



Daniel Nigitz, BSc

# **Entwicklung eines mineralischen Sandwichelements mit Textilbeton-Deckschichten**

## **MASTERARBEIT**

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

**Technischen Universität Graz**

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.nat.techn. Oliver Englhardt

Mitbetreuer

Dipl.-Ing. Dr.techn. Manfred Zellinger

Institut für Hochbau



Deutsche Fassung:  
Beschluss der Curricula-Kommission für Bachelor-, Master- und Diplomstudien vom 10.11.2008  
Genehmigung des Senates am 1.12.2008

## EIDESSTÄTTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am .....

.....  
(Unterschrift)

Englische Fassung:

## STATUTORY DECLARATION

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

.....  
date

.....  
(signature)

## Danksagung

Ich möchte mich bei meinem Betreuer Prof. Oliver Englhardt dafür bedanken, dass er mir dieses Thema vorgeschlagen hat und meine Arbeit auf Kurs gehalten hat. Zusätzlich möchte ich mich bei dem gesamten Team des Instituts für Hochbau für das gute Arbeitsklima und die anregenden Diskussionen bedanken. Insbesondere gilt mein Dank Dr. Manfred Zellinger und DI Uwe Schabernak, die mir mit Rat und Tat beiseite gestanden sind und mir geholfen haben, diese Arbeit zu vollenden.

Außerdem möchte ich mich bei meiner Familie und meinen Freunden bedanken. Ganz besonders gilt dies meinem Bruder Thomas, der mir die Welt des wissenschaftlichen Arbeitens erklärt hat. Meinen Studienfreunden Karli und Tina danke ich für unzählige Male gemeinsamen Mittagessen, in denen wir uns über die Freuden und Leiden der Durchführung einer Masterarbeit ausgetauscht haben.

Graz, im Jänner 2016

Daniel Nigitz



## Kurzfassung

Die Zukunft (Stichworte „Urbanisierung“ und „Bevölkerungszuwachs“) stellt neue Anforderungen an zukünftige Gebäude und deren Hülle. Sandwichelemente sind eine mögliche Antwort auf diese neuen Anforderungen an die Gebäudehülle. Als Sandwichelemente werden Verbundbauteile bezeichnet, die in der Regel aus zwei Deckschichten und einer dazwischenliegenden Kernschicht bestehen. Konventionelle Sandwichelemente bestehen aus zwei Metall-Deckschichten, die mit einem PU-Schaum-Kern verbunden sind.

Ziel dieser Arbeit ist die Entwicklung eines mineralischen Sandwichelements mit Textilbetondeckschichten. Diese Materialwahl hat Vorteile hinsichtlich Entsorgung, Rezyklierung und Bauphysik. Zusätzlich ist eine thermische Aktivierung der Deckschichten möglich. Textilbeton wurde bereits im Rahmen wissenschaftlicher Untersuchungen erfolgreich als Deckschichtmaterial für Sandwichelemente verwendet. Nun wird versucht, das dort verwendete organische Kernmaterialien durch ein mineralisches zu ersetzen.

Das Sandwichelement wird über eine analytische Methode nach STAMM und WITTE berechnet, die über eine numerische Lösung mit der FEM-Software RFEM 5 mit guter Übereinstimmung überprüft werden konnte. Bei der baupraktischen Anwendung werden die Durchsenkung, und die maßgebenden Normal- und Schubspannungen berechnet. Zusätzlich zu Eigengewicht, Schnee und Wind wird eine Temperaturbeanspruchung aufgebracht, die zu einer größeren Durchsenkung führt, als die anderen Lasten zusammen. In den Ergebnissen zeigt sich eine gute Übereinstimmung mit Untersuchungen zum Verhalten von zweischichtigen Betonfahrbahnen unter Temperaturbeanspruchung. Es ist anzunehmen, dass die dort beschriebene Schälspannungsspitze in der Verbundfuge zwischen Deck- und Kernschicht auch für Sandwichelemente relevant ist. Das würde zu einem, an den Bauteilenden beginnenden, Ablösen der Deckschichten von der Kernschicht führen. Im Rahmen einer Parameterstudie werden Grenzwerte für Elastizitäts- und Schubmodul der Kernschicht bestimmt, ab denen die Sandwichtragwirkung deutlich abnimmt und sich das Bauteil in Richtung zweier unverbundener Deckschichten bewegt. Durch die Verbindung von rein mineralischen Materialien, weist das Bauteil ein sprödes Verhalten auf, was sich auf die Herstellung des Bauteils auswirkt. Es sind Empfehlungen zur Herstellung eines mineralischen Sandwichelements verfasst, wobei das Schwinden der Materialien berücksichtigt wird.

Mit der in dieser Arbeit angewandten Methode kann ein mineralisches Sandwichelement mit Textilbetondeckschichten berechnet werden. Sind die Kennwerte der Kernschicht bekannt, lassen sich die Ausnutzungsgrade der drei Schichten berechnen, über die das Bauteil bezüglich der mechanischen Anforderungen optimiert werden kann.

## Abstract

The challenges of the future regarding urbanization and population growth place new demands on future construction and especially the building envelope. Sandwich panels are a possible answer to these new demands on the building envelope. A sandwich panel is a composite component made of three layers: two outer facings and a core layer. Conventional sandwich panels consist of two metal facings, which are connected with a core of polyurethane foam.

The aim of this work is the development of a mineral sandwich panel with textile reinforced concrete facings. This choice has advantages in terms of waste management, recycling and building physics. In addition, a thermal activation of the facings is possible. Textile reinforced concrete has already been successfully used in the context of scientific studies as a facing material for sandwich panels. Now, an attempt is made to replace the organic core materials used by a mineral core material.

The sandwich panel is calculated with an analytical method from STAMM and WITTE, which is checked by a numerical simulation with the FEM software RFEM 5 with good agreement. In a realistic application the deflection, the normal stresses and the shear stresses are calculated. In addition to self-weight, snow and wind, a temperature load is applied, which results in a larger deflection than the other loads together. The results show a good agreement with studies on the behavior of two-layer concrete pavement under temperature load. The stress peaks in the bonding joint between the facings and the core layer, which are described there, may be also relevant for sandwich panels. This would lead to a peeling of the facings of the core layer, which starts at the component ends. As part of a parametric study limits of elasticity modulus and shear modulus of the core layer are determined, from which the sandwich supporting effect decreases significantly and the behaviour of the component is moved towards two unconnected facings. By combining pure mineral materials, the component has a brittle behavior, which effects the construction of the component. Therefore recommendations for the construction of a mineral sandwich panel are given. The shrinkage of the materials is considered in this recommendations.

With the method used in this work a mineral sandwich panel with textile reinforced concrete facings can be calculated. If the characteristics of the core layer are known, the utilization factors of all three layers can be calculated and the component can be optimized regarding mechanical requirements.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung und Aufbau der Arbeit</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Stand des Wissens zu Textilbeton</b>	<b>3</b>
2.1	Begriffsklärung . . . . .	3
2.2	Materialien . . . . .	4
2.2.1	Textilien . . . . .	4
2.2.2	Feinbeton . . . . .	6
2.3	Anwendung im Bauwesen . . . . .	7
2.3.1	Neubau . . . . .	8
2.3.2	Verstärkung . . . . .	8
2.4	Mechanische Eigenschaften . . . . .	10
2.5	Herstellung . . . . .	11
<b>3</b>	<b>Stand des Wissens zur Sandwichbauweise</b>	<b>13</b>
3.1	Begriffsklärung . . . . .	13
3.2	Historische Entwicklung . . . . .	14
3.3	Anwendung im Bauwesen . . . . .	15
3.4	Sandwichtragwirkung . . . . .	15
<b>4</b>	<b>Recherche zur Forschungslandschaft</b>	<b>19</b>
4.1	Universitäre Forschungsarbeiten . . . . .	19
4.1.1	RWTH Aachen . . . . .	19
4.1.2	TU Dresden . . . . .	21
4.1.3	TU Darmstadt . . . . .	21
4.1.4	Universität Innsbruck . . . . .	22
4.1.5	TU Graz . . . . .	23
4.1.6	FH Kärnten . . . . .	24
4.1.7	HTWK Leipzig . . . . .	24
4.1.8	Ningbo University (P.R. China) . . . . .	24
4.2	Außeruniversitäre Forschungsarbeiten . . . . .	25
4.2.1	Institut für Angewandte Bauforschung Weimar gemeinnützige GmbH . . . . .	25
<b>5</b>	<b>Anforderungen</b>	<b>27</b>
5.1	Anforderungen nach der Europäische Bauproduktenverordnung . . . . .	27
5.2	Anforderungen an die Gebäudehülle . . . . .	27
5.3	Anforderungen an Sandwichelemente . . . . .	28
<b>6</b>	<b>Mechanische Einwirkungen</b>	<b>29</b>
6.1	Allgemein . . . . .	29
6.2	Allgemeine Einwirkungen . . . . .	29
6.3	Spezielle Einwirkungen . . . . .	30
6.3.1	Herstellung . . . . .	32

6.3.2	Nutzung . . . . .	35
<b>7</b>	<b>Versagensarten</b>	<b>37</b>
7.1	Allgemein . . . . .	37
7.2	Sandwichelemente mit Metalldeckschichten . . . . .	37
7.3	Sandwichelemente mit Textilbetondeckschichten . . . . .	39
<b>8</b>	<b>Analytische Lösung</b>	<b>43</b>
8.1	Berechnung von Sandwichelementen mit Textilbetondeckschichten . . . . .	43
8.1.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) . . . . .	43
8.1.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) . . . . .	43
8.2	Auswahl eines analytischen Lösungsverfahrens . . . . .	44
8.3	Analytische Lösung der Spannungen und Durchsenkungen eines Sandwichbalkens nach Stamm und Witte . . . . .	44
8.3.1	Vorraussetzungen . . . . .	44
8.3.2	Querbelastete Sandwichbalken mit konstanter Streckenbelastung . . . . .	45
8.3.3	Temperaturbeanspruchung eines Sandwichbalkens . . . . .	49
<b>9</b>	<b>Materialien</b>	<b>51</b>
9.1	Aufbau und Funktion der einzelnen Bauteilschichten . . . . .	51
9.2	Materialien der einzelnen Bauteilschichten . . . . .	51
9.3	Bestimmung der Materialkennwerte . . . . .	52
9.3.1	Deckschichten . . . . .	52
9.3.2	Kernschicht . . . . .	55
<b>10</b>	<b>Festlegung und Lösung eines baupraktischen Sandwichelements</b>	<b>63</b>
10.1	Festlegung . . . . .	63
10.1.1	System . . . . .	63
10.1.2	Materialkennwerte . . . . .	64
10.1.3	Einwirkungen . . . . .	65
10.2	Lösung . . . . .	69
10.2.1	Analytische Lösung nach Stamm und Witte . . . . .	69
10.2.2	Numerische Kontrolle mit der Software RFEM 5 . . . . .	73
<b>11</b>	<b>Analytische Parameterstudien</b>	<b>77</b>
11.1	Eingabe und Methode . . . . .	77
11.2	Parameterstudie mit einzeln variierten Kennwerten . . . . .	78
11.2.1	Elastizitätsmodul . . . . .	78
11.2.2	Schubmodul . . . . .	79
11.2.3	Dicke der Kernschicht . . . . .	81
11.2.4	Temperatur an der Oberseite . . . . .	83
11.2.5	Temperatur an der Unterseite . . . . .	83
11.3	Parameterstudie mit Variation der Trockenrohdichte . . . . .	86
11.4	Diskussion der Ergebnisse . . . . .	88
<b>12</b>	<b>Zusammenfassung, Schlussfolgerung und Ausblick</b>	<b>91</b>

# 1 Einleitung und Aufbau der Arbeit

Die Herausforderungen der Zukunft (Stichworte „Urbanisierung“ und „Bevölkerungszuwachs“) stellen neue Anforderungen an zukünftige Bauten. Dabei kommt den Hüllen der Gebäude eine besondere Bedeutung zu. Diese sollen wenige Ressourcen verbrauchen und rezyklierbar sein. Zusätzlich sollen sie als „Maschinen“ Teil der energetischen Infrastruktur der Städte werden [1].

Sandwichelemente sind eine mögliche Antwort auf diese neuen Anforderungen an die Gebäudehülle. Konventionelle Sandwichelemente bestehen aus zwei Deckschichten aus Metall, die mit einem Kern aus PU-Schaum verbunden sind.

In dieser Arbeit soll ein mineralisches Sandwichelement mit Deckschichten aus Textilbeton entwickelt werden. Dieses hat Vorteile hinsichtlich der Entsorgung und Rezyklierung. Es ist diffusionsoffen und unbrennbar. In die Deckschichten lassen sich Schläuche einlegen, über die Energie in Form von Wärme gewonnen und abgegeben werden kann (siehe beispielsweise [2]). Das wird als thermische Aktivierung bezeichnet. Mineralische Sandwichelemente mit Textilbetondeckschichten haben das Potential, die zukünftigen Anforderungen an die Gebäudehülle meistern zu können.

In den Kapiteln 2 und 3 wird der Stand des Wissens zu Textilbeton und zur Sandwichbauweise aufbereitet. Die Forschungslandschaft zu diesen beiden Themenbereichen ist in Kapitel 4 wiedergegeben. Die Anforderungen an ein derartiges Bauteil sind in Kapitel 5 angeführt. Daraus ist die mechanische Festigkeit für die Entwicklung des Sandwichelements ausgewählt. Die hierbei relevanten Einwirkungen sind in Kapitel 6 wiedergegeben, wobei auf das spezielle Verhalten des Verbundbauteils „Sandwich“ eingegangen wird. In Kapitel 7 sind Versagensarten vergleichbarer Sandwichelemente dargestellt. Für die Berechnung des Sandwichelements wird in Kapitel 8 ein analytisches Verfahren ausgewählt und wiedergegeben. In Kapitel 9 wird auf mögliche Materialien eingegangen und die für die Berechnung erforderlichen Materialkennwerte angegeben und berechnet. In Kapitel 10 wird zunächst über Abmessungen und Einwirkungen eine baupraktische Anwendung eines Sandwichelements festgelegt. Dieses wird analytisch gelöst und diese Lösung über eine numerische FEM-Berechnung kontrolliert. In Kapitel 11 werden zwei analytische Parameterstudien mit den Kennwerten der Kernschicht durchgeführt. Bei dieser ist das Material nicht festgelegt, weshalb auf die Einflüsse der einzelnen Kennwerte eingegangen wird. Zusätzlich wird der Einfluss unterschiedlicher Temperaturbeanspruchungen untersucht. Den Abschluss bilden Zusammenfassung und Schlussfolgerung, sowie ein Ausblick mit weiterführenden Forschungsfragen in Kapitel 12.



## 2 Stand des Wissens zu Textilbeton

In diesem Kapitel wird auf den Verbundwerkstoff Textilbeton eingegangen. Zunächst wird der Begriff geklärt und die Materialien aus denen er besteht beschrieben. Es folgt die Anwendung im Bauwesen in verschiedenen Pilotprojekten und die mechanischen Eigenschaften des Verbundwerkstoffes. Den Abschluss dieses Kapitels bildet die Herstellung von Bauteilen aus Textilbeton.

### 2.1 Begriffsklärung

Der Begriff Textilbeton setzt sich aus den zwei Begriffen Textil und Beton zusammen. Textilien sind beliebige Gefüge aus Textilfasern. Textilfasern zeichnen sich durch eine im Vergleich zum Querschnitt großen Länge aus und können nach ihrer Herkunft in Naturfasern (pflanzliche, tierische und mineralische Fasern) und Chemiefasern (Gesteinsfasern, Glasfasern, Kohlenstofffasern etc.) unterschieden werden. Beton ist ein Verbundbaustoff, der aus Zement, Zuschlagsstoffen, Wasser und gegebenenfalls Zusätzen besteht. Als Bindemittel können auch Bitumen oder Kunststoff zur Anwendung kommen. In Abbildung 2.1 ist ein Ausschnitt eines typischen Bauteils aus Textilbeton dargestellt [3, S. 704], [4, S. 136], [5, S. 233].

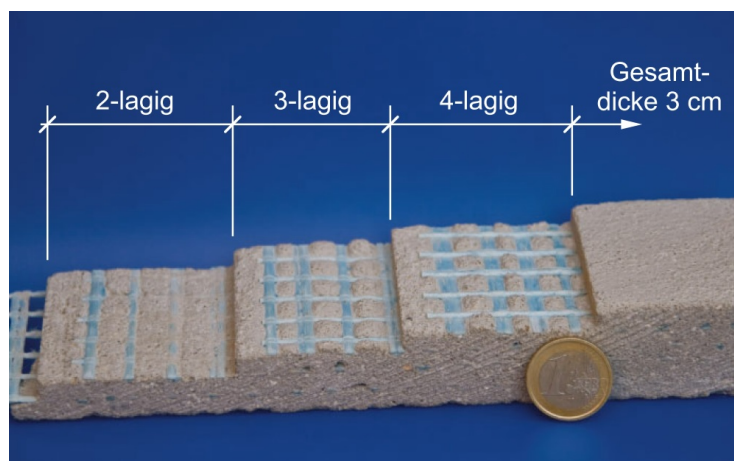


Abbildung 2.1: Textilbeton mit typischen Abmessungen [6, S. 15]

Ein anschaulicher Weg, den Verbundwerkstoff Textilbeton zu erklären, ist in einem Artikel von CURBACH und JESSE [6] gewählt. Darin wird Textilbeton mit Stahlbeton verglichen und die Unterschiede aufgezeigt, sowie eine Abgrenzung zum Faserbeton durchgeführt. Diese Vorgangsweise wird im Folgenden übernommen.

Faserbeton besteht aus kurzen Fasern, die zufällig im Beton angeordnet sind, was diesen von Textil- und Stahlbeton unterscheidet. Der zweite Unterschied ist der Versagensmechanismus. Im Bruchzustand werden die Fasern im Faserbeton ausgezogen, während in Textil- und Stahlbeton das Versagen durch das Erreichen der Materialfestigkeit der Bewehrung erfolgt [6, S. 9, 10].

Textilbeton hat wesentliche Konstruktionsmerkmale mit Stahlbeton gemein, wobei man Textilbeton als „Miniatur-Stahlbeton“ bezeichnen könnte. Der Beton übernimmt in beiden Verbund-

werkstoffen die Druckkräfte und die Bewehrung die Zugkräfte. Die Anordnung der Bewehrung erfolgt im Allgemeinen oberflächennah und -parallel, wobei die Orientierung an den Kraftfluss im Bauteil angepasst ist. Die Bewehrung im Textilbeton muss anders als im Stahlbeton nicht vor Korrosion geschützt werden, was deutlich geringere Bauteildicken erlaubt. So ergeben sich für Stahlbeton mit einer Mindestbetonüberdeckung von 15 bis 50 mm Mindestabmessungen von 50 bis 100 mm. Für Textilbeton reichen die Bauteildicken von 10 bis maximal 50 mm [6, S. 9, 10].

Ein wesentlicher Unterschied von Textil- und Stahlbeton ist der Maßstab, wobei vereinfacht ausgedrückt beim Textilbeton alle Dimensionen um eine Größenordnung kleiner sind. So liegt beispielsweise das Größtkorn nicht zwischen 8 und 32 mm, sondern zwischen 1 und 4 mm, oder auch darunter. Der Bewehrungsdurchmesser liegt beim Stahlbeton zwischen 6 und 32 mm, während sich textile Bewehrungen zwischen 0,6 und 2,5 mm bewegen. Aus der Verformungsbeschränkung im SLS ergeben sich für Textilbeton die selben Schlankheiten wie für Stahlbeton. Somit führen Bauteildicken von 10 bis 30 mm bei Vollplatten aus Textilbeton zu Spannweiten von 35 bis 100 cm [6, S. 10].

Weiters unterscheidet sich Textilbeton von Stahlbeton durch die Detailausbildung. Im Stahlbetonbau ist es am Beispiel einer Geschoßdecke im Hochbau üblich, dass sich im Kreuzungspunkt von Deckenplatte, Unterzug und Stütze die Bewehrungsnetze der einzelnen Bauteile gegenseitig durchdringen. Für eine derartige Ausführung sind die flächigen Bewehrungsstrukturen des Textilbetons nicht geeignet. Aus technologischer Sicht bieten sich flächige Anwendungen an [6, S. 10, 14].

Im Allgemeinen bietet sich Textilbeton an, wenn der Beton hauptsächlich zur Sicherstellung des Korrosionsschutzes eingesetzt wird und nicht um Druckkräfte aufzunehmen [6, S. 9].

## 2.2 Materialien

Textilbeton besteht aus Feinbeton und Hochleistungsfasern, die zu Textilien verarbeitet sind.

### 2.2.1 Textilien

Textilien für Textilbetone werden mit den Fachbegriffen der Textiltechnik beschrieben. Textile Bewehrungen bestehen aus Fasern, sogenannten Filamenten. Die „Dicke“ einer Faser wird üblicherweise als Feinheit in der Maßeinheit tex angegeben, welche als das Fasergewicht in Gramm pro 1000 m Länge definiert ist. Die Querschnittsfläche einer Faser erhält man durch die Division der Feinheit durch die Dichte des Materials. Beispielsweise hat eine 800 tex Carbonfaser mit einer Dichte von  $1,8 \text{ g/cm}^3$  eine Querschnittsfläche von  $0,44 \text{ mm}^2$  was hier dargestellt ist [6, S. 11]:

$$A_{\text{Carbonfaser}} = \frac{800 \text{ tex}}{1,80 \text{ g/cm}^3 \cdot 10^3} = 0,44 \text{ mm}^2 \quad (2.1)$$

Die einzelnen Fasern werden im Herstellungsprozess zu einem Faserbündel zusammengefasst, das als Roving oder Garn bezeichnet wird. Ein typisches Faserbündel besteht aus mehreren hundert oder tausend Einzelfasern. Diese Faserbündel werden zu textilen Bewehrungen weiterverarbeitet [7, S. 1], [6, S. 11].

### Fasern

Die Fasern haben einen großen Einfluss auf das Tragverhalten des Verbundwerkstoffes. Damit die Faser als Bewehrung im Beton geeignet ist, muss sie eine Reihe von Anforderungen erfüllen:

- hohe Zugfestigkeit,



- hoher Elastizitätsmodul,
- ausreichend große Bruchdehnung,
- geringe Relaxation bei Dauerzugbeanspruchung,
- Medienbeständigkeit (alkalisches Milieu),
- Resistenz gegen Korrosion,
- Verarbeitbarkeit auf Textilmaschinen,
- geringe Kosten.

Diese Anforderungen werden von alkaliresistentem Glas (AR-Glas), Carbon und Aramid weitestgehend erfüllt. Als Fasermaterialien wurde früher häufig Asbest eingesetzt, das wegen seiner kanzerogenen Wirkung aber nur noch in wenigen Ländern verarbeitet wird. Fasern aus Basalt besitzen ähnlich gute mechanische Eigenschaften wie Fasern aus AR-Glas, die Alterungsbeständigkeit ist im Vergleich zu anderen Faserwerkstoffen aber geringer. Das größte Potential für einen Einsatz im Hoch- und Ingenierbau haben Textilbetone mit Fasern aus AR-Glas und Carbon. In Tabelle 2.1 sind diese Fasern mit Baustahl gegenübergestellt. Hierbei fällt auf, dass Carbonfasern, trotz der gegenüber AR-Glasfasern höheren Kosten, wirtschaftlich interessant sind. Dies zeigt sich in der letzte Zeile der Tabelle mit der Bezeichnung „Tragfähigkeit“ welche in kN/m pro Euro angegeben ist [7, S. 4], [6, S. 11], [8].

Tabelle 2.1: Vergleich der Eigenschaften verschiedener Fasermaterialien mit Baustahl [6, S. 12]

Eigenschaft	Einheit	BSt 500	AR-Glas	Carbon
Festigkeit	MPa	500/550	2.500	4.200
Elastizitätsmodul	GPa	200	74 ... 80	240
Fließdehnung	‰	2,17	–	–
Bruchdehnung	‰	50	35	18
Dichte bei 20 °C	g/cm <sup>3</sup>	7,85	2,74 ... 2,80	1,78
Wärmeausdehnung bei 20 °C	10 <sup>-6</sup> K <sup>-1</sup>	12	9,1	-0,1*
Filamentdurchmesser	µm	–	12 ... 25	7
Filamente je Garn	Stück	–	800 ... 2.000	12.000 ... 50.000
Feinheit	tex	–	640 ... 2.400	800 ... 3.500
Bewehrungsdurchmesser	mm	6 ... 28	~1 ... 2	~1 ... 2,5
Querschnittsfläche je Stab/Garn	mm <sup>2</sup>	28 ... 615	0,23 ... 0,88	0,44 ... 1,9
Kosten	€/kg	~1 ... 1,5	~4 ... 5	~20 ... 30
Tragfähigkeit	kN/€m	42 ... 64	36 ... 46	37 ... 56

\* in Längsrichtung

Bei AR-Glas werden die einzelnen Fasern (Filamente) bevor sie zu Faserbündel zusammengefasst werden, mit einer Schlichte versehen. Diese ermöglicht die Weiterverarbeitung der spröden Fasern und sorgt für eine bessere Geschlossenheit der Filamente. Die Schlichte hat auch einen signifikanten Einfluss auf den Verbund von Filamenten und Beton [7, S. 5, 9].

## Textile Strukturen

In der Textiltechnik finden sich die in Abbildung 2.2 dargestellten Grundtypen. Um als textile Bewehrungen eingesetzt werden zu können müssen die Textilien

- ausreichend große Öffnungen zwischen den Garnen besitzen, um einen Verbund mit dem Beton eingehen zu können,
- eine gestreckte Anordnung der Garne aufweisen,
- eine ausreichende Stabilität und Verschiebefestigkeit besitzen.

Bei profilierten Querschnitten oder räumlichen Geometrien ist zusätzlich eine ausreichende Drapierfähigkeit zu gewährleisten. Durchgesetzt haben sich nähgewirkte Gelege, wobei sich Gitterstrukturen mit dem dreifachen Garndurchmesser bzw. dreifachen Größtkorndurchmesser als Mindestöffnungsweite bewährt haben. Damit ergeben sich Achsabstände der Garne von 5 bis 20 mm [6, S. 11].

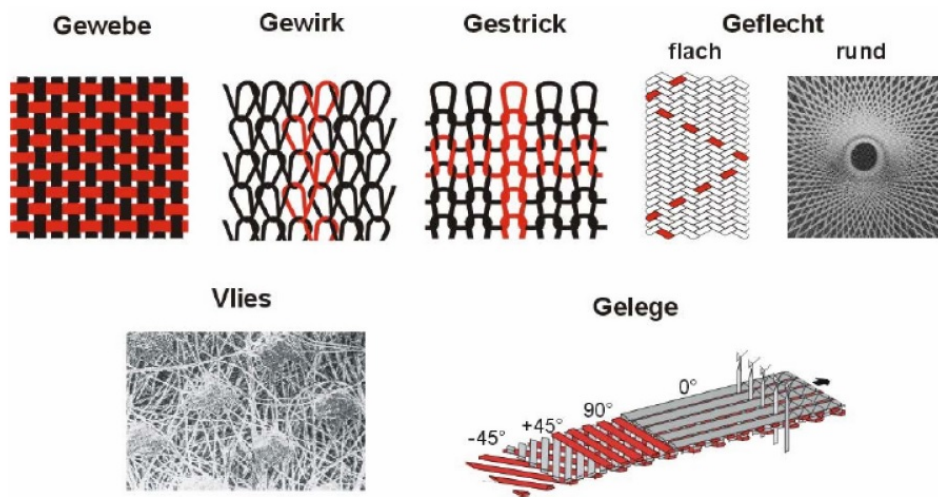


Abbildung 2.2: Grundtypen textiler Strukturen [7, S. 11]

Die Ausnutzungsgrade der Zugfestigkeit der textilen Bewehrung kann durch die Tränkung mit Polymeren oder Epoxidharzen verbessert werden. Als nachteilig kann das Verbundspalten der Bewehrung und die verringerte Drapierbarkeit sein. Beim Verbundspalten wird das Bauteil in der Ebene der textilen Bewehrung gespalten. Bei Bewehrungen aus AR-Glas wird durch die Tränkung der Festigkeitsverlust verringert [9, S. 10, 11, 18, 80, 81].

### 2.2.2 Feinbeton

Der für Textilbeton eingesetzte Beton ist auf die geringen Bauteilabmessungen und an die geringen Abstände der Bewehrung abgestimmt. Während das Größtkorn im Stahlbetonbau zwischen 8 und 32 mm liegt, weisen Betone für Textilbeton ein Größtkorn von ca. 1 bis 4 mm auf. Dieses Größtkorn ergibt sich aus der Regel, dass die kleinste Bauteilabmessung mindestens dem dreifachen Größtkorndurchmesser entsprechen soll. Obwohl für diese Betone die Bezeichnung „Mörtel“ denkbar wäre, hat sich der Begriff „Feinbeton“ durchgesetzt. Feinbeton muss eine hohe Festigkeit und eine geringe Entmischungsneigung aufweisen. Dafür haben sich Kombinationen

von Zementen des Typs II und III mit Puzzolanen wie Flugasche und Mikrosilika bewährt. Sie weisen einen hohen Bindemittelgehalt von ca. 50 % auf, was zu einer höheren Schwindneigung im chemischen (autogenen) Schwinden und im Trocknungsschwinden führt. Auf das Schwinden wird im Abschnitt 6.3 genauer eingegangen. In Tabelle 2.2 sind typische Feinbetonmischungen aufgeführt, wobei die erste Rezeptur von der Textilbeton-Verstärkung eines Hyperschalentragwerks in Schweinfurt [10] und die zweite Rezeptur von einer Textilbeton-Segmentbrücke in Oschatz [11] stammt. Die Arbeitslinie der Feinbetone lässt sich analog DIN 1045-1 mit einer Parabelfunktion beschreiben [6, S. 12, 13].

Tabelle 2.2: Rezepturbeispiele für Feinbeton mit ihren Festbetoneigenschaften [6, S. 13]

	Einheit	Rezepturbeispiel 1 Schweinfurth	Rezepturbeispiel 2 Brücke Oschatz
<b>Zuschlag</b>			
Sand 0..1	kg/m <sup>3</sup>	942,0	-
Sand 0..2	kg/m <sup>3</sup>	-	1.399,0
<b>Bindemittel</b>			
Zement CEM I	kg/m <sup>3</sup>	-	535,0
Zement CEM III	kg/m <sup>3</sup>	628,0	-
Flugasche	kg/m <sup>3</sup>	265,6	241,0
Mikrosilika	kg/m <sup>3</sup>	100,5	53,0
Wasser	kg/m <sup>3</sup>	214,6	172,0
Fließmittel	kg/m <sup>3</sup>	10,5	70,0
<b>Festbetoneigenschaften nach 28 Tagen</b>			
Dichte	g/cm <sup>3</sup>	2,17	2,15
E-Modul	N/mm <sup>2</sup>	28.500	27.350
Druckfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	76,3	68,9
Biegezugfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	7,1	8,7

## 2.3 Anwendung im Bauwesen

Textilbeton wurde bereits in einigen Pilotprojekten eingesetzt, von denen hier eine Auswahl wiedergegeben ist. Der Verbundwerkstoff kann für neue Bauteile und -werke oder für die Verstärkung bestehender Strukturen verwendet werden. In der Verstärkung ist Textilbeton mit anderen Verstärkungsmethoden, wie beispielsweise Spritzbeton und geklebten Bewehrungen aus Carbonfaserkunststoffen, vergleichbar. Die Vorteile der Textilbetonverstärkung liegen in einer sanften Lasteinleitung infolge des flächigen Charakters, einem geringen Eigengewicht aufgrund der geringen Schichtstärke und der mineralischen Basis, die eine optimale Kompatibilität mit mineralischen Altkonstruktion ergibt [6, S. 15].

### 2.3.1 Neubau

#### Fassade in Aachen

Im Jahr 2002 wurde bei der Erweiterung der Versuchshalle des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen eine hinterlüftete Fassade aus Textilbeton ausgeführt. Die in Abbildung 2.3 dargestellte Fassade hat eine Gesamtfläche von  $240 \text{ m}^2$  und besteht aus Platten mit einer Länge von  $268,5 \text{ cm}$ , einer Höhe von  $32,5 \text{ cm}$  und einer Dicke von  $2,5 \text{ cm}$ . Das geringe Flächengewicht von  $57,5 \text{ kg/m}^2$  erlaubte eine Vierpunktbefestigung mit einem handelsüblichen Agraffen-Aufhängesystem. Die Fassadenplatten bestehen aus hochfestem Feinbeton, der mit zwei oberflächennahen Gelegen aus AR-Glas bewehrt ist. Die Abmessungen und die Betonzugfestigkeit sind so gewählt, dass die Platten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) nicht reißen [12, S. 366, 367].



Abbildung 2.3: Fassadenplatten aus Textilbeton [12, S. 367]

#### Brücke in Oschatz

2006 wurde für die Landesgartenschau in Oschatz eine Brücke aus Textilbeton errichtet. Sie überführt einen Zugangsweg mit einer Gehwegbreite von  $2,50 \text{ m}$  zum Gelände der Gartenschau. Die in Abbildung 2.4 dargestellte Brücke weist eine Stützweite von  $8,60 \text{ m}$  auf und besteht aus zehn in Längsrichtung miteinander verspannten Segmenten. Die Segmente haben die Querschnittsform einer organisch geformten U-Schale. Die Bauteildicke der Schale beträgt  $3 \text{ cm}$ , wobei an den Segmenträndern und unter der Lauffläche Aussteifungen angeordnet sind. Die Brücke besteht aus Feinbeton mit einem Größtkorn von  $2 \text{ mm}$  und einer Festigkeit von ca.  $70 \text{ N/mm}^2$  und einer  $2400 \text{ tex}$  AR-Glasbewehrung. In den Quersteifen wurde Bewehrung aus korrosionsunempfindlichem Edelstahl eingelegt. Um die Querkraftübertragung in den Segmentfugen sicherzustellen wurden diese in Längsrichtung mit einer Spannbewehrung mit  $2,5 \text{ N/mm}^2$  zentrisch vorgespannt, wodurch der Querschnitt im Gebrauchszustand vollständig überdrückt ist. Dazu wurden in die Segmente je sechs Spanngliedkanäle eingelegt [11, S. 342 - 346].

### 2.3.2 Verstärkung

#### Hyparschalentragwerk in Schweinfurt

Die in den 1960er Jahren erbaute Hyparschale in Schweinfurt wurde 2006 mit Textilbeton verstärkt, womit insbesondere die Tragfähigkeit der auskragenden Spitzen erhöht wurde (siehe Abbildung 2.5). Dazu wurde zuerst eine Untergrundvorbehandlung durchgeführt, die aus Aufrauhnen





Abbildung 2.4: Brücke aus Textilbeton [11, S. 342]

und Vornässen, sowie Ausbessern von Fehlstellen und Verpressen von Rissen besteht. Dann wurde eine ca. 2 bis 3 mm dicke Feinbetonschicht aufgebracht in die eine Lage textile Bewehrung eingelegt wird. Das Aufbringen von Feinbeton und Bewehrung wurde solange wiederholt, bis die gewünschte Lagenanzahl erreicht wurde. Den oberen Abschluss bildet eine dünne Feinbetonschicht. Die geringe Gesamtdicke der Verstärkung von ca. 10 bis 15 mm erhöht das Eigengewicht der Konstruktion nur minimal [13, S. 778].

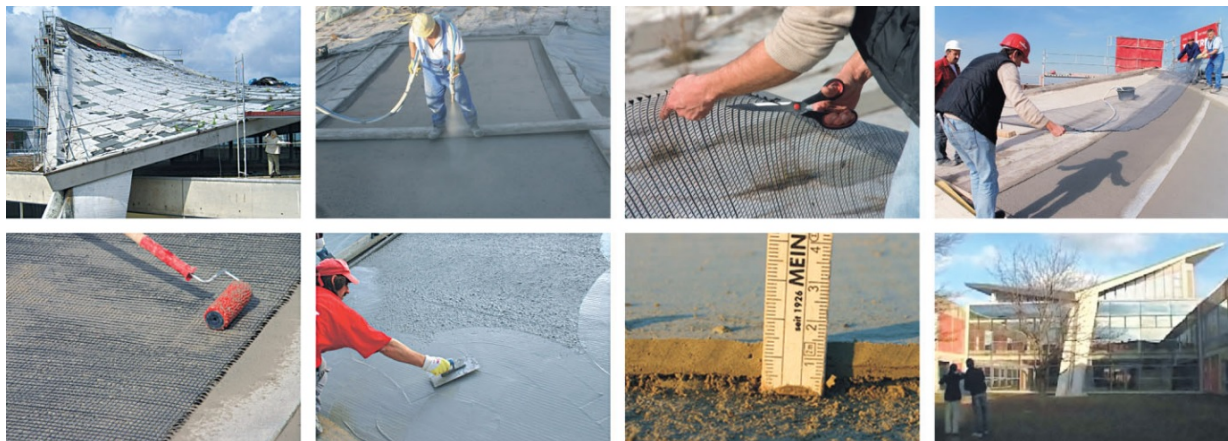


Abbildung 2.5: Verstärkung eines Hyparschalentragwerks mit Textilbeton [13, S. 778]

### Tonnendach in Zwickau

Ein 1903 in Zwickau erbautes Tonnendach und eine Stahlbetonkuppel wurden 2008 mit Textilbeton an der Innen- und Außenseite verstärkt. Dazu wurden ca. 800 m<sup>2</sup> Carbontextilien mit einer Garnfeinheit von 800 tex verarbeitet. Die wesentlichen Arbeitsschritte sind in Abbildung 2.6 dargestellt [13, S. 778].

