,74			
0,230	0,2852	0,542	0,806	-2,93	2,48			
0,238	0,2988	0,567	0,796	-2,93	2,23			
0,246	0,3911	0,594	0,787	-2,93	2,00			

$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$		
$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd} / f_{cd}}$		
$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ mit $\gamma_c = 1,4$		
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ mit $\gamma_s = 1,15$		
Grundlagen: DIN EN 1520:2003-07 DIN 4213:2003-07		

Tab. B.18: Trockenrohdichte LAC bis 1800 kg/m³ und Streckgrenze des Stahls 500 N/mm²

Haufwerksporiger Leichtbeton
Bemessungstafel für Biegung
nach DIN EN 1520

Trockenrohdichte LAC
Streckgrenze Stahl **1.800 kg/m³**
500 N/mm²

μ_d	ω	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ϵ_c	ϵ_s
[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[‰]
0,009	0,0088	0,064	0,979	-0,68	10,0
0,017	0,0177	0,090	0,970	-0,99	10,0
0,026	0,0267	0,109	0,964	-1,22	10,0
0,034	0,0358	0,125	0,958	-1,43	10,0
0,043	0,0450	0,139	0,954	-1,62	10,0
0,051	0,0542	0,152	0,949	-1,79	10,0
0,060	0,0635	0,163	0,946	-1,95	10,0
0,069	0,0729	0,174	0,942	-2,10	10,0
0,077	0,0824	0,185	0,938	-2,26	10,0
0,086	0,0920	0,195	0,933	-2,43	10,0
0,094	0,1017	0,206	0,928	-2,60	10,0
0,103	0,1116	0,218	0,923	-2,78	10,0
0,112	0,1216	0,229	0,917	-2,97	10,0
0,120	0,1318	0,243	0,911	-3,12	9,74
0,129	0,1423	0,262	0,904	-3,12	8,79
0,137	0,1531	0,282	0,897	-3,12	7,95
0,146	0,1640	0,302	0,890	-3,12	7,22
0,154	0,1751	0,322	0,882	-3,12	6,56
0,163	0,1864	0,343	0,875	-3,12	5,97
0,172	0,1980	0,364	0,867	-3,12	5,44
0,180	0,2098	0,386	0,859	-3,12	4,96
0,189	0,2219	0,408	0,851	-3,12	4,52
0,197	0,2342	0,431	0,843	-3,12	4,12
0,206	0,2469	0,454	0,834	-3,12	3,74
0,215	0,2599	0,478	0,825	-3,12	3,40
0,223	0,2733	0,503	0,816	-3,12	3,08
0,232	0,2871	0,528	0,807	-3,12	2,78
0,240	0,3013	0,554	0,798	-3,12	2,51
0,249	0,3159	0,581	0,788	-3,12	2,25
0,257	0,4139	0,609	0,778	-3,12	2,00

Beton	f_{cd}	f_{yd} / f_{cd}
[-]	[MN/m ²]	[-]
LAC 2	1,43	304,3
LAC 4	2,86	152,2
LAC 6	4,29	101,4
LAC 8	5,71	76,1
LAC 10	7,14	60,9
LAC 12	8,57	50,7
LAC 15	10,71	40,6
LAC 20	14,29	30,4
LAC 25	17,86	24,3

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_s = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd} / f_{cd}}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \text{ mit } \gamma_c = 1,4$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \text{ mit } \gamma_s = 1,15$$

Grundlagen:
DIN EN 1520:2003-07
DIN 4213:2003-07

C Anhang „Tabellen Verbundfugensteifigkeiten“

Tab. C.1: Verbundfugensteifigkeit für 1 m^2 Fuge und einem Gitterträgerabstand von $a_{GT} = 0,40 \text{ m}$ mit den in der Tabelle angegebenen Randbedingungen

Fugensteifigkeit für einen Gitterträgerabstand von $a_{GT}=0,40\text{m}$						
$C_{V,aGT0,40}$ [MN/m ²]	Dämmstoffdicke d_D [mm]					
	120	140	160	180	200	
Gitterträgerhöhe h_{GT} [mm]	230	9,76	9,40	9,20	9,07	8,99
	240	9,67	9,31	9,10	8,97	8,89
	250	9,57	9,20	8,99	8,86	8,78
	260	9,47	9,09	8,87	8,74	8,65
	270	9,34	8,96	8,74	8,61	8,52
	280	9,21	8,82	8,60	8,46	8,37
	290	9,06	8,67	8,44	8,31	8,22
	300	8,91	8,51	8,28	8,14	8,05
	310	8,74	8,34	8,11	7,97	7,87
	320	8,56	8,16	7,93	7,78	7,69
	330	8,38	7,97	7,74	7,59	7,50
	340	8,19	7,78	7,54	7,40	7,30
	350	8,00	7,58	7,35	7,20	7,10
	360	7,80	7,38	7,14	7,00	6,90
	370	7,60	7,18	6,94	6,79	6,70
	380	7,40	6,98	6,73	6,59	6,49
390	7,20	6,77	6,53	6,38	6,28	

Annahmen: $E_{GTD} = 170.000 \text{ MN/m}^2$; $d_{GTD} = 6\text{mm}$

Tab. C.2: Verbundfugensteifigkeit für 1 m^2 Fuge und einem Gitterträgerabstand von $a_{GT} = 0,45 \text{ m}$ mit den in der Tabelle angegebenen Randbedingungen

Fugensteifigkeit für einen Gitterträgerabstand von $a_{GT}=0,45\text{m}$						
$C_{V,aGT0,45}$ [MN/m ²]	Dämmstoffdicke d_D [mm]					
	120	140	160	180	200	
Gitterträgerhöhe h_{GT} [mm]	230	8,67	8,36	8,17	8,06	7,99
	240	8,60	8,27	8,09	7,97	7,90
	250	8,51	8,18	7,99	7,88	7,80
	260	8,41	8,08	7,89	7,77	7,69
	270	8,30	7,96	7,77	7,65	7,57
	280	8,19	7,84	7,64	7,52	7,44
	290	8,06	7,71	7,51	7,38	7,30
	300	7,92	7,56	7,36	7,24	7,16
	310	7,77	7,41	7,21	7,08	7,00
	320	7,61	7,25	7,05	6,92	6,84
	330	7,45	7,09	6,88	6,75	6,67
	340	7,28	6,92	6,71	6,58	6,49
	350	7,11	6,74	6,53	6,40	6,31
	360	6,93	6,56	6,35	6,22	6,13
	370	6,75	6,38	6,17	6,04	5,95
	380	6,58	6,20	5,99	5,85	5,77
390	6,40	6,02	5,80	5,67	5,58	

Annahmen: $E_{GTD} = 170.000 \text{ MN/m}^2$; $d_{GTD} = 6\text{mm}$

Tab. C.3: Verbundfugensteifigkeit für 1 m^2 Fuge und einem Gitterträgerabstand von $a_{GT} = 0,50 \text{ m}$ mit den in der Tabelle angegebenen Randbedingungen

Fugensteifigkeit für einen Gitterträgerabstand von $a_{GT}=0,50\text{m}$						
$C_{V,aGT0,50}$ [MN/m ²]	Dämmstoffdicke d_D [mm]					
	120	140	160	180	200	
Gitterträgerhöhe h_{GT} [mm]	230	7,80	7,52	7,36	7,26	7,19
	240	7,74	7,45	7,28	7,18	7,11
	250	7,66	7,36	7,19	7,09	7,02
	260	7,57	7,27	7,10	6,99	6,92
	270	7,47	7,17	6,99	6,88	6,81
	280	7,37	7,06	6,88	6,77	6,70
	290	7,25	6,94	6,76	6,64	6,57
	300	7,12	6,81	6,62	6,51	6,44
	310	6,99	6,67	6,49	6,37	6,30
	320	6,85	6,53	6,34	6,23	6,15
	330	6,70	6,38	6,19	6,08	6,00
	340	6,55	6,22	6,04	5,92	5,84
	350	6,40	6,07	5,88	5,76	5,68
	360	6,24	5,91	5,71	5,60	5,52
	370	6,08	5,74	5,55	5,43	5,36
	380	5,92	5,58	5,39	5,27	5,19
390	5,76	5,42	5,22	5,10	5,03	

Annahmen: $E_{GT0} = 170.000 \text{ MN/m}^2$; $d_{GT0} = 6\text{mm}$

Tab. C.4: Verbundfugensteifigkeit für 1 m^2 Fuge und einem Gitterträgerabstand von $a_{GT} = 0,55 \text{ m}$ mit den in der Tabelle angegebenen Randbedingungen

Fugensteifigkeit für einen Gitterträgerabstand von $a_{GT}=0,55\text{m}$						
$C_{V,aGT0,55}$ [MN/m ²]	Dämmstoffdicke d_D [mm]					
	120	140	160	180	200	
Gitterträgerhöhe h_{GT} [mm]	230	7,10	6,84	6,69	6,60	6,54
	240	7,03	6,77	6,62	6,52	6,46
	250	6,96	6,69	6,54	6,44	6,38
	260	6,88	6,61	6,45	6,36	6,29
	270	6,79	6,52	6,36	6,26	6,19
	280	6,70	6,42	6,25	6,15	6,09
	290	6,59	6,31	6,14	6,04	5,98
	300	6,48	6,19	6,02	5,92	5,85
	310	6,36	6,06	5,90	5,79	5,73
	320	6,23	5,93	5,76	5,66	5,59
	330	6,10	5,80	5,63	5,52	5,45
	340	5,96	5,66	5,49	5,38	5,31
	350	5,82	5,52	5,34	5,24	5,17
	360	5,67	5,37	5,20	5,09	5,02
	370	5,53	5,22	5,05	4,94	4,87
	380	5,38	5,07	4,90	4,79	4,72
390	5,23	4,93	4,75	4,64	4,57	