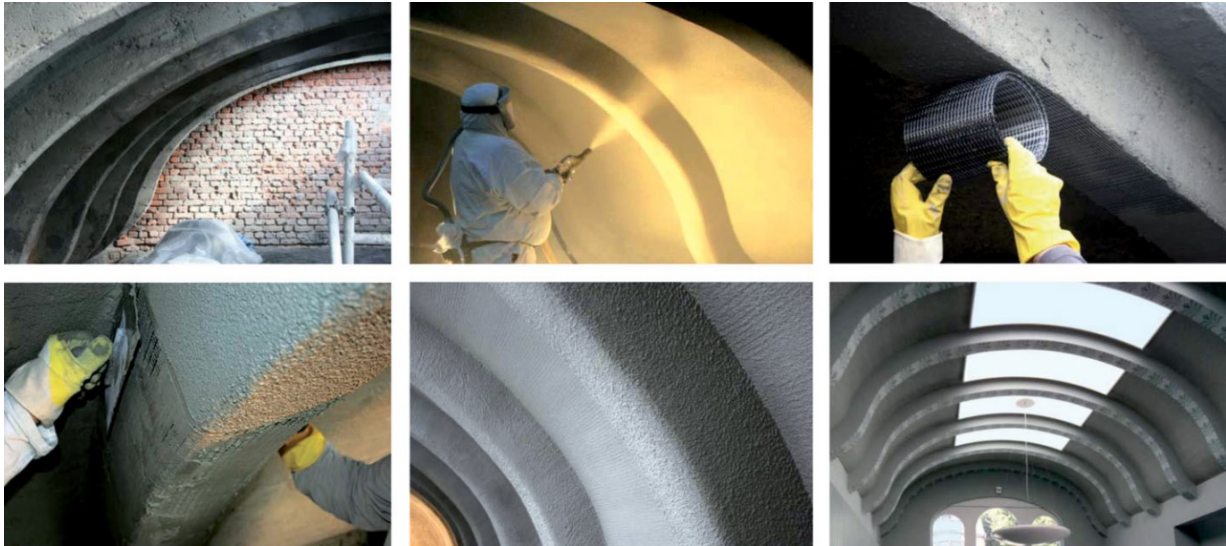


Abbildung 2.6: Verstärkung eines Tonnendachs mit Textilbeton [13, S. 779]

## 2.4 Mechanische Eigenschaften

Textilbeton weist die gleichen Trag- und Versagensmechanismen auf wie Stahlbeton. Wie in Abbildung 2.7 dargestellt, lässt sich das Verhalten des Verbundwerkstoffes in mehrere Zustände unterteilen. Bei der hier abgebildeten Ausführung mit AR-Glas-Bewehrung gibt es anders als im Stahlbetonbau keinen Zustand III, da dieses Material kein plastisches Arbeitsvermögen besitzt. Dasselbe gilt für Bewehrungen aus Carbon. In Zustand I ist der Beton ungerissen und der Verbundwerkstoff verhält sich näherungsweise entsprechend der Betonsteifigkeit. In Zustand IIa ist die Betonzugfestigkeit überschritten und es bilden sich irreversible Risse. Dieser Zustand ist solange gegeben, bis die ungerissenen Abschnitte so kurz sind, dass über den Verbund zwischen Bewehrung und Beton die Risslast der Matrix nicht mehr erreicht wird. Ab diesem Zeitpunkt sind keine weiteren Risse möglich und Zustand IIb ist erreicht. Es dehnt sich nur mehr die Bewehrung und die Rissbreiten vergrößern sich [6, S. 13].

Die feine textile Bewehrung hat eine Reihe positiver Eigenschaften. So ist bei der Betondeckung einzig die Sicherstellung des Verbundes zu berücksichtigen, wozu nur wenige Millimeter erforderlich sind. Eine Betondeckung aus Gründen des Korrosionsschutzes, wie bei Stahlbeton, entfällt. Da durch die vielfach größere Oberfläche der textilen Bewehrung sehr große Verbundkräfte in den Beton eingeleitet werden können, sind die erforderlichen Verankerungslängen kurz, die Risse fein verteilt und die Rissbreiten sehr klein. Durch die hohe Zugfestigkeit der Fasern werden im Labor Zugfestigkeiten für Textilbeton von  $100 \text{ N/mm}^2$  erreicht, was die Betondruckfestigkeit in Tabelle 2.2 übersteigt [6, S. 13, 14], [9, S. 5].

In Tabelle 2.3 sind mechanische Eigenschaften von Textilbeton aufgeführt. Darin sind für die Dauerfestigkeit von Textilbeton mit AR-Glas-Bewehrung unter Zugbeanspruchung weniger als 50 % angegeben. Trotz der Zugabe von Zirkoniumdioxid bei der Glasfaserherstellung, welches die Dauerhaftigkeit im alkalischen Milieu erhöht, kommt es zu einem Fehlstellenwachstum an der Filamentoberfläche in Abhängigkeit der Bauteilfeuchte und -temperatur, was zu diesem Festigkeitsverlust führt. Eine Tränkung der textilen Bewehrung mit polymeren Matrizen kann diesen Festigkeitsverlust deutlich vermindern [7, S. 49, 50].

Die Druckfestigkeit von Beton ist abhängig von der Belastungsdauer, was seine Ursache in

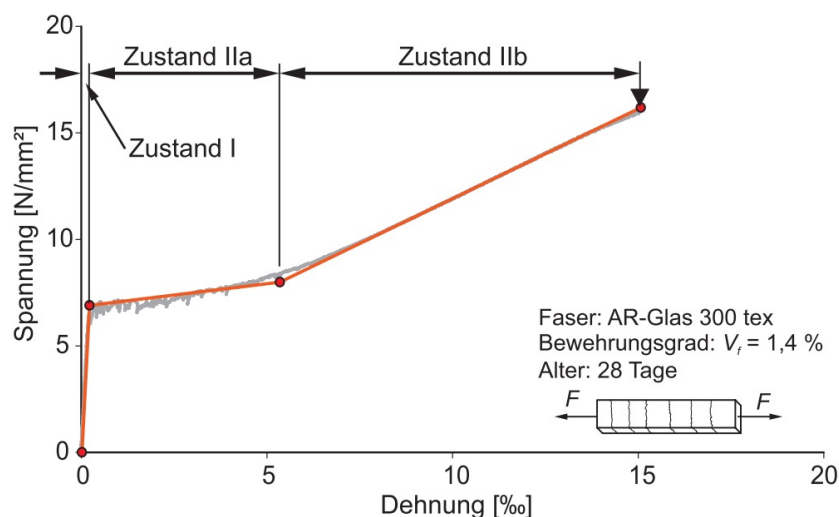


Abbildung 2.7: Spannungs-Dehnungs-Diagramm eines Textilbetons [6, S. 13]

Tabelle 2.3: Mechanische Eigenschaften von Textilbeton [6, S. 13]

Eigenschaft	Einheit	AR-Glas	Carbon
Bewehrungsgrad	%	1 ... 5 (10)	
Rissspannung	N/mm <sup>2</sup>	4 ... 6	
Rissabstand	mm	2 ... 20 mm	
Druckfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	50 ... 70	
Zugfestigkeit (Beton)	N/mm <sup>2</sup>	bis 40	bis 80
Zugfestigkeit (Textil)	N/mm <sup>2</sup>	1.000 (Kurzzeit)	2.000
Dauerfestigkeit	%	< 50	≈ 100
Bruchdehnung	%	15 ... 20	10 ... 15

einer zunehmenden Mikrorissbildung und damit einer Schädigung des Gefüges hat. Das gilt auch für Bauteile aus Textilbeton, wobei für die Dauerstandfestigkeit Werte von 70 bis 80 % der Kurzzeitbeanspruchung in der Materialprüfung vorgeschlagen werden [7, S. 50].

Im Brandfall führt die geringe Betondeckung zu einer raschen Entfestigung der textilen Bewehrung, wobei Carbontextilien eine deutlich höhere Temperaturstabilität aufweisen als Textilien aus AR-Glas. Der Brandwiderstand von Textilbetonbauteilen liegt unter 30 Minuten. Textilbeton, der zur Verstärkung von Stahlbetontragwerken eingesetzt wird, weist ein deutlich besseres Brandverhalten auf [7, S. 50, 51], [6, S. 14].

## 2.5 Herstellung

Die Herstellung von Bauteilen aus Textilbeton findet derzeit meist in Stückfertigung mit relativ großem Arbeitsaufwand statt. In Abbildung 2.8 sind die drei üblichen Verfahren Gießen, Laminieren und Spritzen dargestellt. Die Wahl des Herstellungsverfahrens hängt von der Bauteilgeometrie, dem Bewehrungsgrad und der geforderten Oberflächenqualität ab [7, S. 51].

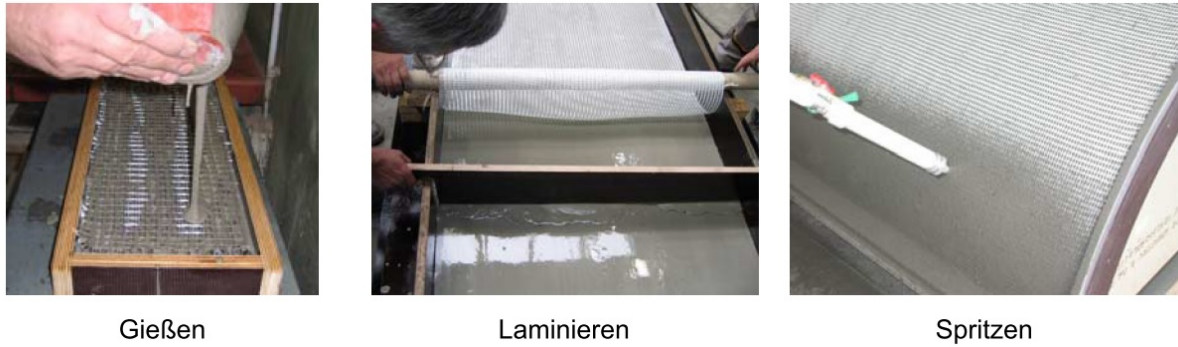


Abbildung 2.8: Herstellungsverfahren für Textilbeton [7, S. 51]

Beim Gießen wird die textile Bewehrung durch Anspannen in der Schalung oder mittels dreidimensionaler Abstandgewirke mit integrierten Abstandshaltern in ihrer Lage fixiert. Anschließend wird ein sehr fließfähiger Beton in die Schalung gegossen [7, S. 52].

Beim Laminieren werden Beton und Bewehrung abwechselnd lagenweise eingebracht. Dieses Verfahren weist denn geringsten technischen Aufwand auf und bietet sich besonders für die Herstellung flächiger Bauteile mit sehr hohen Bewehrungsgraden an [7, S. 52], [6, S. 14].

Das Spritzen ähnelt dem Laminieren, wobei die Betonlagen aufgespritzt werden. Man kann hier auch von Sprühen sprechen, da es anders als beim konventionellen Spritzbeton zu keinem Rückprall des Spritzgutes kommt, da mit deutlich geringeren Spritzdrücken gearbeitet wird. Sprühen ist allerdings kein genormter Begriff [7, S. 52], [6, S. 14].

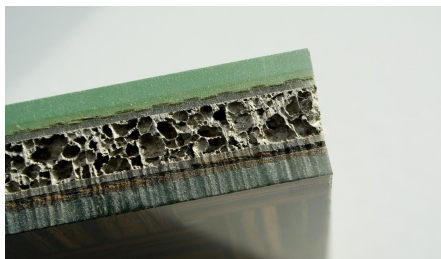


## 3 Stand des Wissens zur Sandwichbauweise

In diesem Kapitel wird der Begriff der Sandwichbauweise geklärt und die historische Entwicklung kurz umrissen. Dann wird die Anwendung als Sandwichelemente im Bauwesen beschrieben. Den Abschluss bildet eine Erläuterung der Sandwichtragwirkung.

### 3.1 Begriffsklärung

Ein Sandwich ist im üblichen Sprachgebrauch eine Speise, bei der zwischen zwei dünne Brotscheiben Wurst, Käse, Salat oder Ähnliches gelegt wird. Benannt ist es nach John Montagu, dem 4. Earl of Sandwich, der sich ein zwischen zwei Brotscheiben gelegtes Bratenstück zum Spieltisch bringen ließ, um die Partie nicht unterbrechen zu müssen [14, S. 100].



(a) Glasdeckschichten und Aluminiumschaumkern [15]



(b) Stahldeckschichten und Polyurethan-Hartschaumkern [16]

Abbildung 3.1: Beispiele für Sandwichelemente mit Angabe der Materialien

In der Bautechnik wurde dieser Begriff für die Sandwichbauweise übernommen. Dabei werden mehrere Schichten unterschiedlicher Eigenschaften miteinander verbunden. Ein Sandwichelement besteht in der Regel aus zwei außenliegenden Deckschichten und einem innenliegenden Kern. Die Deckschichten bestehen beispielsweise aus glasfaserverstärktem Kunststoff, Metall, Holz oder Stahlbeton. Als Kern-Material wird ein Material geringerer Dichte wie Hartschaumstoff, Balsaholz, metallischem oder nichtmetallischem Wabenwerkstoff verwendet, welches mit den Deckschichten verklebt oder verlötet ist. In Abbildung 3.1 sind Beispiele und in Abbildung 3.2 Varianten für Sandwichelemente dargestellt [17, S. 1], [9, S. 23, 24], [14, S. 100].

Sandwichbauteile gehören zum Verbundbau und zu den integrierten Bauweisen. Beim Verbundbau wirken mehrere Baustoffe statisch zusammen, sodass bestimmte Eigenschaften jedes Werkstoffes besondere Vorteile erzielen. Die integrierte Bauweise strebt, im Gegensatz zur konventionellen konstruktiven Bauweise, eine gemeinsame Wirkung von einzelnen funktionalen Schichten (Tragschicht, Dämmschicht, Dichtschicht etc.) an [9, S. 24], [18, S. 104]. HORSTMANN formuliert diese Herangehensweise folgendermaßen:

„Ziel der ingenieurmäßigen Optimierung ist es, unterschiedliche Werkstoffe so zu kombinieren, dass im Ganzen ein Verbundwerkstoff entsteht, der die positiven Eigenschaften der Einzelwerkstoffe in sich vereint, die negativen kompensiert, durch



















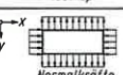
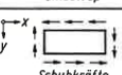


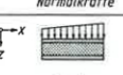
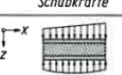







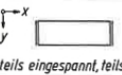




Querschnittsgeometrie	Gesamtaufbau	Anzahl der Schichten	 drei	 beliebig	Werkstoffe	Deckschichten	Zusammensetzung	 gleich	 verschieden	
		Querschnittsverlauf	 konstant	 veränderlich			Gerichtete Eigenschaften	 isotrop	 anisotrop	
		Anordnung bzgl. Tafelmittlebene	 symmetrisch	 unsymmetrisch			Steifigkeit (Gewicht)	 klein (leicht)	 groß (schwer)	
	Deckschichten	Kernschicht	Dicke	 dünn (Membran)	 dick (Platte)	Belastung	Sandwichtafel	Gerichtete Eigenschaften	 isotrop	 anisotrop
			Homogenität	 voll	 hohl			Scheibe	 Normalkräfte	 Schubkräfte
			Struktur	 isotrop	 anisotrop (profiliert)			Platte	 einseitig	 beidseitig
		Kernschicht	Grundriß und Lagerung	Dicke	 dünn		 dick	Balken	 beidseitig gelenkig	 einseitig eingespannt
				Homogenität	 voll		 hohl	Rechteckplatte	 allseitig gelenkig	 teils eingespannt, teils frei
				Struktur	 isotrop		 anisotrop	Kreisplatte	 gelenkig	 eingespannt

Abbildung 3.2: Varianten von Sandwichelementen [17, S. 2]

symbiotisches Zusammenwirken neue positive Eigenschaften generiert und die verschiedenen Anforderungen an die Baukonstruktion in einem Bauteil gleichermaßen erfüllt [9, S. 24].“

In dieser Arbeit werden verschiedene Begriffe in Zusammenhang mit der Bezeichnung „Sandwich“ verwendet. Um für Klarheit zu sorgen sind diese hier definiert. Für den allgemeinen Bauteil mit einem Sandwichaufbau wird der Begriff „Sandwichelement“ gewählt. ÖNORM EN 14509 [19] hat diesen Begriff beispielsweise im Titel. Die folgenden Bezeichnungen haben mechanische Hintergründe. Eine „Sandwichplatte“ ist ein plattenförmig beanspruchtes Sandwichelement, während eine „Sandwickscheibe“ scheibenförmig beansprucht wird. Ein „Sandwichbalken“ ist vom statischen System her ein Balken, der ein Sandwichelement als Querschnitt hat.

### 3.2 Historische Entwicklung

Die Vorteile der Sandwichbauweise hat sich lange vor dem Menschen die Natur zu Nutze gemacht. Bei Flügeln von Vögeln und Blättern von Pflanzen sind Deck- und Kernschicht aus dem selben Material, jedoch hat der Kern eine geringere Dichte.

Der Franzose DULEAU und der Engländer FAIRBAIRN erkannten im frühen 19. Jahrhundert den vorteilhaften Einsatz der Sandwichbauweise. Die Weltkriege führten zu einer Entwicklung in Luft- und Seefahrtstechnik, wobei die Sandwichbauweise zunehmend eingesetzt und entwickelt wurde. In weiterer Folge wurde auch die bautechnische Anwendung dieser Bauweise weiterentwickelt. Heute findet die Sandwichbauweise in der Bau- und Kältetechnik, im Fahrzeug-, Flugzeug- und Schiffsbau, sowie in Sportgeräten und anderen Alltagsgegenständen Anwendung [9, S. 23, 24].

### 3.3 Anwendung im Bauwesen

Die Sandwichbauweise hat im Bauwesen ihren Schwerpunkt im Fassadenbau gewerblicher Bauten. Sie findet Einsatz im Hallen-, Industrie- und Verwaltungsbau, sowie bei Kühlhäusern (siehe Abbildung 3.3). Die Vorteile liegen in der witterungsunabhängigen Vorfertigung und der zeitsparenden Montage [20, S. 20], [9, S. 24].



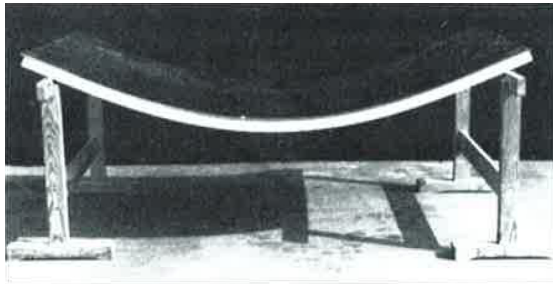
Abbildung 3.3: Bauzustand eines Industriegebäudes mit Sandwichwandelementen [21]

Sandwichelemente werden hauptsächlich mit Deckschichten aus Stahl, Aluminium oder Stahlbeton ausgeführt. Eingesetzt werden Sandwichelemente mit Stahl- oder Aluminiumdeckschichten in der Regel als großformatige, selbsttragende Fassaden- und Dachbauteile für Hallen, die auf einer Unterkonstruktion montiert werden. Diese werden durch ihr Eigengewicht, Wind- und Schneelasten, sowie Temperaturlasten beansprucht. Sandwichelemente mit Stahlbetondeckschichten werden meist im Geschößbau als Wandscheiben eingesetzt und zusätzlich zur Abtragung von vertikalen und horizontalen Gebäudelasten herangezogen [9, S. 24].

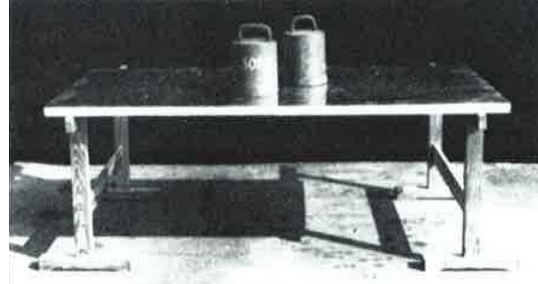
### 3.4 Sandwichtragwirkung

Ein Sandwichelement kann, wie in Abbildung 3.2 dargestellt als Scheibe oder als Platte belastet sein. Ein Fassadenelement trägt beispielsweise eine Windlast als Platte ab. Dasselbe gilt für Dachelemente eines Flachdachs, auf das eine Schneelast wirkt. Wird ein Sandwichelement als Platte beansprucht wird die Tragwirkung des Elements als Sandwichtragwirkung bezeichnet. Diese Tragwirkung des Verbundbauteils zeichnet sich dadurch aus, dass seine Biegesteifigkeit deutlich über der Biegesteifigkeit der Einzelschichten liegt. Das ist in Abbildung 3.4 mit dünnen Deckschichten aus Stahlblech gezeigt. Dazu müssen die beiden Deckschichten schub- und zugfest mit der Kernschicht verbunden sein [9, S. 23], [17, S. 1].

Diese Eigenschaft lässt sich aus der Berechnung der Biegesteifigkeit  $EI_y$  erklären, die das Produkt von Elastizitätsmodul  $E$  und dem Flächenträgheitsmoment  $I_y$  um die  $y$ -Achse ist. Als  $y$ -Achse wird die Hauptachse des Querschnitts bezeichnet, um die das Flächenträgheitsmoment  $I$  maximal wird. Damit hat ein nicht doppelsymmetrischer Querschnitt eine als „starke Achse“ bezeichnete  $y$ -Achse und eine als „schwache Achse“ bezeichnete  $z$ -Achse. Für einen allgemeinen Querschnitt kann  $I_y$  folgendermaßen berechnet werden, wobei die Bezeichnungen aus Abbil-



(a) Schichten unverbunden



(b) Schichten verbunden

Abbildung 3.4: Biegesteifigkeit von Sandwichelementen in Abhängigkeit von der Verbindung der einzelnen Schichten [20, S. 29]

dung 3.5a verwendet werden [22]:

$$I_y = \int z_i^2 dA . \quad (3.1)$$

Das Flächenträgheitsmoment  $I$  kann damit folgendermaßen definiert werden:

„Das Flächenträgheitsmoment  $I$  eines Querschnitts ist definiert als Summe all seiner Flächenteilchen  $dA$ , die mit dem Quadrat des Minimalabstands  $z_i$  zwischen Flächenteilchenschwerpunkt und Bezugsachse multipliziert werden. Die Querschnittsfläche fließt somit linear und der Abstand der Flächenteilchen zur Bezugsachse quadratisch in die Größe des Flächenträgheitsmoments ein. Je größer der Flächenanteil des Querschnitts, der möglichst weit entfernt von der Bezugsachse (= Schwerachse bzw. Nulllinie) liegt, ist, desto größer wird somit das Flächenträgheitsmoment. Die Bezugsachsen sind die Schwerachsen des Querschnitts [22, S. 61].“

Sandwichelemente sind zusammengesetzte Querschnitte, die aus zwei Deckschichten und einer Kernschicht bestehen. Die Berechnung des Flächenträgheitsmoment  $I_y$  eines Sandwichelements vereinfacht sich damit, wobei die Bezeichnungen aus Abbildung 3.5b gelten:

$$I_y = \sum I_i + \sum A_i z_i^2 . \quad (3.2)$$

Die deutlich größere Biegesteifigkeit bei dem Element mit verbundenen Schichten in Abbildung 3.4 lässt sich demnach aus der Verschiebung der Eigenschwerachsen der Deckschichten in die Gesamtschwerachse des Verbundbauteils erklären, da der Abstand  $z_i$  quadratisch in die Berechnung von  $I_y$  eingeht. Der Anteil von  $I_y$ , der sich aus dieser Verschiebung ergibt ist der zweite Term in Gleichung 3.2 und wird als „Steiner-Anteil“ bezeichnet.

Der Grad der Sandwichtragwirkung hängt von der Steifigkeit der Kernschicht ab. Die Kernschicht kann auch mit Verbundmitteln versehen sein. Dieser Einfluss ist in Abbildung 3.6 dargestellt und wurde von HORSTMANN [9, S. 129] in Versuchen mit Sandwichelemente mit Textilbetondeckschichten und Hartschaumkern bestätigt. Dieser gibt noch einen Einfluss der Deckschichtgeometrie an.

Aus der Sandwichtragwirkung entstehen in den einzelnen Schichten eines Sandwichelements charakteristische Spannungsverteilungen. Das hängt damit zusammen, dass bei fast allen Sandwichbauteilen die Deckschichten dehnsteif sind und der Kern schubweich ist. Die dehnsteifen Deckschichten werden durch die Verwendung von Materialien mit einem - im Vergleich zum Kernmaterial - hohen Elastizitätsmodul erreicht. Der schubweiche Kern resultiert aus einer geringen Schubsteifigkeit der Materialien bei Vollkernen oder durch ein schubsteifes Kernmaterial mit vielen Hohlräumen [17, S. 1].

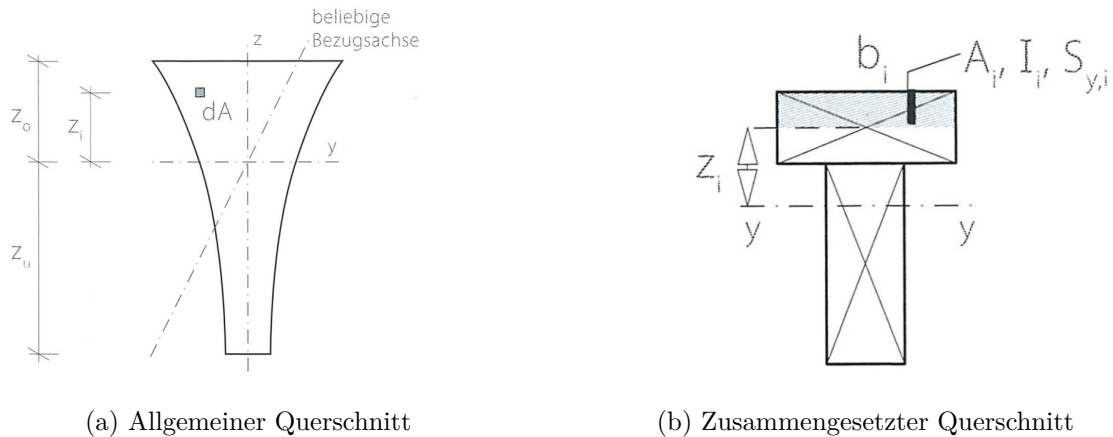


Abbildung 3.5: Querschnitte zur Erläuterung der Berechnung des Flächenträgheitsmoments  $I_y$  [22, S. 61, 62]

Die Darstellung der Spannungen ist im Folgenden der Arbeit von STAMM und WITTE [17] entnommen. Diese unterscheiden Sandwichelemente hinsichtlich ihrer Deckschichtgeometrie in:

- Sandwichelemente mit ebenen, dünnen Deckschichten,
- Sandwichelemente mit ebenen, dicken oder profilierten Deckschichten.

Ebene, dicke Deckschichten unterscheiden sich dadurch von ebenen, dünnen Deckschichten, dass ihre Eigenbiegesteifigkeit im Vergleich zu der des gesamten Sandwichelements nicht vernachlässigbar ist. Profilierte Deckschichten verhalten sich in dieser Hinsicht wie ebene, dicke Deckschichten [17, S. 82].

Im Folgenden wird auf die Tragwirkung von Sandwichelementen mit ebenen, dünnen Deckschichten eingegangen, da diese den einfacheren Fall darstellen. Sandwichelemente mit ebenen, dicken oder profilierten Deckschichten sind in Kapitel 8 im Abschnitt zu STAMM und WITTE detailliert behandelt.

Die Spannungsverteilung von Sandwichelementen mit ebenen, dünnen Deckschichten ist in Abbildung 3.7 dargestellt. Die Normalspannungsverteilung  $\sigma(z)$  zeigt einen Membranzustand in den Deckschichten, da deren Eigenbiegesteifigkeit vernachlässigt wird. Der Elastizitätsmodul der Kernschicht ist so klein gegenüber dem Elastizitätsmodul der Deckschichten, dass die Normalspannungen in der Kernschicht vernachlässigt werden. Daraus ergibt sich der Schubspannungsverlauf  $\tau(z)$  mit linearer Verteilung in den Deckschichten und einem konstanten Verlauf in der Kernschicht.

Vereinfacht ausgedrückt tragen die einzelnen Schichten des Sandwichelements unterschiedliche Schnittkräfte ab. Normalspannungen, die beispielsweise von Moment und Normalkraft hervorgerufen werden, werden von den Deckschichten abgetragen. Querkräfte führen beispielsweise zu Schubspannungen, die hauptsächlich vom Kern abgetragen werden. Damit ergibt sich eine Analogie zu I-Querschnitten im Stahlbau, da sich Gurte und Deckschichten bzw. Steg und Kern hinsichtlich ihrer Tragfunktion im Querschnitt ähneln.



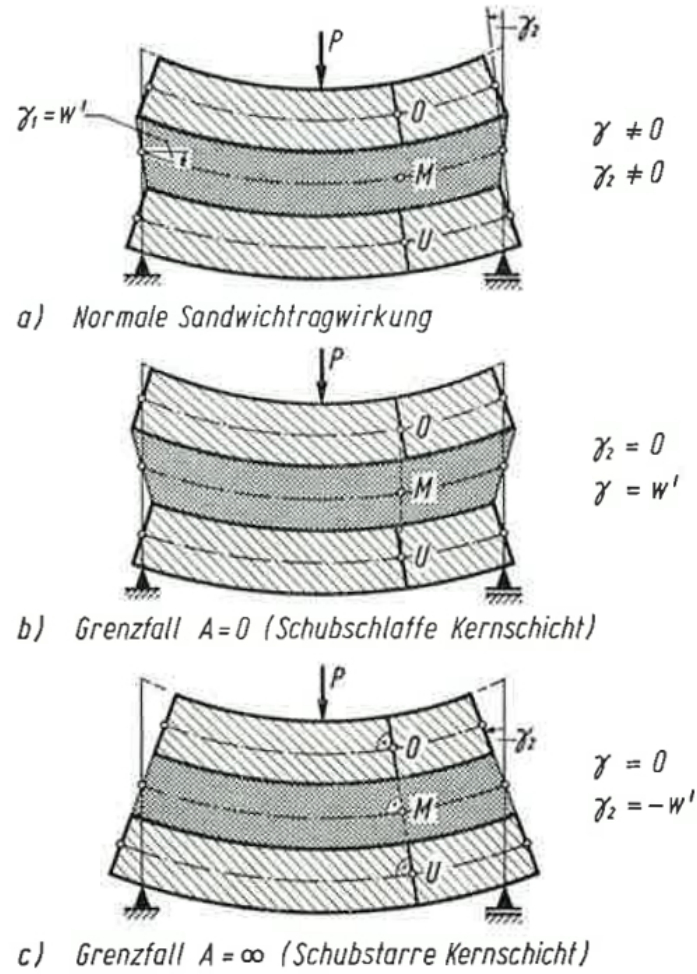


Abbildung 3.6: Einfluss der Kernschicht-Steifigkeit  $A$  (Formelzeichen von STAMM und WITTE) auf das Tragverhalten des Sandwichelements [17, S. 88]

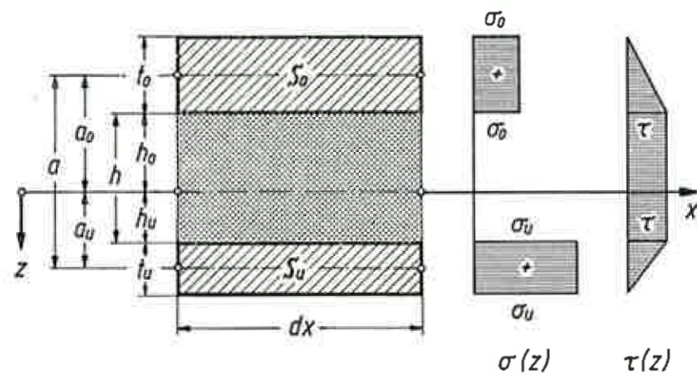


Abbildung 3.7: Unverformtes Element eines Sandwichbalkens und Spannungsverteilung bei dünnen Deckschichten [17, S. 15]

## 4 Recherche zur Forschungslandschaft

In diesem Kapitel ist ein Überblick zu laufenden und abgeschlossenen Forschungen zum Thema dieser Arbeit dargestellt. Die Arbeiten sind in universitäre und außeruniversitäre Forschungsarbeiten unterteilt.

### 4.1 Universitäre Forschungsarbeiten

Ein großer Teil der universitären Forschungsarbeiten wurde an der RWTH Aachen und der TU Dresden durchgeführt. Diese wurden im Jahre 1999 von der Deutschen Forschungsgemeinschaft mit je einem Sonderforschungsbereich (SFB) zur Erforschung der Grundlagen des textilbewehrten Betons betraut. Im SFB 528 wurden an der TU Dresden die Möglichkeiten zur Verstärkung und Instandsetzung bestehender Bauteile mit Textilbeton untersucht, während im SFB 532 an der RWTH Aachen die Grundlagen für den Einsatz in neuen Bauteilen geschaffen wurden [7, S. 1]. In geringerem Umfang wurden bzw. werden Arbeiten an der TU Darmstadt, der Universität Innsbruck und der Ningbo University in China durchgeführt.

#### 4.1.1 RWTH Aachen

Aus den Forschungsarbeiten an der RWTH Aachen ist im Folgenden ein Auszug inklusive des SFB 532 dargestellt.

##### **SFB 532: Textilbewehrter Beton - Grundlagen für die Entwicklung einer neuartigen Technologie (1999 – 2002)**

Das Gesamtziel des SFB 532 ist die „Schaffung der technisch-wissenschaftlichen Grundlagen zur ingenieurmäßigen Entwicklung einer neuartigen Technologie für textilbewehrte Betonbauteile“. Dazu wurde eine interdisziplinäre Zusammenarbeit des Lehrstuhls für Textilchemie und Makromolekulare Chemie, des Instituts für Textiltechnik, des Instituts für Bauforschung, des Lehrstuhls für Baustatik und Baudynamik, des Instituts für Massivbau und des Laboratoriums für Werkzeugmaschinen und Betriebslehre umgesetzt. Diese Forschungseinrichtungen sind an dieser Stelle genannt, um einen Überblick über die Forschungstätigkeiten zu geben. Die Teilbereiche des SFB 532 sind in Abbildung 4.1 dargestellt [23].

##### **Entwicklung eines Wandsystems mit hoher Wärmedämmung aus selbstverdichtendem porosiertem Leichtbeton in Kombination mit einer bauteilintegrierten Wandschalung aus textilbewehrtem Beton (2006 – 2010)**

In diesem Projekt wurde eine bauteilintegrierte Schalung aus Textilbeton bemessen, die in Verbindung mit einem speziellen Leichtbeton ein Wandsystem bildet. Als Leichtbeton wurde ein selbstverdichtender porosierter Leichtbeton entwickelt. Die Wandsysteme wurden anschließend hergestellt und geprüft (siehe Abbildung 4.2) [24].

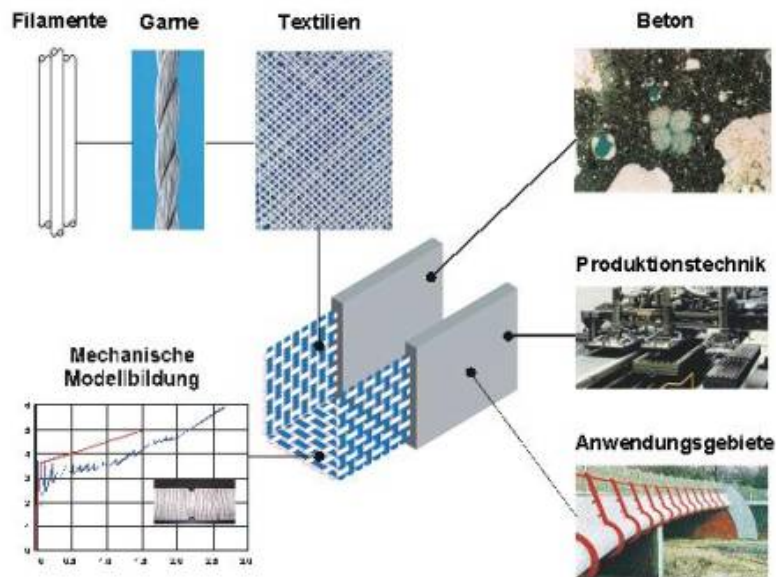


Abbildung 4.1: Struktur des SFB 532 [23]

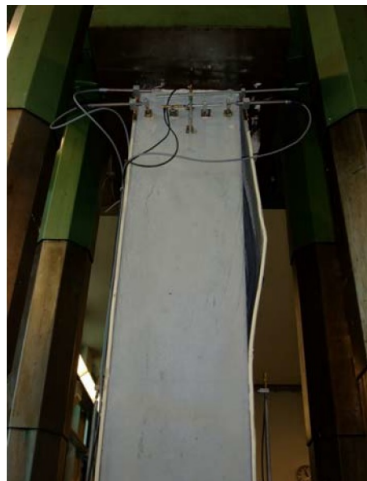


Abbildung 4.2: Ablösen der bauteilintegrierten Schalung vom Leichtbeton bei einer Wandsystemprüfung [24, S. 83]

### **Großformatige energieeffiziente Fassaden aus Textilbeton mit Sandwichtragwirkung (2014 – 2016, laufend)**

In einer Kooperation der Fa. Hering Bau, dem Institut für Massivbau und dem Institut für Bauforschung der RWTH Aachen sollen in diesem Projekt die technischen Grundlagen zur Herstellung von großformatigen, leichten und energieeffizienten Sandwichelementen für Außenwände geschaffen werden. Dabei wird eine praxistaugliche Methode zur Herstellung und Bemessung von Sandwichelementen entwickelt, wobei experimentelle und theoretische Untersuchungen durchgeführt werden. So werden beispielsweise Betonrezepturen entwickelt und das Zusammenwirken von dünnen Textilbetondeckschichten, Verbundmitteln und Dämmstoffen systematisch untersucht. Aus Versuchen und FE-Simulationen sollen dann praxisgerechte Ingenieurmodelle zur Bemessung großformatiger Sandwichelemente aus Textilbeton hergeleitet werden. Das Projekt umfasst



auch die Entwicklung von Konzepten für die Fügung der Elemente, die den produktionstechnischen, baukonstruktiven und bauphysikalischen Anforderungen gerecht werden. Großformatige Demonstrationsbauteile bilden den Abschluss [25].

#### 4.1.2 TU Dresden

##### **SFB 528: Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung (1999 - 2011)**

Im SFB 528 wurde die Anwendung von textiler Bewehrung, die in eine Betonmatrix eingebracht werden kann, in der Verstärkung und Instandsetzung bestehender Bauten untersucht. Daran waren Forschungseinrichtungen des Bauingenieurwesens, des Maschinenbaus, des Vermessungswesens und der Werkstoffwissenschaften beteiligt. Im Folgenden sind die beteiligten Institute genannt. Diese sind das Institut für Massivbau, das Institut für Baustoffe, das Institut für Statik und Dynamik der Tragwerke, das Institut für Mechanik und Flächentragwerke, das Institut für Stahl- und Holzbau, das Institut für Baubetriebswesen, das Institut für Textilmaschinen und Textile Hochleistungswerkstofftechnik, das Institut für Leichtbau und Kunststofftechnik, das Institut für Photogrammetrie und Fernerkundung und das Leibniz-Institut für Polymerforschung Dresden e.V. Dabei wurden in „theoretischen und experimentellen Untersuchungen die Grundlagen für die Werkstoffe, die mechanische Beschreibung, die konstruktive Durchbildung und die Bemessung, die technologische Aufbringung, bautechnische Umsetzung und die Langzeiteigenschaften“ geschaffen (siehe beispielhaft Abbildung 4.3). Aufbauend auf diese Forschungen wird in Kooperation mit dem Deutschen Zentrum für Textilbeton und der TUDALIT e.V. an dem Transfer in Praxis gearbeitet [26].



Abbildung 4.3: Anwendung von Textilbeton in der Verstärkung bzw. Instandsetzung bestehender Bauteile [26]

#### 4.1.3 TU Darmstadt

##### **$\eta$ -Fabrik (2013 - 2017, laufend)**

Die Bezeichnung  $\eta$ -Fabrik steht für Energieeffizienz, Technologie und Anwendungszentrum und ist ein Forschungsprojekt, in dem eine Modellfabrik gebaut werden soll, in der Maschinen, technische Infrastruktur und Gebäude interagieren um Energieverbrauch und CO<sub>2</sub>-Ausstoß zu reduzieren. In einem Teilprojekt wird dazu ein Hüllbauteil entwickelt, dass mittels oberflächennaher integrierter Kapillarrohrmatten thermisch aktiviert wird (siehe Abbildung 4.4). Es besteht aus einer tragenden Innenschale aus Beton und einer daran befestigten Außenschale aus mikrobewehrtem ultrahochfestem Beton. Dazwischen ist eine Schicht aus zementgebundenem mineralischen Schaum als Wärmedämmung angeordnet [2], [27].

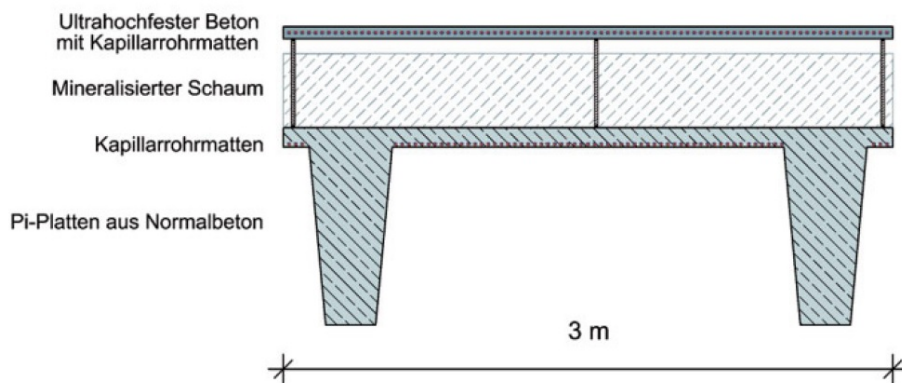


Abbildung 4.4: Querschnitt eines Hüllelements für Dach- und Wandbauteile aus Beton [2, S. 171]

#### 4.1.4 Universität Innsbruck

##### Textilbewehrte Betone zur Instandsetzung und Verstärkung von Fahrbahnplatten aus Stahlbeton (2014 abgeschlossen)

In dieser Arbeit wurde eine Methode entwickelt, bestehende Fahrbahnplatten aus Stahlbeton mittels direkt befahrbarer textilbewehrter Aufbetone instandzusetzen und zu verstärken. Dabei sollte auf eine konventionelle Abdichtung verzichtet werden. Dazu wurden geeignete Betone entwickelt und in Kombination mit Carbonfasertextilien umfangreichen experimentellen Untersuchungen unterzogen, wobei ein besonderes Augenmerk auf zyklische Lastbeanspruchungen gelegt wurde. Diese Erkenntnisse wurden in zwei Pilotprojekten umgesetzt (siehe Abbildung 4.5) [28], [29].



Abbildung 4.5: Anwendung von Textilbeton bei einer Bestandsbrücke [28]

##### Textilbeton – Entwicklung von Betonschalen mit eindimensionaler Krümmung unter Einsatz von 3D Textilstrukturen (laufend)

Gemeinsam mit Projekt-Partnern sollen in dieser Arbeit dreidimensionale Textilbewehrungen mit eindimensionaler Krümmung entwickelt werden, wie sie beispielhaft in Abbildung 4.6 dargestellt

sind. Damit könnten gekrümmte Strukturen bewehrt werden. Dazu werden in experimentellen Untersuchungen materialtechnische und mechanische Eigenschaften ermittelt und analysiert [30].



Abbildung 4.6: Dreidimensionale Textilbewehrungen mit eindimensionaler Krümmung [30]

#### 4.1.5 TU Graz

##### **Dünnwandige Betonbauteile mit Bewehrung aus kohlefaserverstärkten Kunststoffen (abgeschlossen)**

In dieser Arbeit wurde die Biegung dünner Betonbauteile mit Carbonbewehrung untersucht. Zusätzlich wurden vorgespannte, zentrische Spannglieder aus CFK-Lamellen eingebracht. Dazu wurden Laborversuche hinsichtlich des Verbundverhaltens von Carbonbewehrung und Beton durchgeführt und das Biegetragverhalten versuchstechnisch untersucht. Daraus wurde ein Bemessungskonzept abgeleitet [31].

##### **Donau-Schwimm-Insel (2013 abgeschlossen)**

Die Donau-Schwimm-Insel ist ein experimentelles Bauwerk mit einem Schaumkern und einer dünnen, kohlefaserbewehrten Betonschicht. In periodischen Untersuchungen sollen Aufschlüsse über die Dauerhaftigkeit, Rissesicherheit und Benutzerfreundlichkeit dieser Bauweise geben, insbesondere hinsichtlich klimatischer Einflüsse. In Abbildung 4.7 sind Bauzustände des Bauwerks gezeigt [32].

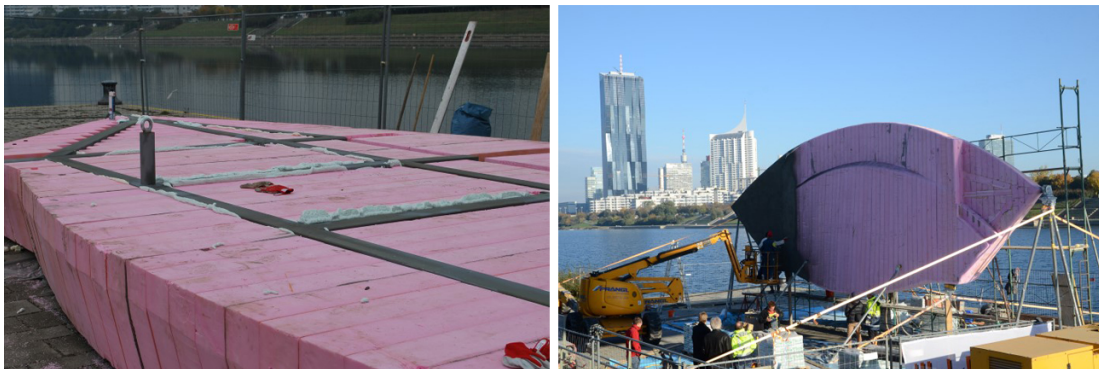


Abbildung 4.7: Bauzustände der Schwimm-Insel [32]

#### 4.1.6 FH Kärnten

##### **Sandwichkonstruktion mit Kern aus XPS und Deckschicht aus textilbewehrtem UHPC (2014 abgeschlossen)**

Diese Masterarbeit wurde in Kooperation mit der TU Graz durchgeführt und beschäftigt sich mit der theoretischen und versuchstechnischen Untersuchung von Sandwichelementen. Diese Elemente haben einen Kern aus estrudiertem Polystyrol (XPS) und Deckschichten aus textilbewehrtem ultrahochfestem Beton (UPHC). Als textile Bewehrung wurden Carbongelege verwendet. Es wurden Dreipunkt- und Vierpunkt-Biegeversuche durchgeführt (siehe Abbildung 4.8) und das Last-Verformungsverhalten untersucht [33].



Abbildung 4.8: Vierpunkt-Biegeversuch an einem Sandwichelement [33, S. 101]

#### 4.1.7 HTWK Leipzig

##### **Vakuumgedämmte Fassadenelemente aus Textilbeton (abgeschlossen)**

Die Fassadenelemente in dieser Arbeit sind mit zwei Lagen Vakuumisulationspaneelen ausgeführt. Gemeinsam mit den glasfaserbewehrten Textilbetondeckschichten und Luft- bzw. Schutzschichten wird bei einer Gesamtdicke von 11 cm ein U-Wert von  $0,18 \text{ W/m}^2 \text{ K}$  erzielt. Hierbei sind Glasfaserkunststoff-Verbundstege der Schichten berücksichtigt. In Abbildung 4.9 ist das Fassadenelement dargestellt [34].

#### 4.1.8 Ningbo University (P.R. China)

##### **Experiment on the Mechanical Behavior of Integrated Concrete-foam Glass Sandwich Blocks (2013 abgeschlossen)**

In dieser Arbeit wurden kleinformatische Sandwichblöcke mit Schaumglas-Kern versuchstechnisch untersucht. Die beiden Deckschichten bestanden aus Beton und Leichtbeton. Dabei wurden Erkenntnisse zur Verbindung dieser Materialien gewonnen [35].





Abbildung 4.9: Fassadenelement mit Vakuumisolationspaneelen und Textilbetondeckschichten [34]

## 4.2 Außeruniversitäre Forschungsarbeiten

### 4.2.1 Institut für Angewandte Bauforschung Weimar gemeinnützige GmbH

#### Mineralische Sandwichtafel (abgeschlossen)

In diesem Projekt wurde ein montagefähiges tragendes oder nichttragendes Sandwichelement für den Wohn- und Gewerbebau entwickelt. Den Kern bilden Calciumsilikatschaum-Platten, für die Deckschichten wurden drei Materialien untersucht: zementgebundene faserverstärkte Platten, Gipsfaserplatten und Porenbeton. Die einzeln hergestellten Schichten des Sandwichelements wurden mit einem kunststoffvergüteten mineralischen Klebstoff verbunden (siehe Abbildung 4.10). Es wurden Versuche an kleinformatischen Probekörpern und an Bauteilen im Maßstab 1:1 durchgeführt. Das Tragverhalten wurde dabei in Längskraft und in Vierpunkt-Biegeversuchen untersucht, wobei die theoretischen Ansätze für das Tragverhalten bestätigt und die erwarteten Tragfähigkeiten erreicht wurden. Die Dauerhaftigkeit wurde mit Klimawechseltests nach DIN 13373 überprüft [36].

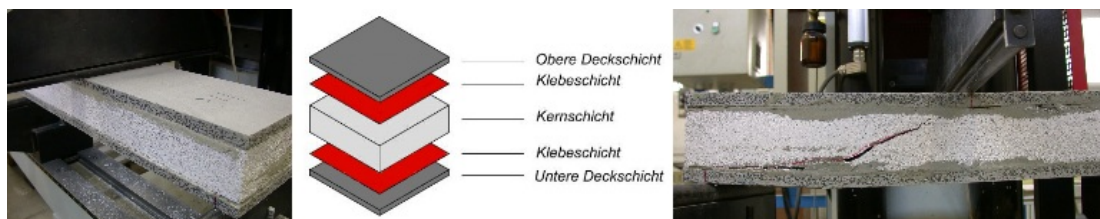


Abbildung 4.10: Prüfung und Aufbau der Sandwichelemente [36]

#### Basaltfaserbeton (abgeschlossen)

In dieser Arbeit wurde der Einfluss von Basaltkurzfasern auf die Eigenschaften von Beton und die Dauerhaftigkeit der Fasern und des Faserverbundwerkstoffes untersucht. Dazu wurde in verschiedenen Versuchsreihen die günstige Wirkung der Basaltfasern auf die Festigkeit und Dichtigkeit des Betons gezeigt. Der chemische Einfluss der alkalischen Porenlösung im Zementstein kann zu einem Verlust des positiven Fasereinflusses führen, weshalb die Alkalibständigkeit des Basalts und der Schlichte gewährleistet sein muss. Die Modifikation der Basaltfasern hinsichtlich Dauer-

haftigkeit, Leistungsvermögen und Verarbeitungseigenschaften steht derzeit im Mittelpunkt einer Arbeit mit einem Faserhersteller und weiteren Forschungseinrichtungen [37].

##### **Zweischicht-Fertigteil (abgeschlossen)**

Hier wurde ein Fertigteil entwickelt, das als tragendes, großformatiges Verbundbauteil für Fertigdächer im Wohn- und Wirtschaftsbau eingesetzt werden kann, wobei es auch für die Fassade geeignet ist. Es besteht aus einer festen Verschleißschicht aus Porenbeton und einer hochwärmedämmenden Schicht aus Porenleichtbeton. Die zwei Porenbetone unterschiedlicher Dichte und Festigkeit sind über hydrothermale Verbindungsreaktionen miteinander verbunden. Die Tragfähigkeit ist über eine Gitterträgerbewehrung realisiert, welche in Abbildung 4.11 erkennbar ist. In dem Projekt wurde für die Fertigteile ein neues Herstellungsverfahren entwickelt, wobei auf Kunststoffe auf Mineralölbasis verzichtet wurde [38].



Abbildung 4.11: Herstellung, Prüfung und Aufbau des Zweischicht-Fertigteils [38]

##### **Porenbetonverbundbauplatte (abgeschlossen)**

In diesem Projekt wurden Stahlbeton und Porenbeton zu einem Deckenfertigteil für Geschosdecken und Dachkonstruktionen kombiniert. Dabei wurden Gitterträger-Elementplatten (Filigrandecken) mit Porenbetonblöcken kombiniert um voll tragfähige Montageelemente zu erhalten. Diese müssen anders als übliche Filigrandecken nicht unterstellt werden. Sie werden vor Ort mit Ortbeton komplettiert. Bei der Herstellung der Fertigteile wurden die Porenbetonblöcke in den verdichteten Frischbeton eingelegt, was zu einem Haftverbund zwischen diesen beiden Schichten führt [39].

## 5 Anforderungen

In diesem Kapitel wird auf die Anforderungen an ein Sandwichelement eingegangen, dass für Gebäudehüllen eingesetzt wird. Dazu sind die Anforderungen nach der Europäische Bauproduktenverordnung, an Gebäudehüllen und an Sandwichelemente wiedergegeben.

### 5.1 Anforderungen nach der Europäische Bauproduktenverordnung

Für die Anforderungen an Bauprodukte wird die Europäische Bauproduktenverordnung [40] herangezogen. Diese legt Bedingungen für das Inverkehrbringen von Bauprodukten oder ihre Bereitstellung auf dem Markt fest. Für Bauwerke sind dabei sieben Grundanforderungen definiert, die bei normaler Instandhaltung über einen wirtschaftlich angemessenen Zeitraum erfüllt werden müssen (siehe Abbildung 5.1). Diese bilden die Grundlage für die Ausarbeitung von Normungsaufträgen und harmonisierten technischen Spezifikationen [40, S. 11, 33, 34].

1	Mechanische Festigkeit und Standsicherheit
2	Brandschutz
3	Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz
4	Sicherheit und Barrierefreiheit bei der Nutzung
5	Schallschutz
6	Energieeinsparung und Wärmeschutz
7	Nachhaltige Nutzung der natürlichen Ressourcen

Abbildung 5.1: Anforderungen an Bauwerke nach der europäischen Bauproduktenverordnung [41]

Diese Anforderungen sind in Österreich, mit Ausnahme der „Nachhaltigen Nutzung der natürlichen Ressourcen“, in je einer OIB-Richtlinie umgesetzt [41].

### 5.2 Anforderungen an die Gebäudehülle

Die Anforderungen an die Gebäudehülle können unterschiedlich gegliedert sein. GAMERITH [42, S. 38] teilt diese in Statik, Bauphysik, Konstruktion und Gestaltung ein.

Aus statischer Sicht muss eine Fassade die auftretenden Lasten aufnehmen. Die Lasten ergeben sich aus dem Eigengewicht, der Nutzung und dem Wind, sowie aus Brand und Erdbeben. Die Fassade kann auch zur Aussteifung des Gebäudes hergezogen werden.

Die Bauphysik stellt Anforderungen hinsichtlich Wärme-, Feuchte-, Schall- und Sonnenschutz. Die Versorgung der Räume mit Tageslicht fällt auch in diese Kategorie.

Bei der Konstruktion liegt ein Hauptaugenmerk auf der Ausbildung der Details. In Verglasungen, Anschlüssen und Fugen müssen Dichtheit, Brand- und Einbruchsschutz gewährleistet sein. Die Wirtschaftlichkeit der Konstruktion muss gegeben und die Entsorgung bedacht sein.

Für die Gestaltung von Fassaden sind Proportionen, Fugenausbildung und Materialien entscheidend.

### 5.3 Anforderungen an Sandwichelemente

Die Anforderungen an Sandwichelemente sind ÖNORM EN 14509 [19] entnommen, welche selbsttragende Sandwichelemente mit beidseitigen Metaldeckschichten behandelt. Zur Zeit gibt es keine ÖNORM, die die Anforderungen an Sandwichelemente mit Textilbetondeckschichten bzw. eines materialunabhängigen Sandwichelements definiert. ÖNORM EN 14509 wird beispielsweise für den Nachweis von Sandwichelementen der Firma Hoesch herangezogen (siehe dazu beispielsweise eine Zulassung [43] und den dazugehörigen Änderungs- und Ergänzungs-Bescheid [44]). Für Außenwand- und (Unter-)Deckenbekleidungen für Innen- und Außenanwendung sind die maßgebenden Anforderungen [19, S. 153 - 155]:

- Mechanische Festigkeit,
- Wärmedurchgangskoeffizient,
- Brandverhalten,
- Feuerwiderstand,
- Biegezugfestigkeit von (Unter-)Decken,
- Wasserdurchlässigkeit,
- Luftdurchlässigkeit,
- Wasserdampfdurchlässigkeit,
- Luftschalldämmung,
- Schallabsorption,
- Dauerhaftigkeit,
- Gefährliche Stoffe.

Für Dacheindeckungen sind die maßgebenden Anforderungen:

- Mechanische Festigkeit,
- Wärmedurchgangskoeffizient,
- Verhalten bei Beanspruchung durch Feuer von außen,
- Brandverhalten,
- Feuerwiderstand,
- Wasserdurchlässigkeit,
- Luftdurchlässigkeit,
- Wasserdampfdurchlässigkeit,
- Luftschalldämmung,
- Grenzabmaß,
- Dauerhaftigkeit,
- Gefährliche Stoffe.



# 6 Mechanische Einwirkungen

In diesem Kapitel sind die mechanischen Einwirkungen auf Sandwichelemente wiedergegeben. Zu Beginn sind die allgemeinen mechanischen Anforderungen und Einwirkungen nach ÖMORM EN 1990 [45] genannt. Ein Sandwichelement mit Textilbetondeckschichten weist besondere Eigenschaften auf, die zu speziellen Einwirkungen führen können. Als Verbundbauteil kann ein unterschiedliches Verformungsbestreben der einzelnen Schichten zu Eigenspannungen führen. Das kann infolge einer Temperaturbeanspruchung oder einem Schwindvorgang im Zuge der Herstellung auftreten. Auf diese speziellen Einwirkungen wird eingegangen.

## 6.1 Allgemein

Die mechanischen Anforderungen sind ÖMORM EN 1990 [45] entnommen, die sich mit den Grundlagen der Tragwerksplanung befasst. Diese Anforderungen sind folgendermaßen formuliert:

„Ein Tragwerk ist so zu planen und auszuführen, dass es während der Errichtung und in der vorgesehenen Nutzungszeit mit angemessener Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit den möglichen Einwirkungen und Einflüssen standhält und die für Tragwerke oder tragende Bauelemente festgelegten Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit erfüllt. Bei der Planung und der Berechnung des Tragwerks sind ausreichende Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit zu beachten [45, S. 19].“

Diese Anforderungen gelten auch für ein Sandwichelement, da dieses als Bauteil ein Teil eines Tragwerks ist. Das wird im Folgenden konkretisiert.

Ein Sandwichelement muss den Einwirkungen und Einflüssen aus Errichtung und Nutzungen standhalten. Die Errichtung setzt sich aus Herstellung und Montage zusammen, da Sandwichelemente vorgefertigte Bauteile sind, die auf der Baustelle montiert werden. Die vorgesehene Nutzungszeit ist anwendungsabhängig.

Die Forderung, dass das Sandwichelement den Einwirkungen und Einflüssen  $E_{i,d}$  standhält (Widerstand  $R_d$ ) und dass die Gebrauchstauglichkeit  $C_d$  erfüllt wird, ist in ÖNORM EN 14509 [19, S. 128] folgendermaßen ausgedrückt:

$$E_{ULS,d} \leq R_d, \quad E_{SLS,d} \leq C_d. \quad (6.1)$$

Mit den Indizes „ULS“ und „SLS“ werden die beiden Grenzzustände bezeichnet, in denen die Bemessung eines Tragwerks durchgeführt wird. Das sind der Grenzzustand der Tragfähigkeit (abgekürzt „ULS“, Englisch für „Ultimate Limit State“) und der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (abgekürzt „SLS“, Englisch für „Serviceability Limit State“).

## 6.2 Allgemeine Einwirkungen

Einwirkungen werden im Allgemeinen nach ÖMORM EN 1990 [45, S. 26] nach ihrer zeitlichen Veränderung unterteilt in:

- ständige Einwirkungen,
- veränderliche Einwirkungen,
- außergewöhnliche Einwirkungen.

In ÖNORM EN 14509 [19, S. 129, 130], die selbsttragende Sandwichelemente mit beidseitigen Metalldeckschichten behandelt, sind Einwirkungen als Beanspruchungen bezeichnet und in langzeitige und veränderliche Beanspruchungen, sowie Beanspruchungen aufgrund von Langzeit-Einwirkungen eingeteilt.

Langzeitige Beanspruchungen sind

- die Eigenlast des Elements (berechnet aus den Nennmaßen und den mittleren Dichten),
- die Masse vorhandener ständiger Einbauteile von Tragwerken und Einbauten, die das Element belasten,
- langfristig einwirkende Verformungen, beispielsweise aufgrund der Temperaturen in Kühlhäusern (berechnet anhand der für die jeweilige Anwendung entsprechenden Normwerte).

Veränderliche Beanspruchungen sind

- Schnee (quasi-ständige Beanspruchung),
- Verkehrslasten (beispielsweise durch Begehen von Dach oder (Unter-)Decke),
- Windlasten,
- Montagelasten,
- klimatische Einflüsse (beispielsweise aufgrund einer Temperaturdifferenz zwischen den Deckschichten eines Elements).

Als Beanspruchungen aufgrund von Langzeit-Einwirkungen kann das Kriechen des Kernwerkstoffs bei Elementen, die als Dach oder (Unter-)Decke verwendet werden, zu berücksichtigen sein. Diese Beanspruchungen sind entweder einzeln oder in Kombination zu betrachten [19, S. 25].

### 6.3 Spezielle Einwirkungen

In mehrschichtigen Systemen können infolge eines unterschiedlichen Verformungsbestrebens der einzelnen Schichten Spannungen hervorgerufen werden. Dieses Verformungsbestreben kann durch Temperatur- oder Feuchteänderungen hervorgerufen werden. Die folgenden Ausführungen sind der Arbeit von SODEIKAT [46] zur Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton durch Feuchte- und Temperaturänderungen entnommen. Das Verhalten wird am Beispiel von Temperaturänderungen wiedergegeben, gilt aber sinngemäß auch für Feuchteänderungen (Schwinden und Quellen).

Temperaturgradienten über die Querschnittshöhe führen bei einschichtigen Systemen oder mehrschichtigen Systemen mit gleichen Wärmedehnzahlen zu Verwölbungen des Systems. Weisen nun einzelne Schichten eines mehrschichtigen Systems unterschiedliche Wärmedehnzahlen auf, so führen auch gleichmäßige Temperaturänderungen zu Verwölbungen. Dieses Verhalten ist vergleichbar mit dem Verhalten von Thermobimetallen in der Elektrotechnik, welches in Abbildung 6.1 dargestellt ist [46, S. 26]. Bei Sandwichelementen mit beidseitigen Metalldeckschichten

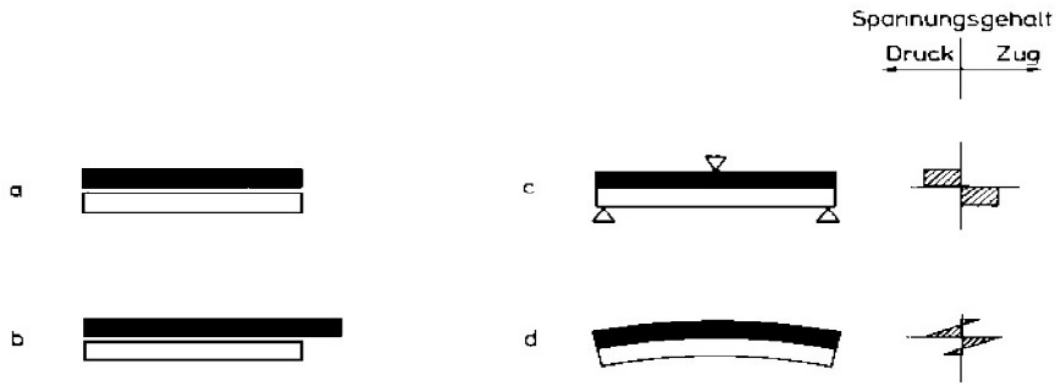


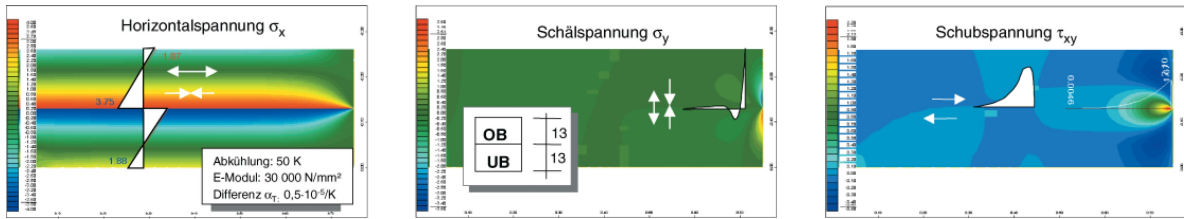
Abbildung 6.1: Darstellung des Thermobimetalleffekts: zwei Materialien mit unterschiedlichem Wärmeausdehnungskoeffizienten (a) verändern ihre Temperatur (b), was bei behinderter freier Verwölbung (c) zu einem Biegemoment und bei freier Verwölbung (d) zu einem Eigenspannungszustand führt [46, S. 26]

stellt die Temperatur laut ÖNORM EN 14509 [19, S. 133] sogar häufig den vorherrschenden Lastfall dar und kann stärkere Spannungen und/oder Durchbiegungen verursachen als Wind, Schnee oder aufgebrachte Lasten.

Da sich die einzelnen Schichten durch ihre Verbindung untereinander nicht frei verformen können entstehen Horizontalspannungen  $\sigma_x$ , die in den Endbereichen des Systems umgelenkt werden müssen. Dies führt in der Verbundfuge zu Schälspannungen  $\sigma_y$  und Schubspannungen  $\tau_{xy}$ , deren qualitativer Verlauf in Abbildung 6.2 dargestellt ist. Der Bereich in dem die Schubspannungen wirken, wird als Einleitungslänge bezeichnet und wird von den Schichtdicken und dem Steifigkeitsverhältnis beeinflusst. Die Berechnung der Einleitungslänge sowie die Verteilungen der Schäl- und Schubspannungen ist analytisch nicht möglich, kann aber beispielsweise über eine FE-Berechnung erfolgen. Im mittlerem Bereich des Systems zwischen den Einleitungslängen ist aus dieser Einwirkung ein Verbund der Schichten untereinander nicht nötig. Selbst bei Einbau einer Trennlage in diesem Bereich würden die Horizontalspannungen unverändert konstant verlaufen. Die Schubspannungen entsprechen in ihrer Summe den Horizontalspannungen. Die größten Schälspannungen treten bei den untersuchten Betonfahrbahnen nicht direkt in der Verbundfuge, sondern einige Millimeter ober- bzw. unterhalb der Fuge auf [46, S. 26, 27, 29].

Die Verwölbungen und Spannungen infolge des Thermobimetalleffekts sind maßgeblich beeinflusst von der Kombination der Schichtdicken, den Elastizitätsmoduln, den Wärmedehnzahlen und dem Verlauf der Temperaturbeanspruchung. Größere Elastizitätsmoduln rufen in den meisten Fällen höhere Spannungen hervor. In plattenförmigen Verbundsystemen kommt es infolge der Querdehnungsbehinderung zu einer Erhöhung der Horizontalspannungen, was in Abbildung 6.3 dargestellt ist. Berücksichtigt man den Einfluss des Kriechens und der Relaxation, reduzieren sich die auftretenden Spannungen. Da sich bei deren Berücksichtigung bei Betonfahrbahnen die Einwirkungen aus dem Thermobimetalleffekt in Richtung der mittleren Jahrestemperatur bewegen, treten die größten Zwangsspannungen innerhalb des ersten halben Jahres auf [46, S. 28, 30, 32].

Bei mineralischen Sandwichelementen mit zementgebundenen Schichten, können zwei Einwirkungszeiträume unterschieden werden. Diese sind die Herstellung des Elements und die Nutzung des Elements. Auf diese wird im Folgenden eingegangen, wobei jeweils in Einwirkungen aus



(a) Horizontalspannungen  $\sigma_x$

(b) Schälspannungen  $\sigma_y$

(c) Schubspannungen  $\tau_{xy}$

Abbildung 6.2: Spannungsverläufe eines zweischichtigen Betonbalkens infolge Abkühlung (Weiß eintragene Verläufe von  $\sigma_y$  und  $\tau_{xy}$  beziehen sich auf das Balkenende und sind zur besseren Lesbarkeit nach innen verschoben) [46, S. 28]

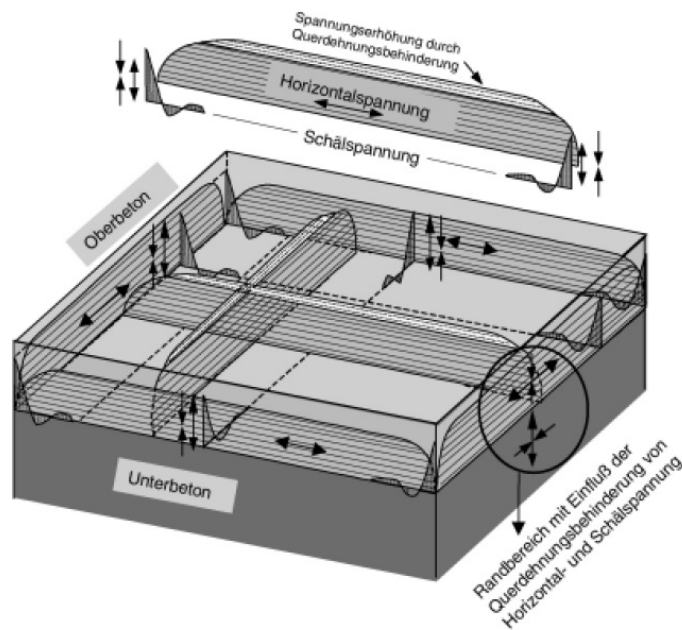


Abbildung 6.3: Schematischer Spannungsverlauf einer aufgeschüsselten Betonplatte [46, S. 32]

Temperatur- und aus Feuchteänderung unterschieden wird.

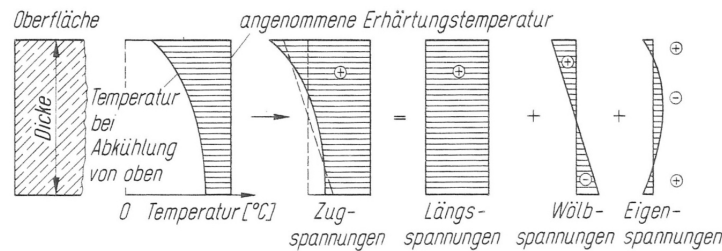
### 6.3.1 Herstellung

#### Temperaturänderungen

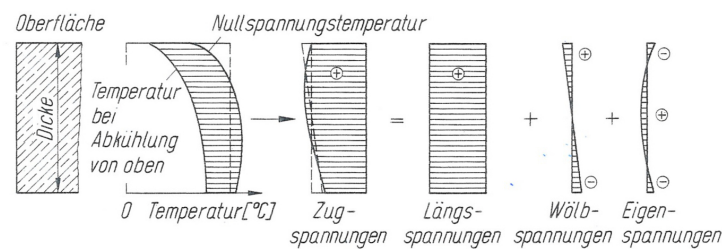
SPRINGENSCHMID [47] schreibt in seiner Arbeit zur Ermittlung von Spannungen infolge Schwinden und Hydratationswärme im Beton, dass bei verhinderter Dehnung bei der Herstellung eines Betonelements Zugspannungen auftreten. Diese lassen sich aus den üblichen Stoffkennwerten aber nicht berechnen, weil sich Elastizitätsmodul, Kriechzahl und Wärmedehnzahl des jungen Betons rasch ändern. Eine messtechnische Erfassung ist allerdings möglich. Dabei ist folgende Spannungsentwicklung beschrieben:

„Durch die Hydratation des Betons entstehen Wärmedehnungen oder - wenn Dehnungen durch Zwang verhindert werden - Druckspannungen. Diese Druckspannungen werden vor allem am ersten Tag größtenteils plastisch abgebaut. Daher entstehen durch anschließendes Abkühlen schon sehr früh Zugspannungen. (...) Im Vergleich zur Hydratationswärme des Zements spielt das Schwinden nur bei sehr starkem Austrocknen des Betons eine wesentliche Rolle [47, S. 263].“

Die auftretenden Spannungen aus Temperaturänderungen sind schon bei Bauteilen von 20 cm viel größer als die Schwindspannungen, wobei der Temperatureinfluss mit der Bauteildicke steigt. Diese Spannungen sind beispielhaft in Abbildung 6.4 dargestellt. Dabei stellt 6.4b den tatsächlich auftretenden Spannungsverlauf dar, der von der Nullspannungstemperatur abhängt, auf die noch eingegangen wird.



(a) Konstante Erhärtungstemperatur über den Querschnitt (vereinfachte Annahme)



(b) Nicht konstante Nullspannungstemperatur über den Querschnitt

Abbildung 6.4: Unterteilung der Spannungen in einer Platte infolge der Abkühlung von oben bei vollständiger Verhinderung der Verformung [47, S. 264, 268]

Das Prinzip der Nullspannungstemperatur ist in Abbildung 6.5 dargestellt. Infolge der Hydratationswärme erwärmt sich das Bauteil, wobei die behinderte Temperaturdehnung erst ab der ersten Nullspannungstemperatur  $1.T_N$  zu Druckspannungen führen, weil der Beton zuvor noch zu weich ist und die Druckspannungen über plastische Verformungen abgebaut werden. Wenn sich das Bauteil wieder abkühlt, wird die zweite Nullspannungstemperatur  $2.T_N$  erreicht. Diese liegt meist einige Kelvin über  $1.T_N$ , da ein Teil der entstandenen Druckspannungen über Relaxation abgebaut wurden. Infolge weiterer Abkühlung werden Zugspannungen aufgebaut. Die Nullspannungstemperatur lässt sich rechnerisch nicht bestimmen, da die erforderlichen Werkstoffkennwerte für den jungen Beton nicht zuverlässig ermittelt werden können und da wegen der starken Krümmung der Arbeitslinie das Superpositionsgesetz nicht anwendbar ist. Die Spannungsverteilung in Abbildung 6.4b ist auf die Nullspannungstemperatur  $2.T_N$  bezogen. Diese ist im oberflächennahen Bereich deutlich niedriger als in Querschnittsmitte, wo sich der Beton stärker erwärmt hat [47, S. 267 - 269].