Annahmen: $E_{GT0} = 170.000 \text{ MN/m}^2$; $d_{GT0} = 6\text{mm}$

Tab. C.5: Verbundfugensteifigkeit für 1 m² Fuge und einem Gitterträgerabstand von $a_{GT} = 0,60$ m mit den in der Tabelle angegebenen Randbedingungen

Fugensteifigkeit für einen Gitterträgerabstand von $a_{GT}=0,60$ m						
$C_{V,aGT0,60}$ [MN/m ²]	Dämmstoffdicke d_D [mm]					
	120	140	160	180	200	
Gitterträgerhöhe h_{GT} [mm]	230	6,50	6,27	6,13	6,05	5,99
	240	6,45	6,21	6,07	5,98	5,93
	250	6,38	6,14	5,99	5,91	5,85
	260	6,31	6,06	5,91	5,83	5,77
	270	6,23	5,97	5,83	5,74	5,68
	280	6,14	5,88	5,73	5,64	5,58
	290	6,04	5,78	5,63	5,54	5,48
	300	5,94	5,67	5,52	5,43	5,37
	310	5,83	5,56	5,41	5,31	5,25
	320	5,71	5,44	5,28	5,19	5,13
	330	5,59	5,32	5,16	5,06	5,00
	340	5,46	5,19	5,03	4,93	4,87
	350	5,33	5,06	4,90	4,80	4,74
	360	5,20	4,92	4,76	4,66	4,60
	370	5,07	4,79	4,63	4,53	4,46
	380	4,93	4,65	4,49	4,39	4,33
	390	4,80	4,51	4,35	4,25	4,19

Annahmen: $E_{GTD} = 170.000$ MN/m²; $d_{GTD} = 6$ mm

Tab. C.6: Verbundfugensteifigkeit für 1 m² Fuge und einem Gitterträgerabstand von $a_{GT} = 0,625$ m mit den in der Tabelle angegebenen Randbedingungen

Fugensteifigkeit $C_{V, ,62,5}$ für einen Gitterträgerabstand von $a_{GT}=0,625$ m						
$C_{V, ,62,5}$ [MN/m ²]	Dämmstoffdicke d_D [mm]					
	120	140	160	180	200	
Gitterträgerhöhe h_{GT} [mm]	230	6,24	6,02	5,89	5,81	5,75
	240	6,19	5,96	5,82	5,74	5,69
	250	6,13	5,89	5,75	5,67	5,62
	260	6,06	5,82	5,68	5,59	5,54
	270	5,98	5,73	5,59	5,51	5,45
	280	5,89	5,65	5,50	5,42	5,36
	290	5,80	5,55	5,40	5,32	5,26
	300	5,70	5,45	5,30	5,21	5,15
	310	5,59	5,34	5,19	5,10	5,04
	320	5,48	5,22	5,07	4,98	4,92
	330	5,36	5,10	4,95	4,86	4,80
	340	5,24	4,98	4,83	4,74	4,67
	350	5,12	4,85	4,70	4,61	4,55
	360	4,99	4,73	4,57	4,48	4,42
	370	4,86	4,60	4,44	4,35	4,28
	380	4,73	4,46	4,31	4,21	4,15
	390	4,61	4,33	4,18	4,08	4,02

Annahmen: $E_{GTD} = 170.000$ MN/m²; $d_{GTD} = 6$ mm

D Anhang „Materialuntersuchungen“

D.1 Betonmischungen

Tab. D.1: Hersteller, Festigkeiten, Rohdichten und Bezeichnungen der untersuchten Leichtbetone

Hersteller	Festigkeitsklasse	Rohdichte	Bezeichnung
	[N/mm ²]	[kg/m ³]	
Fertigteilwerk 1 (Ftw1) ¹⁾	8	900	Ftw1-LAC8/0,9
	12	1200	Ftw1-LAC12/1,2
Fertigteilwerk 2 (Ftw2) ²⁾	2	550	Ftw2-LAC2/0,55
	6	1000	Ftw2-LAC6/1,0
	15	1500	Ftw2-LAC15/1,5
Fertigteilwerk 3 (Ftw3) ²⁾	4	800	Ftw3-LAC4/0,8
	6	1200	Ftw3-LAC6/1,2
	8	1400	Ftw3-LAC8/1,4

¹⁾ Verwendung von Naturbims

²⁾ Verwendung von Blähton

Tab. D.2: Betonzusammensetzungen Fertigteilwerk 1

Hersteller	Fertigteilwerk 1
Festigkeitsklasse	LAC 8
Rohdichte	900 kg/m³
Bezeichnung	Ftw1-LAC8/0,9
Bezeichnung	Menge
	[kg/m³]
CEM 52,5 N	88
Waschbims 1-5mm	588
Waschbims 6-15mm	316
Rohbims 0-15mm	256
Recyclingmaterial	26
Recyclingwasser	42
Hyd.kalk	88
Festigkeitsklasse	LAC 12
Rohdichte	1200 kg/m³
Bezeichnung	Ftw1-LAC12/1,2
Bezeichnung	Menge
	[kg/m³]
Recyclingwasser	75,4
Rohbims 0-15cm	840
CEM 52,5 N	88,6
Hyd.kalk	88,6
Recyclingmaterial	25,7

Tab. D.3: Betonzusammensetzungen Fertigteilwerk 2

Hersteller	Fertigteilwerk 2
Festigkeitsklasse	LAC 2
Rohdichte	550 kg/m³
Bezeichnung	Ftw2-LAC2/0,55
Bezeichnung	Menge
	[kg/m³]
F2,9E (Zuschlag 1)	160
Fibo (Zuschlag 2)	160
CEM II/B-M 52,5N-AZ	170
Stabi M 508	4
Frischwasser	79,2
Festigkeitsklasse	LAC 6
Rohdichte	1000 kg/m³
Bezeichnung	Ftw2-LAC6/1,0
Bezeichnung	Menge
	[kg/m³]
UK rot (Zuschlag)	581,5
CEM II/B-M 52,5N-AZ	220
Stabi M 508	4
Frischwasser	88,4
Festigkeitsklasse	LAC 15
Rohdichte	1500 kg/m³
Bezeichnung	Ftw2-LAC15/1,5
Bezeichnung	Menge
	[kg/m³]
UK rot (Zuschlag 1)	434
Sand (Zuschlag 2)	476
CEM II/B-M 52,5N-AZ	240
sh_minerals	80
Frischwasser	109,1

Tab. D.4: Betonzusammensetzungen Fertigteilwerk 3

Hersteller	Fertigteilwerk 3
Festigkeitsklasse	LAC 4
Rohdichte	800 kg/m³
Bezeichnung	Ftw3-LAC4/0,8
Bezeichnung	Menge
	[kg/m³]
Liapor 2,9E 2,0-6,3mm	90
Liapor 1-4 mm rund Pf.	303
Phonolith 1-4 mm	128
Main Sand 0-2mm	124
CEM I 52,5 R	210
Flugasche SFA S5 (Füller)	50
Wasser	90
Schaum (Booster 2000)	3,088
Farbe Braun 615 C	6,395
LP K1	0,424
Festigkeitsklasse	LAC 6
Rohdichte	1200 kg/m³
Bezeichnung	Ftw3-LAC6/1,2
Bezeichnung	Menge
	[kg/m³]
Liapor 1-4 mm rund Pf.	230
Phonolith 1-4 mm	603
Main Sand 0-2mm	194
CEM I 52,5 R	210
Flugasche SFA S5 (Füller)	50
Wasser	105
LP K1	0,424
Festigkeitsklasse	LAC 8
Rohdichte	1400 kg/m³
Bezeichnung	Ftw3-LAC8/1,4
Bezeichnung	Menge
	[kg/m³]
Main Sand 0-2mm	349
Liapor 1-4 mm	155
Phonolith 1-4 mm	722
CEM I 52,5 R	210
Flugasche SFA S5 (Füller)	70
Wasser	111
LP K1	0,424