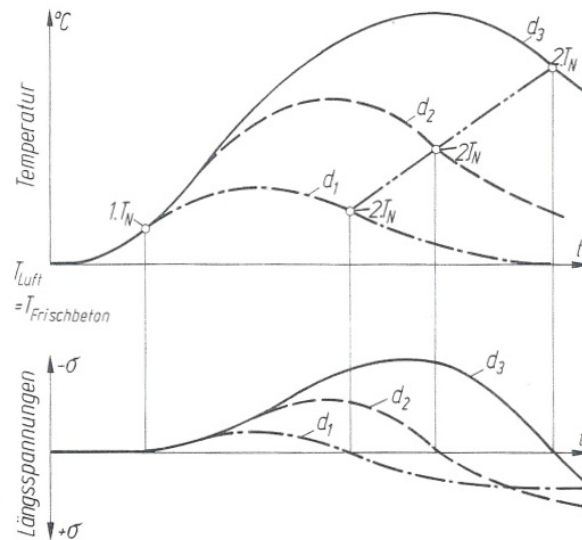


Abbildung 6.5: Temperaturmaximum und Nullspannungstemperatur bei Bauteilen unterschiedlicher Dicke  $d_i$  (größere Dicke bei höheren Indizes) [47, S. 267]

### Feuchteänderungen

Die Textilbetondeckschichten sind zementgebunden und unterliegen damit Schwindvorgängen, welche vor allem im Zuge der Herstellung des Elements auftreten und eine Volumenabnahme hervorrufen. Das Endschwindmaß für Beton reicht von 0,1 bis 1,0 mm/m [48, S. 20]. Es lassen sich im Wesentlichen vier Schwindkomponenten voneinander unterscheiden [49, S. 9, 10].

Das **Kapillarschwinden** tritt im frischen, noch verarbeitbaren Beton durch frühen Wasserverlust an der Oberfläche auf. Es wird auch als plastisches Schwinden bezeichnet und kann als einzige Schwindkomponente durch eine geeignete Mischungszusammensetzung und ordnungsgemäße Nachbehandlung vollständig vermieden werden.

Das **Schrumpfen** wird durch die chemische Reaktion des Zementes und die Ausbildung der Zementgelstruktur hervorgerufen und setzt sich aus zwei Anteilen zusammen. Der erste ist das geringere Volumen der Reaktionsprodukte im Vergleich zu den Ausgangsprodukten Zement und Wasser, und wird als chemisches Schwinden bezeichnet. Der zweite Anteil ist das autogene Schwinden, womit die innere Austrocknung der Zementsteinmatrix bezeichnet wird.

Das **Trocknungsschwinden** entsteht durch eine Wasserabgabe an die Umgebung. Die wesentlichen Effekte, die mit diesem Feuchtigkeitsverlust einhergehen, sind Änderungen von Oberflächenenergien, Kapillarkräften und Spaltdrücken.

Das **Karbonatisierungsschwinden** wird durch die Reaktion der Hydratationsprodukte des erhärteten Zementsteins mit dem Kohlendioxid der Luft in Abwesenheit von Feuchtigkeit hervorgerufen. Dabei treten Umkristallisationsvorgänge und die Freisetzung zuvor molekular gebundenen Wassers auf.

Der Verformungsbeitrag des Karbonatisierungsschwindens tritt nur an den Randzonen auf und ist bei üblichen Bauteilabmessungen, im Vergleich zum Schrumpfen und Trocknungsschwinden, von untergeordneter Bedeutung. Die dünnen Deckschichten von Sandwichelementen, stellen keine üblichen Abmessungen für Betonbauteile dar, womit die untergeordnete Bedeutung hier nicht zutreffen muss. Die Anteile des Schrumpfens und Trocknungsschwindens an dem gesamten Schwinden ist von der Betonfestigkeit abhängig, was in Abbildung 6.6 dargestellt ist. Während bei

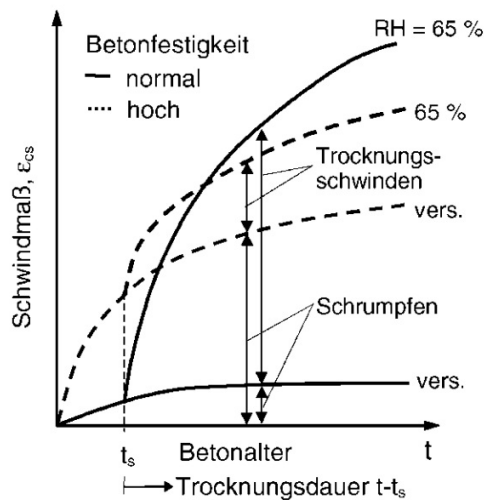


Abbildung 6.6: Zeitlicher Verlauf von Schrumpfen und Trocknungsschwinden bei normalfesten und hochfesten Betonen in trockener Umgebung ( $RH = 65\%$ ) bzw. bei versiegelter Lagerung (vers.: verhinderte Feuchteabgabe) [49, S. 10]

normalfesten Betonen das Schrumpfen gegenüber dem Trocknungsschwinden einen kleinen Anteil hat, steigt der Anteil des Schrumpfens mit zunehmender Betonfestigkeit und wird bei hochfesten Betonen mit Festigkeiten über  $150\text{ N/mm}^2$  sogar der weitestgehend bestimmende Anteil [49, S. 10].

Das Schrumpfen wird vom Wasserzementwert und der Zementzusammensetzung bestimmt und ist unabhängig von Bauteilabmessungen und Umgebungsfeuchte. Das Trocknungsschwinden ist maßgeblich von Bauteilabmessungen und Umgebungsfeuchte abhängig, wobei es auch einen Einfluss der Zementart gibt. Schrumpfen und Trocknungsschwinden steigen mit zunehmendem Zementsteingehalt und sinkender Zuschlagssteifigkeit. Das Trocknungsschwinden ist bei einer Wiederbefeuchtung teilweise reversibel, was als Quellen bezeichnet wird [49, S. 10, 11].

Wird eine zementgebundene obere Schicht auf einer unteren Schicht aufgebracht, um im Verbund zu erhärten, entstehen Schwindspannungen infolge der Verformungsbehinderung. Diese Behinderung ist um so geringer, je geringer die Steifigkeit der unteren Schicht ist. Somit führt ein geringer Elastizitätsmodul der unteren Schicht zu geringeren Schwindzugspannungen in der oberen Schicht. Werden beide Schichten im Verbund hergestellt, und besteht die obere Schicht aus hochfestem Beton, so ist es günstig, wenn die obere Schicht sehr rasch chemisch schwindet und die untere Schicht eine vergleichsweise langsame Elastizitätsmodul-Entwicklung hat [46, S. 25, 26].

### 6.3.2 Nutzung

#### Temperaturänderungen

Laut HORSTMANN [9] sind zur Ermittlung von Zwangsbeanspruchungen infolge eines Temperaturgefälles mehrschichtigen Wandtafeln die Werte aus einer Mitteilung des Deutschen Instituts für Bautechnik [50] zu entnehmen. Alternativ kann beispielsweise ein genauerer Nachweis durch instationäre, numerische Wärmeberechnungen erfolgen. Die Größe der Zwangsbeanspruchungen hängt von der Dicke der Deckschichten ab, wobei dünnere Deckschichten zu geringeren Beanspru-

chungen führen. Das liegt einerseits an den geringeren Temperaturgradienten und andererseits an dem Abbau der Dehnungsunterschiede der beiden Deckschichten durch die Verformung des gesamten Sandwichelements.

In der Mitteilung des Deutschen Instituts für Bautechnik [50] sind Temperaturbeanspruchung von mehrschichtigen, nicht hinterlüfteten Wandtafeln mit Betondeckschicht angegeben. Es sind Werte für die maximale Temperaturdifferenz  $\Delta\vartheta$  in der äußeren und inneren Betonschicht und für den Temperaturgradienten  $\Delta T$  innerhalb der äußeren Schicht angegeben.  $\Delta\vartheta$  ist definiert als die Differenz der Betonschichttemperatur  $\vartheta_a$  auf der Außenseite und der Betonschichttemperatur  $\vartheta_i$  auf der Innenseite:

$$\Delta\vartheta = \vartheta_a - \vartheta_i . \quad (6.2)$$

Die Betonschichttemperatur  $\vartheta_a$  auf der Außenseite ist im Sommer mit  $65^\circ\text{C}$  anzunehmen, wobei geringere Werte aufgrund Färbung und Struktur nicht berücksichtigt werden dürfen, da sich diese über die Nutzungsdauer des Elements ändern können. Im Winter ist  $\vartheta_a$  mit  $-20^\circ\text{C}$  anzunehmen oder über den Wärmeübergangswiderstand zu bestimmen. Sind örtlich niedriger Außenlufttemperaturen zu erwarten, sind diese direkt für  $\vartheta_a$  anzusetzen [50].

Für die Betonschichttemperatur  $\vartheta_i$  auf der Innenseite ist im Regelfall  $20^\circ\text{C}$  anzusetzen, welche der angenommenen Raumlufttemperatur entspricht. Sie darf auch über den Wärmeübergangswiderstand bestimmt werden. Bei besonderen Anwendungen hinsichtlich der Innenraumtemperatur, wie beispielsweise Kühlhäusern, ist für  $\vartheta_i$  der tatsächliche Wert zu ermitteln [50].

Für den Temperaturgradienten  $\Delta T$  innerhalb der äußeren Schicht ist von  $5\text{ K}$  auszugehen, sofern kein genauere Nachweis erfolgt [50].

### Feuchteänderungen

Die beiden Textilbetondeckschalen werden laut HORSTMANN [9] durch Feuchteänderungen unterschiedlich belastet. Die Außenschale ist wechselnden Feuchtebedingungen infolge der Witterung ausgesetzt, während die Innenschale vor allem eine Volumsverkleinerung infolge Trocknungsschwinden erfährt. Zur Erfassung des Schwindeinflusses wird in einer Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik [51] vorgeschlagen, die Temperaturwerte  $\Delta T_N$  (Anmerkung des Autors: vermutlich  $\Delta T$ ) der Außenschale nach einer Mitteilung des Deutschen Instituts für Bautechnik [50] um  $10\text{ K}$  zu erhöhen, was einem Schwindmaß  $\epsilon_S$  von ca.  $0,1\text{ ‰}$  entspricht. Es wird vorgeschlagen diesen Wert für Feinbetone mit erhöhtem Schwindmaß entsprechend zu skalieren. Hierbei kann berücksichtigt werden, dass ein Teil der infolge des Schwindens aufgebauten Zwangskräfte durch Kriechen des Betons wieder abgebaut werden.



# 7 Versagensarten

Dieses Kapitel geht auf die charakteristischen Versagensarten von Sandwichelementen ein. Dazu sind Versagensarten für Sandwichelemente im Allgemeinen und für Sandwichelemente mit metallischen Deckschichten beschrieben. Es folgen Versagensarten von Textilbetonsandwichelementen, wobei auch charakteristische Versagensbilder aus Versuchen gezeigt sind.

## 7.1 Allgemein

STAMM und WITTE [17, S. 4, 5] nennen in ihrer materialunabhängigen Arbeit zu Sandwichkonstruktionen für auf Biegung beanspruchte Sandwichplatten folgende Versagensarten:

- Versagen der zugbeanspruchten Deckschicht infolge Überschreitens der Zugfestigkeit,
- Versagen der druckbeanspruchten Deckschicht infolge Überschreitens der Druckfestigkeit oder ihrer Instabilitätsgrenze (Knittern der Deckschicht),
- Versagen der Kernschicht infolge Überschreitens der Schubfestigkeit des Kernmaterials,
- Versagen einer strukturierten Kernschicht infolge Überschreitens ihrer Instabilitätsgrenze (beispielsweise das Ausbeulen der Stege eines Wabenkerns bei zu großer Schubbeanspruchung),
- Lösen der Verbindung zwischen Deckschichten und Kernschicht durch Abreißen, Abplatzen oder Abschälen infolge Überschreitens der Haftfestigkeit der Verbindung (Delamination),
- große örtliche Verformungen der dünnen Deckschichten infolge Einleitung von Punkt- oder Schneidenlasten (Lasteinleitungsproblematik).

Hierbei erweist sich wegen der weichen Kernschicht meistens das Knittern der druckbeanspruchten Deckschicht als die maßgebende Versagensursache. Die Kernschicht wirkt auf die Deckschicht wie eine elastische Bettung, die umso günstiger wirkt, je steifer die Kernschicht ist. Laut HORSTMANN [9, S. 39] treten lokale Instabilitäten, wie das Knittern druckbeanspruchter Deckschichten, insbesondere bei Sandwichelementen mit metallischen Deckschichten geringer Dicke und Kernschichten geringer Steifigkeit auf. Dasselbe gilt für die Einleitung von Punkt- oder Schneidenlasten.

Diese Versagensarten sind bis auf das Versagen einer strukturierten Kernschicht in Abbildung 7.1 dargestellt und um ein globales Stabilitätsversagen (g) bei Druckkräften in der Plattenebene ergänzt.

## 7.2 Sandwichelemente mit Metalldeckschichten

Versagensarten für Sandwichelemente mit beidseitigen Metalldeckschichten werden in ÖNORM EN 14509 [19, S. 133, 134] für ULS und SLS getrennt angeführt. Sie erweitern die bereits genannten Versagensarten - insbesondere im SLS. Im ULS sind die Versagensarten, welche auch in Kombination auftreten können, folgende:

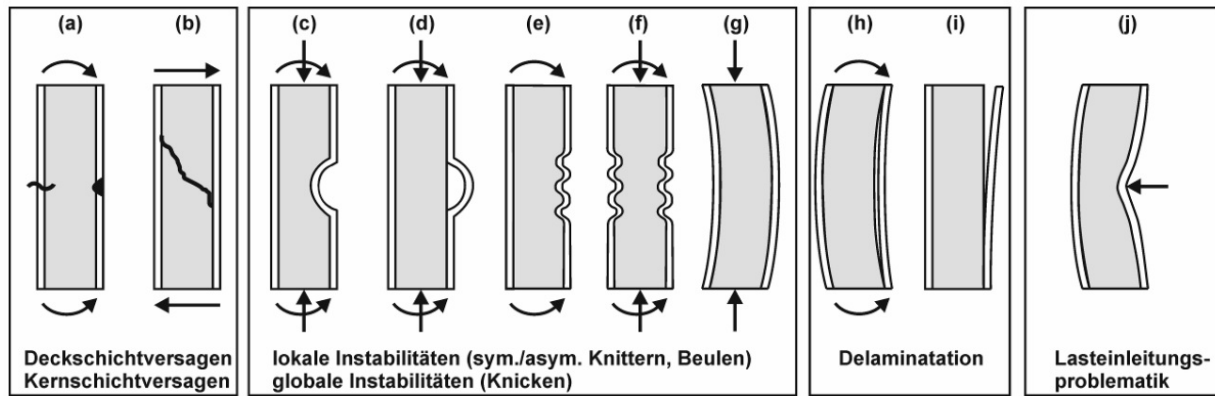


Abbildung 7.1: Versagensarten von Sandwichplatten [9, S. 39]

- Fließen einer Deckschicht des Elements mit daraus resultierendem Versagen,
- Knittern (örtliches Beulen) einer Deckschicht des Elements mit daraus resultierendem Versagen,
- Schubversagen des Kerns,
- Versagen des Verbundes zwischen Deckschicht und Kern,
- Schubversagen einer profilierten Deckschicht,
- Druckversagen des Kerns an einem Auflager,
- Versagen der Elemente an den Punkten, an denen sie an der Auflagerkonstruktion befestigt sind.

Die Versagensarten im SLS sind:

- Fließen einer Deckschicht des Elements ohne daraus resultierendes Versagen,
- Knittern (örtliches Beulen) einer Deckschicht des Elements ohne daraus resultierendes Versagen,
- Schubversagen des Kerns,
- Versagen des Verbundes zwischen Deckschicht und Kern,
- Erreichen einer festgelegten Durchbiegungsgrenze,
- Erreichen festgelegter Werte für axiale Bewegungen im Element aufgrund von thermischem Ausdehnen und Zusammenziehen in den Deckschichten.

Für die Durchbiegungsgrenze sind Richtwerte angegeben, sofern keine Angaben aus nationalen Normen vorliegen. Diese sind bei Dächern und (Unter-)Decken abhängig von der Belastungsdauer und betragen, mit der Stützweite  $L$ ,  $L/200$  bei Kurzzeitbelastung und  $L/100$  bei Langzeitbelastung einschließlich Kriechen. Für Wände ist  $L/100$  angegeben [19, S. 135].

## 7.3 Sandwichemente mit Textilbetondeckschichten

HORSTMANN [9, S. 129, 130] hat aus Versuchen an Sandwichelementen mit Textilbetondeckschichten wesentliche Versagensmechanismen identifiziert. Als Kernmaterialien kamen PUR, EPS und XPS zur Anwendung. Es wurden Zug-, Schub- und Biegebeanspruchungen mit und ohne Verbundmitteln durchgeführt. Als Verbundmittel wurden modifizierte TM-Anker aus Vinylester, der mit Borosilikatglas bewehrt ist, und Schubgitter aus epoxidharzbeschichteten Carbonfasern eingesetzt, welche in Abbildung 7.2 beispielhaft dargestellt sind [9, S. 72, 73, 115, 116].

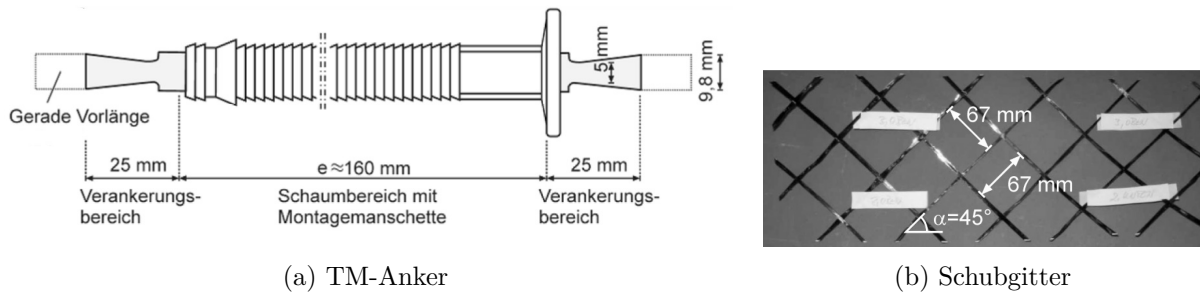


Abbildung 7.2: Beispielhafte TM-Anker und Schubgitter [9, S. 72, 73]

Die Verbindung der Schichten wurde unter anderem durch Verklebung oder durch mechanische Verzahnung mittels Nuten hergestellt. Bei der Verklebung wurden die Deckschichten zuvor hergestellt und anschließend mit der Kernschicht mittels eines Klebstoffs verbunden. Die Verzahnung wurde durch Nuten in der Kernschicht umgesetzt, die mit kurzfaserbewehrtem Feinbeton bestrichen wurde. In diesen wurde eine frisch in die horizontale Schalung gespritzte Textilbetondeckschicht eingedrückt. Die mechanische Verzahnung hatte höhere Tragfähigkeiten, größere Steifigkeiten und geringere Streuungen der Bruchlasten zur Folge. In Abbildung 7.3 sind typische Versagensbilder von Biegeversuchen dargestellt, wobei die Schichten miteinander verklebt (1), (2) oder verzahnt (3) sind. Hier treten zwei Versagensarten zeitlich versetzt auf, wobei die erste als „primär“ und die zweite als „sekundär“ bezeichnet wird [9, S. 96, 116 - 118].

Zusammenfassend wurden die in Abbildung 7.4 dargestellten Versagensmechanismen von Biegeversuchen identifiziert.

Bestimmend für das Tragverhalten von Sandwichelementen ohne Verbundmittel ist die Steifigkeit und Festigkeit des Kernmaterials und dessen Verbindung zu den Deckschichten (Verbundfestigkeit). Die Verbundfestigkeit bestimmt die Versagensart und hängt von der Herstellung des Elementes ab. Bei hoher Verbundfestigkeit kann die Schub- und Zugfestigkeit des Kernmaterial ausgeschöpft werden und das Versagen tritt hier auf, wobei eine geringe Schubfestigkeit zu einem Versagen durch Schubrissbildung führt. Weist die Kernschicht eine hohe Schubsteifigkeit und Festigkeit auf, treten überwiegend Membranspannungen in den Deckschichten auf, die zu einem Zugversagen der zugbeanspruchten Deckschicht führen. Eine derartige Verbundfestigkeit ließ sich durch das Eindrücken einer genuteten Kernschicht in eine frisch betonerte Deckschicht oder durch das Einrütteln einer unprofilierten Kernschicht erreichen. Bei geringer Verbundfestigkeit lösten sich die Schichten voneinander (Delamination), was zu einem Schub- und Zugversagen des Kernmaterials führte [9, S. 129].

Bei der Verwendung von Verbundmitteln ist deren Einfluss auf die Tragfähigkeit von der Art des Verbundmittels abhängig, wobei die Duktilität bei allen Versuchstypen gesteigert werden konnte. So tragen TM-Anker hauptsächlich zur Tragfähigkeit unter Zugbeanspruchung senkrecht auf die Schichten bei. Diesen wurden bei der Herstellung in der Kernschicht befestigt und mit

## 7 Versagensarten

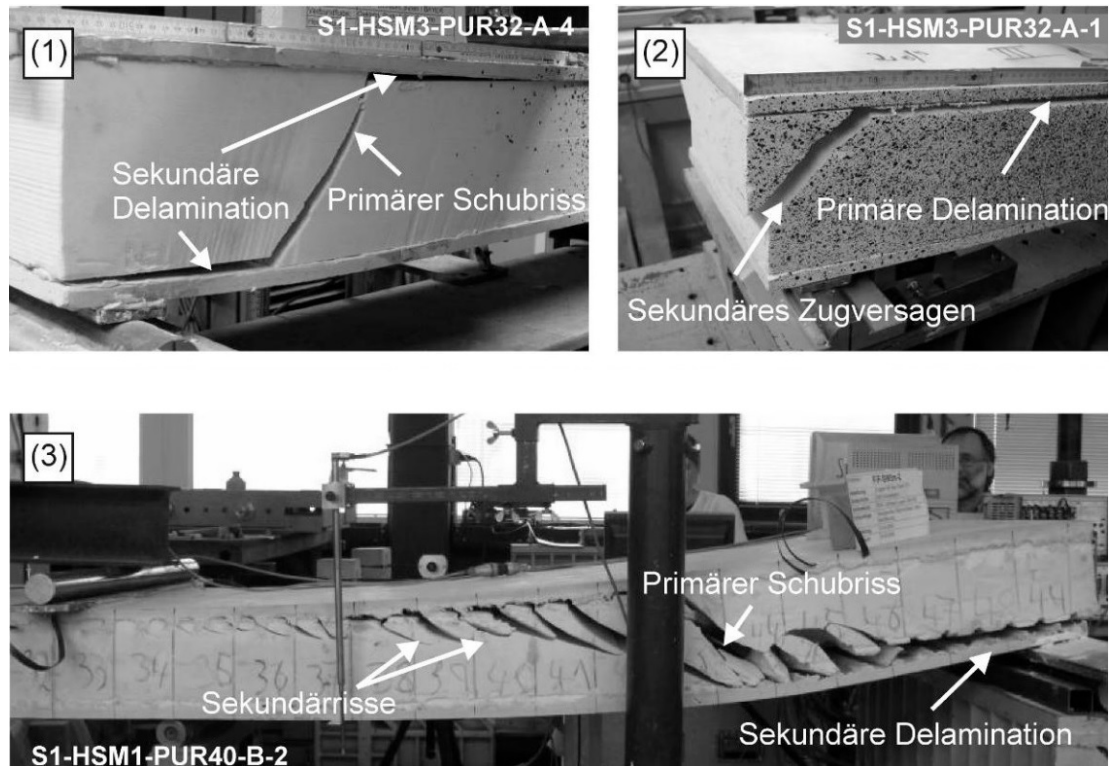


Abbildung 7.3: Typische Versagensbilder von Biegeversuchen [9, S. 118]

dieser in die frische Deckschicht gedrückt. Die TM-Anker wirkten sich hierbei ungünstig auf die Verbundfestigkeit aus. Die Schubgitter steuern große Anteile zur Schub- und Zugtragfähigkeit bei und bewirken eine deutliche Steigerung der Tragfähigkeit, Steifigkeit und Duktilität des Sandwichelements. Ihr Einfluss wird durch die Drucksteifigkeit des Kernmaterials mitbestimmt [9, S. 130].

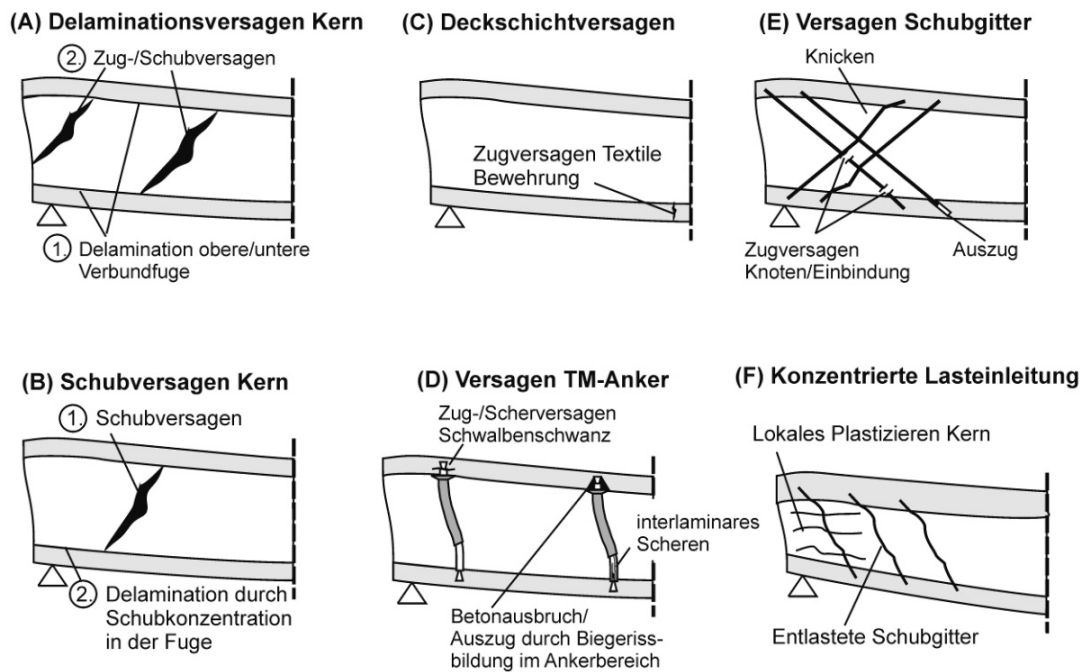


Abbildung 7.4: Versagenstypen von Biegeversuchen mit und ohne Verbundmitteln (bei gekoppelten Versagensmechanismen ist deren Reihenfolge mit Nummern angegeben) [9, S. 129]



# 8 Analytische Lösung

In diesem Kapitel ist eine analytische Lösung eines Sandwichbalkens wiedergegeben. Es sind zunächst Empfehlungen zur Berechnung von Sandwichelementen mit Textilbetondeckschichten genannt, dann eine analytische Lösungsmethode ausgewählt und schließlich wiedergegeben.

## 8.1 Berechnung von Sandwichelementen mit Textilbetondeckschichten

Im Folgenden sind Empfehlungen zur Berechnung von Sandwichelementen mit Deckschichten aus Textilbeton von HORSTMANN [9] wiedergegeben.

### 8.1.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) können für symmetrische Querschnitte im Zustand I (ungerissene Deckschichten) erfolgen. Die textile Bewehrung kann nach VOSS [7] bemessen werden. Eine Mindestbewehrung im Sinne einer Robustheitsbewehrung kann ermittelt werden, zur Begrenzung der Rissbreiten ist sie im Allgemeinen aber nicht erforderlich.

Sind die Deckschichten über Verbundmittel verbunden, kann bei dem Nachweis der Kernschicht und des Verbundes zwischen Kern- und Deckschichten die Dämmstofftragwirkung berücksichtigt werden. Wird diese Tragwirkung bei ständigen oder vorübergehenden Lasten, wie beispielsweise Schnee, angesetzt, muss das zeitabhängige Verhalten des Dämmmaterials und des Verbundes mit den Deckschichten Eingang finden. Die Zugtragfähigkeit des Dämmkerns wird nicht nachgewiesen. Der charakteristische Wert der Zugfestigkeit  $f_{K,t}$  sollte jedoch größer als  $0,018 \text{ N/mm}^2$  sein, um eine ausreichende Verbundfestigkeit sicherzustellen.

### 8.1.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) sollten die Deckschichten von Sandwichelementen für Gebäudehüllen nicht reißen. Damit soll, neben optischen Gründen, die dauerhafte Funktionserfüllung der Wärmedämmung gewährleistet werden. Verformungsnachweise in Plattebene können für ungerissene Bauteile und kurzzeitige Beanspruchungen elastisch geführt werden. Sonst ist ein Modell mit Berücksichtigung der Rissbildung zu wählen.

Die Bemessung der textilen Bewehrung kann nach VOSS [7] erfolgen, wobei unter Gebrauchslasten die Zugspannungen getränkter Bewehrungen mit Spaltneigung kleiner als die halbe charakteristische Zugfestigkeit sein sollte (Anmerkung des Autors: In der Arbeit von VOSS findet sich auch die Berechnung der Biege- und der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen aus Textilbeton.).

Ständige Lasten in Scheibenebene sind durch Verbindungsmittel aufzunehmen, wobei das Tragverhalten unter Dauerlast bekannt sein muss. Damit werden zeitabhängige Verformungen der Dämmstoffe bzw. Relativverschiebungen der äußeren Deckschicht vermieden. Ein Beispiel dafür ist das Eigengewicht der äußeren Deckschale bei einem vertikalen Sandwichelement, wenn das Element an der inneren Deckschale gelagert ist.



## 8.2 Auswahl eines analytischen Lösungsverfahrens

Zur analytischen Berechnung eines Sandwichbalkens stehen verschieden Verfahren zur Verfügung. HORSTMANN [9, S. 148 ff] hat die Modelle von AICHER und ROTH [52], STAMM und WITTE [17], ALLEN [53], WÖLFEL [54], sowie HOLMBERG und PLEM [55] miteinander verglichen und mit Versuchsergebnissen und FEM-Simulationen evaluiert. Insgesamt geben diese Modelle das Tragverhalten für Sandwichbalken mit Deckschichten aus Textilbeton in guter Näherung wieder. HORSTMANN hat den Ansatz von STAMM und WITTE ausgewählt, um darauf ein Ingenieurmodell aufzubauen, da dessen Ergebnisse zufriedenstellend sind und der Berechnungsaufwand überschaubar ist. Daher wurde in dieser Arbeit das Modell von STAMM und WITTE für die analytische Lösung der Spannungen und Durchsenkungen eines Sandwichbalkens gewählt.

Das Modell von HORSTMANN [9] erweitert das von STAMM und WITTE um den Nachweis von Kernschichten mit Verbundmitteln und die Berechnung mit gerissenen Deckschichten. Bei den Verbundmitteln hat dieser TM-Anker und Schubgitter untersucht (siehe Abbildung 7.2). Der Nachweis von Kernschichten mit diesen beiden Verbundmitteltypen ist zu spezifisch für diese Arbeit und wird daher nicht behandelt. Für die Berücksichtigung der Rissbildung in den Deckschichten hat dieser ein Modell entwickelt, das die Last-Verformungs-Kurven von Biegeversuchen gut wiedergibt. Aus seinen Empfehlungen zur Nachweisführung ergibt sich allerdings, dass diese deutlich aufwendigere Berechnungs-Methode im Normalfall nicht erforderlich ist (siehe Abschnitt 8.1). Daher ist diese Methode hier nicht wiedergegeben.

## 8.3 Analytische Lösung der Spannungen und Durchsenkungen eines Sandwichbalkens nach Stamm und Witte

In der Arbeit von STAMM und WITTE [17] sind unter anderem Differentialgleichungen für die Biegung von Sandwichbalken mit ebenen Deckschichten aufgestellt, die für einige Spezialfälle gelöst sind. Dabei wird in dünne und dicke bzw. profilierte Deckschichten unterschieden. Dicke Deckschichten unterscheiden sich dadurch von dünnen Deckschichten, dass ihre Eigenbiegesteifigkeit im Vergleich zu der des gesamten Sandwichelements nicht vernachlässigbar ist. Es wurde die Lösung für dicke Deckschichten gewählt, da angenommen wird, dass dies für Textilbetondeckschichten gilt. Diese Annahme stützt sich beispielsweise auf die dünnen, in Aachen ausgeführten Textilbetonfassadenplatten (siehe Abschnitt 2.3.1). Diese sind bei einer Dicke von 2,5 cm und einer Länge von 268,5 cm an nur vier Punkten befestigt. Als Einwirkungen auf den Sandwichbalken sind eine konstante Streckenbelastung und eine Temperaturbeanspruchung gewählt.

Der Inhalt des folgenden Abschnittes ist STAMM und WITTE [17] entnommen und gilt für beidseitig gelenkig gelagerte Sandwichbalken mit ebenen, dicken Deckschichten. Es sind die gelösten Spezialfälle des beidseitig gelenkig gelagerte Sandwichbalken mit konstanter Querbelastung bzw. mit Temperaturbeanspruchung wiedergegeben. Dabei sind die Formelzeichen unverändert übernommen und jeweils in den einleitenden Worten der Formeln benannt sind. So ist beispielsweise eine Fläche mit  $F$ , statt wie heute üblich mit  $A$ , bezeichnet.

### 8.3.1 Voraussetzungen

Für die Herleitung der Differentialgleichungen gelten einige Voraussetzungen. Ausführliche Erläuterungen können der zugrundeliegenden Literatur entnommen werden. Vorausgesetzt werden:

- linear elastische Werkstoffe,

### 8.3 Analytische Lösung der Spannungen und Durchsenkungen eines Sandwichbalkens nach Stamm und Witte

- ebene und zueinander parallele Deckschichten,
- große Schubsteifigkeit der Deckschichten (Schubverformung  $\gamma_{xzD} \ll$ ),
- homogene und im Vergleich zu den Deckschichten weiche Kernschicht (daher  $\sigma_{xK} \approx 0$  und  $\tau_{xzK} = konst.$ ),
- keine Zusammendrückbarkeit des Sandwichelements,
- Querschnitte der Deckschichten bleiben eben und senkrecht auf die Deckschichtschwerachse (Bernoulli-Hypothese); Gesamtquerschnitt des Sandwichbalkens nur abschnittsweise eben wegen Schubverformung der Kernschicht (vgl. Abbildung 3.6),
- Lagerung des Sandwichelements als Balken (eindimensionales Tragwerk),
- Belastung gleichzeitig durch Quer- und Normalkräfte (Theorie 2. Ordnung),
- Verformungen hinreichend klein (lineare Sandwichtheorie).

#### 8.3.2 Querbelastete Sandwichbalken mit konstanter Streckenbelastung

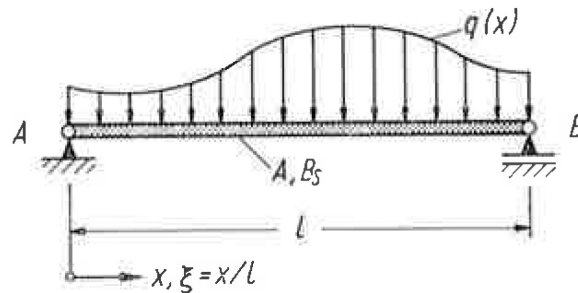


Abbildung 8.1: Beidseitig gelenkig gelagerter Balken unter Querbelastung [17, S. 32]

Ein querbelasteter Sandwichbalken mit konstanter Streckenbelastung  $q_0$  stellt einen Sonderfall des in Abbildungen 8.1 gezeigten querbelasteten Sandwichbalkens dar, der durch eine beliebigen Querbelastung  $q(x)$  belastet ist. Es folgen die Formeln zur Berechnung der Durchsenkung  $w$  und der Spannungen  $\sigma$  und  $\tau$  infolge der konstanten Streckenbelastung  $q_0$ , sowie die dafür erforderlichen Querschnittswerte und Schnittkräfte. Der Begriff Durchsenkung wird anstelle des geläufigeren Begriffs Durchbiegung verwendet, um zu veranschaulichen, dass diese aus einem Biegeanteil (der Durchbiegung) und einem Schubanteil (der Schubdurchsenkung) besteht. Die Formeln bedienen sich einiger Abkürzungen, die ebenfalls angeführt sind.

#### Querschnittswerte

Aus der Dicke  $t_i$  der Deckschichten und der Breite  $b$  des Sandwichbalkens ergeben sich die Flächen der Deckschichten

$$F_o = t_o b, \quad F_u = t_u b \quad (8.1)$$

und die Flächenträgheitsmomente der Deckschichten

$$I_o = \frac{b t_o^3}{12}, \quad I_u = \frac{b t_u^3}{12}. \quad (8.2)$$

Mit den Elastizitätsmoduln  $E_i$  der Deckschichten ergeben sich die Dehnsteifigkeiten mit

$$D_o = E_o F_o, \quad D_u = E_u F_u, \quad D = D_o + D_u. \quad (8.3)$$

Die Biegesteifigkeit aus der Sandwichtragwirkung (Sandwichbiegesteifigkeit) lautet mit dem Abstand  $a$  der Deckschichtsschwerachsen nach Abbildung 8.3

$$B_S = D_o a_o^2 + D_u a_u^2 \quad \text{bzw.} \quad B_S = \frac{D_o D_u}{D} a^2. \quad (8.4)$$

Diese Sandwichbiegesteifigkeit ergibt mit den Eigenbiegesteifigkeiten der Deckschichten

$$B_o = E_o I_o, \quad B_u = E_u I_u \quad (8.5)$$

die Gesamtbiegesteifigkeit des Sandwichbalkens

$$B = B_S + B_o + B_u. \quad (8.6)$$

Die Schubsteifigkeit der Kernschicht

$$A = G \frac{b a^2}{h} \quad (8.7)$$

folgt mit dem Schubmodul  $G$  der Kernschicht und der Höhe  $h$  der Kernschicht, die sich in Abbildung 8.3 mit  $h = h_o + h_u$  ergibt.

### Abkürzungen

Es werden die dimensionslosen Abkürzungen

$$\alpha_o = \frac{B_o}{B_S}, \quad \alpha_u = \frac{B_u}{B_S}, \quad \alpha = \alpha_o + \alpha_u = \frac{B_o + B_u}{B_S} \quad (8.8)$$

und mit der Stützweite  $l$

$$\beta = \frac{B_S}{A l^2}, \quad \lambda^2 = \frac{1 + \alpha}{\alpha \beta} \quad (8.9)$$

eingeführt. Durchbiegung und Schnittkräfte sind Funktionen von  $x$ . In deren Formeln findet

$$\xi = \frac{x}{l} \quad (8.10)$$

eingang.

### Durchsenkung

Die Durchsenkung des Sandwichbalkens

$$w = \frac{q_0 l^4}{B} \left( \frac{1}{24} \xi (1 - 2\xi^2 + \xi^3) + \frac{1}{2\alpha \lambda^2} \xi (1 - \xi) - \frac{1}{\alpha \lambda^4} \frac{\cosh \frac{\lambda}{2} - \cosh \frac{\lambda(1-2\xi)}{2}}{\cosh \frac{\lambda}{2}} \right) \quad (8.11)$$

ist in Abbildungen 8.2 als vertikale Verschiebung definiert.

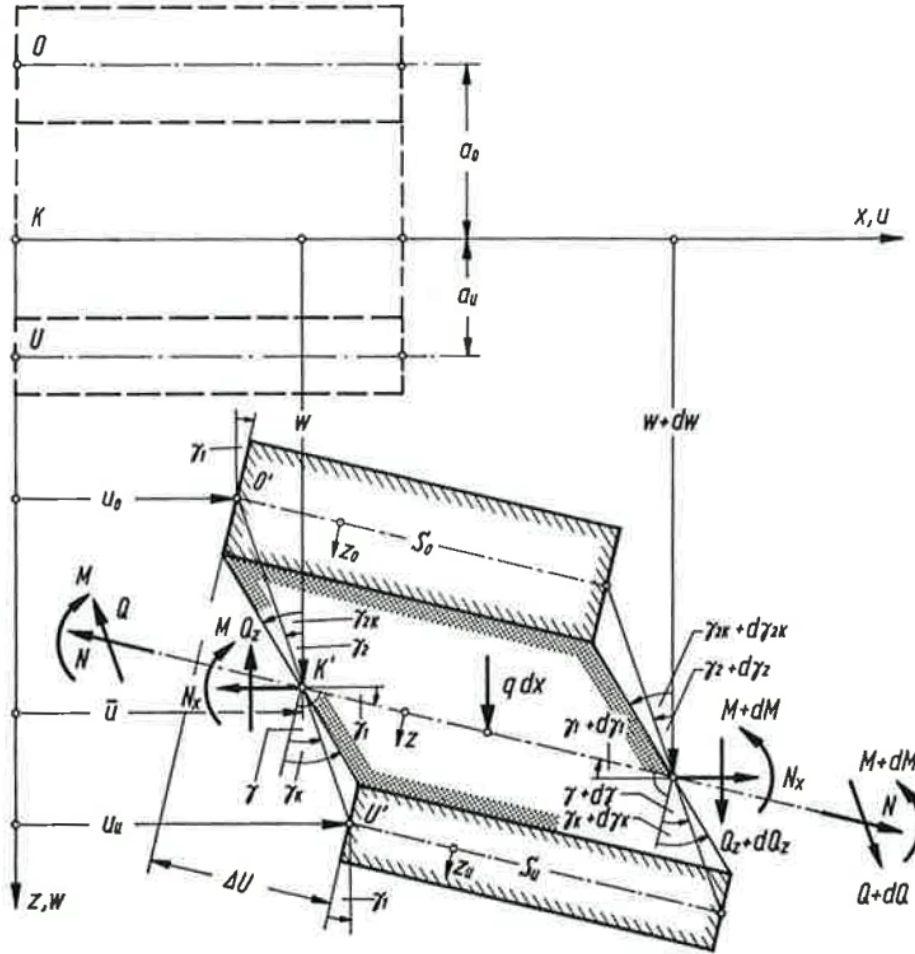


Abbildung 8.2: Verschobenes und verformtes Element eines Sandwichbalkens [17, S. 18]

### Schnittkräfte

Das Biegemoment  $M$  und die Querkraft  $Q$  lassen sich jeweils in drei Anteile zerlegen:

$$M = M_S + M_o + M_u, \quad Q = Q_S + Q_o + Q_u \quad (8.12)$$

Dabei sind  $M_S$  und  $Q_S$  die aufgrund der reinen Sandwichtragweise abgetragenen Anteile und  $M_o$ ,  $M_u$  bzw.  $Q_o$ ,  $Q_u$  die durch Eigenbiegung der beiden Deckschichten aufgenommenen Anteile. Die Anteile werden für die Spannungsrechnung benötigt und ergeben sich zu

$$M_S = q_0 l^2 \frac{1}{1 + \alpha} \left( \frac{1}{2} \xi (1 - \xi) - \frac{1}{\lambda^2} \frac{\cosh \frac{\lambda}{2} - \cosh \frac{\lambda(1-2\xi)}{2}}{\cosh \frac{\lambda}{2}} \right), \quad (8.13)$$

$$M_{o,u} = q_0 l^2 \frac{\alpha_{o,u}}{1 + \alpha} \left( \frac{1}{2} \xi (1 - \xi) + \frac{1}{\alpha \lambda^2} \frac{\cosh \frac{\lambda}{2} - \cosh \frac{\lambda(1-2\xi)}{2}}{\cosh \frac{\lambda}{2}} \right), \quad (8.14)$$

$$Q_S = q_0 l \frac{1}{1 + \alpha} \left( \frac{1}{2} (1 - 2\xi) - \frac{1}{\lambda} \frac{\sinh \frac{\lambda(1-2\xi)}{2}}{\cosh \frac{\lambda}{2}} \right), \quad (8.15)$$

$$Q_{o,u} = q_0 l \frac{\alpha_{o,u}}{1 + \alpha} \left( \frac{1}{2} (1 - 2\xi) + \frac{1}{\alpha \lambda} \frac{\sinh \frac{\lambda(1-2\xi)}{2}}{\cosh \frac{\lambda}{2}} \right). \quad (8.16)$$

### Spannungen

Aus den Schnittkräften lässt sich die Verteilung der Normal- und Schubspannungen berechnen. Die Spannungen setzen sich jeweils - wie aus Abbildungen 8.3 ersichtlich - aus zwei Anteilen zusammen: die durch die eigentliche Sandwichtragweise hervorgerufenen Spannungen  $\sigma_{S_o}$ ,  $\sigma_{S_u}$  bzw.  $\tau_S$  und die durch die Deckschichteigenbiegung bewirkten Deckschichtspannungen  $\sigma_{B_o}$ ,  $\sigma_{B_u}$  bzw.  $\tau_{B_o}$ ,  $\tau_{B_u}$ .

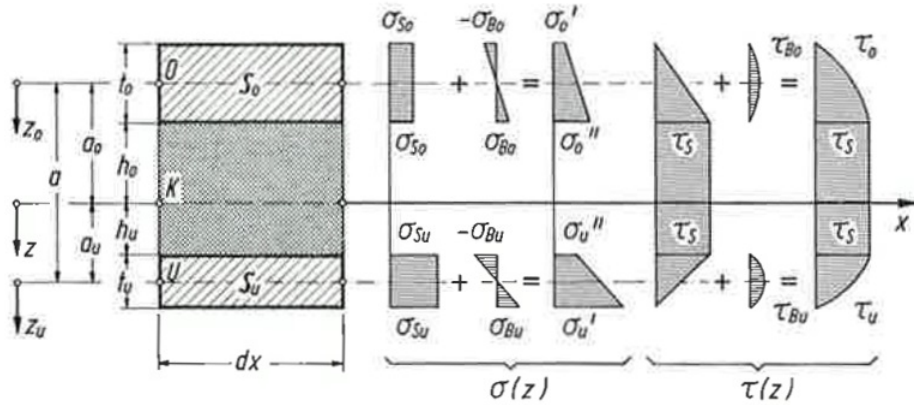


Abbildung 8.3: Unverformtes Element eines Sandwichbalkens und Spannungsverteilung bei dicken Deckschichten [17, S. 85]

Für die Normalspannungsverteilung ergibt sich daraus eine Verteilung  $\sigma_o$  in der oberen Deckschicht und eine Verteilung  $\sigma_u$  in der unteren Deckschicht. Es treten Kernschichtschubspannungen  $\tau_S$  und Deckschichtschubspannungen  $\tau_o$  und  $\tau_u$  auf. Die Spannungen sind teilweise von den Koordinaten  $z_o$  oder  $z_u$  abhängig, deren Richtungen und Nullpunkte in Abbildung 8.3 dargestellt sind. Die Spannungen ergeben sich mit der Normalkraft  $N$  zu

$$\sigma_o = \frac{1}{F_o} \left( \frac{D_o}{D} N - \frac{1}{a} M_S \right) + \frac{z_o}{I_o} M_o, \quad (8.17)$$

$$\sigma_u = \frac{1}{F_u} \left( \frac{D_u}{D} N + \frac{1}{a} M_S \right) + \frac{z_u}{I_u} M_u, \quad (8.18)$$

$$\tau_s = \frac{1}{a b} Q_s, \quad (8.19)$$

$$\tau_o = \frac{1}{2} \left( 1 + 2 \frac{z_o}{t_o} \right) \tau_S + \frac{3}{2} \left( 1 - 4 \frac{z_o^2}{t_o^2} \right) \frac{Q_o}{F_o}, \quad (8.20)$$

$$\tau_u = \frac{1}{2} \left( 1 - 2 \frac{z_u}{t_u} \right) \tau_S + \frac{3}{2} \left( 1 - 4 \frac{z_u^2}{t_u^2} \right) \frac{Q_u}{F_u}. \quad (8.21)$$

Um die an den Außenrändern der Deckschichten auftretenden Extremwerte der Deckschichtnormalspannungen zu erhalten ( $\sigma'_o$  bzw.  $\sigma'_u$ ), ist in den obigen Formeln  $z_o = -t_o/2$  bzw.  $z_u = t_u/2$  einzusetzen.

### 8.3.3 Temperaturbeanspruchung eines Sandwichbalkens

Temperaturdifferenzen zwischen beiden Deckschichten können zu Verformungen und Spannungen im Sandwichbalken führen. Deren Berechnung ist ähnlich der in Abschnitt 8.3.2. Die verwendeten Formelzeichen sind dieselben und es wird auf deren dortige Erläuterung verwiesen.

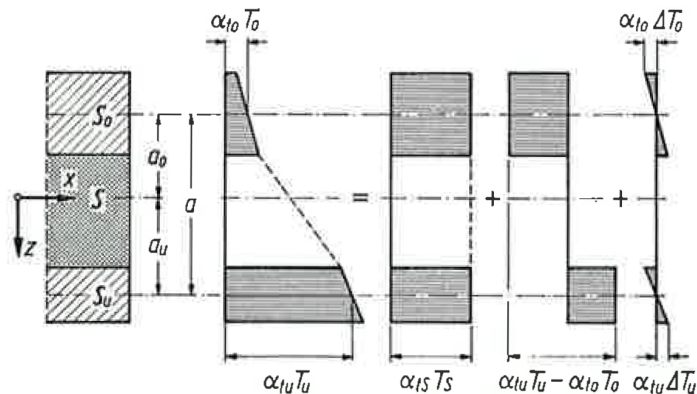


Abbildung 8.4: Verlauf der Temperaturdehnungen über die Querschnittshöhe [17, S. 101]

In Abbildung 8.4 ist eine Zerlegung der Temperaturdehnungen in drei Anteile dargestellt: eine gleichmäßige Temperaturdehnung, ein Temperaturdehnungssprung und Temperaturdifferenzen.

Die gleichmäßige Temperaturdehnung

$$\alpha_{tS} T_S = \frac{a_u}{a} \alpha_{to} T_o + \frac{a_o}{a} \alpha_{tu} T_u \quad (8.22)$$

beider Deckschichten bewirkt eine Verlängerung bzw. Verkürzung der Balkenachse und ist hier nicht weiter von Interesse.

Der Einfluss des Temperaturdehnungssprungs

$$\alpha_{tu} T_u - \alpha_{to} T_o = a \theta \quad (8.23)$$

zwischen den beiden Schwerachsen der Deckschichten wird in weiterer Folge untersucht ( $\theta$  siehe Formel (8.26)).

Ebenfalls unberücksichtigt bleiben die Temperaturdehnungsdifferenzen

$$\alpha_{to} \Delta T_o, \quad \alpha_{tu} \Delta T_u \quad (8.24)$$

innerhalb der unteren bzw. oberen Deckschicht. Die Deckschichten sind in der zugrundeliegenden Arbeit von STAMM und WITTE meist metallisch, also gut wärmeleitend und meist dünn gegenüber der Kernschicht. Es gilt also

$$\alpha_{to} \Delta T_o \ll a \theta, \quad \alpha_{tu} \Delta T_u \ll a \theta. \quad (8.25)$$

Da Deckschichten aus Textilbeton ebenfalls dünn gegenüber der Kernschicht sind, wird vom Autor angenommen, dass sich die Annahmen von STAMM und WITTE hier auch anwenden lassen.

#### Querschnittswerte

Die Querschnittswerte sind nach den Gleichungen (8.1), (8.2), (8.3), (8.4), (8.5), (8.6) und (8.7) zu berechnen.

**Abkürzungen**

Die Abkürzungen sind nach den Gleichungen (8.8), (8.9) und (8.10) zu berechnen, wobei darauf hinzuweisen ist, dass  $\xi$  in (8.10) eine von  $x$  abhängige Variable ist. Als zusätzliche Abkürzung wird

$$\vartheta = \frac{\alpha_{tu} T_u - \alpha_{to} T_o}{a} \quad (8.26)$$

eingeführt, welche auch mit  $x$  veränderlich sein kann. Im hier behandelten Spezialfall des beidseitig gelenkig gelagerten Sandwichbalkens ist  $\vartheta$  aber konstant.

**Durchsenkung**

Die Durchsenkung errechnet sich zu

$$w = \frac{\vartheta l^2}{1 + \alpha} \left( \frac{1}{2} \xi (1 - \xi) - \frac{1}{\lambda^2} \frac{\cosh \frac{\lambda}{2} - \cosh \frac{\lambda(1-2\xi)}{2}}{\cosh \frac{\lambda}{2}} \right). \quad (8.27)$$

**Schnittkräfte**

Die Teilschnittkräfte ergeben sich zu

$$M_S = -\frac{\alpha \vartheta B_S}{1 + \alpha} \frac{\cosh \frac{\lambda}{2} - \cosh \frac{\lambda(1-2\xi)}{2}}{\cosh \frac{\lambda}{2}}, \quad (8.28)$$

$$M_{o,u} = +\frac{\alpha_{o,u} \vartheta B_S}{1 + \alpha} \frac{\cosh \frac{\lambda}{2} - \cosh \frac{\lambda(1-2\xi)}{2}}{\cosh \frac{\lambda}{2}}, \quad (8.29)$$

$$Q_S = -\frac{\vartheta B_S}{\beta \lambda l} \frac{\sinh \frac{\lambda(1-2\xi)}{2}}{\cosh \frac{\lambda}{2}}, \quad (8.30)$$

$$Q_{o,u} = +\frac{\alpha_{o,u} \vartheta B_S}{\alpha \beta \lambda l} \frac{\sinh \frac{\lambda(1-2\xi)}{2}}{\cosh \frac{\lambda}{2}}. \quad (8.31)$$

Da es sich hier um einen beidseitig gelenkig gelagerten Sandwichbalken ohne Stirnplatten handelt, ist die Normalkraft  $N$  infolge der Temperaturbeanspruchung Null.

**Spannungen**

Die Spannungen sind nach den Gleichungen (8.17), (8.18), (8.19), (8.20) und (8.21) zu berechnen.



# 9 Materialien

In diesem Kapitel werden die Materialien eines mineralischen Sandwichelements mit Textilbetondeckschichten behandelt. Zunächst wird auf den Aufbau und die Funktion von Deckschichten und Kernschicht eingegangen. Es folgt eine Materialauswahl insbesondere für die Kernschicht. Für die analytische und numerische Lösung werden Materialkennwerte benötigt. Diese sind im abschließenden Abschnitt wiedergegeben und berechnet.

## 9.1 Aufbau und Funktion der einzelnen Bauteilschichten

Ein mineralisches Sandwichelement mit Textilbetondeckschichten besteht im einfachsten Fall aus drei Materialien. Die Deckschichten sind aus Feinbeton, in den ein mineralisches Textil eingebracht ist. Die Kernschicht besteht in der Regel aus einem anderen Material oder dem selben Material geringerer Dichte. Der Dichteübergang von Deck- auf Kernschicht kann dabei auch kontinuierlich ausgebildet sein.

Hinsichtlich der Tragwirkung lassen sich, wie in Abschnitt 3.4 ausgeführt, den einzelnen Schichten bestimmte Schnittkräfte zuordnen. Vereinfacht dargestellt übernehmen die Deckschichten Normalkraft und Moment. Die Kernschicht trägt den Großteil der Querkraft ab und stabilisiert zusätzlich die dünnen Deckschichten. Die Verbindung von Deck- und Kernschicht muss eine ausreichende Schub- und Zugfestigkeit aufweisen. Diese sollten die Schub- und Zugfestigkeiten der Kernschicht übertreffen, damit die Tragfähigkeit des Bauteils nicht durch die Güte dieser Verbindung bestimmt wird. HORSTMANN empfiehlt für die Verbindung der Textilbetondeckschichten zusätzlich Verbundmittel [17, S. 4, 5], [9, S. 194].

Aus bauphysikalischer Sicht bietet es sich an, der Kernschicht die Funktion der Wärmedämmung zuzuordnen. Damit sollte diese eine möglichst geringe Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  aufweisen.

## 9.2 Materialien der einzelnen Bauteilschichten

Das Sandwichelement soll aus mineralischen Materialien bestehen.

Die Deckschichten bestehen aus Textilbeton. Dieser besteht aus Feinbeton und einer textilen Bewehrung. Für die textile Bewehrung werden ebene Gelege aus AR-Glas und Carbon gewählt.

Die Kernschicht besteht aus einem mineralischen Material mit einer geringen Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$ . Dafür bieten sich mineralische Dämmmaterialien an, die aus natürlichen oder synthetischen Rohstoffen bestehen können. Natürliche Rohstoffe sind [48, S. 1148]:

- Blähton,
- Naturbims,
- Perlite,
- Schäume aus Kaolin oder Perlite,
- Vermikulite.

Synthetische Rohstoffe sind [48, S. 1148]:

- Blähglas,
- Kalziumsilikat,
- Keramik-Dämmschaum,
- Mineralfaser,
- Schaumglas,
- zement- oder zementersatzgebundener Proteinschaum („mineralisierter Schaum“) [2, S. 172].

### 9.3 Bestimmung der Materialkennwerte

Für die Lösung in Kapitel 8 sind einige Materialkennwerte erforderlich. Um für die Einwirkungen das Eigengewicht des Bauteils bestimmen zu können, werden die Dichten  $\rho$  der Deck- und Kernschichtmaterialien benötigt. Die analytische Lösung der Temperatureinwirkung erfordert den Wärmeausdehnungskoeffizient  $\alpha_T$  der Deckschichten. Die Dicke der Kernschicht ergibt sich vereinfacht nach der Wärmeschutzanforderungen laut OIB-Richtlinie 6: Energieeinsparung und Wärmeschutz [56]. Dafür wird die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  der Kernmaterialien benötigt. Die analytische Lösung des Sandwichbalkens erfordert den Elastizitätsmodul  $E$  der Deckschichten und den Schubmodul  $G$  der Kernschicht. Für die numerische Lösung werden zusätzlich der Schubmodul  $G$  der Deckschichten, der Elastizitätsmodul  $E$  der Kernschicht und den Wärmeausdehnungskoeffizienten  $\alpha_T$  der Kernschicht.

#### 9.3.1 Deckschichten

Die analytische und numerische Lösung erfolgt mit ungerissenen Deckschichten, weshalb die Steifigkeit des Feinbetons herangezogen wird (siehe Abschnitt 8.1.1). Eigengewicht und Temperaturverhalten der textilen Bewehrung werden daher nicht berücksichtigt.

#### Feinbeton

Für den Feinbeton werden für die Lösung folgende Kennwerte benötigt:

- die Dichte  $\rho$ ,
- der Elastizitätsmodul  $E$ ,
- der Schubmodul  $G$ ,
- der Wärmeausdehnungskoeffizienten  $\alpha_T$ .

Für die Nachweisführung sind folgende Festigkeiten erforderlich:

- die Druckfestigkeit  $f_{ck}$ ,
- die Zugfestigkeit  $f_{ctk}$ ,
- die Schubfestigkeit  $v_{Rki}$ .

Dichte  $\rho$  und Elastizitätsmodul  $E$  sind hier von den zwei Rezepturbeispielen für Feinbeton aus Tabelle 2.2 entnommen. Die mittlere Dichte  $\rho$  berechnet sich daraus zu

$$\rho = \frac{2,17 + 2,15}{2} = 2,16 \text{ g/cm}^3 = 2160 \text{ kg/m}^3 \quad (9.1)$$

und der mittlere Elastizitätsmodul  $E$  zu

$$E = \frac{28500 + 27350}{2} = 27925 \text{ N/mm}^2 \approx 28000 \text{ N/mm}^2 \approx 2800 \text{ kN/cm}^2 . \quad (9.2)$$

Zum Vergleich liegt die Dichte  $\rho$  von Beton zwischen 2000 und 2800 kg/m<sup>3</sup>, womit der Feinbeton im unteren Bereich liegt. Der Elastizitätsmodul  $E$  von Beton bewegt sich zwischen 2500 und 3800 kN/cm<sup>2</sup>, womit der Feinbeton wieder im unteren Bereich liegt [57, S. D60, D62].

Für elastische, isotrope Materialien lässt sich der Schubmodul  $G$  aus dem Elastizitätsmodul  $E$  und der Poisson-Zahl  $\nu$  berechnen mit [57, S. D59]

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} . \quad (9.3)$$

Die mittlere Poisson-Zahl  $\nu$  für Beton ergibt sich aus einer Bandbreite in [57, S. E77] zu

$$\nu = \frac{0,15 + 0,22}{2} = 0,19 . \quad (9.4)$$

Unter der Annahme, dass diese Poisson-Zahl  $\nu$  auch für Feinbetone gilt, ergibt sich der Schubmodul  $G$  zu

$$G = \frac{2800 \text{ kN/cm}^2}{2(1 + 0,19)} = 1176 \text{ kN/cm}^2 . \quad (9.5)$$

Für den Wärmeausdehnungskoeffizienten  $\alpha_T$  wird der Wert für Beton nach ÖNORM EN 1991-1-5 [58, S. 36] herangezogen. Damit gilt  $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ .

Die mittlere Druckfestigkeit  $f_{ck}$  und die mittlere Biegezugfestigkeit  $f_{ctk}$  lässt sich aus den beiden Rezepturbeispielen in Tabelle 2.2 berechnen:

$$f_{ck} = \frac{76,3 + 68,9}{2} = 72,6 \text{ N/mm}^2 = 7,26 \text{ kN/cm}^2 , \quad (9.6)$$

$$f_{ctk} = \frac{7,1 + 8,7}{2} = 7,9 \text{ N/mm}^2 = 0,79 \text{ kN/cm}^2 . \quad (9.7)$$

Die Schubfestigkeit  $v_{Rki}$  lässt sich laut ÖNORM EN 1992-1-1 [59] und ÖNORM B 1992-1-1 [60] aus der Druckfestigkeit  $f_{ck}$  berechnen:

$$v_{Rki} = 0,5 v f_{ck} \quad (9.8)$$

mit dem Abminderungsbeiwert  $v$  für unter Querkraft gerissenem Beton, wobei  $f_{ck}$  in der Einheit MPa einzusetzen ist, welche N/mm<sup>2</sup> entspricht:

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) . \quad (9.9)$$

Mit der mittleren Druckfestigkeit  $f_{ck}$  aus Gleichung 9.6 berechnet sich die mittlere Schubfestigkeit  $v_{Rki}$  zu

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{72,6}{250} \right) = 0,43 , \quad (9.10)$$

$$v_{Rki} = 0,5 \cdot 0,43 \cdot 7,26 \text{ kN/cm}^2 = 1,56 \text{ kN/cm}^2 . \quad (9.11)$$

**Textile Bewehrung**

Die Textile Bewehrung wird aktiviert, wenn der Feinbeton reißt. Um die erforderliche Lagenanzahl an Textilien ermitteln zu können, ist die Zugtragfähigkeit in kN/m nötig. Dazu sind von KRÜGER [61] in seinen Versuchen eingesetzte Textilien aus AR-Glas und Carbon in den Tabellen 9.1 und 9.2 wiedergegeben.

Tabelle 9.1: Kennwerte von AR-Glas-Textilien [61, S. 179]

Textilbezeichnung	AR	AR-EP	AR-EPS
Material	AR-Glas (NEG)	AR-Glas (NEG)	AR-Glas (NEG)
Konstruktion	Biaxialgelege 0°/90°	Biaxialgelege 0°/90°	Biaxialgelege 0°/90°
Flächengewicht (Bewehrungsanteil)	0° 250 g/m <sup>2</sup> 90° 250 g/m <sup>2</sup>	0° 250 g/m <sup>2</sup> 90° 250 g/m <sup>2</sup>	0° 250 g/m <sup>2</sup> 90° 250 g/m <sup>2</sup>
Flächengewicht (gesamt)	513 g/m <sup>2</sup>	ca. 620 g/m <sup>2</sup>	ca. 950 g/m <sup>2</sup>
Titer eines Einzelrovings	2500 tex	2500 tex	2500 tex
Rechnerischer Querschnitt eines Einzelrovings	ca. 0,93 mm <sup>2</sup>	ca. 0,93 mm <sup>2</sup>	ca. 0,93 mm <sup>2</sup>
Maschenweite	10 mm	10 mm	10 mm
Schlichteanteil	0,5%	0,5%	0,5%
Theor. Festigkeit eines Einzelfilaments/Strands	ca. 1500 N/mm <sup>2</sup>	ca. 1500 N/mm <sup>2</sup>	ca. 1500 N/mm <sup>2</sup>
Prakt. Festigkeit eines Rovings*	ca. 300 N/mm <sup>2</sup>	1500 N/mm <sup>2</sup>	1500 N/mm <sup>2</sup>
Im Beton nutzbare Festig- keit eines Rovings	500 - 600 N/mm <sup>2</sup>	1600 N/mm <sup>2</sup>	1600 N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul eines Rovings*	50.000 N/mm <sup>2</sup>	72.000 N/mm <sup>2</sup>	72.000 N/mm <sup>2</sup>
Bemerkungen	-	Epoxydharz- imprägnierung	Epoxydharzimprägnie- rung und Besandung

\* Ermittelt im Zugversuch bei einer Dehngeschwindigkeit von 0,4%/min. und 200 mm freier Faserlänge an einem dem Textil entnommenen Roving.

Aus diesen Kennwerten lässt sich die Zugtragfähigkeit  $f_t$  der textilen Bewehrung in kN/m ermitteln. Dazu werden je drei Kennwerte aus diesen Tabellen benötigt, für die im Folgenden Variablen vergeben werden: die im Beton nutzbare Festigkeit  $f_{r,t}$  eines Rovings, der rechnerische Querschnitt  $A_r$  eines Einzelrovings und die Maschenweite  $a$ . Mit der Bauteilbreite  $b$  ergibt sich die Zugtragfähigkeit  $f_t$  zu

$$f_t = f_{r,t} A_r \frac{b}{a} . \quad (9.12)$$

Damit lassen sich die Zugtragfähigkeit  $f_{t,i}$  der in den Tabellen 9.1 und 9.2 angegebenen Textilien berechnen. Ist ein Wertebereich angegeben ist der Wert, der die geringere Tragfähigkeit ergibt. Die dort angegebenen Textilbezeichnungen sind übernommen. Für Textilien aus AR-Glas ergeben sich damit Zugtragfähigkeiten von

$$f_{t,AR} = 500 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,93 \text{ mm}^2 \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} = 46500 \text{ N/m} = 46,5 \text{ kN/m} , \quad (9.13)$$

$$f_{t,AR-EP} = 1600 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,93 \text{ mm}^2 \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} = 148800 \text{ N/m} = 148,8 \text{ kN/m} , \quad (9.14)$$

$$f_{t,AR-EPS} = 1600 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,93 \text{ mm}^2 \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} = 148800 \text{ N/m} = 148,8 \text{ kN/m} . \quad (9.15)$$

Tabelle 9.2: Kennwerte von Carbon-Textilien [61, S. 181]

Textilbezeichnung	C	C-EP	C-EP2	C-EPS
Material	Carbon (Toray T600 24 k)	Carbon (Toray T600 24 k)	Carbon (Toray T600 24 k)	Carbon (Toray T600 24 k)
Konstruktion	Biaxialgelege 0°/90°	Biaxialgelege 0°/90°	Biaxialgelege 0°/90°	Biaxialgelege 0°/90°
Flächengewicht (Bewehrungsanteil)	0° 160 g/m <sup>2</sup> 90° 160 g/m <sup>2</sup>	0° 160 g/m <sup>2</sup> 90° 160 g/m <sup>2</sup>	0° 67 g/m <sup>2</sup> 90° 67 g/m <sup>2</sup>	0° 160 g/m <sup>2</sup> 90° 160 g/m <sup>2</sup>
Flächengewicht (gesamt)	333 g/m <sup>2</sup>	460 g/m <sup>2</sup>	184 g/m <sup>2</sup>	770 g/m <sup>2</sup>
Titer eines Einzelrovings	1700 tex	1700 tex	1700 tex	1700 tex
Rechnerischer Querschnitt eines Einzelrovings	ca. 0,95 mm <sup>2</sup>	ca. 0,95 mm <sup>2</sup>	ca. 0,95 mm <sup>2</sup>	ca. 0,95 mm <sup>2</sup>
Maschenweite	10 mm	10 mm	25 mm	10 mm
Schlichteanteil	0,7%	0,7%	0,7%	0,7%
Theor. Festigkeit eines Einzelfilaments	ca. 4.600 N/mm <sup>2</sup>	ca. 4.600 N/mm <sup>2</sup>	ca. 4.600 N/mm <sup>2</sup>	ca. 4.600 N/mm <sup>2</sup>
Prakt. Festigkeit eines Rovings*	ca. 1.100 N/mm <sup>2</sup>	ca. 2.500 N/mm <sup>2</sup>	ca. 2.500 N/mm <sup>2</sup>	ca. 2.700 N/mm <sup>2</sup>
Im Beton nutzbare Festig- keit eines Rovings	1.100 – 1.600 N/mm <sup>2</sup>	2.500 N/mm <sup>2</sup>	2.500 N/mm <sup>2</sup>	2.700 N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul eines Rovings*	180.000 N/mm <sup>2</sup>	240.000 N/mm <sup>2</sup>	240.000 N/mm <sup>2</sup>	240.000 N/mm <sup>2</sup>
Bemerkungen	-	Epoxydharz- imprägnierung	Epoxydharz- imprägnierung	Epoxydharzim- prägnierung und Besandung

\* Ermittelt im Zugversuch bei einer Dehngeschwindigkeit von 0,4%/min. und 200 mm freier Faserlänge an einem dem Textil entnommenen Roving.

Die Carbon-Textilien haben Zugtragfähigkeiten von

$$f_{t,C} = 1100 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,95 \text{ mm}^2 \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} = 104500 \text{ N/m} = 104,5 \text{ kN/m} , \quad (9.16)$$

$$f_{t,C-EP} = 2500 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,95 \text{ mm}^2 \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} = 237500 \text{ N/m} = 237,5 \text{ kN/m} , \quad (9.17)$$

$$f_{t,C-EP2} = 2500 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,95 \text{ mm}^2 \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{25 \text{ mm}} = 95000 \text{ N/m} = 95 \text{ kN/m} , \quad (9.18)$$

$$f_{t,C-EPS} = 2700 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,95 \text{ mm}^2 \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} = 256500 \text{ N/m} = 256,5 \text{ kN/m} . \quad (9.19)$$

### 9.3.2 Kernschicht

Für die Kernschicht werden folgenden Materialkennwerte benötigt:

- die Dichte  $\rho$ ,
- die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$ ,
- der Elastizitätsmodul  $E$ ,
- der Schubmodul  $G$ ,

- der Wärmeausdehnungskoeffizienten  $\alpha_T$ .

In Tabelle 9.3 sind Materialkennwerte zu einigen mineralischen Dämmstoffen angegeben. Ergänzend dazu wird für mineralisierte Schäume eine Trockenrohichte  $\rho$  unter  $200 \text{ kg/m}^3$  und eine Wärmeleitfähigkeit  $\lambda_{trocken}$  von  $0,06 \text{ W/m K}$  erreicht [2, S. 172].

Tabelle 9.3: Materialkennwerte mineralischer Dämmstoffe [48, S. 1153]

Dämmstoff	Wärmeleitfähigkeit $\lambda$ [W/(m·K)]	Wasserdampf-diffusions-widerstandszahl $\mu$ [-]	spez. Wärmekapazität $c$ [J/(kg·K)]	Rohdichte $\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Materialkosten <sup>a)</sup> [€/m <sup>2</sup> ]
Mineralwolle	0,035...0,050	1...2	840	20...150 (Glaswolle) 25...220 (Steinwolle)	5...20
Schaumglas	0,040...0,055	$\infty$	840	105...165	35...50
Blähglas	0,060...0,070	1	800	120...390	21...49
Blähton	> 0,080	2...8	$\approx 1100$	300...800	11...44
Blähperlit	0,045...0,080	2 (Schüttung) 5 (Platten)	1000	60...80 100...160	10...20 20...45
Vermiculite	0,070	3...10	$\approx 1000$	70...170	16...24
Calciumsilikat	0,040...0,070	2...6	1000	200...290	75...113

<sup>a)</sup> für  $R = 2,5 \text{ m}^2 \cdot \text{K/W}$

Aus diesen unterschiedlichen Bandbreiten für die Dichte  $\rho$  und die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  ist eine Wahl für mittlere Materialkennwerte zu treffen. Die mittlere Dichte  $\rho$  wird mit  $200 \text{ kg/m}^3$  und die mittlere Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  mit  $0,050 \text{ W/m K}$  festgelegt.

Es lässt sich ein Zusammenhang zwischen Trockenrohichte  $\rho$  und der Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  für Betone geringer Dichte herstellen, was in Abbildung 9.1 schematisch dargestellt ist [62].

In Tabelle 9.4 sind Eigenschaften von Betonmischungen verschiedener Trockenrohichte  $\rho$  angegeben. Dabei ist für die ersten vier Betone die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  angegeben. Diese lässt sich mit der Trockenrohichte  $\rho$  in einem Diagramm darstellen (siehe Abbildung 9.2).

Aus dem Diagramm in Abbildung 9.2 ergibt sich folgender exponentieller Zusammenhang zwischen der Trockenrohichte  $\rho$  und der Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$ :

$$\lambda = 0,0465 e^{0,0021 \rho} . \quad (9.20)$$

Dieser exponentielle Zusammenhang zeigt im Vergleich mit einem linearen und einem polynomi-schen Zusammenhang die beste Übereinstimmung.

Für das Kernmaterial wird der Wärmeausdehnungskoeffizienten  $\alpha_T$  von Beton nach ÖNORM EN 1991-1-5 [58, S. 36] mit  $10 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  gewählt.

### Elastizitäts- und Schubmodul

Da in der Literatur keine Werte für Elastizitäts- und Schubmodul mineralischer Materialien geringer Dichte zu finden sind, werden diese Werte aus anderen Materialkennwerten abgeschätzt.

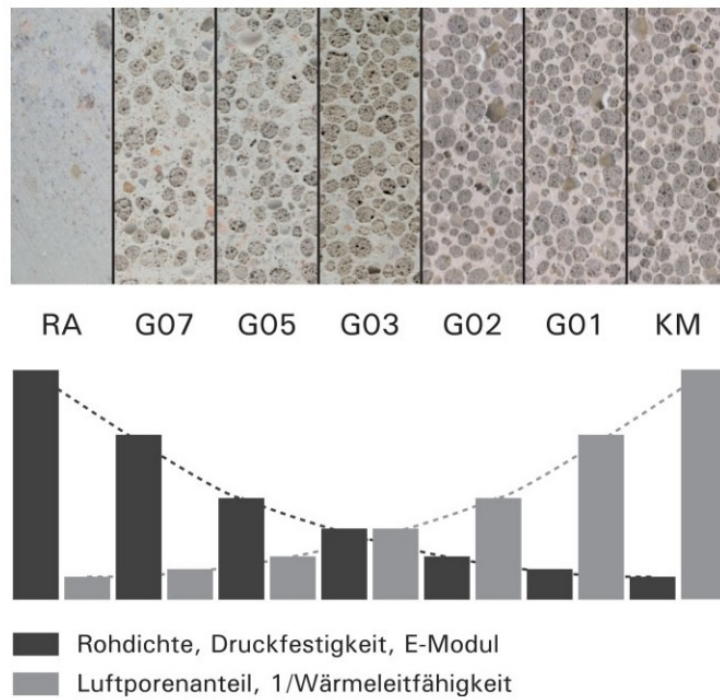


Abbildung 9.1: Veränderung der Festbetoneigenschaften mit zunehmender Porosität [62, S. 673]

Tabelle 9.4: Eigenschaften von Betonmischungen verschiedener Trockenrohddichte  $\rho$  (siehe Abbildung 9.1) [62, S. 673]

Mischung	$\rho_{Tr,10}$	$\rho_{FB}$	$f_{1c,cu}$	$f_{ctm}$	$E_c$	$\lambda_{Tr}$
	kg/dm <sup>3</sup>	kg/dm <sup>3</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	W/mK
KLM	0,33	0,49	1,63	0,66	1023	0,09
G01LM	0,59	0,70	5,27	1,06	3044	0,17
G02LM	0,81	0,96	8,00	1,36	5232	0,27
G03L	1,00	1,11	6,83	1,98	7070	0,37
G05L	1,35	1,69	21,06	3,17	14040	-
G07L	1,77	2,07	33,22	4,58	22841	-
RA	2,08	2,23	57,46	6,16	35050	-

mit:  
 $\rho_{Tr,10}$  Trockenrohddichte  
 $\rho_{FB}$  Frischbetonrohddichte  
 $f_{1c,cu}$  einaxiale Druckfestigkeit abgeleitet aus der Würfeldruckfestigkeit von 40 mm Würfeln  
 $f_{ctm}$  mittlere einaxiale Zugfestigkeit geprüft als Spaltzugfestigkeit an Mörtelprismen 40 × 40 × 160 mm  
 $E_c$  E-Modul geprüft an Zylindern mit d = 100 mm und h = 200 mm  
 $\lambda_{Tr}$  Wärmeleitfähigkeit geprüft an Platten mit den Abmessungen 200 × 200 × 25 mm

HORSTMANN [9, S. 66] führt als Alternative zur experimentellen Bestimmung über Versuche die Möglichkeit einer theoretischen Bestimmung nach [63] an. Für geschlossenzellige Schäume sind darin Zusammenhänge einzelner Materialkennwerte angegeben, wobei der Fokus auf organischen Schäumen liegt. Es wird angenommen, dass sich mineralische Schäume ähnlich verhalten. Mit diesen Zusammenhängen werden Elastizitätsmodul  $E$  und Schubmodul  $G$  abgeschätzt.