D.2 Ergebnisse der Materialuntersuchungen

Tab. D.5: Übersicht - Ergebnisse - Materialuntersuchung

geplante Druckfestigkeitsklasse	geplante Rehdichte [kg/m³]	Bezeichnung	Rohdichte			Druckfestigkeit			Biegezugfestigkeit			Eckmodul			Zentr. Zugfestigkeit			
			Einzelwert [kg/m³]	Mittelwert [kg/m³]	Standardabweichung [kg/m³]	Variationskoeffizient [%]	Einzelwert [N/mm²]	Mittelwert [N/mm²]	Standardabweichung [N/mm²]	Variationskoeffizient [%]	Einzelwert [N/mm²]	Mittelwert [N/mm²]	Standardabweichung [N/mm²]	Variationskoeffizient [%]	Einzelwert [N/mm²]	Mittelwert [N/mm²]	Standardabweichung [N/mm²]	Variationskoeffizient [%]
LAC 8	900	Fw1-LAC0/0,9	860	865	21	2,5	3,86	0,26	6,7	0,15	21,1	2478	724	29,2	527	0,35	0,05	14,9
			860	865	21	2,5	3,86	0,26	6,7	0,15	21,1	2478	724	29,2	527	0,35	0,05	14,9
			873	864	5	0,6	3,86	0,26	6,7	0,15	21,1	2478	724	29,2	527	0,35	0,05	14,9
			845	865	4,18	0,5	3,86	0,26	6,7	0,15	21,1	2478	724	29,2	527	0,35	0,05	14,9
LAC 8	900	Fw1-LAC0,9,2 ¹⁾	836	843	8	1,0	3,58	0,24	6,6	0,12	17,2	2188	537	24,5	179	0,35	0,01	3,9
			832	843	8	1,0	3,58	0,24	6,6	0,12	17,2	2188	537	24,5	179	0,35	0,01	3,9
			854	847	3,72	0,4	3,58	0,24	6,6	0,12	17,2	2188	537	24,5	179	0,35	0,01	3,9
			854	847	3,72	0,4	3,58	0,24	6,6	0,12	17,2	2188	537	24,5	179	0,35	0,01	3,9
LAC 12	1200	Fw1-LAC12/1,2	1235	1224	27	2,2	10,48	1,34	12,2	0,19	18,3	4302	1022	23,8	358	0,52	0,09	17,2
			1235	1224	27	2,2	10,48	1,34	12,2	0,19	18,3	4302	1022	23,8	358	0,52	0,09	17,2
			1235	1224	27	2,2	10,48	1,34	12,2	0,19	18,3	4302	1022	23,8	358	0,52	0,09	17,2
			1235	1224	27	2,2	10,48	1,34	12,2	0,19	18,3	4302	1022	23,8	358	0,52	0,09	17,2
LAC 2	550	Fw2-LAC20,55	526	522	17	3,2	1,43	0,13	8,8	0,02	6,3	1142	381	33,3	169	0,18	0,02	13,1
			527	522	17	3,2	1,43	0,13	8,8	0,02	6,3	1142	381	33,3	169	0,18	0,02	13,1
			527	522	17	3,2	1,43	0,13	8,8	0,02	6,3	1142	381	33,3	169	0,18	0,02	13,1
			527	522	17	3,2	1,43	0,13	8,8	0,02	6,3	1142	381	33,3	169	0,18	0,02	13,1
LAC 6	1000	Fw2-LAC6/1,0	903	908	10	1,1	4,68	0,26	5,7	0,11	9,4	2174	460	21,2	173	0,64	0,04	6,6
			903	908	10	1,1	4,68	0,26	5,7	0,11	9,4	2174	460	21,2	173	0,64	0,04	6,6
			903	908	10	1,1	4,68	0,26	5,7	0,11	9,4	2174	460	21,2	173	0,64	0,04	6,6
			903	908	10	1,1	4,68	0,26	5,7	0,11	9,4	2174	460	21,2	173	0,64	0,04	6,6
LAC 15	1500	Fw2-LAC15/1,5	1427	1409	44	3,1	12,69	2,10	16,6	0,28	7,9	6674	214	3,2	126	1,23	0,17	14,1
			1427	1409	44	3,1	12,69	2,10	16,6	0,28	7,9	6674	214	3,2	126	1,23	0,17	14,1
			1427	1409	44	3,1	12,69	2,10	16,6	0,28	7,9	6674	214	3,2	126	1,23	0,17	14,1
			1427	1409	44	3,1	12,69	2,10	16,6	0,28	7,9	6674	214	3,2	126	1,23	0,17	14,1
LAC 4	800	Fw3-LAC15/1,5	800	832	25	2,7	5,29	0,36	6,8	0,10	7,8	4849	1897	39,1	252	0,76	0,07	8,6
			800	832	25	2,7	5,29	0,36	6,8	0,10	7,8	4849	1897	39,1	252	0,76	0,07	8,6
			800	832	25	2,7	5,29	0,36	6,8	0,10	7,8	4849	1897	39,1	252	0,76	0,07	8,6
			800	832	25	2,7	5,29	0,36	6,8	0,10	7,8	4849	1897	39,1	252	0,76	0,07	8,6
LAC 6	1200	Fw3-LAC6/1,2	1257	1260	14	1,1	7,77	0,80	10,3	0,28	12,2	1269	2629	20,5	1067	1,09	0,11	9,8
			1257	1260	14	1,1	7,77	0,80	10,3	0,28	12,2	1269	2629	20,5	1067	1,09	0,11	9,8
			1257	1260	14	1,1	7,77	0,80	10,3	0,28	12,2	1269	2629	20,5	1067	1,09	0,11	9,8
			1257	1260	14	1,1	7,77	0,80	10,3	0,28	12,2	1269	2629	20,5	1067	1,09	0,11	9,8
LAC 8	1400	Fw3-LAC8/1,4	1334	1372	31	2,2	10,01	1,93	24,8	0,13	5,0	1881	5910	30,7	1096	0,95	0,11	11,8
			1334	1372	31	2,2	10,01	1,93	24,8	0,13	5,0	1881	5910	30,7	1096	0,95	0,11	11,8
			1334	1372	31	2,2	10,01	1,93	24,8	0,13	5,0	1881	5910	30,7	1096	0,95	0,11	11,8
			1334	1372	31	2,2	10,01	1,93	24,8	0,13	5,0	1881	5910	30,7	1096	0,95	0,11	11,8

¹⁾ Von der Mischung LAC0/0,9 wurden zwei Probestellen hergestellt. Die Ergebnisse werden in den Auswertungsbildern nach einer guten Übereinstimmung in LAC0/0,9 zusammengeführt.

²⁾ In Messwert mit geringen Schwerefehler.

³⁾ In Profitor für den Druckbereich beschränkt.

E Anhang „Bauphysikalische Untersuchungen“

Tab. E.1: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,12$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,028$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,12	0,028	0,12	1,15	1,13	1,10
		0,14			
		0,16	1,16		
		0,18			
		0,20	1,17	1,14	1,11
		0,22			
		0,24			
		0,26	1,18		
		0,28			
		0,30			
		0,35	1,19	1,15	1,12
		0,40			
		0,45		1,20	1,16
		0,50			
		0,55			
		0,60			
		0,70	1,21	1,17	1,14
		0,80			
0,90	1,22	1,18			
1,20					

Tab. E.2: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,12$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,030$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren			
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]	
0,12	0,03	0,12	1,14	1,12	1,09	
		0,14	1,15		1,12	1,10
		0,16				
		0,18				
		0,20				
		0,22	1,16	1,13	1,10	
		0,24				
		0,26				
		0,28				
		0,30	1,17	1,14	1,11	
		0,35				
		0,40				
		0,45				
		0,50	1,18	1,15	1,12	
		0,55				
		0,60				
0,70						
0,80	1,19	1,16	1,12			
0,90						
1,20	1,20	1,17	1,13			

Tab. E.3: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,12$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,032$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,12	0,032	0,12	1,14	1,11	1,09
		0,14			
		0,16		1,12	
		0,18			
		0,2	1,15	1,12	1,10
		0,22			
		0,24			
		0,26			
		0,28	1,16	1,13	1,11
		0,3			
		0,35			
		0,4			
		0,45	1,17	1,14	1,11
		0,5			
		0,55			
		0,6			
0,7	1,18	1,15	1,12		
0,8					
0,9	1,19	1,16	1,13		
1,2	1,20				

Tab. E.4: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,12$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,035$ W/(mK)

Dicke der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,12	0,035	0,12	1,12	1,10	1,08
		0,14	1,13		
		0,16			
		0,18			
		0,20			
		0,22			
		0,24	1,14	1,11	1,09
		0,26			
		0,28			
		0,30			
		0,35			
		0,40	1,15	1,12	1,10
		0,45			
		0,50			
		0,55	1,16	1,13	1,11
		0,60			
		0,70			
0,80	1,17	1,14	1,11		
0,90					
1,20	1,18				

Tab. E.5: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,12$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,040$ W/(mK)

Dicke der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,12	0,04	0,12	1,11	1,09	1,07
		0,14			
		0,16			
		0,18			
		0,20			
		0,22	1,12	1,10	1,08
		0,24			
		0,26			
		0,28			
		0,30			
		0,35	1,13	1,11	1,09
		0,40			
		0,45			
		0,50	1,14	1,12	1,10
		0,55			
		0,60			
		0,70	1,15	1,12	1,10
0,80					
0,90	1,15	1,12	1,10		
1,20					

Tab. E.6: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,14$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,028$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,14	0,028	0,12	1,17	1,13	1,11
		0,14		1,14	
		0,16			
		0,18			
		0,20	1,15		
		0,22			
		0,24			
		0,26	1,19	1,15	1,12
		0,28			
		0,30	1,20	1,16	1,13
		0,35			
		0,40			
		0,45	1,21	1,17	1,14
		0,50			
		0,55			
		0,60	1,22	1,18	1,14
		0,70			
0,80					
0,90	1,23	1,18	1,15		
1,20					

Tab. E.7: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,14$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,030$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,14	0,03	0,12	1,15	1,12	1,10
		0,14	1,16	1,13	
		0,16			
		0,18			
		0,20			1,17
		0,22			
		0,24			
		0,26	1,18	1,14	1,11
		0,28			
		0,30	1,19	1,15	1,12
		0,35			
		0,40			
		0,45	1,20	1,16	1,13
		0,50			
		0,55			
		0,60	1,21	1,17	1,13
		0,70			
0,80					
0,90	1,22	1,17	1,14		
1,20					

Tab. E.8: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,14$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,032$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,14	0,032	0,12	1,14	1,12	1,09
		0,14	1,15		1,10
		0,16			
		0,18			
		0,20	1,16	1,13	
		0,22			
		0,24			
		0,26			
		0,28			
		0,30	1,17	1,14	1,11
		0,35			
		0,40		1,18	1,15
		0,45			
		0,50			
		0,55	1,19	1,16	1,12
		0,60			
0,70					
0,80	1,20	1,13			
0,90					
1,20					

Tab. E.9: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,14$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,035$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,14	0,035	0,12	1,13	1,11	1,08
		0,14			1,09
		0,16	1,14		
		0,18			
		0,20			
		0,22	1,15	1,12	
		0,24			
		0,26			
		0,28			
		0,30			
		0,35	1,16	1,13	1,10
		0,40			
		0,45		1,17	1,14
		0,50			
		0,55			
		0,60	1,18	1,15	1,11
0,70					
0,80					
0,90	1,18	1,14	1,11		
1,20					

Tab. E.10: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,16$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,040$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,16	0,04	0,12	1,12	1,10	1,08
		0,14			
		0,16	1,13		
		0,18			
		0,20			
		0,22			
		0,24			
		0,26	1,11	1,09	
		0,28			
		0,30			
		0,35			
		0,40			
		0,45	1,15	1,12	
		0,50			
		0,55			
		0,60			
		0,70			
0,80	1,16	1,13			
0,90					
1,20	1,17	1,11			

Tab. E.11: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,16$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,028$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,16	0,028	0,12	1,18	1,14	1,11
		0,14			
		0,16	1,19	1,15	1,12
		0,18			
		0,20			
		0,22			
		0,24			
		0,26	1,20	1,16	
		0,28			
		0,30			
		0,35			
		0,40			
		0,45	1,21	1,17	1,13
		0,50			
		0,55			
		0,60			
		0,70			
0,80	1,22	1,18	1,14		
0,90					
1,20	1,23	1,19	1,15		
1,20	1,24				

Tab. E.12: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,16$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,030$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,16	0,03	0,12	1,16	1,13	1,10
		0,14	1,17		1,14
		0,16			
		0,18			
		0,20			
		0,22	1,18	1,15	1,12
		0,24			
		0,26			
		0,28			
		0,30	1,19	1,16	1,13
		0,35			
		0,40			
		0,45			
		0,50	1,20	1,17	1,14
		0,55			
		0,60			
0,70					
0,80	1,21	1,18	1,14		
0,90					
1,00					
1,20					
1,20	1,22	1,18			

Tab. E.13: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,16$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,032$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,16	0,032	0,12	1,15	1,12	1,10
		0,14	1,16		1,13
		0,16			
		0,18			
		0,20			
		0,22	1,17	1,14	1,12
		0,24			
		0,26			
		0,28			
		0,30	1,18	1,15	1,13
		0,35			
		0,40			
		0,45			
		0,50	1,19	1,16	1,14
		0,55			
		0,60			
0,70					
0,80	1,20	1,17	1,14		
0,90					
1,00					
1,20					
1,20	1,21	1,17			

Tab. E.14: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,16$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,035$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,16	0,035	0,12	1,14	1,11	1,09
		0,14			
		0,16			
		0,18	1,15	1,12	1,10
		0,20			
		0,22			
		0,24			
		0,26	1,16	1,13	1,10
		0,28			
		0,30			
		0,35	1,17	1,14	1,11
		0,40			
		0,45			
		0,50			
		0,55	1,18	1,14	1,11
		0,60			
0,70					
0,80	1,19	1,15	1,12		
0,90					
1,20					

Tab. E.15: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,18$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,040$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,18	0,04	0,12	1,13	1,10	1,08
		0,14			
		0,16			
		0,18	1,14	1,11	1,09
		0,20			
		0,22			
		0,24			
		0,26	1,15	1,12	1,10
		0,28			
		0,30			
		0,35	1,16	1,13	1,10
		0,40			
		0,45			
		0,50			
		0,55	1,17	1,14	1,11
		0,60			
0,70					
0,80	1,17	1,14	1,11		
0,90					
1,20					

Tab. E.16: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,18$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,028$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,18	0,028	0,12	1,18	1,15	1,12
		0,14	1,19		
		0,16			
		0,18	1,20	1,16	1,13
		0,20			
		0,22			
		0,24			
		0,26	1,21	1,17	1,14
		0,28			
		0,30			
		0,35	1,22	1,18	1,15
		0,40			
		0,45	1,23	1,19	1,16
		0,50			
		0,55			
		0,60			
		0,70	1,24	1,20	1,17
0,80					
0,90	1,25	1,21	1,18		
1,20					

Tab. E.17: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,18$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,030$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,18	0,03	0,12	1,17	1,14	1,11
		0,14	1,18		
		0,16			
		0,18	1,19	1,15	1,12
		0,20			
		0,22			
		0,24			
		0,26	1,20	1,16	1,13
		0,28			
		0,30			
		0,35	1,21	1,17	1,14
		0,40			
		0,45	1,22	1,18	1,15
		0,50			
		0,55			
		0,60			
		0,70	1,23	1,19	1,16
0,80					
0,90	1,24	1,20	1,17		
1,20					

Tab. E.18: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,18$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,032$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,18	0,032	0,12	1,16	1,13	1,10
		0,14			
		0,16	1,17	1,14	1,11
		0,18			
		0,20			
		0,22			
		0,24	1,18	1,14	1,11
		0,26			
		0,28			
		0,30			
		0,35	1,19	1,15	1,12
		0,40			
		0,45			
		0,50	1,20	1,16	1,13
		0,55			
		0,60			
0,70					
0,80	1,21	1,17	1,13		
0,90					
		1,20			1,14

Tab. E.19: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,18$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,035$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,18	0,035	0,12	1,15	1,12	1,09
		0,14			
		0,16	1,16	1,13	1,10
		0,18			
		0,20			
		0,22			
		0,24	1,17	1,13	1,10
		0,26			
		0,28			
		0,30			
		0,35	1,18	1,14	1,11
		0,40			
		0,45			
		0,50	1,19	1,15	1,12
		0,55			
		0,60			
0,70					
0,80	1,20	1,16	1,13		
0,90					
		1,20			1,13

Tab. E.20: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,18$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,040$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,18	0,04	0,12	1,13	1,10	1,08
		0,14			
		0,16			
		0,18	1,14	1,11	1,09
		0,20			
		0,22			
		0,24			
		0,26			
		0,28			
		0,30	1,15	1,12	1,10
		0,35			
		0,40			
		0,45	1,16	1,13	1,10
		0,50			
		0,55			
		0,60			
		0,70	1,17	1,14	1,11
		0,80			
0,90					
1,20					

Tab. E.21: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,20$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,028$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,20	0,028	0,12	1,19	1,15	1,12
		0,14	1,20	1,16	1,13
		0,16			
		0,18			
		0,20	1,21	1,17	1,14
		0,22			
		0,24			
		0,26			
		0,28			
		0,30			
		0,35	1,22	1,18	1,15
		0,40			
		0,45			
		0,50	1,23	1,19	1,15
		0,55			
		0,60			
		0,70			
		0,80	1,24	1,20	1,16
0,90					
1,20					

Tab. E.22: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,20$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,030$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren			
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]	
0,20	0,03	0,12	1,18	1,14	1,11	
		0,14		1,19		1,15
		0,16				
		0,18				
		0,20				
		0,22				
		0,24				
		0,26	1,20	1,16	1,13	
		0,28				
		0,30				
		0,35	1,21	1,17	1,14	
		0,40				
		0,45				
		0,50	1,22	1,18	1,14	
		0,55				
		0,60				
		0,70	1,23	1,18	1,15	
		0,80				
0,90						
1,20	1,19	1,15				

Tab. E.23: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,20$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,032$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren			
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]	
0,20	0,032	0,12	1,17	1,13	1,11	
		0,14		1,18		1,14
		0,16				
		0,18				
		0,20				
		0,22				
		0,24				
		0,26	1,19	1,15	1,12	
		0,28				
		0,30				
		0,35	1,20	1,16	1,13	
		0,40				
		0,45				
		0,50	1,21	1,17	1,14	
		0,55				
		0,60				
		0,70	1,22	1,18	1,15	
		0,80				
0,90						
1,20	1,18	1,15				

Tab. E.24: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,20$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,035$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,20	0,035	0,12	1,15	1,12	1,10
		0,14	1,16		
		0,16			
		0,18			
		0,20			
		0,22		1,13	
		0,24			
		0,26			
		0,28			
		0,30	1,17	1,14	1,11
		0,35			
		0,40			
		0,45	1,18		
		0,50			
		0,55			
		0,60	1,19	1,15	1,12
		0,70			
		0,80			
0,90	1,20	1,16			
1,20			1,13		

Tab. E.25: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,20$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,040$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,20	0,04	0,12	1,13	1,11	1,09
		0,14	1,14		
		0,16			
		0,18			
		0,20			
		0,22			
		0,24			
		0,26			
		0,28			
		0,30	1,15	1,13	1,10
		0,35			
		0,40			
		0,45	1,16		
		0,50			
		0,55			
		0,60	1,17	1,14	1,11
		0,70			
		0,80			
0,90	1,20	1,14			
1,20			1,11		

Tab. E.26: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,22$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,028$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,22	0,028	0,12	1,20	1,16	1,13
		0,14			
		0,16	1,21	1,17	1,14
		0,18			
		0,20			
		0,22			
		0,24	1,22	1,18	1,15
		0,26			
		0,28			
		0,30			
		0,35	1,23	1,19	1,16
		0,40			
		0,45	1,24	1,20	1,16
		0,50			
		0,55			
		0,60			
0,70	1,25	1,20	1,16		
0,80					
0,90	1,26	1,20	1,16		
1,20					

Tab. E.27: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,22$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,030$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,22	0,03	0,12	1,19	1,15	1,12
		0,14			
		0,16	1,20	1,16	1,13
		0,18			
		0,20			
		0,22			
		0,24	1,21	1,17	1,14
		0,26			
		0,28			
		0,30			
		0,35	1,22	1,18	1,15
		0,40			
		0,45	1,23	1,19	1,15
		0,50			
		0,55			
		0,60			
0,70	1,24	1,19	1,15		
0,80					
0,90	1,24	1,19	1,15		
1,20					

Tab. E.28: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,22$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,032$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,22	0,032	0,12	1,17	1,14	1,11
		0,14	1,18		
		0,16			
		0,18			
		0,20			
		0,22	1,19	1,15	1,12
		0,24			
		0,26			
		0,28			
		0,30			
		0,35			
		0,40	1,20	1,16	1,13
		0,45			
		0,50			
		0,55	1,21	1,17	1,14
		0,60			
		0,70			
		0,80			
0,90	1,22	1,18			
1,20					

Tab. E.29: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,22$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,035$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,22	0,035	0,12	1,16	1,13	1,10
		0,14			
		0,16			
		0,18	1,17	1,14	1,11
		0,20			
		0,22			
		0,24			
		0,26			
		0,28			
		0,30	1,18	1,15	1,12
		0,35			
		0,40			
		0,45	1,19	1,16	1,13
		0,50			
		0,55			
		0,60			
		0,70	1,20	1,18	
		0,80			
0,90	1,20	1,18			
1,20					