In Abbildung 9.3 ist der Zusammenhang von der Poisson-Zahl  $\nu^*$  und der relativen Dichte  $\rho^*/\rho_s$



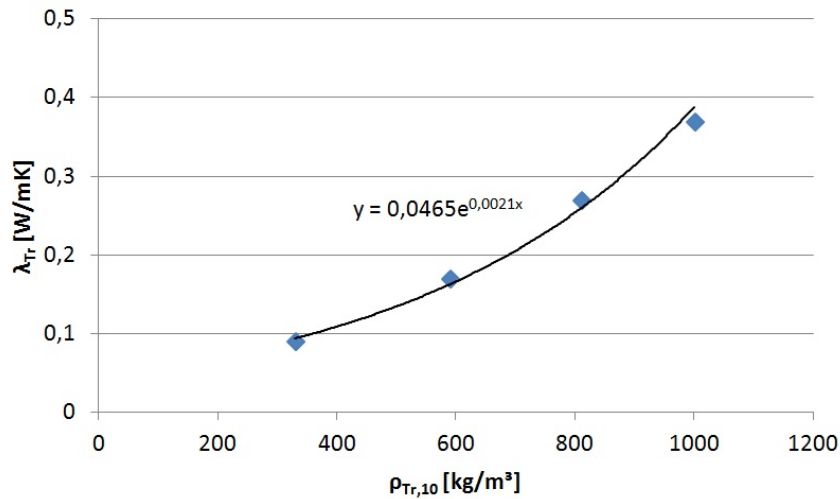


Abbildung 9.2: Exponentieller Zusammenhang zwischen Rohdichte  $\rho_{Tr,10}$  und Wärmeleitfähigkeit  $\lambda_{Tr}$  aus Tabelle 9.4

angegeben. Das tiefgestellte s bedeutet, dass es sich um das feste Zellwandmaterial handelt. Der hochgestellte Stern (\*) bezeichnet die Kennwerte des Schaums. Die Poisson-Zahl  $\nu^*$  des Schaums kann mit  $\nu^* \approx 1/3$  abgeschätzt werden [63, S. 52, 189, 197].

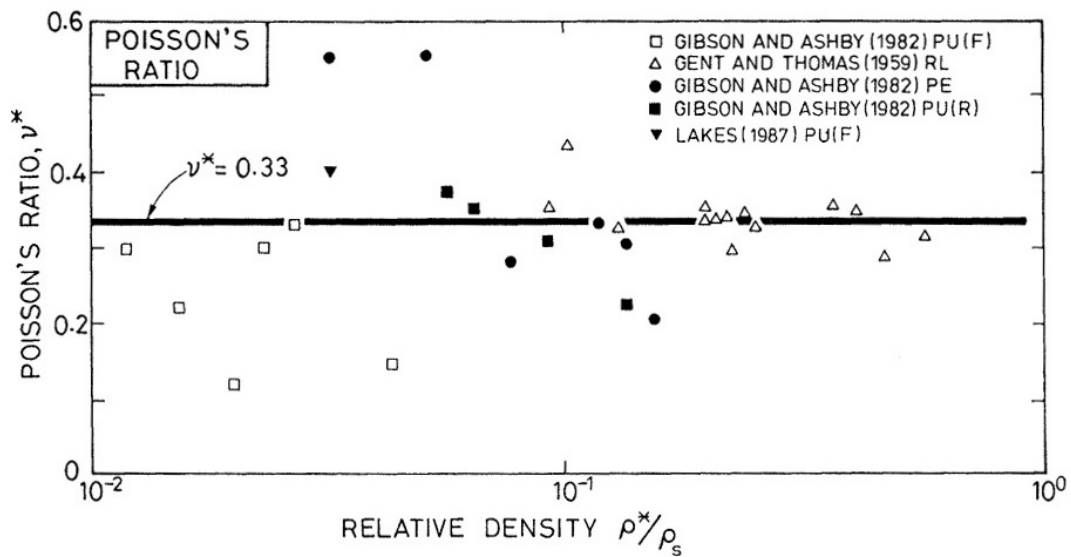


Abbildung 9.3: Zusammenhang von Poisson-Zahl  $\nu^*$  und relativer Dichte  $\rho^*/\rho_s$  [63, S. 193]

Setzt man  $\nu^* \approx 1/3$  in Gleichung 9.3 ein, so kommt man auf

$$G \approx \frac{3E}{8} . \tag{9.21}$$

Damit lässt sich der Schubmodul  $G$  über den Elastizitätsmodul  $E$  abschätzen.

In Abbildung 9.4 sind verschiedener Schäume mit Elastizitätsmodul  $E$  und Dichte  $\rho$  dargestellt. Es lässt sich ein tendenzieller Zusammenhang von Elastizitätsmodul und Dichte erkennen.

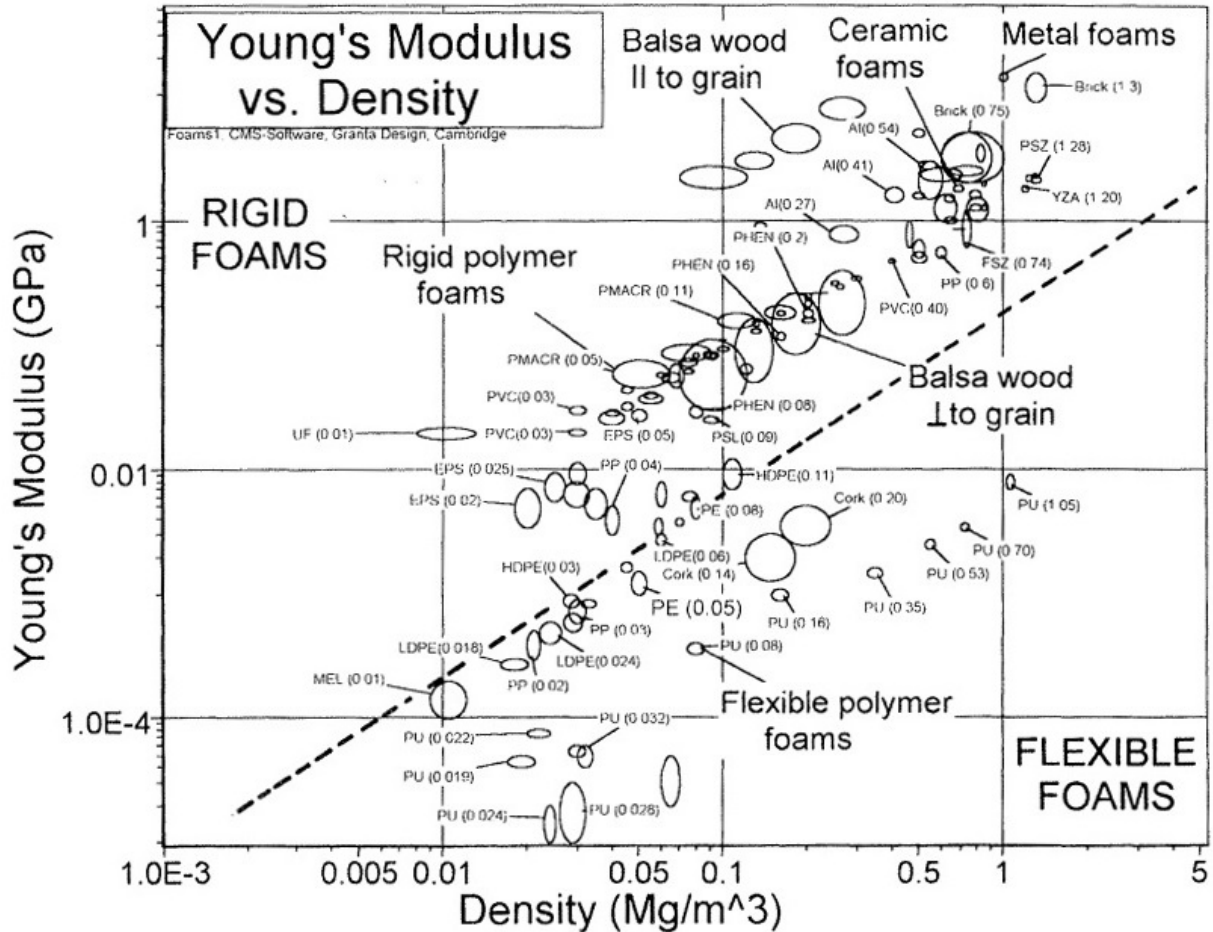


Abbildung 9.4: Bandbreite von Elastizitätsmodul  $E$  und Dichten  $\rho$  von Schäumen [63, S. 472]

Stellt man diese Materialkennwerte als relative Kennwerte dar, so lässt sich ein linearer Zusammenhang herstellen, was in Abbildung 9.5a dargestellt ist. Relative Kennwerte sind hier Kennwerte, bei denen die Kennwerte des Schaums ( $E^*$ ,  $\rho^*$ ) auf die Kennwerte des festen Zellwandmaterials ( $E_s$ ,  $\rho_s$ ) bezogen werden. Der lineare Zusammenhang lautet

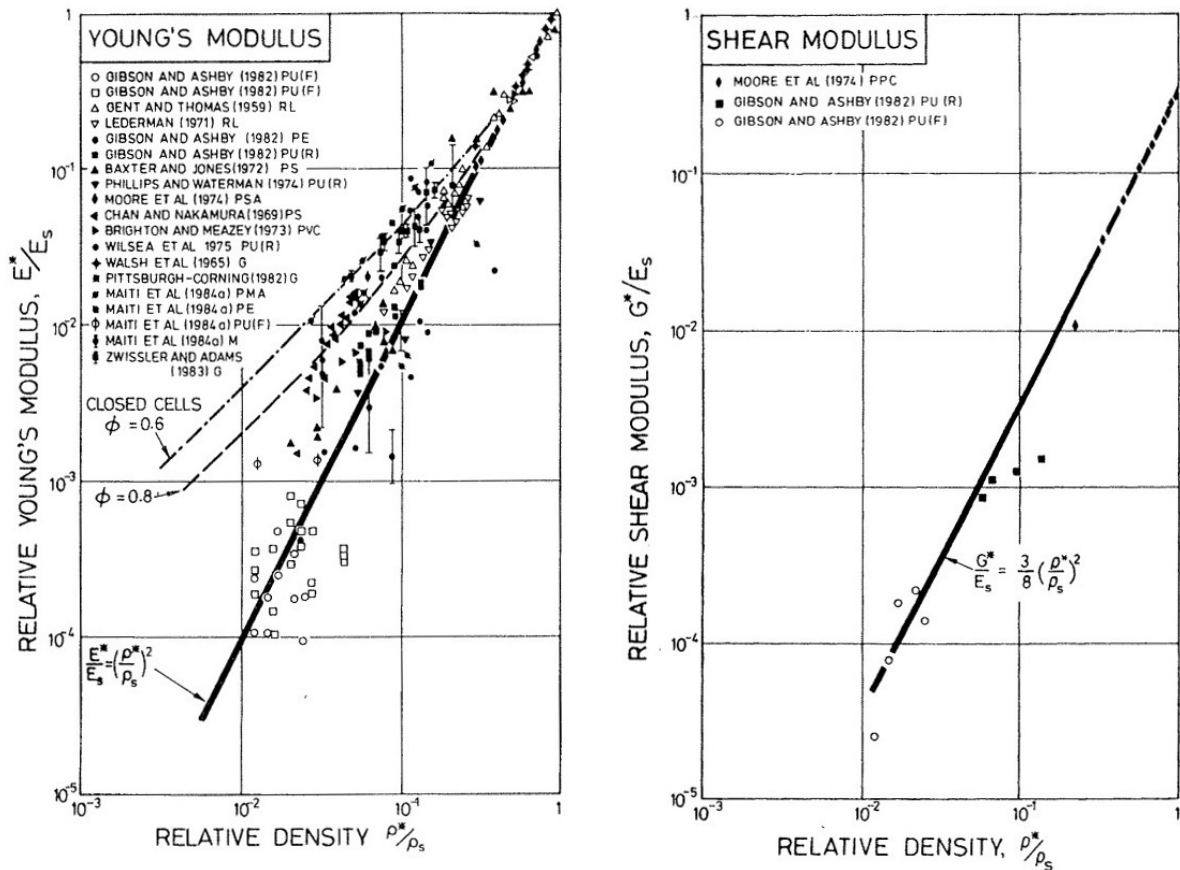
$$\frac{E^*}{E_s} = \left( \frac{\rho^*}{\rho_s} \right)^2 \quad (9.22)$$

Damit ergibt sich der Elastizitätsmodul  $E^*$  des Schaums zu

$$E^* = E_s \left( \frac{\rho^*}{\rho_s} \right)^2 \quad (9.23)$$

Setzt man in Gleichung 9.22 für  $E^*$  den approximativen Zusammenhang aus Gleichung 9.21 ein, ergibt sich folgender Zusammenhang, der in Abbildung 9.5b dargestellt ist:

$$\frac{G^*}{E_s} \approx \frac{3}{8} \left( \frac{\rho^*}{\rho_s} \right)^2 \quad (9.24)$$



(a) Relativer Elastizitätsmodul  $E^*/E_s$  [63, S. 192]

(b) Relativer Schubmodul  $G^*/E_s$  [63, S. 193]

Abbildung 9.5: Zusammenhänge relativer Materialkennwerte mit der relativen Dichte  $\rho^*/\rho_s$  von Schäumen

Damit lässt sich der Schubmodul  $G^*$  des Schaumes aus dem Elastizitätsmodul  $E_s$  und der Dichte  $\rho_s$  des festen Zellwandmaterials, sowie der Dichte  $\rho^*$  des Schaumes abschätzen:

$$G^* \approx \frac{3 E_s}{8} \left( \frac{\rho^*}{\rho_s} \right)^2 \tag{9.25}$$

Mit den Gleichungen 9.23 und 9.25 wird der Schubmodul für zwei ausgewählte mineralisch Dämmstoffe abgeschätzt: Schaumglas und mineralisierter Schaum.

Für Schaumglas berechnet sich die mittlere Dichte  $\rho^*$  aus der Bandbreite aus Tabelle 9.3 zu

$$\rho_{\text{Schaumglas}}^* = \frac{105 + 165}{2} = 135 \text{ kg/m}^3 \tag{9.26}$$

Als Zellwandmaterial werden die Werte für Quarzglas nach [57, S. D60, D62] gewählt. Damit berechnet sich die mittlere Dichte  $\rho_s$  aus der dort angegebenen Bandbreite zu

$$\rho_{s,\text{Schaumglas}} = \frac{2,2 + 2,6}{2} = 2,4 \text{ kg/dm}^3 = 2400 \text{ kg/m}^3 \tag{9.27}$$

und der Elastizitätsmodul  $E_s$  beträgt  $7500 \text{ kN/cm}^2$ . Daraus lassen sich der Elastizitätsmodul  $E^*$  Schubmodul  $G^*$  abschätzen zu

$$E_{\text{Schaumglas}}^* = E_s \left( \frac{\rho^*}{\rho_s} \right)^2 = 7500 \text{ kN/cm}^2 \left( \frac{135 \text{ kg/m}^3}{2400 \text{ kg/m}^3} \right)^2 = 23,7 \text{ kN/cm}^2, \quad (9.28)$$

$$G_{\text{Schaumglas}}^* \approx \frac{3 E_s}{8} \left( \frac{\rho^*}{\rho_s} \right)^2 = \frac{3 \cdot 7500 \text{ kN/cm}^2}{8} \left( \frac{135 \text{ kg/m}^3}{2400 \text{ kg/m}^3} \right)^2 = 8,90 \text{ kN/cm}^2. \quad (9.29)$$

Für mineralisierten Schaum wird die oben genannte Dichte  $\rho^*$  von  $200 \text{ kg/m}^3$  übernommen. Als Zellwandmaterial wird Feinbeton angenommen, wobei die Kennwerte der Deckschicht verwendet werden. Damit ist die Dichte  $\rho_s$  gleich  $2160 \text{ kg/m}^3$  und der Elastizitätsmodul  $E_s$  gleich  $2800 \text{ kN/cm}^2$ . Daraus ergeben sich  $E^*$  und  $G^*$  zu

$$E_{\text{Mineralisierter Schaum}}^* = E_s \left( \frac{\rho^*}{\rho_s} \right)^2 = 2800 \text{ kN/cm}^2 \left( \frac{200 \text{ kg/m}^3}{2160 \text{ kg/m}^3} \right)^2 = 24,01 \text{ kN/cm}^2, \quad (9.30)$$

$$G_{\text{Mineralisierter Schaum}}^* \approx \frac{3 E_s}{8} \left( \frac{\rho^*}{\rho_s} \right)^2 = \frac{3 \cdot 2800 \text{ kN/cm}^2}{8} \left( \frac{200 \text{ kg/m}^3}{2160 \text{ kg/m}^3} \right)^2 = 9,00 \text{ kN/cm}^2. \quad (9.31)$$

Aus diesen Abschätzungen für Schaumglas und mineralisiertem Schaum ist für das Kernmaterial ein mittlerer Elastizitätsmodul  $E$  bzw.  $E^*$  und ein mittleren Schubmodul  $G$  bzw.  $G^*$  festzulegen. Es wird der Elastizitätsmodul  $E$  mit  $24 \text{ kN/cm}^2$  und der Schubmodul  $G$  mit  $9 \text{ kN/cm}^2$  gewählt.



# 10 Festlegung und Lösung eines baupraktischen Sandwichelements

In diesem Kapitel wird zunächst ein möglichst realitätsnahes Sandwichelement festgelegt. Dieses wird dann analytisch nach der in Kapitel 8 wiedergegebenen Methode gelöst. Die dabei berechneten Ergebnisse werden dargestellt und mit der FEM-Software RFEM 5 überprüft.

## 10.1 Festlegung

Im Folgenden wird ein Sandwichelement mit einer baupraktischen Anwendung festgelegt. Bei Sandwichbalken für Gebäudehüllen des Hochbaus ergeben sich zwei prinzipielle Anwendungen: die (Wand-) Fassade und das Dach. Für die folgenden Berechnungen ist die Dachanwendung gewählt, weil hier im Allgemeinen höhere Anforderungen gestellt werden.

### 10.1.1 System

Als statisches System ist ein Einfeldträger mit 6 m Spannweite gewählt. Dieser ist durch sein Eigengewicht, Wind und Schnee als konstante Streckenquerbelastung belastet. Zusätzlich ist eine Temperaturbeanspruchung aufgebracht. Das statische System ist in Abbildung 10.1 dargestellt.

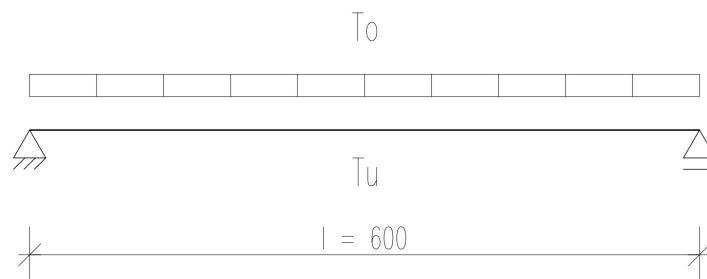


Abbildung 10.1: Statisches System in cm mit einer konstanten Streckenbelastung und einer Temperaturbeanspruchung ( $T_o$  und  $T_u$ )

Bei den Abmessungen des Sandwichbalkens ist seine Länge  $l$  durch das statische System mit 6 m vorgegeben. Die folgenden Bezeichnungen sind Abbildung 8.3 entnommen. Die Breite  $b$  ist mit 1 m gewählt und die dünnen Textilbetondeckschichten sind mit einer Dicke  $t_i$  von 2 cm festgelegt. Die Dicke  $h$  der Kernschicht ergibt sich aus der U-Wert-Anforderung und der Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$ , die in Abschnitt 10.1.2 festgelegt ist.

Die Anforderung an den U-Wert ist der OIB-Richtlinie 6 - Energieeinsparung und Wärmeschutz [56] entnommen. Der maximale U-Wert für Decken und Dachschrägen gegen Außenluft ist darin mit  $0,20 \text{ W/m}^2 \text{ K}$  angegeben. Mit einer Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  von  $0,050 \text{ W/m K}$  ergibt sich damit die minimale Dicke  $h$  der Kernschicht unter Vernachlässigung der Deckschichten und der

Wärmeübergangswiderstände mit

$$h = \frac{\lambda}{U} = \frac{0,050 \text{ W/m K}}{0,20 \text{ W/m}^2 \text{ K}} = 0,25 \text{ m} = 25 \text{ cm} . \quad (10.1)$$

Der Querschnitt des Sandwichbalkens ist in Abbildung 10.2 dargestellt.

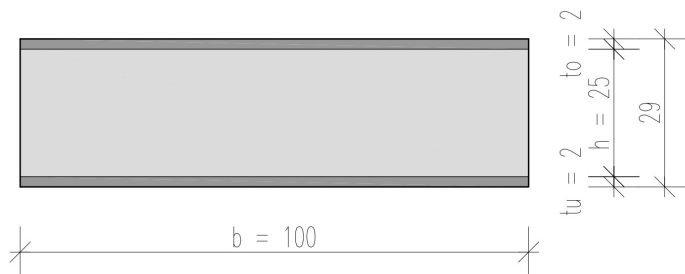


Abbildung 10.2: Querschnitt mit den Abmessungen in cm

### 10.1.2 Materialkennwerte

Die Materialkennwerte sind aus Kapitel 9 übernommen. Wie dort angeführt, wird die Berechnung mit ungerissenen Deckschichten durchgeführt. Damit sind für die Textilbeton-Deckschichten nur die Steifigkeiten des Feinbeton von Interesse.

#### Deckschichten

Beide Deckschichten bestehen aus Textilbeton. Für den Feinbeton sind die Materialkennwerte:

- eine Dichte  $\rho$  von  $2160 \text{ kg/m}^3$ ,
- einen Elastizitätsmodul  $E$  von  $2800 \text{ kN/cm}^2$ ,
- einem Schubmodul  $G$  von  $1176 \text{ kN/cm}^2$ ,
- einen Wärmeausdehnungskoeffizienten  $\alpha_T$  von  $10 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ .

Die Bemessungswerte der Festigkeiten des Feinbetons berechnen sich mit einem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_c$  für Beton von 1,5 zu

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{7,26}{1,5} = 4,84 \text{ kN/cm}^2 , \quad (10.2)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,79}{1,5} = 0,53 \text{ kN/cm}^2 , \quad (10.3)$$

$$v_{Rdi} = \frac{v_{Rki}}{\gamma_c} = \frac{1,56}{1,5} = 1,04 \text{ kN/cm}^2 . \quad (10.4)$$

Für die Textilien ist ein AR-Glas-Textil und ein Carbon-Textil ausgewählt. Für technische Textilien ist kein Sicherheitsbeiwert  $\gamma$  bekannt. Dieser wird mit 1,1 angenommen:

$$f_{t,AR-EP,d} = \frac{f_{t,AR-EP}}{\gamma} = \frac{148,8 \text{ kN/m}}{1,1} = 135,3 \text{ kN/m} , \quad (10.5)$$

$$f_{t,C-EP,d} = \frac{f_{t,AR-EP}}{\gamma} = \frac{237,5 \text{ kN/m}}{1,1} = 215,9 \text{ kN/m} . \quad (10.6)$$



### Kernschicht

Die Kernschicht soll aus einem nicht näher definierten mineralischen Material mit geringer Wärmeleitfähigkeit bestehen. Es werden folgende Materialkennwerte festgelegt:

- eine Dichte  $\rho$  von  $200 \text{ kg/m}^3$ ,
- eine Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  von  $0,050 \text{ W/m K}$ ,
- einem Elastizitätsmodul  $E$  von  $24 \text{ kN/cm}^2$ ,
- einen Schubmodul  $G$  von  $9,00 \text{ kN/cm}^2$ ,
- einen Wärmeausdehnungskoeffizienten  $\alpha_T$  von  $10 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ .

### 10.1.3 Einwirkungen

Um aussagekräftige Spannungen und Durchsenkungen zu erhalten, werden realistische Einwirkungen ermittelt, die in den beiden Grenzfälle ULS und SLS nach ÖNORM EN 1990 [45] und ÖNORM B 1990-1 [64] kombiniert werden.

Die Grundkombination für Einwirkungen ist [45, S. 37]

$$E_i = \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} . \quad (10.7)$$

Mit dem Eigengewicht des Sandwichelements  $G_k$  als ständige Einwirkung und den veränderlichen Einwirkungen aus Wind  $W_k$ , Schnee  $S_k$  und Temperatur  $T_k$  führt dies zu drei Kombinationen mit je Wind, Schnee oder Temperatur führend:

$$E_{\text{Wind führend}} = \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} W_{k,1} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} S_{k,2} + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} T_{k,3} , \quad (10.8)$$

$$E_{\text{Schnee führend}} = \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} S_{k,1} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} W_{k,2} + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} T_{k,3} , \quad (10.9)$$

$$E_{\text{Temperatur führend}} = \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} T_{k,1} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} W_{k,2} + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} S_{k,3} . \quad (10.10)$$

### Eigengewicht

Das Eigengewicht des Sandwichbalkens ergibt sich aus der Dichte  $\rho$  der Materialien und den Abmessungen der einzelnen Schichten. Die Wichte  $\gamma$  wird dabei mit der im Bauwesen üblichen Erbeschleunigung  $g$  von  $10 \text{ m/s}^2$  berechnet:

$$G_{\text{Deckschicht},k} = \rho g b (t_o + t_u) = 2160 \text{ kg/m}^3 \cdot 10 \text{ m/s}^2 \cdot 1,00 \text{ m} \cdot (0,02 \text{ m} + 0,02 \text{ m}) = 0,86 \text{ kN/m} , \quad (10.11)$$

$$G_{\text{Kernschicht},k} = \rho g b h = 200 \text{ kg/m}^3 \cdot 10 \text{ m/s}^2 \cdot 1,00 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} = 0,50 \text{ kN/m} , \quad (10.12)$$

$$G_k = G_{\text{Deckschicht},k} + G_{\text{Kernschicht},k} = 1,36 \text{ kN/m} . \quad (10.13)$$

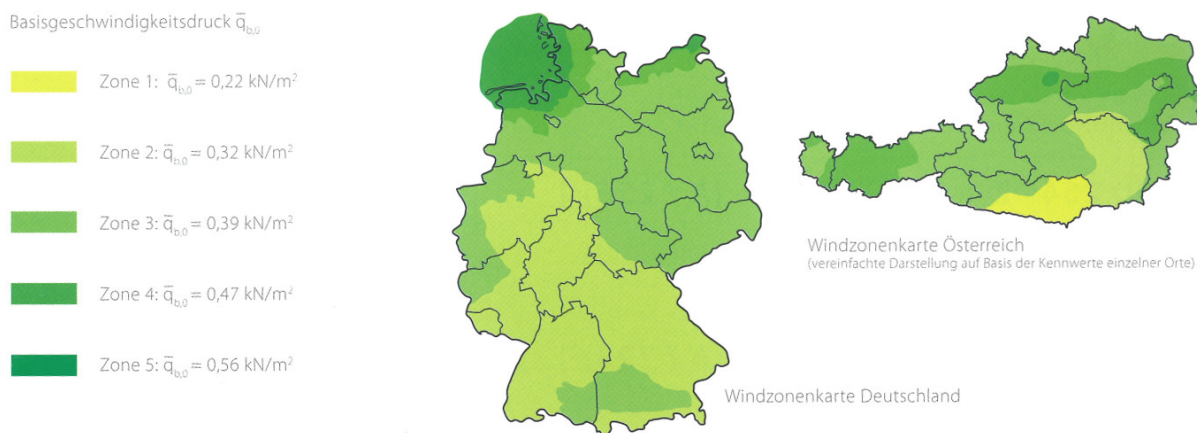


Abbildung 10.3: Windzonenkarte nach ÖNORM EN 1991-1-4 [65] für Deutschland und Österreich [22, S. 30]

## Wind

Die Windlast ist nach ÖNORM EN 1991-1-4 [65] und ÖNORM B 1991-1-4 [66] berechnet, wobei Winddruck  $W_k^{Druck}$  und Windsog  $W_k^{Sog}$  berechnet werden. Der Grundwert des Basisgeschwindigkeitsdrucks  $q_{b,0}$  ist mit  $0,50 \text{ kN/m}^2$  gewählt. Wie aus Abbildung 10.3 ersichtlich ist dies für Österreich und Deutschland ein hoher Wert.

Für den Basisgeschwindigkeitsdrucks  $q_b$  gilt in Österreich  $q_b = q_{b,0}$ . Mit der Annahme der höchsten Geländekategorie in Österreich und einer Höhenlage  $z$  des Daches von 10 m ergibt sich der Geländefaktor  $C_e(z)$  zu

$$C_e(z) = 2,1 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,24} = 2,1 \cdot \left(\frac{10}{10}\right)^{0,24} = 2,1 \quad (10.14)$$

Daraus folgt der Böengeschwindigkeitsdruck  $q_p$  mit

$$q_p = C_e(z) \cdot q_b = 2,1 \cdot 0,50 \text{ kN/m}^2 = 1,05 \text{ kN/m}^2 \quad (10.15)$$

Als Winddruck folgt daraus für ein Flachdach ein vereinfachter maximaler Wert mit einem Außendruckbeiwert  $C_{pe,10}$  und einem Innendruckbeiwert  $C_{pi,Sog}$  folgender Wert

$$W_k^{Druck} = (C_{pe,10} + |C_{pi,Sog}|) \cdot q_p \cdot b = (0,2 + |-0,3|) \cdot 1,05 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,00 \text{ m} = 0,53 \text{ kN/m} \quad (10.16)$$

Für den Windsog ergibt sich analog

$$W_k^{Sog} = (|C_{pe,10}| + C_{pi,Druck}) \cdot q_p \cdot b = (|-1,8| + 0,2) \cdot 1,05 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,00 \text{ m} = 2,10 \text{ kN/m} \quad (10.17)$$

## Schnee

Die Schneelast ist im Folgenden nach ÖNORM EN 1991-1-3 [67] und ÖNORM B 1991-1-3 [68] berechnet. Für den charakteristischen Wert der Schneelast  $s_k$  sind  $5,00 \text{ kN/m}^2$  gewählt, was in Abbildung 10.4 einer mittleren Schneelast entspricht.

Mit einem auf der sicheren Seite gewählten Formbeiwert  $\mu_1$  von 0,8 ergibt sich für Österreich eine Schneelast von

$$S_k = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \cdot b = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 5,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,00 \text{ m} = 4,00 \text{ kN/m} \quad (10.18)$$

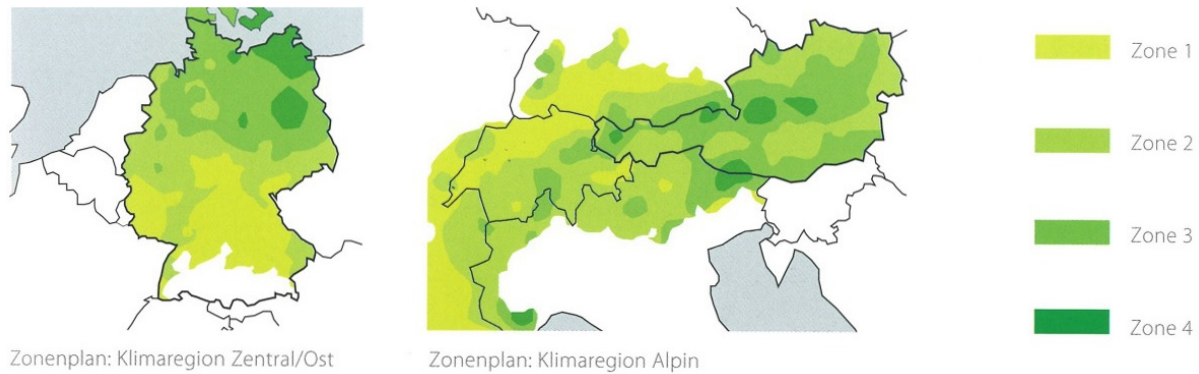


Abbildung 10.4: Schneezonenkarte nach ÖNORM EN 1991-1-3 [67] für Deutschland und Österreich [22, S. 29]

### Temperaturbeanspruchung

In Abschnitt 6.3 ist ein Temperaturlastfall für den Sommer  $T^{Sommer}$  und einer für den Winter  $T^{Winter}$  angegeben. Im Sommer beträgt die Temperatur an der Außenseite  $65^\circ\text{C}$  und an der Innenseite  $20^\circ\text{C}$ . Im Winter sind es an der Außenseite  $-20^\circ\text{C}$  und an der Innenseite ebenfalls  $20^\circ\text{C}$ . Wegen der geringen Dicke der Deckschichten werden deren Temperaturgradienten nicht berücksichtigt.

### Kombinationen im ULS

Die Einwirkungen verformen das Bauteil nach unten oder nach oben. Zunächst sind die Einwirkungskombinationen angeführt, bei denen eine Verformung nach unten angestrebt wird, welche als maximale Kombinationen bezeichnet werden. Es wird dabei ein Ort in Österreich mit einer Seehöhe unter 1000 m über NN angenommen:

$$\begin{aligned}
 E_{Wind\ f\ddot{u}hrend}^{ULS,max} &= \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} W_{k,1}^{Druck} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} S_{k,2} + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} T_{k,3}^{Winter} = \\
 &= 1,35 \cdot 1,36 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 0,53 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 0,5 \cdot 4,00 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 0,6 \cdot T_k^{Winter} = \\
 &= 5,63 \text{ kN/m} + 0,9 \cdot T_k^{Winter} \quad ,
 \end{aligned}
 \tag{10.19}$$

$$\begin{aligned}
 E_{Schnee\ f\ddot{u}hrend}^{ULS,max} &= \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} S_{k,1} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} W_{k,2}^{Druck} + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} T_{k,3}^{Winter} = \\
 &= 1,35 \cdot 1,36 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 4,00 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 0,6 \cdot 0,53 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 0,6 \cdot T_k^{Winter} = \\
 &= 8,31 \text{ kN/m} + 0,9 \cdot T_k^{Winter} \quad ,
 \end{aligned}
 \tag{10.20}$$

$$\begin{aligned}
 E_{Temperatur\ f\ddot{u}hrend}^{ULS,max} &= \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} T_{k,1}^{Winter} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} W_{k,2}^{Druck} + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} S_{k,3} = \\
 &= 1,35 \cdot 1,36 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot T_k^{Winter} + 1,50 \cdot 0,6 \cdot 0,53 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot 0,5 \cdot 4,00 \text{ kN/m} = \\
 &= 5,31 \text{ kN/m} + 1,50 \cdot T_k^{Winter} \quad .
 \end{aligned}
 \tag{10.21}$$

Nun folgen die Kombinationen, bei denen eine Verformung des Bauteils nach oben erreicht werden soll. Diese werden als minimale Kombinationen bezeichnet. Die Kraftrichtung ist hier

nach oben positiv:

$$\begin{aligned}
 E_{Wind\ f\uehr\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{Temperatur\ f\uehr\end{aligned}$$

Aus diesen Kombinationen in ULS und SLS ergeben sich je zwei Kombinationen, die maßgebend sein können:

$$E_{Schnee\ f\uehr\end{aligned}$$

$$E_{Temperatur\ f\uehr\end{aligned}$$

$$E_{Wind\ f\uehr\end{aligned}$$

$$E_{Temperatur\ f\uehr\end{aligned}$$

Der erste Term wird dabei als „Konstante Streckenquerbelastung“ und der zweite Term als „Temperaturbeanspruchung“ bezeichnet. Diese werden getrennt voneinander gelöst und die Ergebnisse anschließend superponiert.