Tab. E.30: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,22$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,040$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,22	0,04	0,12	1,14	1,11	1,09
		0,14			
		0,16			
		0,18			
		0,20	1,15	1,12	1,10
		0,22			
		0,24			
		0,26			
		0,28	1,16	1,13	1,11
		0,30			
		0,35			
		0,40			
		0,45	1,17	1,14	1,11
		0,50			
		0,55			
		0,60			
0,70	1,17	1,14	1,11		
0,80					
0,90	1,17	1,14	1,11		
1,20				1,18	

Tab. E.31: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,24$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,028$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,24	0,028	0,12	1,20	1,16	1,13
		0,14	1,21	1,17	
		0,16			
		0,18			
		0,20			1,22
		0,22			
		0,24			
		0,26			
		0,28	1,23	1,19	1,15
		0,30			
		0,35			
		0,40			
		0,45	1,24	1,20	1,16
		0,50			
		0,55			
		0,60			
0,70	1,25	1,20	1,16		
0,80					
0,90	1,25	1,21	1,17		
1,20				1,26	

Tab. E.32: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,24$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,030$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,24	0,03	0,12	1,19	1,15	1,12
		0,14			
		0,16	1,20	1,16	1,13
		0,18			
		0,20			
		0,22			
		0,24	1,21	1,17	1,14
		0,26			
		0,28			
		0,30	1,22	1,18	1,15
		0,35			
		0,40			
		0,45			
		0,50	1,23	1,19	
		0,55			
		0,60			
		0,70			
0,80	1,24	1,19			
0,90					
1,20					

Tab. E.33: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,24$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,032$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren		
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]
0,24	0,032	0,12	1,18	1,14	1,11
		0,14			
		0,16	1,19	1,15	1,12
		0,18			
		0,20			
		0,22			
		0,24	1,20	1,16	1,13
		0,26			
		0,28			
		0,30	1,21	1,17	1,14
		0,35			
		0,40			
		0,45			
		0,50	1,22	1,18	
		0,55			
		0,60			
		0,70			
0,80	1,23	1,18			
0,90					
1,20					

Tab. E.34: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,24$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,035$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren			
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]	
0,24	0,035	0,12	1,16	1,13	1,10	
		0,14	1,17		1,14	1,11
		0,16				
		0,18				
		0,20				
		0,22				
		0,24	1,18	1,15	1,12	
		0,26				
		0,28				
		0,30				
		0,35				
		0,40				
		0,45	1,19	1,16	1,13	
		0,50				
		0,55				
		0,60				
		0,70	1,20	1,21	1,13	
		0,80				
0,90						
1,20	1,21					

Tab. E.35: Erhöhungsfaktoren f_i für Dämmstoffdicke $d_D = 0,24$ m und Wärmeleitfähigkeit der Dämmung $\lambda_D = 0,040$ W/(mK)

Dicker der Dämmung d_D [m]	Wärmeleitfähigkeit Dämmung λ_D [W/(mK)]	Wärmeleitfähigkeit Beton λ_{LAC} [W/(mK)]	Dimensionierungsfaktoren			
			$f_{0,40}$ [-]	$f_{0,50}$ [-]	$f_{0,625}$ [-]	
0,24	0,04	0,12	1,14	1,11	1,09	
		0,14	1,15	1,12		1,10
		0,16				
		0,18				
		0,20				
		0,22				
		0,24	1,16	1,13	1,11	
		0,26				
		0,28				
		0,30				
		0,35				
		0,40				
		0,45	1,17	1,14	1,11	
		0,50				
		0,55				
		0,60				
		0,70	1,18			
		0,80				
0,90						
1,20						

F Anhang „Bemessungsbeispiel“

Nachfolgend wird die Bemessung eines Wandelementes beispielhaft vorgeführt. Aufgrund der 7 Lastfälle entsteht eine große Anzahl an Lastfallkombinationen. Die Nachweise werden vereinfachend nur an der maßgebenden Kombination durchgeführt. Für die nachzuweisende Sandwichwand werden Abmessungen aus dem Wohnungsbau angenommen. Die Tragschale wird als beidseitig, zwischen Bodenplatte bzw. Kellerdecke und erster Obergeschosdecke gelenkig gelagert, idealisiert. Die Vorsatzschale ist frei vorhängend. Das statische System sowie die Bezeichnung der Achsen sind identisch mit den in Abschnitt 8, Abbildung 8.1 dargestellten.

F.1 System und Abmessungen

- Wandhöhe: $L = 3,00 \text{ m}$
- Wandbreite: $b = 8,00 \text{ m}$
- Dicke Vorsatzschale: $d_{VS} = 0,10 \text{ m}$
- Dicke Dämmung: $d_D = 0,12 \text{ m}$
- Dicke Tragschale: $d_{TS} = 0,18 \text{ m}$

F.2 Materialien und Kennwerte

Haufwerksporiger Leichtbeton (LAC)

- Festigkeitsklasse LAC: LAC 8
- Charakteristische Druckfestigkeit: $f_{ck} = 8,0 \text{ MN/m}^2$
- Rohdichteklasse LAC: D 1,4
- Elastizitätsmodul LAC: $E_{cm} = 5236 \text{ MN/m}^2$
- Zentrische Zugfestigkeit: $f_{t,k} = 0,1 \cdot 8^{2/3} = 0,4 \text{ MN/m}^2$
- Betondeckung: $c_{nom} = 0,035 \text{ m}$
- Wärmeausdehnungskoeffizient LAC: $\alpha_{t,LAC} = 0,000008 \text{ 1/K}$
- Wärmeleitfähigkeit LAC: $\lambda_{LAC} = 0,32 \text{ W/mK}$

Gitterträger

- Gitterträgerhöhe: $h_{GT} = 0,23 \text{ m}$
- Elastizitätsmodul der Diagonalen: $E_{GTD} = 170.000 \text{ MN/m}^2$
- Gitterträger: SE2B-230-08 6 08, Raster25
- Durchmesser der Diagonalen: $d_{GTD} = 6 \text{ mm}$
- Gitterträgerabstand: $a_{GT} = 0,625 \text{ m}$
- Knotenabstand: $\ell_{seg} = 0,25 \text{ m}$
- Neigungswinkel der Diagonalen: $\alpha_{GTD} = 68,9^\circ$

Wärmedämmung

- Wärmeleitfähigkeit Dämmstoff: $\lambda_{WD} = 0,032 \text{ W/mK}$

Verbundfuge

- Verbundfugensteifigkeit, starke Achse: $C_{V,\parallel} = 6,24 \text{ MN/m}^2$
nach Tabelle 7.6
- Verbundfugensteifigkeit, schwache Achse: $C_{V,\perp} = 0,83 \text{ MN/m}^2$
nach Abschnitt 7.2.2

F.3 Eingangswerte zur Ermittlung der Schnittgrößen aus Verbundtragwirkung

Zur Ermittlung der Schnittgrößen aus Verbundtragwirkung werden die folgenden Eingangswerte benötigt. Die Werte werden nach den Formeln auf Seite 161 ermittelt:

$$D_1 = 523,64 \text{ MN/m}$$

$$D_2 = 942,55 \text{ MN/m}$$

$$I_1 = 0,000083 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0,000486 \text{ m}^4$$

$$B_1 = 0,44 \text{ MNm/m}$$

$$B_2 = 2,54 \text{ MNm/m}$$

$$B_S = 22,76 \text{ MNm/m}$$

$$B = 25,74 \text{ MNm/m}$$

$$a_1 = 0,167 \text{ m}$$

$$a_2 = 0,093 \text{ m}$$

$$a = 0,260 \text{ m}$$

$$\alpha = 0,131$$

$$\beta = 5,990$$

$$\lambda = 1,200$$

$$\omega^2 = 0,019 \text{ MN/m}^2$$

$$\Omega^2 = 0,160 \text{ MN/m}^2$$

$$\alpha_b^2 = 0,884$$

F.4 Einwirkungen

Veränderliche Einwirkungen

- Wind nach *DIN EN 1991-1-1 2010* und *DIN EN 1991-1-1/NA 2010*

Windlastzone 1, Binnenland

$$q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{bei } h \leq 10 \text{ m}$$

$$c_{pe,10} = -1,4 \quad \text{für vertikale Wände (Bereich A)}$$

$$c_{pe,10} = +0,8 \quad \text{für vertikale Wände (Bereich D)}$$

Lastfall 1 (LF1) - Winddruck

$$w_{1,k} = q_k \cdot c_{pe}$$

$$w_{1,k} = 0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot (+0,8)$$

$$w_{1,k} = +0,4 \text{ kN/m}^2$$

Lastfall 2 (LF2) - Windsog

$$w_{2,k} = 0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot (-1,4)$$

$$w_{2,k} = -0,7 \text{ kN/m}^2$$

- Temperaturdifferenz zw. den Schwerachsen der Schalen *DIBt-Mitteilung 1995*

Lastfall 3 (LF3) - Sommer

$$\vartheta_{Sommer,VS} = 65^{\circ}\text{C}$$

$$\vartheta_{Sommer,TS} = 20^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta\vartheta_{Sommer} = 65^{\circ}\text{C} - 20^{\circ}\text{C} = 45\text{ K}$$

Lastfall 4 (LF4) - Winter

$$\vartheta_{Winter,VS} = -20^{\circ}\text{C}$$

$$\vartheta_{Winter,TS} = 20^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta\vartheta_{Winter} = -20^{\circ}\text{C} - 20^{\circ}\text{C} = -40\text{ K}$$

Die Schwindunterschiede werden vereinfachend dadurch berücksichtigt, dass der Temperaturunterschied um 10K erhöht wird (vgl. hierzu z. B. *Z-21.8-1894 2014*).

- Temperaturgradient in der Vorsatzschale *DIBt-Mitteilung 1995*

Lastfall 5 (LF5)

$$\Delta T = 5\text{ K}$$

Ständige Einwirkungen

- Auflast auf der Tragschale $q_{Auflast,TS}$ (siehe Abbildung 3.15). Hier sind Lastausmitteln aus Imperfektionen enthalten (*DIN V ENV 1992-1-1 1992*). Die Werte gelten pro laufenden Meter Wand.

Lastfall 6 (LF6)

$$N_{E2,L} = -0,04\text{ MN}$$

$$M_{E2,L} = -0,0005\text{ MNm}$$

- Eigengewicht der Vorsatzschale $g_{EG,VS}$ (siehe Abbildung 3.15). Die Werte gelten pro laufenden Meter Wand.

Lastfall 7 (LF7)

$$N_{E1,0} = -0,0042\text{ MN}$$

$$N_{E1,L} = -0,0042\text{ MN}$$

Einwirkungen im Transport- und Montagezustand werden im Rahmen dieser statischen Berechnung nicht betrachtet.

F.5 Bemessung der Tragschale

F.5.1 Schnittgrößen

Wie in Abschnitt 8.2 und Tabelle 8.4 erläutert müssen zum Nachweis der Tragschale aus den Lastfällen *Winddruck/-sog*, *Auflast auf der Tragschale* und *Eigengewicht der Vorsatzschale* die äußeren Schnittgrößen berechnet werden (z. B. $M_w = \frac{w \cdot l^2}{8}$). Für die Lastfälle „Temperaturdifferenz $\Delta\vartheta$ zwischen den Schwerachsen der Schalen“ und „Temperaturgradient ΔT über den Schalenquerschnitt der Vorsatzschale“ werden die Schnittgrößen aus Verbundtragwirkung ermittelt. Die maßgebende Lastfallkombination lautet:

$$E_D = Y_G \cdot q_{\text{Auflast,TS}} + Y_G \cdot g_{\text{EG,VS}} + Y_{Q,1} \cdot w_{2,k} + Y_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot (\Delta\vartheta_{\text{Sommer}} + \Delta T)$$

Da die Tragschale, infolge der Auflast auf der Tragschale aus aufliegender Geschossdecke, überdrückt ist, bleibt die Normalkraft aus Geschossdecke auf der sicheren Seite bei der Ermittlung von μ_{eds} unberücksichtigt. Somit ermittelt sich die zu bemessende Momentenschnittgröße zu:

$$M_{d,TS} = Y_G \cdot M_{\text{Auflast,TS}} + Y_G \cdot M_{\text{EG,VS}} + Y_{Q,1} \cdot M_{w,2,k} + Y_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot (M_{\Delta\vartheta,S} + M_{\Delta T})$$

$$\begin{aligned} M_{d,TS} &= 1,35 \cdot (-3,964 \text{ kNm}) + 1,35 \cdot (-0,279 \text{ kNm}) + 1,5 \cdot (-0,788 \text{ kNm}) \\ &\quad + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-0,596 \text{ kNm} + 0,003 \text{ kNm}) \\ &= -7,44 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{d,TS} = -0,0074 \text{ MNm}$$

F.5.2 Bemessung für Biegung und Normalkraft

Statisch erforderliche Bewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Biegebemessung erfolgt mit dem ω -Verfahren und den Bemessungstabellen nach Anhand B:

$$\begin{aligned} \mu_{eds} &= \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \\ &= \frac{0,0074 \text{ MNm}}{1,0 \text{ m} \cdot (0,141 \text{ m})^2 \cdot \frac{8 \text{ MN/m}^2}{1,40}} \\ &= 0,066 \end{aligned}$$

Ablesen des ω -Wertes aus Tabelle B.4:

$$\omega = 0,0692$$

Berechnung der erforderlichen Bewehrung (vgl. Tabelle B.4):

$$A_{s,erf} = \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd}/f_{cd}}$$

$$= 0,0692 \cdot \frac{1,0 \text{ m} \cdot 0,141 \text{ m}}{33,5}$$

$$A_{s,erf} = 2,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gew. $\varnothing 8 \text{ mm}$, $s = 15 \text{ cm}$

$$A_{s,vorh} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Aus der Bemessungstabelle wird der Wert für die Betonstauchung abgelesen:

$$\varepsilon_c = -2,03\text{‰}$$

Die maximal zulässige Stauchung ermittelt sich aus Gleichung A.1 aus *DIN EN 1520 2011* zu:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cu} &= 0,0035 \cdot \eta_1 \geq 0,002 \\ &= 0,0035 \cdot \left(0,40 + 0,60 \cdot \frac{\rho}{2200} \right) \\ &= 0,0035 \cdot \left(0,40 + 0,60 \cdot \frac{1000 \text{ kg/m}^3}{2200 \text{ kg/m}^3} \right) \\ &= 0,00235\text{‰} \\ &= 2,35\text{‰} > 2,03\text{‰} \quad \text{Nachweis erfüllt!} \end{aligned}$$

Mindestbewehrung für ein duktilen Bauteilverhalten

Der Nachweis für die Mindestbewehrung für ein duktilen Bauteilverhalten für die Trag-schale wird gemäß *DIN EN 1992-1-1 2011* mit folgender Formel durchgeführt:

$$A_{s,min} = \frac{f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot d_{TS}^2}{6}}{f_{yk} \cdot \zeta \cdot d}$$

mit $z = \zeta \cdot d$

$\zeta =$ Tabellenwert in Abh. von μ_{eds}

$$W = b \cdot h^2/6$$

$$A_{s,min} = \frac{f_{t,k} \cdot \frac{b \cdot d_{TS}^2}{6}}{f_{yk} \cdot \zeta \cdot d} = \frac{0,4 \text{ MN/m}^2 \cdot \frac{1,0 \text{ m} \cdot (0,18 \text{ m})^2}{6}}{220 \text{ MN/m}^2 \cdot 0,944 \cdot 0,141 \text{ m}} = 0,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 0,74 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s,vorh} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die berechnete Bewehrungsmenge aus dem Nachweis für Biegung ist maßgebend!

F.6 Bemessung der Vorsatzschale

F.6.1 Bemessung der Vorsatzschale in x-Richtung

F.6.1.1 Schnittgrößen

Die relevanten Schnittgrößen zum Nachweis der Vorsatzschale in x-Richtung (vgl. Abbildung 8.1) folgen aus den Lastfällen Wind (LF1 und LF2), der Temperaturdifferenz $\Delta\vartheta$ zwischen den Schwerachsen der Schalen (LF3 und LF4) und dem Temperaturgradienten in der Vorsatzschale ΔT (LF6).

Die Normalkraft in der Vorsatzschale infolge Lastfall 4 ermittelt sich zu:

$$\begin{aligned} n_{VS,max,k} &= 0,5 \cdot \frac{b}{2} \cdot C_{V,\perp} \cdot u_{\Delta\vartheta} \\ &= 0,5 \cdot \frac{b}{2} \cdot C_{V,\perp} \cdot \alpha_T \cdot \frac{b}{2} \cdot \Delta\vartheta \\ &= 0,5 \cdot \frac{8,0\text{m}}{2} \cdot 0,83 \text{ MN/m}^2 \cdot 0,000008 \frac{1}{\text{K}} \cdot \frac{8,0\text{m}}{2} \cdot (-50) \text{ K} \\ &= 0,0027 \text{ MN} \end{aligned}$$

Das Biegemoment aus Windsog wird mit Hilfe eines Stabwerkprogrammes ermittelt und beträgt:

$$m_{VS,w,max,k} = 0,000023 \text{ MNm}$$

Das Biegemoment aus Lastfall 6 ermittelt sich zu:

$$\begin{aligned} m_{VS,\Delta T,max,k} &= \alpha_T \cdot \Delta T \cdot E_{VS} \cdot \frac{d_{VS}^2}{12} \\ &= 0,000008 \frac{1}{\text{K}} \cdot 5 \text{ K} \cdot 5.236 \frac{\text{MN}}{\text{mm}^2} \cdot \frac{0,10\text{m}^2}{12} \\ &= 0,00017 \text{ MNm} \end{aligned}$$

F.6.1.2 Bemessung

Für den Nachweis wird folgende Lastfallkombination maßgebend:

$$E_D = \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot \text{Wind} + \gamma_Q \cdot \text{Temperaturdifferenz}$$

Somit ermittelt sich die nachzuweisende Schnittgröße (Biegespannung) zu:

$$\begin{aligned} \sigma_{d,VS} &= \frac{M}{I} \cdot z + \frac{N}{A} \\ &= \frac{1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,000023 \text{ MNm} + 1,5 \cdot 0,00017 \text{ MNm}}{0,000083 \text{ m}^4} \cdot \frac{0,10 \text{ m}}{2} \\ &\quad + \frac{1,5 \cdot 0,0027 \text{ MN}}{0,10 \text{ m} \cdot 3,00 \text{ m}} \\ &= 0,18 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

Nachweis der Betonzugspannungen:

$$\sigma_{d,VS} \leq f_{t,d}$$

$$\sigma_{d,VS} \leq \frac{f_{t,k}}{\gamma_C}$$

$$\sigma_{d,VS} \leq \frac{0,4 \text{ MN/m}^2}{1,40}$$

$$0,18 \text{ MN/m}^2 \leq 0,29 \text{ MN/m}^2 \quad \checkmark$$

Berechnung der Mindestbewehrung (konstruktive Bewehrung im GZT)

Zentrischer Zwang

$$A_{s,min,ZZ} = 1,0 \cdot \frac{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}}{\sigma_s}$$

$$\text{mit } \sigma_s = f_{yd} = 220 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$A_{ct} = \frac{1 \text{ m}}{\text{m}} \cdot 0,10 \text{ m} = \frac{0,10 \text{ m}^2}{\text{m}}$$

$$f_{ct,eff} = f_{t,k} = 0,1 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,1 \cdot 8^{\frac{2}{3}} \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} = 0,4 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$A_{s,min,ZZ} = 1,0 \cdot \frac{0,10 \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \cdot 0,4 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}}{220 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}}$$

$$= 1,82 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \Rightarrow 0,91 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ je Seite}$$