### Kombinationen im SLS

Analog der Kombinationen im ULS sind zunächst die maximalen Einwirkungskombinationen angeführt, bei denen eine Verformung nach unten angestrebt wird. Es wird dabei ebenfalls ein Ort in Österreich mit einer Seehöhe unter 1000 m über NN angenommen:

$$\begin{aligned}
 E_{Wind\ f\uehr\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{Schnee\ f\uehr\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{Temperatur\ f\uehr\end{aligned}$$

Es folgen die minimalen Einwirkungskombinationen, bei denen eine Verformung des Bauteils nach oben erreicht werden soll. Die Krafrichtung ist hier nach oben positiv:

$$\begin{aligned} E_{Wind\ f\uehrend}^{SLS,min} &= -\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} W_{k,1}^{Sog} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} T_{k,2}^{Sommer} = \\ &= -1,00 \cdot 1,36 \text{ kN/m} + 1,00 \cdot 2,10 \text{ kN/m} + 1,00 \cdot 0,6 \cdot T_k^{Sommer} = \\ &= 0,74 \text{ kN/m} + 0,6 \cdot T_k^{Sommer} , \end{aligned} \quad (10.31)$$

$$\begin{aligned} E_{Temperatur\ f\uehrend}^{SLS,min} &= -\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} T_{k,1}^{Sommer} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} W_{k,2}^{Sog} = \\ &= -1,00 \cdot 1,36 \text{ kN/m} + 1,00 \cdot T_k^{Sommer} + 1,00 \cdot 0,6 \cdot 2,10 \text{ kN/m} = \\ &= -0,10 \text{ kN/m} + T_k^{Sommer} . \end{aligned} \quad (10.32)$$

Analog dem ULS ergeben sich daraus je zwei potentiell maßgebende Kombinationen, die ebenfalls getrennt berechnet und anschließend superponiert werden:

$$E_{Schnee\ f\uehrend}^{SLS,max} = 5,68 \text{ kN/m} + 0,6 \cdot T_k^{Winter} , \quad (10.33)$$

$$E_{Temperatur\ f\uehrend}^{SLS,max} = 3,68 \text{ kN/m} + T_k^{Winter} , \quad (10.34)$$

$$E_{Wind\ f\uehrend}^{SLS,min} = 0,74 \text{ kN/m} + 0,6 \cdot T_k^{Sommer} , \quad (10.35)$$

$$E_{Temperatur\ f\uehrend}^{SLS,min} = -0,10 \text{ kN/m} + T_k^{Sommer} . \quad (10.36)$$

## 10.2 Lösung

### 10.2.1 Analytische Lösung nach Stamm und Witte

Die in Kapitel 8 wiedergegebene analytische Lösung nach STAMM und WITTE ist hier im Tabellenverarbeitungsprogramm Microsoft Office Excel 2007 umgesetzt.

#### Eingabe

Die verschiedenen potentiell maßgebenden Einwirkungskombinationen erfordern die Untersuchung verschiedener Lastfälle. Diese sind in die beiden Belastungsarten „Konstante Streckenquerbelastung“ und „Temperaturbeanspruchung“ unterteilt, die getrennt gelöst und anschließend superponiert werden. Die potentiell maßgebenden Einwirkungskombinationen sind als die in Tabelle 10.1 angegebenen Parameter eingegeben. Dabei sind die angestrebten Verformungsrichtungen der Einwirkungen durch „max“ und „min“ mit zugehörigen Richtungspfeilen angegeben. Mit den jeweils führenden Einwirkungen sind die Einwirkungskombinationen definiert.

Tabelle 10.1: Eingabeparameter der Einwirkungen

führende Einwirkung		Konstante Streckenbelastung [kN/m]		Temperaturbeanspruchung			
		ULS	SLS	Sicherheitsbeiwert [-]		Temperaturen [°C]	
				ULS	SLS	T <sub>o</sub>	T <sub>u</sub>
max (↓)	Schnee	8,31	5,68	0,9	0,6	-20	20
	Temperatur	5,31	3,68	1,5	1,0	-20	20
min (↑)	Wind	1,79	0,74	0,9	0,6	65	20
	Temperatur	0,53	-0,10	1,5	1,0	65	20

Die Spannungen werden aus den „ULS-Einwirkungen“ und die Durchsenkungen aus den „SLS-Einwirkungen“ berechnet.

## Ergebnisse

In den Abbildungen 10.5 und 10.6 sind die Normal- und Schubspannungsverläufe der Lastfallkombination  $E_{Schnee\ f\ddot{u}hrend}^{ULS,max}$  über die Balkenlänge dargestellt. Für beide Belastungsarten tritt die maximale Normalspannung  $\sigma$  in Balkenmitte auf, was bei einer Balkenlänge von 600 cm einer Laufvariablen  $x$  von 300 cm entspricht. In diesem Diagramm ist der Bemessungswert der Zugfestigkeit von Feinbeton eingetragen. Wird dieser überschritten, ist die auf Zug beanspruchte Deckschicht gerissen und befindet sich im Zustand II. Bei der Schubspannung führt die konstante Streckenbelastung zu einem linearen Verlauf. Die Temperaturbeanspruchung führt zu geringen Schubspannungen an den Balkenenden. Da die Schubspannungen infolge dieser beider Belastungsarten unterschiedliche Vorzeichen aufweisen, tritt die maximale Schubspannung  $\tau$  nicht direkt am Balkenende auf. Da der Einfluss der Temperaturbeanspruchung auf die Schubspannungen aber sehr gering ist, wird die maßgebende Schubspannung an den Balkenenden abgelesen ( $x = 0$  cm). Die maximale Durchsenkung  $w$  tritt in Feldmitte auf.

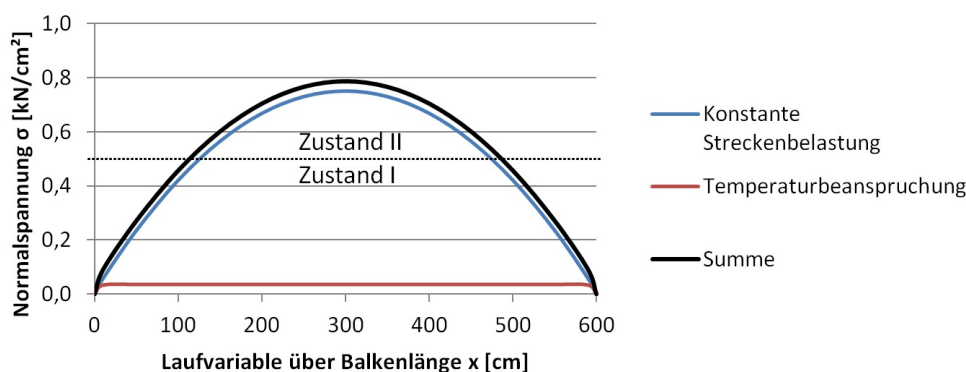


Abbildung 10.5: Verlauf der Normalspannung  $\sigma$  der Lastfallkombination  $E_{Schnee\ f\ddot{u}hrend}^{ULS,max}$  über die Balkenlänge

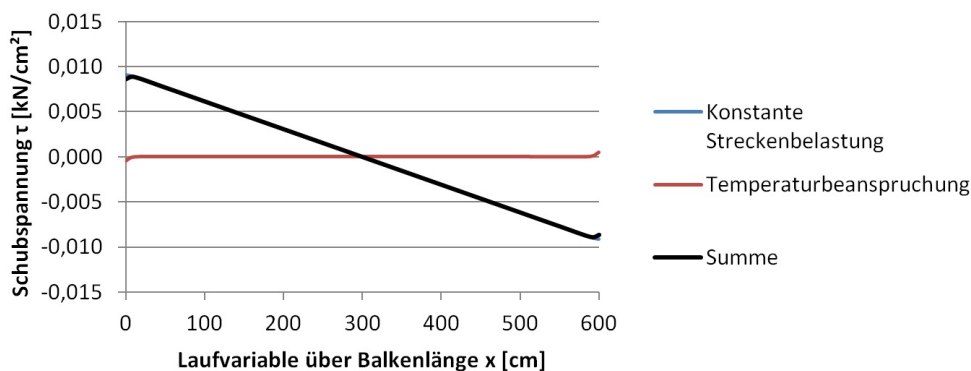


Abbildung 10.6: Verlauf der Schubspannung  $\tau$  der Lastfallkombination  $E_{Schnee\ f\ddot{u}hrend}^{ULS,max}$  über die Balkenlänge

In Abbildung 10.7 sind die Spannungsverläufe der Lastfallkombination  $E_{Schnee\ f\ddot{u}hrend}^{ULS,max}$  über den Querschnitt dargestellt. Der Normalspannungsverlauf ist in der Balkenmitte ausgewertet, der Schubspannungsverlauf am Balkenende. Dabei zeigt sich, dass die maßgebende Normalspannung  $\sigma$  an der Ober- bzw. Unterseite des Bauteils auftritt, da der Querschnitt symmetrisch ist. Für

die Belastungsart „Temperaturbeanspruchung“ tritt die geringfügig höhere Normalspannung  $\sigma$  an den, dem Kern zugewandten Grenzen der Deckschichten auf. Für die maßgebenden Normalspannungen (siehe Tabelle 10.2) ist für  $\sigma$  dennoch der Wert an der Bauteilunterseite angegeben, da diese Spannungskombination in Summe zu der maximalen Normalspannung  $\sigma$  führt. Die maßgebende Schubspannung  $\tau$  befindet sich als konstante Verteilung in der Kernschicht, wobei dieser Wert auch in den dem Kern zugewandten Enden der Deckschichten auftritt.

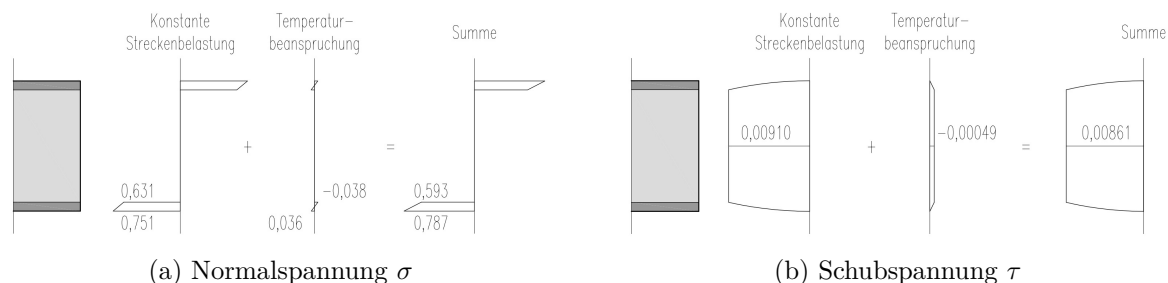


Abbildung 10.7: Maßgebende Spannungsverläufe der Lastfallkombination  $E_{Schnee\ f\ddot{u}hrend}^{ULS,max}$  in  $\text{kN}/\text{cm}^2$

Die Ergebnisse der analytischen Lösung sind in Tabelle 10.2 angeführt. Die Bezeichnung der Einwirkungen ist dabei analog der in Tabelle 10.1 verwendeten. Es sind für die einzelnen Einwirkungskombinationen die maximalen Werte für die Normalspannung  $\sigma$ , die Schubspannung  $\tau$  und die Durchsenkung  $w$  für die beiden Belastungsarten „Konstante Streckenquerbelastung“ und „Temperaturbeanspruchung“ getrennt angegeben. In der Spalte „Summe“ sind diese superponiert. Die angegebenen Normalspannungen stammen von der Bauteilunterseite und sind für die Bauteiloberseite ident, nur das hier das Vorzeichen ein anderes ist. Die Schubspannungen stammen aus der Bauteilmitte, wobei die Schubspannungsverteilung über die gesamte Kernschichtdicke konstant ist.

Tabelle 10.2: Ergebnis der analytischen Lösung

führende Einwirkung		Konstante Streckenbelastung			Temperaturbelastung			Summe		
		ULS		SLS	ULS		SLS	ULS		SLS
		$\sigma$ [ $\text{kN}/\text{cm}^2$ ]	$\tau$ [ $\text{kN}/\text{cm}^2$ ]	$w$ [cm]	$\sigma$ [ $\text{kN}/\text{cm}^2$ ]	$\tau$ [ $\text{kN}/\text{cm}^2$ ]	$w$ [cm]	$\sigma$ [ $\text{kN}/\text{cm}^2$ ]	$\tau$ [ $\text{kN}/\text{cm}^2$ ]	$w$ [cm]
max (↓)	Schnee	0,751	0,009 10	0,566	0,036	-0,000 49	0,399	0,787	0,008 61	0,965
	Temperatur	0,480	0,005 81	0,367	0,061	-0,000 81	0,665	0,541	0,005 00	1,032
min (↑)	Wind	0,161	0,001 96	0,074	0,041	0,000 55	0,449	0,202	0,002 51	0,523
	Temperatur	0,048	0,000 58	-0,010	0,068	0,000 92	0,748	0,116	0,001 50	0,738

Aus den Ergebnissen in Tabelle 10.2 können die jeweils maßgebenden Werten herausgelesen werden. Für die Spannungen  $\sigma$  und  $\tau$  ist die Kombination  $E_{Schnee\ f\ddot{u}hrend}^{ULS,max}$  maßgebend mit

$$\sigma^{maßg.} = 0,787 \text{ kN}/\text{cm}^2, \quad (10.37)$$

$$\tau^{maßg.} = 0,00861 \text{ kN}/\text{cm}^2. \quad (10.38)$$

Für diese maßgebenden Spannungen sind in Abbildung 10.7 die Spannungsverteilungen dargestellt. Hier ist der deutlich größere Einfluss der „Konstanten Streckenquerbelastung“ erkennbar. Die Normalspannungen  $\sigma$  werden ausschließlich von den Deckschichten übernommen, wobei die

obere Deckschicht in Summe nur durch Druck- und die untere Deckschicht nur durch Zugspannungen belastet ist. Die Schubspannungen  $\tau$  werden größtenteils von der Kernschicht aufgenommen. Die Spannungsverteilung in der Kernschicht ist hierbei konstant.

Für das Deckschichtmaterial Feinbeton sind die Bemessungswerte der Festigkeiten bekannt. Für das Kernmaterial ist das nicht der Fall, daher kann hier nur festgehalten werden, dass dieses eine Schubspannung  $\tau$  von  $0,00861 \text{ kN/cm}^2$  aufnehmen müsste. Mit den maximalen Spannungen in den Deckschichten lassen sich für den Feinbeton folgende Ausnutzungsgrade berechnen:

$$\frac{\sigma^{maßg.}}{f_{cd}} = \frac{0,787 \text{ kN/cm}^2}{4,84 \text{ kN/cm}^2} = 0,16 < 1,00 , \quad (10.39)$$

$$\frac{\sigma^{maßg.}}{f_{ctd}} = \frac{0,787 \text{ kN/cm}^2}{0,53 \text{ kN/cm}^2} = 1,48 > 1,00 \rightarrow \text{Zustand II} , \quad (10.40)$$

$$\frac{\tau^{maßg.}}{v_{Rdi}} = \frac{0,00861 \text{ kN/cm}^2}{1,04 \text{ kN/cm}^2} = 0,01 < 1,00 . \quad (10.41)$$

Die hohe Druckfestigkeit  $f_{cd}$  führt zu einer geringen Ausnutzung in der oberen Deckschicht von 16 %. Die Zugfestigkeit  $f_{ctd}$  in der unteren Deckschicht ist deutlich überschritten, womit diese Schicht unter dieser Belastung gerissen ist. Damit befindet sich diese Schicht im Zustand II und die textile Bewehrung wird aktiviert.

Aus der Spannungsverteilung in der unteren, im vorliegenden Fall gerissenen, Deckschicht wird im Folgenden die erforderliche textile Bewehrung abgeschätzt. Für diese Anwendung bieten sich ebene, zweidimensionale Textilgelege an, die in der 2 cm dicken Deckschicht mehrlagig eingebaut sein können. Um die erforderliche Lagenanzahl abschätzen zu können, wird die lineare Spannungsverteilung in der unteren Deckschicht in einen äquivalenten, konstanten Membranspannungszustand  $\sigma_{konst.}$  umgerechnet. Aus der Dicke  $t_u$  der Deckschicht lässt sich die aufzunehmende Zugnormalkraft  $n$  in kN/m berechnen, aus der sich die Lagenanzahl der textilen Bewehrung ergibt. Dies ist im Folgenden für den hier maßgebenden Lastfall dargestellt:

$$\sigma_{konst.} = \frac{0,593 \text{ kN/cm}^2 + 0,787 \text{ kN/cm}^2}{2} = 0,690 \text{ kN/cm}^2 , \quad (10.42)$$

$$n = \sigma_{konst.} \cdot t_u = 0,690 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2 \text{ cm} = 1,380 \text{ kN/cm} = 138,0 \text{ kN/m} . \quad (10.43)$$

Das AR-Glas-Textil hat eine geschätzte Zugtragfähigkeit  $f_{t,AR-EP,d}$  von  $135,3 \text{ kN/m}$ . Damit wären zwei Lagen erforderlich um  $n$  aufnehmen zu können. Die höhere geschätzte Zugtragfähigkeit  $f_{t,C-EP,d}$  des Carbon-Textils von  $215,9 \text{ kN/m}$  ermöglicht eine einlagige Ausführung. Der Sicherheitsbeiwert  $\gamma$  auf der Widerstandsseite ist dabei mit 1,1 angenommen.

Für die Durchsenkung  $w$  ist die Kombination  $E_{Temperatur\ f\text{ührend}}^{SLS,max}$  maßgebend mit

$$w^{maßg.} = 1,032 \text{ cm} . \quad (10.44)$$

Dies entspricht einer Durchsenkung von  $L/581$ , welche deutlich unter dem in Abschnitt 7.2 genannten Grenzwert von  $L/200$  für eine Kurzzeitbelastung liegt. Damit wäre dieses Kriterium erfüllt, wobei die hier durchgeführte Durchsenkungsberechnung einige Effekte unberücksichtigt lässt. So wird davon ausgegangen, dass beide Deckschichten ungerissen sind (Zustand I). Wie oben dargestellt, ist die untere Deckschicht im ULS hier aber gerissen. Damit würde sich nach Eintreten des ULS die Durchsenkung erhöhen, da sich die Risse der Deckschicht nicht mehr schließen. Auch sind Kriecheffekte des Feinbetons und des Kernmaterials hier nicht berücksichtigt.



## 10.2.2 Numerische Kontrolle mit der Software RFEM 5

Die Ergebnisse der analytischen Lösung sind im Folgenden auf ihre Plausibilität geprüft. Dazu ist eine numerische Berechnung mit der Finite-Elemente-Software RFEM 5 durchgeführt und die Ergebnisse mit der analytischen Lösung gegenübergestellt.

### Eingabe

Das Bauteil ist wie in den Arbeiten von HORSTMANN [9] und FUCHS [33] mit Volumenkörpern modelliert. Dabei sind folgende Annahmen getroffen:

- isotropes, linear elastisches Material,
- Berechnung im Zustand I (Deckschichten ungerissen),
- starrer Verbund zwischen Deck- und Kernschicht.

Es hat sich gezeigt, dass die Lagerung des Volumenmodells einen maßgeblichen Einfluss auf die Spannungsverteilung am Auflager hat. Dazu wurden die in Abbildung 10.8 gezeigten Lagerungstypen untersucht, wobei es sich immer um ein Linienlager über die gesamte Bauteilbreite handelt. Typ 1 ist der einzige Typ, bei dem die Lagerung exzentrisch der Bauteilschwerachse erfolgt. Das Bauteil ist hier an der Unterseite der unteren Deckschicht gelagert. Typ 2 ist in der Bauteilschwerachse gelagert, die geringe Steifigkeit des Kerns führt hier aber zu großen Verzerrungen durch die linienförmige Lagerung. Um diesen Effekt auszugleichen, ist bei Typ 3 die Stirnfläche der Kernschicht als starre Fläche unendlicher Steifigkeit modelliert, was eine flächige Lagerung ergibt. Bei Typ 4 sind die Stirnflächen von Deck- und Kernschichten als steife Flächen analog Typ 3 modelliert. Eine Auswertung der Ergebnisse führt zu der Wahl von Typ 3 für die Modellierung der Lagerung.

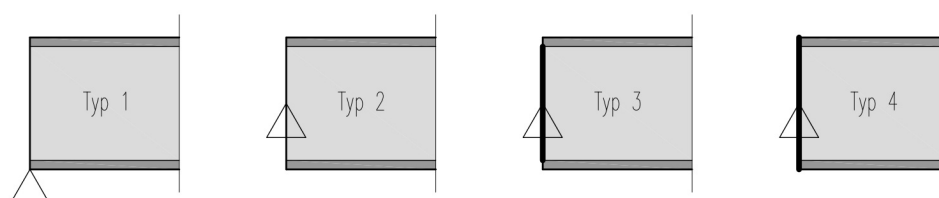


Abbildung 10.8: Lagerungstypen des Volumensmodells

Das gewählte FE-Netz ist in Abbildung 10.9 mit Blick auf die Seitenfläche des Bauteils ausschnittsweise dargestellt.

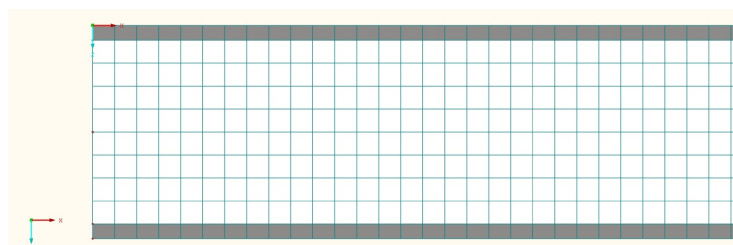


Abbildung 10.9: Ausschnitt des Sandwichbalkens mit Darstellung des FE-Netzes

Da es sich hier um die Verifizierung der analytischen Lösung handelt ist nur eine Lastkombination ausgewählt. Diese ist die, für die Spannungen maßgebende, Kombination  $E_{Schnee\ f\ddot{u}hrend}^{ULS,max}$ :

$$E_{Schnee\ f\ddot{u}hrend}^{ULS,max} = 8,31\text{ kN/m} + 0,9 \cdot T_k^{Winter} . \quad (10.45)$$

Die Verifizierung der analytischen Lösung wird für die beiden Einwirkungsteile „Konstante Streckenquerbelastung“ und „Temperaturbeanspruchung“ getrennt durchgeführt. Damit wird ein Lastfall mit einer konstanten Flächenlast von  $8,31\text{ kN/m}^2$  und einer mit einer Temperaturbeanspruchung von  $-20^\circ\text{C}$  an der Oberseite und  $20^\circ\text{C}$  an der Unterseite aufgebracht. Bei der Berechnung dieser Lastfälle, werden keine Sicherheitsbeiwerte, weder auf der Einwirkungs- noch auf Widerstandsseite, berücksichtigt. Damit unterscheiden sich die analytischen Ergebnisse der Temperaturbeanspruchung von der in Abschnitt 10.2.1 angegebenen. Die dazugehörigen analytischen Ergebnisse sind dazu zu berechnen.

### Ergebnisse

Bei den Ergebnissen wurde einzig die vertikale Durchsenkung  $w$  vom Modell abgelesen, die Auswertung der Spannungen wurde mittels vertikaler Schnitte in Bauteilmitte durchgeführt. Dabei treten die maßgebende vertikale Durchsenkung  $w$  und die maßgebende Normalspannung  $\sigma$  in Feldmitte ( $x = 300\text{ cm}$ ) auf. Die maßgebende Schubspannungen  $\tau$  findet sich am Auflager ( $x = 0$ ).

Das Modell mit seiner überhöhten Verformungsfigur infolge der konstanten Streckenbelastung ist in Abbildung 10.10 gezeigt.

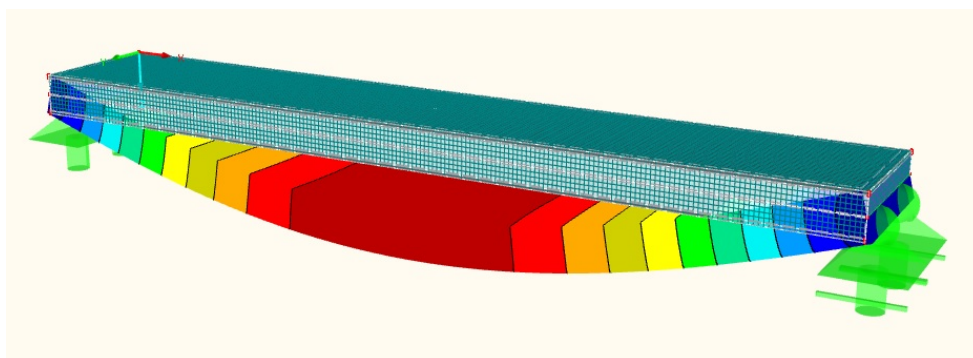


Abbildung 10.10: Modell mit überhöhter Verformungsfigur

Es folgt eine getrennte Auswertung und Gegenüberstellung der Ergebnisse für die beiden Belastungsarten „Konstante Streckenbelastung“ und „Temperaturbelastung“. Dabei sind die Ergebnisse aus der analytischen Lösung als „analytisch“ und die Ergebnisse FE-Modellierung mit „numerisch“ bezeichnet. Die numerischen Ergebnisse sind auf die analytischen bezogen und die Abweichung ist angegeben.

**Konstante Streckenbelastung** Die Gegenüberstellung der vertikalen Durchsenkung  $w$  lautet

$$\frac{w_{numerisch}}{w_{analytisch}} = \frac{8,20\text{ mm}}{8,28\text{ mm}} = 0,99 , \quad \text{Abweichung} = 1\% . \quad (10.46)$$

Die Spannungen sind in Abbildung 10.11 gegenübergestellt. Am Verlauf der numerischen Schubspannung  $\tau$  lässt sich ein geringer Einfluss der Lagerung erkennen. Die maßgebenden Normal-

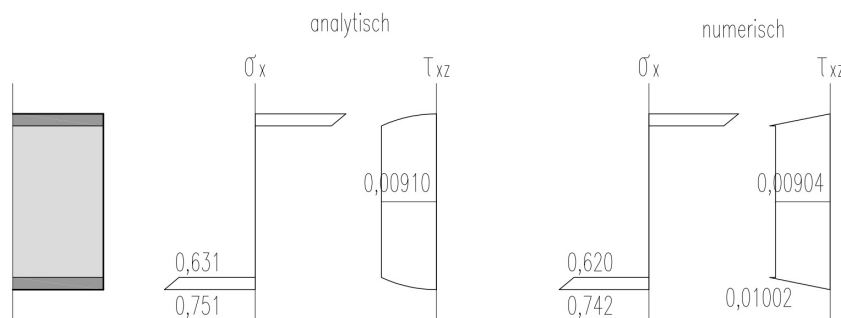


Abbildung 10.11: Gegenüberstellung der maßgebenden Spannungen aus analytischer und numerischer Lösung infolge der konstanten Streckenbelastung in  $\text{kN/cm}^2$

spannungen  $\sigma_x^{\text{maßg.}}$  aus Abbildung 10.11 sind

$$\frac{\sigma_{x,\text{numerisch}}^{\text{maßg.}}}{\sigma_{x,\text{analytisch}}^{\text{maßg.}}} = \frac{0,742 \text{ kN/cm}^2}{0,751 \text{ kN/cm}^2} = 0,99, \quad \text{Abweichung} = 1\% . \quad (10.47)$$

und die maßgebenden Schubspannungen  $\tau_x^{\text{maßg.}}$  sind

$$\frac{\tau_{x,\text{numerisch}}^{\text{maßg.}}}{\tau_{x,\text{analytisch}}^{\text{maßg.}}} = \frac{0,00904 \text{ kN/cm}^2}{0,00910 \text{ kN/cm}^2} = 0,99, \quad \text{Abweichung} = 1\% . \quad (10.48)$$

Für diese Belastungsart lässt sich eine sehr gute Übereinstimmung von analytischer und numerischer Lösung erkennen.

**Temperaturbelastung** Die vertikalen Durchsenkungen  $w$  sind

$$\frac{w_{\text{numerisch}}}{w_{\text{analytisch}}} = \frac{6,60 \text{ mm}}{6,65 \text{ mm}} = 0,99, \quad \text{Abweichung} = 1\% . \quad (10.49)$$

In Abbildung 10.12 sind die Spannungen aus analytischer und numerischer Lösung gegenübergestellt. Bei dem numerischen Schubspannungsverlauf  $\tau$  zeigt sich ein deutlicher Einfluss der Lagerung. Damit lässt sich dieser Wert nicht vergleichen. Die Gegenüberstellung der maßgebenden

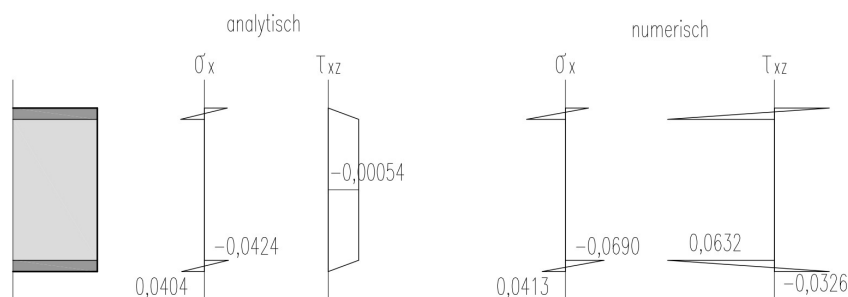


Abbildung 10.12: Gegenüberstellung der maßgebenden Spannungen aus analytischer und numerischer Lösung infolge der Temperaturbeanspruchung in  $\text{kN/cm}^2$  (Schubspannungsverläufe sind unterschiedlich skaliert)

den Normalspannungen  $\sigma_x^{maßg.}$  lautet

$$\frac{\sigma_{x,numerisch}^{maßg.}}{\sigma_{x,analytisch}^{maßg.}} = \frac{0,0690 \text{ kN/cm}^2}{0,0424 \text{ kN/cm}^2} = 1,63, \quad \text{Abweichung} = 63\% . \quad (10.50)$$

Anders als bei der konstanten Streckenbelastung ist die Spannungsverteilung über die Balkenlänge bei der Temperaturbeanspruchung nicht trivial. Diese ist für die analytische und die numerische Lösung in den Abbildungen 10.13 und 10.14 dargestellt. Die Normalspannungen  $\sigma$  sind dabei an der Unterseite des Bauteils ausgewertet, die Schubspannungen  $\tau$  in der Bauteilmitte.

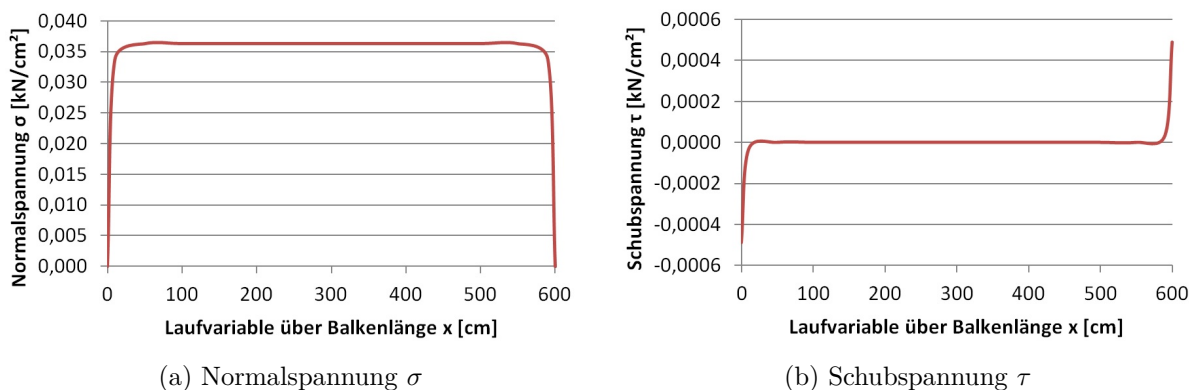


Abbildung 10.13: Analytische Spannungsverläufe über die Balkenlänge infolge der Temperaturbeanspruchung

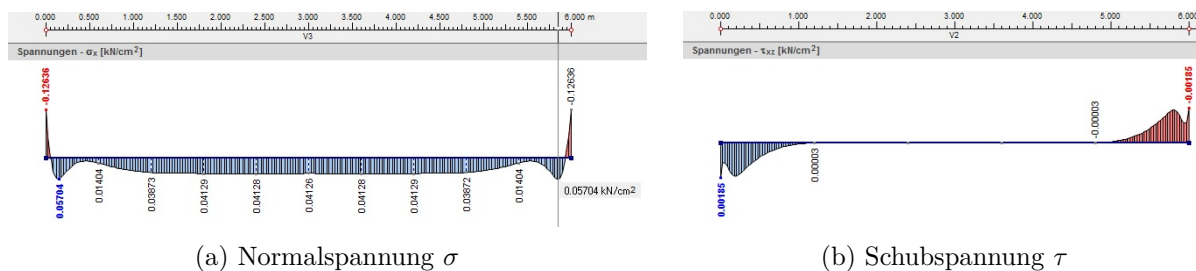


Abbildung 10.14: Numerische Spannungsverläufe über die Balkenlänge infolge der Temperaturbeanspruchung

Die Normalspannungsverläufe sind im mittleren Bereich des Balkens beide konstant. An den Balkenenden unterscheiden sie sich deutlich. Bei einem Vergleich mit dem in Abbildung 6.3 dargestellten schematischer Spannungsverlauf einer aufgeschüsselten Betonplatte zeigt sich eine gute Übereinstimmung mit der analytischen Lösung. Der Verlauf der numerischen Lösung an den Balkenenden lässt sich über einen Einfluss der Lagerung erklären.

Die Schubspannungsverläufe stimmen im mittleren Bereich ebenfalls überein, da hier beide Null sind. Ein Vergleich mit Abbildung 6.3 zeigt wieder eine gute Übereinstimmung mit der analytischen Lösung. Es bildet sich am Balkenende eine Spannungsspitze („Schälspannung“). Der numerische Verlauf zeigt wieder einen Lagerungseinfluss an den Balkenenden.

# 11 Analytische Parameterstudien

In diesem Kapitel sind zwei voneinander unabhängige Parameterstudien dargestellt und ausgewertet. Diese bauen auf die analytische Lösung in Kapitel 10 auf. Bei der ersten Studie sind einzelne Kennwerte der Kernschicht und die Temperaturbeanspruchung variiert. In der zweiten Parameterstudie ist zunächst ein Zusammenhang zwischen den Kennwerten der Kernschicht und ihrer Trockenrohdichte dargestellt. Durch die Variation der Trockenrohdichte ändern sich damit die anderen Kennwerte der Kernschicht mit. Zum Abschluss sind die Ergebnisse beider Parameterstudien diskutiert.

## 11.1 Eingabe und Methode

Aufbauend auf die analytische Lösung in Kapitel 10 ist eine Parameterstudie in Microsoft Office Excel 2007 durchgeführt. Dabei gelten die dort getroffenen Annahmen und Festlegungen. Als Einwirkungen sind die dort maßgebenden Einwirkungen herangezogen. Für die Spannungsrechnung ist folgende Lastfallkombination maßgebend:

$$E_{Schnee\ f\ddot{u}hrend}^{ULS,max} = 8,31 \text{ kN/m} + 0,9 \cdot T_k^{Winter} \quad (11.1)$$

und für die Berechnung der Durchsenkung ist es

$$E_{Temperatur\ f\ddot{u}hrend}^{SLS,max} = 3,68 \text{ kN/m} + T_k^{Winter} \quad (11.2)$$

Die Deckschichten weisen mit dem Material Textilbeton bekannte und definierte Kennwerte auf. Für die Kernschicht gilt das nicht. Deren Kennwerte sind im Folgenden in einer Bandbreite angegeben. Um den Einfluss der einzelnen Kennwerte aufzuzeigen, wird nur ein Kennwert variiert, die anderen sind fixiert. Für diese fixierten Werte sind die in Kapitel 10 festgelegten Werte als Referenzwerte festgelegt. Die Kennwerte sind mit ihren Referenzwerten und ihren Bandbreiten in Tabelle 11.1 angegeben. Dabei wird zusätzlich zu den Kennwerten der Kernschicht, die Temperaturbeanspruchung variiert. Dabei wird jeweils die Temperatur an der Ober- bzw. Unterseite konstant gehalten die andere wird variiert.

Der Elastizitätsmodul  $E$  und der Schubmodul  $G$  stehen dabei, wie in Kapitel 9 ausgeführt, in folgendem Zusammenhang miteinander:

$$G = \frac{3}{8} E \quad (11.3)$$

In der Parameterstudie sind je drei Ergebnisse in Abhängigkeit der variierten Kennwerte dargestellt. Diese sind analog den Ergebnissen in Kapitel 10 die maßgebende Durchsenkung  $w$ , die maßgebende Normalspannung  $\sigma$  und maßgebende Schubspannung  $\tau$ . Dabei sind die Ergebnisse der Belastungsarten „konstante Streckenbelastung“ und „Temperaturbeanspruchung“ einzeln angegeben. Die Summe aus beiden Belastungsarten ist in den Diagrammen ebenfalls dargestellt.

In den Diagrammen der Normalspannung  $\sigma$  ist die Grenze von Zustand I zu Zustand II eingetragen. Diese ist mit der Zugfestigkeit von Feinbeton aus Kapitel 10 festgelegt mit

$$f_{ctd} = 0,53 \text{ kN/cm}^2 \quad (11.4)$$

Tabelle 11.1: Eingabeparameter mit Referenzwert und Bandbreite

	Einheit	Referenzwert	Bandbreite	
			von	bis
Trockenrohddichte $\rho$	kg/m <sup>3</sup>	200	100	500
Elastizitätsmodul $E$	kN/cm <sup>2</sup>	24	0,5	50
Schubmodul $G$	kN/cm <sup>2</sup>	9	0,5	20
Dicke der Kernschicht $h$	cm	25	10	50
Temperatur oben	°C	-20	-25	70
Temperatur unten	°C	20	-25	70

Wird diese Spannung überschritten reißt die untere Deckschicht.

Im Folgenden sind zwei von einander unabhängige Parameterstudien durchgeführt. Bei der ersten Studie in Abschnitt 11.2 sind die in Tabelle 11.1 angegebenen Kennwerte außer der Trockenrohddichte  $\rho$  einzeln variiert. Damit lässt sich der Einfluss der einzelnen Kennwerte erkennen. In der zweiten Parameterstudie in Abschnitt 11.3 wird der in Kapitel 9 ausgearbeitete Zusammenhang der Kennwerte mit der Trockenrohddichte  $\rho$  verwendet. Damit wird hier nur die Trockenrohddichte variiert und der Elastizitätsmodul  $E$ , der Schubmodul  $G$  und die Dicke der Kernschicht  $h$  ändern sich daraus automatisch. Die Temperaturbeanspruchung wird hier nicht variiert.