Biegung

$$A_{s,min,B} = 0,74 \cdot \frac{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}}{\sigma_s}$$

$$\text{mit } \sigma_s = f_{yd} = 220 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$A_{ct} = \frac{1 \text{ m}}{\text{m}} \cdot 0,10 \text{ m} = \frac{0,10 \text{ m}^2}{\text{m}}$$

$$f_{ct,eff} = f_{t,k} = 0,1 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,1 \cdot 8^{\frac{2}{3}} \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} = 0,4 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$A_{s,min,B} = 0,74 \cdot \frac{0,10 \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \cdot 0,4 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}}{220 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}}$$

$$= 1,35 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > A_{s,min,ZZ} = 0,91 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$= \text{gew. } \varnothing 8 \text{ mm, } s = 25 \text{ cm}$$

$$A_{s,min,vorh} = 2,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

F.6.2 Bemessung der Vorsatzschale in y-Richtung

F.6.2.1 Schnittgrößen

Die maßgebende Lastfallkombination zur Bestimmung der Bemessungsschnittgrößen lautet:

$$E_D = \gamma_G \cdot q_{\text{Auflast,TS}} + \gamma_G \cdot g_{\text{EG,VS}} + \gamma_{Q,1} \cdot (\Delta\vartheta_{\text{Winter}} + \Delta T) + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot w_{2,k}$$

Somit wird die zu bemessende Momentenschnittgröße ermittelt zu:

$$M_{d,VS} = \gamma_G \cdot M_{\text{Auflast,TS}} + \gamma_G \cdot M_{\text{EG,VS}} + \gamma_{Q,1} \cdot (M_{\Delta\vartheta,W} + M_{\Delta T}) + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot M_{w,2,k}$$

$$\begin{aligned} M_{d,VS} &= 1,35 \cdot (-0,041 \text{ kNm}) + 1,35 \cdot (-0,001 \text{ kNm}) \\ &\quad + 1,5 \cdot (0,093 \text{ kNm} - 0,174 \text{ kNm}) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-0,102 \text{ kNm}) \\ &= -0,27 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{d,VS} = -0,00027 \text{ MNm}$$

Die dazugehörige Normalkraft ermittelt sich zu:

$$N_{d,VS} = \gamma_G \cdot N_{\text{Auflast,TS}} + \gamma_G \cdot N_{\text{EG,VS}} + \gamma_{Q,1} \cdot (N_{\Delta\vartheta,W} + N_{\Delta T}) + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot N_{w,2,k}$$

$$\begin{aligned} N_{d,VS} &= 1,0 \cdot (-0,126 \text{ kN}) + 1,0 \cdot (-0,019 \text{ kN}) \\ &\quad + 1,5 \cdot (2,442 \text{ kN} - 0,659 \text{ kN}) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,351 \text{ kN} \\ &= 2,84 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_{d,VS} = 0,00284 \text{ MN}$$

F.6.2.2 Bemessung für Biegung und Normalkraft

Statisch erforderliche Bewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Biegebemessung erfolgt mit dem ω -Verfahren und den Bemessungstabellen nach Anhang B. Das auf die Lage der Zugbewehrung bezogene Moment wird berechnet zu:

$$\begin{aligned} M_{\text{ed}s} &= M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1} \\ &= -0,00027 \text{ MNm} - 0,00284 \text{ MN} \cdot 0 \text{ m} \end{aligned}$$

$$M_{\text{ed}s} = -0,00027$$

$$\begin{aligned} \mu_{eds} &= \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \\ &= \frac{0,00027 \text{ MNm}}{1,0 \text{ m} \cdot (0,05 \text{ m})^2 \cdot \frac{8 \text{ MN/m}^2}{1,40}} \\ &= 0,019 \end{aligned}$$

Ablesen des ω -Wertes aus Tabelle B.4:

$$\omega = 0,02$$

Berechnung der erforderlichen Bewehrung (vgl. Tabelle B.4):

$$\begin{aligned} A_{s,erf} &= \omega \cdot \frac{b \cdot d}{f_{yd} / f_{cd}} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \\ &= 0,02 \cdot \frac{1,0 \text{ m} \cdot 0,05 \text{ m}}{33,5} + \frac{0,00323}{220/1,15} \end{aligned}$$

$$A_{s,erf} = 0,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gew. Q188

$$A_{s,vorh} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Kontrolle der Bewehrung durch überschlägige Berechnung nach Abbildung 8.6

Zur Durchführung der Kontrolle wird das Bemessungsmoment der Tragschale verwendet. Die Bewehrungszugkraft ermittelt sich zu:

$$\begin{aligned} F_B &= \frac{M_{d,TS}}{a} \\ &= \frac{7,44 \text{ kNm}}{0,26 \text{ m}} \end{aligned}$$

$$F_B = 28,6 \text{ kN}$$

Berechnung des erforderlichen Bewehrungsquerschnitt:

$$\begin{aligned} A_{s,UeR} &= \frac{F_B}{f_{yd}} \\ &= \frac{28,6 \text{ kN}}{220/1,15} \end{aligned}$$

$$A_{s,UeR} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s,vorh} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die berechnete Bewehrungsmenge aus der Überschlagsrechnung ist maßgebend. Sie liegt jedoch noch unter der gewählten Bewehrungsmenge einer Bewehrungsmatte Q188.

Mindestbewehrung für ein duktilen Bauteilverhalten

Der Nachweis für die Mindestbewehrung für ein duktilen Bauteilverhalten für die Tragschale wird gemäß *DIN EN 1992-1-1 2011* mit folgender Formel durchgeführt:

$$A_{s,min} = \frac{f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot d_{VS}^2}{6}}{f_{yk} \cdot \zeta \cdot d}$$

mit $z = \zeta \cdot d$

ζ = Tabellenwert in Abh. von μ_{eds}

$$W = b \cdot h^2 / 6$$

$$A_{s,min} = \frac{f_{t,k} \cdot \frac{b \cdot d_{VS}^2}{6}}{f_{yk} \cdot \zeta \cdot d} = \frac{0,4 \text{ MN/m}^2 \cdot \frac{1,0 \text{ m} \cdot (0,10 \text{ m})^2}{6}}{220 \text{ MN/m}^2 \cdot 0,974 \cdot 0,05 \text{ m}} = 0,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 0,62 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s,vorh} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die berechnete Bewehrungsmenge aus dem Nachweis für Biegung ist maßgebend!

F.6.3 Begrenzung der Schlankheit der Tragschale

Die Schlankheit der Tragschale wird nach *DIN EN 1520 2011*, Abschnitt A.6 und *DIN 4213 2015*, Abschnitt 7.5 nachgewiesen:

Nach *DIN EN 1520 2011*, Tabelle A.2 wird der Knicklängenbeiwert β bestimmt zu:

$$\beta = 1,0$$

Somit wird die Knicklänge ℓ_0 berechnet:

$$\ell_0 = \beta \cdot L = 1,0 \cdot 3,0 \text{ m} = 3,0 \text{ m}$$

Die vorhandene Schlankheit S_{vorh} :

$$S_{vorh} = \frac{\ell_0}{i_w} = \frac{\ell_0}{0,289 \cdot d_{TS}} = \frac{3,0 \text{ m}}{0,289 \cdot 0,18 \text{ m}} = 58$$

Die zulässige Schlankheit bestimmt sich nach Bild A.4 (*DIN EN 1520 2011*) und Abschnitt 7.5 (2) (*DIN 4213 2015*) zu:

$$S_{zul} = 85 > 58 = S_{vorh} \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

F.7 Stabilitätsnachweis der Gitterträgerdiagonalen

Berechnung des Widerstandes eines Diagonalstabes gegen Stabilitätsversagen $N_{Rd,stab}$ nach Abschnitt 8.3: Knicklänge:

$$s_k = \beta \cdot s = 0,70 \cdot d_D / \sin \alpha_{GTD} = 0,70 \cdot 0,006 \text{ m} / \sin(68,9) = 0,078 \text{ m}$$

Trägheitsradius:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{\pi d^4}{64}}{\frac{\pi d^2}{4}}} = \frac{d}{4} = \frac{0,12 \text{ m}}{4} = 0,0015 \text{ m}$$

Bezugsschlankheit:

$$\lambda_a = \pi \sqrt{\frac{E_{GTD}}{f_{yk}}} = \pi \sqrt{\frac{170000 \text{ MN/m}^2}{690 \text{ MN/m}^2}} = 49,312$$

Bezogener Schlankheitsgrad:

$$\bar{\lambda}_k = \frac{\lambda_k}{\lambda_a} = \frac{s_k}{i \cdot \lambda_a} = \frac{0,078 \text{ m}}{0,0015 \text{ m} \cdot 49,312} = 1,46$$

Knickbeiwert:

$$k = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_k - 0,13)) + \bar{\lambda}_k^2 = 0,5(1 + 0,86 \cdot (1,06 - 0,13)) + 1,06^2 = 1,46$$

Abminderungsfaktor:

$$\kappa = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \bar{\lambda}_k^2}} = \frac{1}{1,46 + \sqrt{1,46^2 - 1,06^2}} = 0,41$$

Somit kann der Widerstand eines Diagonalstabes gegen Stabilitätsversagen $N_{Rd,stab}$ bestimmt werden:

$$N_{Rd,stab} = \kappa \cdot f_{yd} \cdot A = 0,41 \cdot \frac{690 \text{ MN/m}^2}{1,15} \cdot \frac{\pi \cdot (0,006 \text{ m})^2}{4} = 6,88 \text{ kN}$$

Ermittlung der Relativverschiebung aus der maßgebenden Lastfallkombination:

$$u_{rel,Stabil.} = Y_G \cdot q_{Auflast,TS} + Y_G \cdot g_{EG,VS} + Y_{Q,1} \cdot (\Delta \vartheta_{Sommer} + \Delta T) + Y_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot w_{2,k}$$

$$\begin{aligned} u_{rel,Stabil.} &= 1,35 \cdot (0,038 \text{ mm}) + 1,35 \cdot (0,329 \text{ mm}) + 1,5 \cdot (0,591 \text{ mm} + (-0,003 \text{ mm})) \\ &\quad + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (0,034 \text{ mm}) \\ &= 1,41 \text{ mm} \end{aligned}$$

Aus der Fugensteifigkeit $C_{v,\parallel}$ wird die Kraft parallel zur Verbundfuge berechnet:

$$F_{u,\parallel} = C_{v,\parallel} \cdot u_{rel,Stabil.} = 6,24 \text{ MN/m}^2 \cdot 0,00141 \text{ m} = 8,80 \text{ kN/m}^2$$

Umrechnung in eine Kraft in Diagonalenrichtung:

$$N_{u,GTD} = \frac{F_{u,\parallel}}{\sin \alpha_{GTD}} = \frac{8,80 \text{ kN}}{\sin(68,9)} = 24,46 \text{ kN/m}^2$$

Die Last auf den Einzugsbereich eines Gitterträgerknotens und die Verteilung auf die Druck- und Zugdiagonale lautet:

$$N_{u,GTD,d} = \frac{N_{u,GTD} \cdot A_R}{2} = \frac{24,46 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,16 \text{ m}^2}{2} = 1,96 \text{ kN}$$

Druckbelastung aus Plattentragwirkung infolge Lastfall *Winddruck* in den Diagonalen:

$$N_{w,GTD,k} = \frac{w_{1,k} \cdot A_R}{2 \cdot \cos \alpha_{GTD}} = \frac{0,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,16 \text{ m}^2}{2 \cdot \cos(68,9)} = 0,03 \text{ kN}$$

Die Druckkraft auf einen Gitterträger-Knotenpunkt infolgem Lastfall ΔT :

$$N_{\Delta T,GTD,senk} = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T}{\frac{8 \cdot a_{GT}}{E_{cm} \cdot \ell_{seg} \cdot d_{VS}^2} + \frac{6 \cdot \ell_{seg} \cdot d_{VS}}{C_{GTD,N} \cdot a_{GT} \cdot A_R}} + \frac{\alpha_T \cdot \Delta T}{\frac{8 \cdot \ell_{seg}}{E_{cm} \cdot a_{GT} \cdot d_{VS}^2} + \frac{6 \cdot a_{GT} \cdot d_{VS}}{C_{GTD,N} \cdot \ell_{seg} \cdot A_R}}$$

mit

$$C_{GTD,N} = \frac{E_{GTD} \cdot A_{GTD}}{\ell_D} \quad \text{Dehnsteifigkeit der Gitterträger-Diagonalen}$$

$$\ell_D \quad \text{Dehnlänge der Diagonalen wird als Gitterträgerhöhe } h_{GT} \text{ angenommen}$$

$$N_{\Delta T,GTD,senk} = \frac{8 \cdot 10^{(-6)} \text{ 1/K} \cdot 5 \text{ K}}{\frac{8 \cdot 0,625 \text{ m}}{5236 \text{ MN/m}^2 \cdot 0,25 \text{ m} \cdot (0,10 \text{ m})^2} + \frac{6 \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 0,10 \text{ m}}{20,90 \text{ MN/m} \cdot 0,625 \text{ m} \cdot 0,16 \text{ m}^2}} + \frac{8 \cdot 10^{(-6)} \text{ 1/K} \cdot 5 \text{ K}}{\frac{8 \cdot 0,25 \text{ m}}{5236 \text{ MN/m}^2 \cdot 0,625 \text{ m} \cdot (0,10 \text{ m})^2} + \frac{6 \cdot 0,625 \text{ m} \cdot 0,10 \text{ m}}{20,90 \text{ MN/m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 0,16 \text{ m}^2}}$$

$$N_{\Delta T,GTD,senk} = 0,165 \text{ kN}$$

Umrechnung in eine Kraft in Diagonalenrichtung und Aufteilung auf die beiden Diagonalen:

$$N_{\Delta T,GTD,k} = \frac{N_{\Delta T,GTD,senk}}{2 \cdot \sin \alpha_{GTD}} = \frac{0,165 \text{ kN}}{2 \cdot \sin(68,9)} = 0,09 \text{ kN}$$

Bemessungswert der Drucknormalkraft in der Gitterträger-Diagonale:

$$\begin{aligned} N_{DTG,St,d} &= \gamma_G \cdot N_{u,GTD,d} + \gamma_{Q,1} \cdot N_{w,GTD,k} + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot N_{\Delta T,k} \\ &= 1,0 \cdot 1,96 \text{ kN} + 1,5 \cdot 0,03 \text{ kN} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,09 \text{ kN} \\ &= 2,12 \text{ kN} < N_{Rd,Stab} = 6,88 \text{ kN} \quad \checkmark \end{aligned}$$

F.8 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Für den Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die Anmerkungen in Abschnitt 8.4 zu beachten. An dieser Stelle werden trotz der noch durchzuführenden Versuche mit zyklischer Vorbelastung der Verbundfuge die auftretenden Relativverschiebungen aus der Verbundtragwirkung bestimmt. Sie berechnen sich wie folgt:

$$\begin{aligned}
 u_{rel} &= \gamma_G \cdot q_{Auflast,TS} + \gamma_G \cdot g_{EG,VS} + \gamma_{Q,1} \cdot (\Delta\theta_{Sommer} + \Delta T) + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot w_{2,k} \\
 u_{rel} &= 1,0 \cdot (0,038 \text{ mm}) + 1,0 \cdot (0,329 \text{ mm}) + 1,0 \cdot (0,591 \text{ mm} + (-0,003 \text{ mm})) \\
 &\quad + 1,0 \cdot 0,6 \cdot (0,034 \text{ mm}) \\
 &= 0,98 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Wenn man diese Verformung mit den durchgeführten Scherversuchen mit Dämmstoffdicke $d_D = 120 \text{ mm}$ (siehe Abbildung F.1) vergleicht, werden die Relativverformungen des untersuchten Beispiels als unkritisch bewertet. Die Verformungen in den Versuchen befinden sich im Bereich linear-elastischen Verhaltens und deutlich unterhalb erster Lastabfälle infolge lokaler Schädigungen. Eine genaue Bewertung sowie Nachweis der berechneten Relativverschiebungen ist allerdings erst nach Durchführung und Auswertung von Scherversuchen mit zyklischer Vorbelastung möglich.

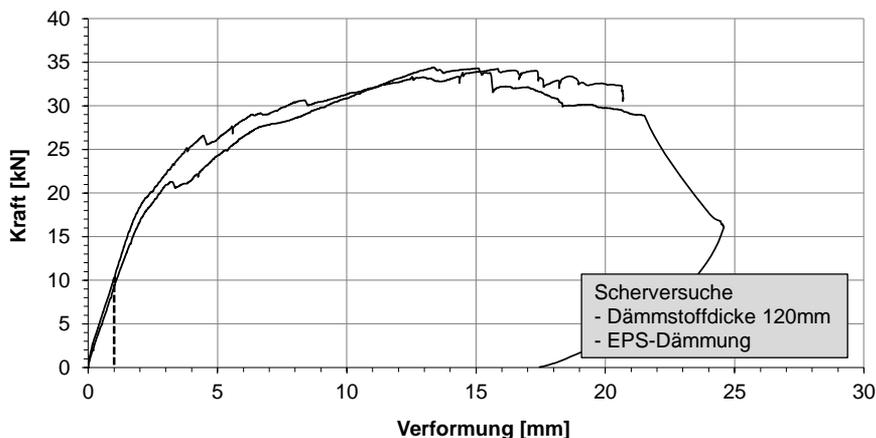


Abb. F.1: Kraft-Verformungskurven der Scherversuche mit Dämmstoffdicke $d_D = 120 \text{ mm}$ und EPS-Dämmung

F.9 Bauphysikalische Betrachtung

Berechnung den U-Wertes des ungestörten Querschnittes

$$\begin{aligned}
 U_0 &= \frac{1}{R_{si} + \sum \frac{d_j}{\lambda_j} + R_{se}} \\
 &= \frac{1}{0,04 + \frac{0,10 \text{ m}}{0,32 \text{ W/mK}} + \frac{0,12 \text{ m}}{0,032 \text{ W/mK}} + \frac{0,18 \text{ m}}{0,32 \text{ W/mK}} + 0,13} \\
 &= 0,209 \text{ W/m}^2\text{K}
 \end{aligned}$$

Ablezen des Erhöhungsfaktor f_i aus Tabelle E.3:

$$f_i = 1,10$$

U-Wert der LAC-Sandwichwand unter Berücksichtigung der Gitterträger:

$$\begin{aligned}
 U_{SW} &= U_0 \cdot f_i \\
 &= 0,209 \text{ W/m}^2\text{K} \cdot 1,10 \\
 &= 0,229 \text{ W/m}^2\text{K}
 \end{aligned}$$

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Florian Hanz

Staatsangehörigkeit: deutsch

Beruflicher Werdegang

seit 01/2015: Produktentwicklung, MKT Metall-Kunststoff-Technik GmbH & Co. KG, Weilerbach

09/2008 – 12/2014: Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der TU Kaiserslautern am Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion bei Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Hochschulausbildung

10/2003 – 8/2008: Studium des Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Kaiserslautern mit den Vertiefungsfächern Massivbau, Stahlbau und Baustatik; Abschluss „Diplom-Ingenieur“

Schulbildung

8/1993 – 03/2002: Abitur am Sickingen-Gymnasium Landstuhl