## 11.2 Parameterstudie mit einzeln variierten Kennwerten

In dieser Parameterstudie sind die Referenzwerte aus Tabelle 11.1 als fixe Werte festgelegt. Jeweils einer der darin angegebenen Kennwerte, mit Ausnahme der Trockenrohddichte  $\rho$ , wird im folgenden in der dort angegebenen Bandbreite variiert.

### 11.2.1 Elastizitätsmodul

Der Elastizitätsmodul  $E$  wird in einer Bandbreite von 0,5 bis 50 kN/cm<sup>2</sup> variiert.

In Abbildung 11.1 ist der Zusammenhang des Elastizitätsmoduls  $E$  und der Durchsenkung  $w$  dargestellt. Bei der konstanten Streckenbelastung steigt die Durchsenkung  $w$  unterhalb von ca. 5 kN/cm<sup>2</sup> deutlich an. Über diesem Wert ist der Einfluss des Elastizitätsmoduls  $E$  geringer. Oberhalb von ca. 15 kN/cm<sup>2</sup> zeigt sich ein annähernd konstanter Verlauf der Durchsenkung  $w$ . Die Durchsenkung  $w$  infolge der Temperaturbeanspruchung ist vom Elastizitätsmodul  $E$  unbeeinflusst. Oberhalb eines Elastizitätsmoduls  $E$  von ca. 4 kN/cm<sup>2</sup> ist der Anteil der Temperaturbeanspruchung an der Durchsenkung  $w$  größer als der Anteil der konstanten Streckenbelastung.

In Abbildung 11.2 ist der Zusammenhang des Elastizitätsmoduls  $E$  und der Normalspannung  $\sigma$  dargestellt. Infolge der konstanten Streckenbelastung zeigt sich wie bei der Durchbiegung  $w$  ein großer Zuwachs der Normalspannung  $\sigma$  unterhalb eines Wertes von ca. 5 kN/cm<sup>2</sup>. Oberhalb dieses Wertes ist der Einfluss des Elastizitätsmoduls  $E$  gering. Die Normalspannung  $\sigma$  infolge der Temperaturbeanspruchung wird vom Elastizitätsmodul  $E$  nicht beeinflusst. Der Anteil der konstanten Streckenlast an der Normalspannung  $\sigma$  ist deutlich größer als der Anteil der Temperaturbeanspruchung. Die Summe der Normalspannungen liegt über der Zugfestigkeit des Feinbetons. Damit

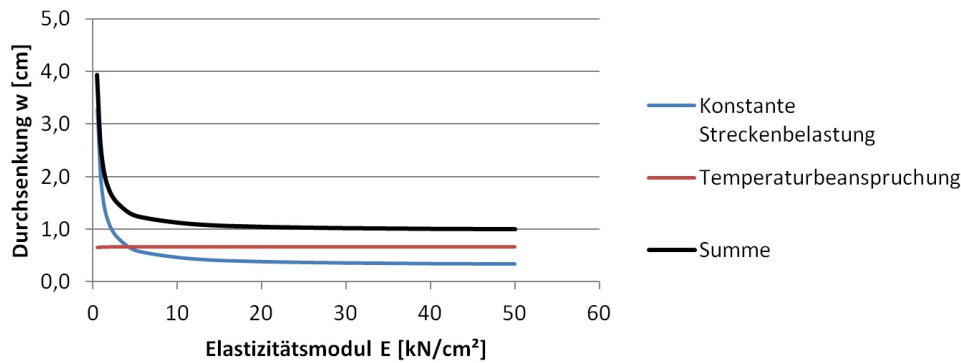


Abbildung 11.1: Durchsenkung  $w$  in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul  $E$  der Kernschicht

ist hier die untere Deckschicht unabhängig vom Elastizitätsmodul  $E$  gerissen und befindet sich im Zustand II.

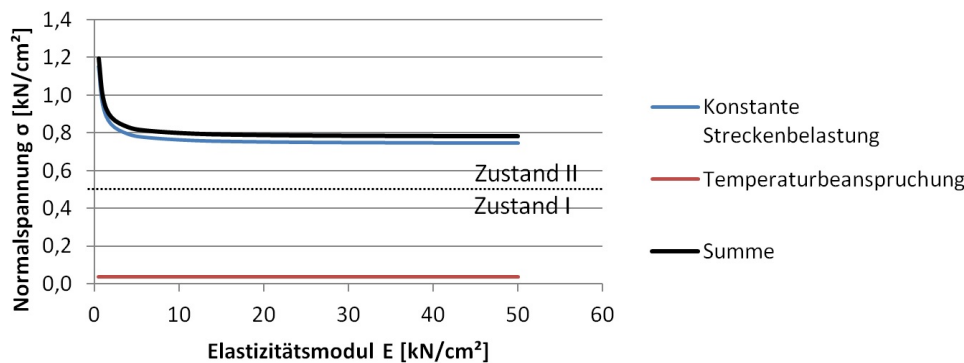


Abbildung 11.2: Normalspannung  $\sigma$  in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul  $E$  der Kernschicht

In Abbildung 11.3 ist der Zusammenhang des Elastizitätsmoduls  $E$  und der Schubspannung  $\tau$  dargestellt. Infolge der konstanten Streckenbelastung fällt die Schubspannung  $\tau$  unter einem Elastizitätsmodul  $E$  von ca.  $2 \text{ kN/cm}^2$  stark ab. Oberhalb eines Elastizitätsmoduls  $E$  von ca.  $15 \text{ kN/cm}^2$  ist der Verlauf annähernd konstant. Die Schubspannung  $\tau$  infolge der Temperaturbeanspruchung weist ein negatives Vorzeichen auf. Damit ist die Summe dieser beiden Schubspannungen geringer als die infolge der konstanten Streckenbelastung. Die Schubspannung  $\tau$  sinkt auch infolge der Temperaturbeanspruchung mit geringerem Elastizitätsmodul  $E$ . Hier ist der Abfall allerdings weniger abrupt als infolge der konstanten Streckenbelastung. Es zeigt sich mit steigendem Elastizitätsmodul  $E$  ein annähernd linear ansteigender Verlauf der Schubspannung  $\tau$ .

### 11.2.2 Schubmodul

Der Schubmodul  $G$  wird in einer Bandbreite von  $0,5$  bis  $20 \text{ kN/cm}^2$  variiert.

In Abbildung 11.4 ist der Zusammenhang des Schubmoduls  $G$  und der Durchsenkung  $w$  dargestellt. Bei der konstanten Streckenbelastung steigt die Durchsenkung  $w$  unterhalb von ca.

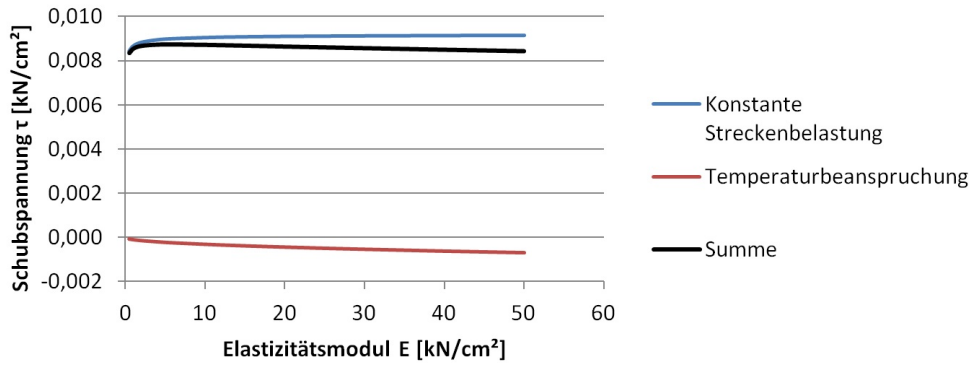


Abbildung 11.3: Schubspannung  $\tau$  in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul  $E$  der Kernschicht

2,5 kN/cm<sup>2</sup> deutlich an. Über diesem Wert ist der Einfluss des Schubmoduls  $G$  geringer, wobei sich oberhalb von ca. 10 kN/cm<sup>2</sup> ein annähernd konstanter Verlauf der Durchsenkung  $w$  zeigt. Die Durchsenkung  $w$  infolge der Temperaturbeanspruchung ist vom Schubmodul  $G$  unbeeinflusst. Oberhalb von ca. 2 kN/cm<sup>2</sup> ist der Anteil der Temperaturbeanspruchung an der Durchsenkung  $w$  größer als der Anteil der konstanten Streckenbelastung.

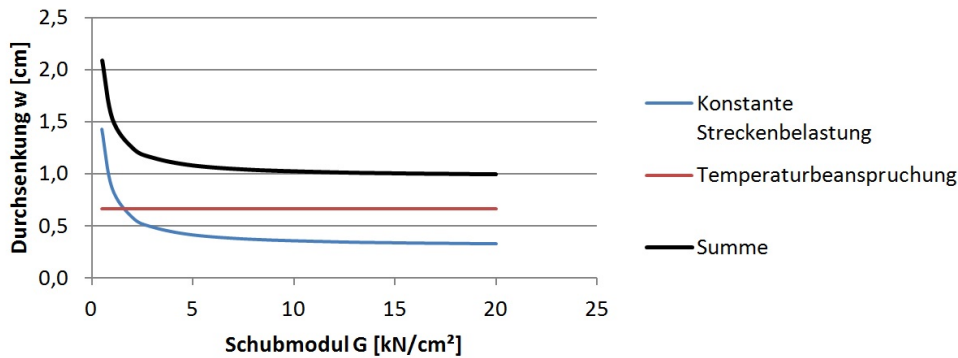


Abbildung 11.4: Durchsenkung  $w$  in Abhängigkeit vom Schubmodul  $G$  der Kernschicht

In Abbildung 11.5 ist der Zusammenhang des Schubmoduls  $G$  und der Normalspannung  $\sigma$  dargestellt. Infolge der konstanten Streckenbelastung zeigt sich ein großer Zuwachs der Normalspannung  $\sigma$  unterhalb eines Wertes von ca. 2 kN/cm<sup>2</sup>. Oberhalb dieses Wertes ist der Einfluss des Schubmoduls  $G$  gering. Die Normalspannung  $\sigma$  infolge der Temperaturbeanspruchung wird vom Schubmodul  $G$  nicht beeinflusst. Der Anteil der konstanten Streckenlast an der Normalspannung  $\sigma$  ist deutlich größer als der Anteil der Temperaturbeanspruchung. Die Summe der Normalspannungen liegt über der Zugfestigkeit des Feinbetons. Damit ist hier die untere Deckschicht unabhängig vom Schubmodul  $G$  gerissen und befindet sich im Zustand II.

In Abbildung 11.6 ist der Zusammenhang des Schubmoduls  $G$  und der Schubspannung  $\tau$  dargestellt. Infolge der konstanten Streckenbelastung fällt die Schubspannung  $\tau$  unter einem Schubmodul  $G$  von ca. 2 kN/cm<sup>2</sup> ab. Oberhalb von ca. 8 kN/cm<sup>2</sup> ist der Verlauf annähernd konstant. Die Schubspannung  $\tau$  infolge der Temperaturbeanspruchung weist ein negatives Vorzeichen auf. Damit ist die Summe dieser beiden Schubspannungen geringer als die infolge der konstanten Streckenbelastung. Die Schubspannung  $\tau$  sinkt auch infolge der Temperaturbeanspruchung mit



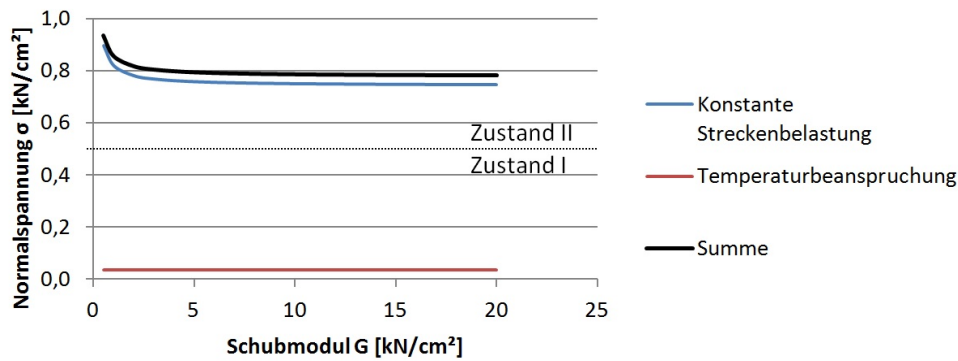


Abbildung 11.5: Normalspannung  $\sigma$  in Abhängigkeit vom Schubmodul  $G$  der Kernschicht

geringerem Schubmodul  $G$ . Hier ist der Abfall allerdings weniger abrupt als infolge der konstanten Streckenbelastung. Es zeigt sich mit steigendem Schubmodul  $G$  ein annähernd linear ansteigender Verlauf der Schubspannung  $\tau$ .

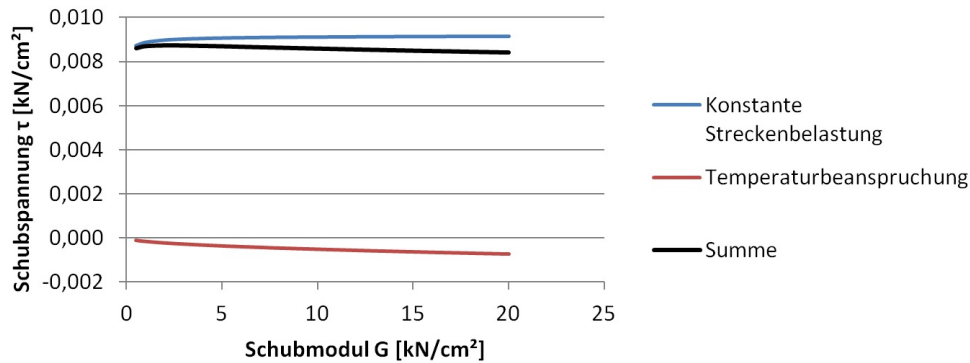


Abbildung 11.6: Schubspannung  $\tau$  in Abhängigkeit vom Schubmodul  $G$  der Kernschicht

### 11.2.3 Dicke der Kernschicht

Der Dicke  $h$  der Kernschicht wird in einer Bandbreite von 10 bis 50 cm variiert.

In Abbildung 11.7 ist der Zusammenhang der Dicke  $h$  der Kernschicht und der Durchsenkung  $w$  dargestellt. Es zeigt sich infolge beider Belastungsarten eine zunehmende Durchsenkung  $w$  mit geringerer Dicke  $h$ . Mit größerer Dicke  $h$  nimmt dieser Einfluss ab. Die Durchsenkung  $w$  infolge der konstanten Streckenbelastung wird stärker beeinflusst als die infolge der Temperaturbeanspruchung. Oberhalb von ca. 12 cm ist der Einfluss der Temperaturbeanspruchung größer als der der konstanten Streckenbelastung.

In Abbildung 11.8 ist der Zusammenhang der Dicke  $h$  der Kernschicht und der Normalspannung  $\sigma$  dargestellt. Infolge beider Belastungsarten sinkt die Normalspannung  $\sigma$  mit zunehmender Dicke  $h$  ab. Dieser Einfluss sinkt mit größerer Dicke  $h$ . Die Normalspannung  $\sigma$  infolge der konstanten Streckenbelastung wird stärker beeinflusst, als die infolge der Temperaturbeanspruchung. Der Wert der Normalspannung  $\sigma$  ist auch deutlich höher. Der Schnittpunkt der summierten Normalspannung  $\sigma$  und der Zugfestigkeit des Feinbetons liegt bei einer Dicke  $h$  von ca. 38 cm. Unterhalb dieser Dicke ist die untere Deckschicht gerissen und befindet sich im Zustand II.

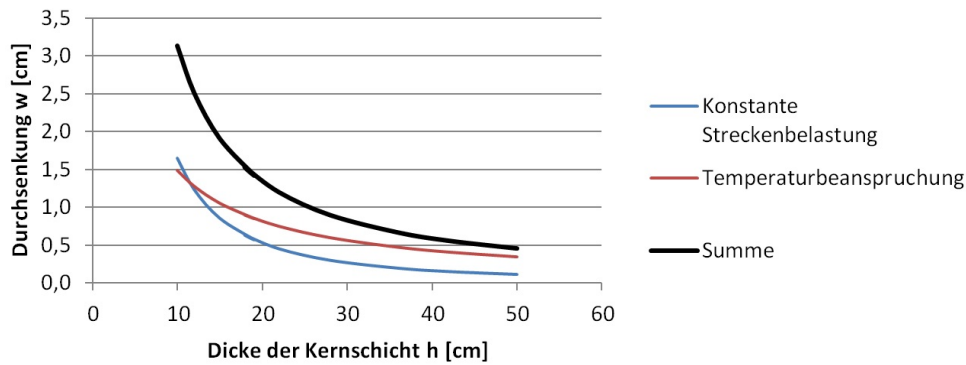


Abbildung 11.7: Durchsenkung  $w$  in Abhängigkeit von der Dicke  $h$  der Kernschicht

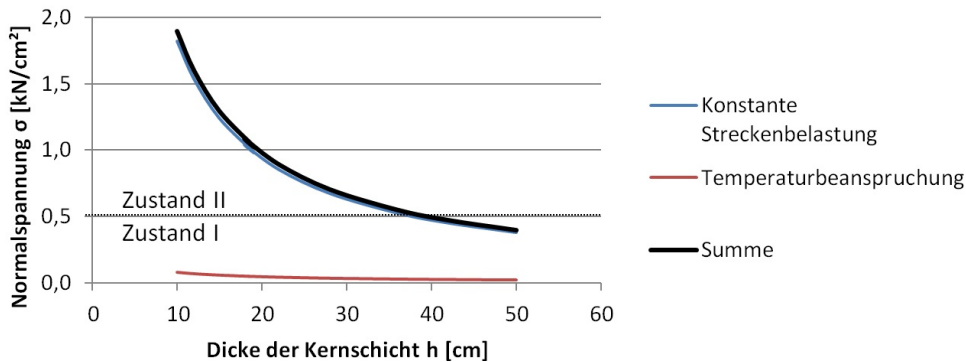


Abbildung 11.8: Normalspannung  $\sigma$  in Abhängigkeit von der Dicke  $h$  der Kernschicht

In Abbildung 11.9 ist der Zusammenhang der Dicke  $h$  der Kernschicht und der Schubspannung  $\tau$  dargestellt. Infolge beider Belastungsarten sinkt die Schubspannung  $\tau$  mit zunehmender Dicke  $h$  ab, wobei dieser Einfluss mit größerer Dicke  $h$  sinkt. Die Schubspannung  $\tau$  infolge der konstanten Streckenbelastung ist deutlich höher als die infolge der Temperaturbeanspruchung. Infolge der Temperaturbeanspruchung weist sie ein negatives Vorzeichen auf. Damit sind die Summe aus beiden Belastungsarten niedriger als die Schubspannung  $\tau$  infolge der konstanten Streckenbelastung.

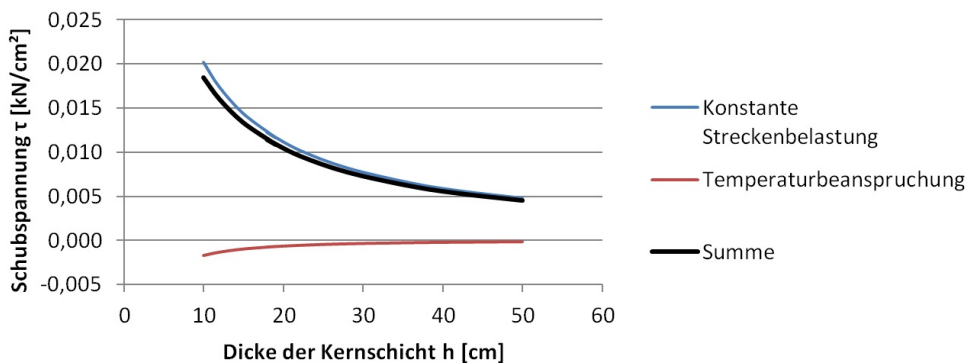


Abbildung 11.9: Schubspannung  $\tau$  in Abhängigkeit von der Dicke  $h$  der Kernschicht

### 11.2.4 Temperatur an der Oberseite

Die Temperatur  $T_o$  an der Oberseite des Bauteils wird in einer Bandbreite von  $-25$  bis  $70$  °C variiert. Hierbei handelt es sich um eine Variation der Einwirkung aus der Temperaturbeanspruchung. Damit sind die Werte der konstanten Streckenbelastung immer unbeeinflusst.

In Abbildung 11.10 ist der Zusammenhang der Temperatur  $T_o$  an der Oberseite und der Durchsenkung  $w$  dargestellt. Es zeigt sich ein linearer Zusammenhang zwischen der Durchsenkung  $w$  infolge der Temperaturbeanspruchung und der Temperatur  $T_o$ . Bei  $20$  °C wechselt die Durchsenkung  $w$  ihr Vorzeichen. An dieser Stelle sind die Temperatur  $T_o$  an der Oberseite und die Temperatur  $T_u$  an der Unterseite ident. Unterhalb einer Temperatur  $T_o$  von ca.  $-2$  °C ist die Durchsenkung  $w$  infolge Temperaturbeanspruchung größer als die infolge der konstanten Streckenbelastung.

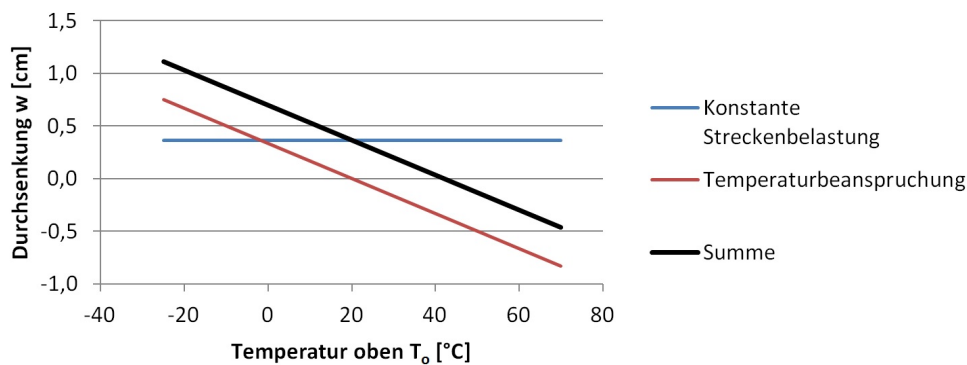


Abbildung 11.10: Durchsenkung  $w$  in Abhängigkeit von der Temperatur  $T_o$  an der Oberseite

In Abbildung 11.11 ist der Zusammenhang der Temperatur  $T_o$  an der Oberseite und der Normalspannung  $\sigma$  dargestellt. Es zeigt sich ein linearer Zusammenhang zwischen der Normalspannung  $\sigma$  infolge der Temperaturbeanspruchung und der Temperatur  $T_o$ . Bei  $20$  °C wechselt die Normalspannung  $\sigma$  ihr Vorzeichen. An dieser Stelle sind die Temperatur  $T_o$  an der Oberseite und die Temperatur  $T_u$  an der Unterseite ident. Die Normalspannung  $\sigma$  infolge der konstanten Streckenlast ist deutlich größer als die infolge der Temperaturbeanspruchung. Die Summe der Normalspannungen ist höher als die Zugfestigkeit des Feinbetons. Die untere Deckschicht ist damit gerissen und befindet sich im Zustand II.

In Abbildung 11.12 ist der Zusammenhang der Temperatur  $T_o$  an der Oberseite und der Schubspannung  $\tau$  dargestellt. Es zeigt sich ein linearer Zusammenhang zwischen der Schubspannung  $\tau$  infolge der Temperaturbeanspruchung und der Temperatur  $T_o$ . Bei  $20$  °C wechselt die Schubspannung  $\tau$  ihr Vorzeichen. An dieser Stelle sind die Temperatur  $T_o$  an der Oberseite und die Temperatur  $T_u$  an der Unterseite ident. Unterhalb von  $20$  °C ist die Schubspannung  $\tau$  negativ. Damit ist unterhalb dieser Temperatur  $T_o$  die Summe der Schubspannungen geringer als die infolge der konstanten Streckenbelastung. Die Schubspannung  $\tau$  infolge der konstanten Streckenlast ist deutlich größer als die infolge der Temperaturbeanspruchung.

### 11.2.5 Temperatur an der Unterseite

Die Temperatur  $T_u$  an der Unterseite des Bauteils wird in einer Bandbreite von  $-25$  bis  $70$  °C variiert. Hierbei handelt es sich um eine Variation der Einwirkung aus der Temperaturbeanspruchung. Damit sind die Werte der konstanten Streckenbelastung immer unbeeinflusst.

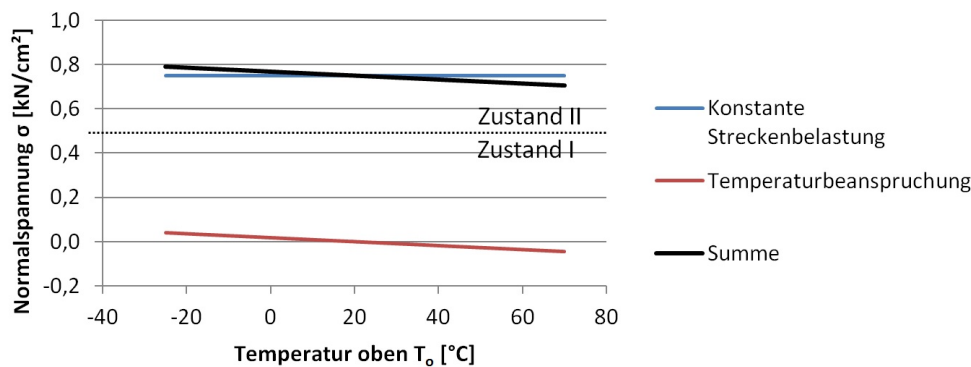


Abbildung 11.11: Normalspannung  $\sigma$  in Abhängigkeit von der Temperatur  $T_o$  an der Oberseite

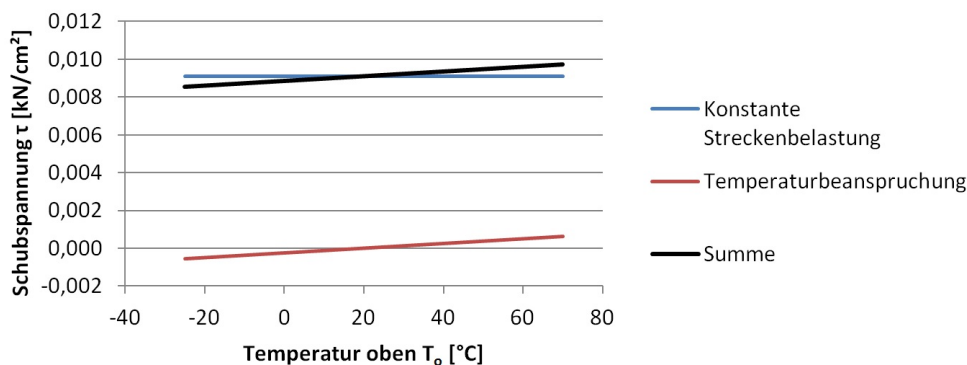


Abbildung 11.12: Schubspannung  $\tau$  in Abhängigkeit von der Temperatur  $T_o$  an der Oberseite

In Abbildung 11.13 ist der Zusammenhang der Temperatur  $T_u$  an der Unterseite und der Durchsenkung  $w$  dargestellt. Es zeigt sich ein linearer Zusammenhang zwischen der Durchsenkung  $w$  infolge der Temperaturbeanspruchung und der Temperatur  $T_u$ . Bei  $-20^\circ\text{C}$  wechselt die Durchsenkung  $w$  ihr Vorzeichen. An dieser Stelle sind die Temperatur  $T_u$  an der Unterseite und die Temperatur  $T_o$  an der Oberseite ident. Oberhalb einer Temperatur  $T_u$  von ca.  $2^\circ\text{C}$  ist die Durchsenkung  $w$  infolge Temperaturbeanspruchung größer als die infolge der konstanten Streckenbelastung.

In Abbildung 11.14 ist der Zusammenhang der Temperatur  $T_u$  an der Unterseite und der Normalspannung  $\sigma$  dargestellt. Es zeigt sich ein linearer Zusammenhang zwischen der Normalspannung  $\sigma$  infolge der Temperaturbeanspruchung und der Temperatur  $T_u$ . Bei  $-20^\circ\text{C}$  wechselt die Normalspannung  $\sigma$  ihr Vorzeichen. An dieser Stelle sind die Temperatur  $T_u$  an der Unterseite und die Temperatur  $T_o$  an der Oberseite ident. Die Normalspannung  $\sigma$  infolge der konstanten Streckenlast ist deutlich größer als die infolge der Temperaturbeanspruchung. Die Summe der Normalspannungen ist höher als die Zugfestigkeit des Feinbetons. Die untere Deckschicht ist damit gerissen und befindet sich im Zustand II.

In Abbildung 11.15 ist der Zusammenhang der Temperatur  $T_u$  an der Unterseite und der Schubspannung  $\tau$  dargestellt. Es zeigt sich ein linearer Zusammenhang zwischen der Schubspannung  $\tau$  infolge der Temperaturbeanspruchung und der Temperatur  $T_u$ . Bei  $-20^\circ\text{C}$  wechselt die Schubspannung  $\tau$  ihr Vorzeichen. An dieser Stelle sind die Temperatur  $T_u$  an der Unterseite und die

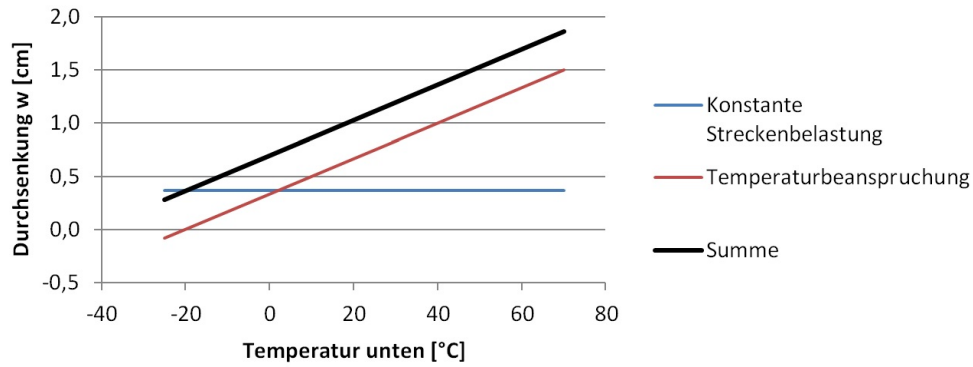


Abbildung 11.13: Durchsenkung  $w$  in Abhängigkeit von der Temperatur  $T_u$  an der Unterseite

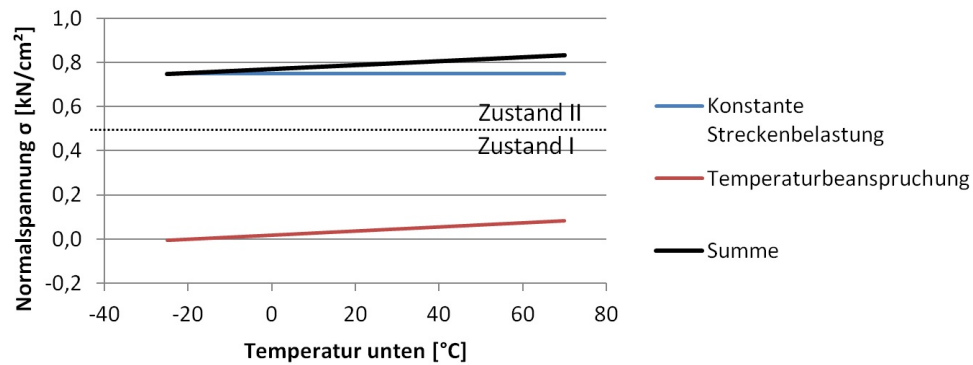


Abbildung 11.14: Normalspannung  $\sigma$  in Abhängigkeit von der Temperatur  $T_u$  an der Unterseite

Temperatur  $T_o$  an der Oberseite ident. Oberhalb von  $-20\text{ }^\circ\text{C}$  ist die Schubspannung  $\tau$  negativ. Damit ist unterhalb dieser Temperatur  $T_u$  die Summe der Schubspannungen geringer als die infolge der konstanten Streckenbelastung. Die Schubspannung  $\tau$  infolge der konstanten Streckenlast ist deutlich größer als die infolge der Temperaturbeanspruchung.

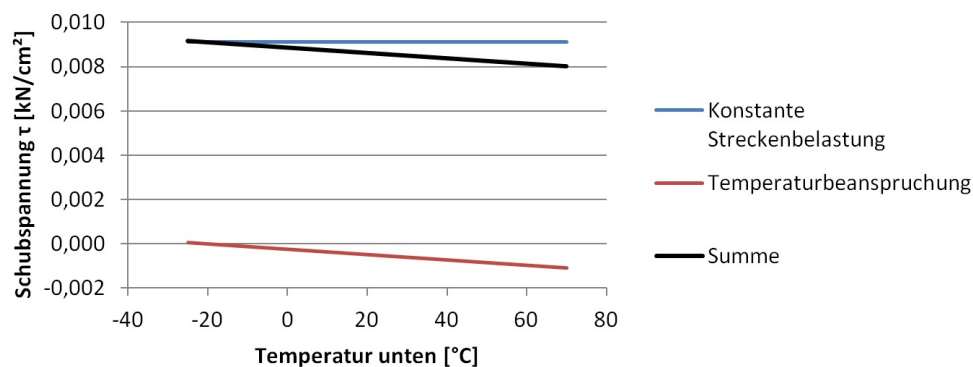


Abbildung 11.15: Schubspannung  $\tau$  in Abhängigkeit von der Temperatur  $T_u$  an der Unterseite

### 11.3 Parameterstudie mit Variation der Trockenrohddichte

In dieser Parameterstudie ist die einzige Variable die Trockenrohddichte  $\rho$  des Kernmaterials. Sie wird in einer Bandbreite von 100 bis 500 kg/m<sup>3</sup> variiert. Wie in Kapitel 9 dargestellt lässt sich diese über die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  mit der Dicke  $h$  der Kernschicht in Zusammenhang bringen. Mit der Annahme eines Zellwandmaterials aus Feinbeton lässt sich der Elastizitätsmodul  $E$  und der Schubmodul  $G$  ebenfalls daraus berechnen.

Die in Kapitel 9 ausgearbeiteten Zusammenhänge sind im Folgenden wiedergegeben. Hierbei sind die dort eingeführten Bezeichnungen übernommen, wobei die Kennwerte des Kernmaterials mit einem hochgestellten Stern ( $\rho^*$ ,  $\lambda^*$ ,  $E^*$ ,  $G^*$ ) und die Kennwerte des festen Zellwandmaterials mit einem tiefgestellten s ( $\rho_s$ ,  $E_s$ ) bezeichnet sind. Die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda^*$  des Kernmaterials ergibt sich zu

$$\lambda^* = 0,0465 e^{0,0021 \rho^*} . \quad (11.5)$$

Daraus lässt sich mit dem maximalen U-Wert  $U_{Dach}$  eines Daches (siehe Kapitel 10) von 0,20 W/m<sup>2</sup> K die minimale Dicke  $h$  der Kernschicht berechnen zu

$$h = \frac{\lambda^*}{U_{Dach}} . \quad (11.6)$$

Mit einer Dichte  $\rho_s$  von 2160 kg/m<sup>3</sup> und einem Elastizitätsmodul  $E_s$  von 2800 kN/cm<sup>2</sup> des Zellwandmaterials Feinbeton ergeben sich der Elastizitätsmodul  $E^*$  und der Schubmodul  $G^*$  des Kernmaterials zu

$$E^* = E_s \left( \frac{\rho^*}{\rho_s} \right)^2 , \quad (11.7)$$

$$G^* \approx \frac{3 E_s}{8} \left( \frac{\rho^*}{\rho_s} \right)^2 . \quad (11.8)$$

Im Folgenden wird auf die Bezeichnung der Kernschichtkennwerte mit einem hochgestellten Stern verzichtet, da es sich nun immer um die Kennwerte der Kernschicht handelt.

Mit der in Tabelle 11.1 angegebenen Bandbreite der Trockenrohddichte  $\rho$  lässt sich damit diese Parameterstudie durchführen. Die Kennwerte  $\lambda$ ,  $h$ ,  $E$  und  $G$  der Kernschicht ändern sich dabei nach den oben dargestellten Zusammenhängen automatisch mit.

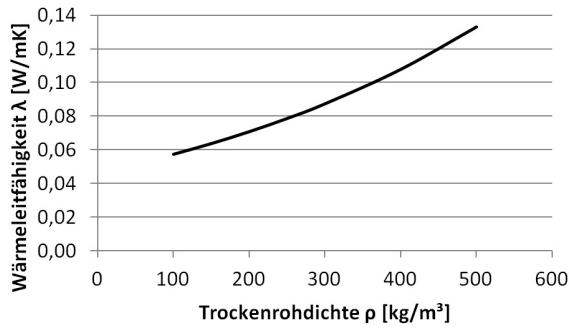
In Abbildung 11.16 ist der Zusammenhang der Trockenrohddichte  $\rho$  und der Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  bzw. der Dicke  $h$  der Kernschicht dargestellt. Dabei steigen  $\lambda$  und  $h$  mit zunehmender Trockenrohddichte  $\rho$  deutlich an. Hierbei sind nicht die in Abschnitt 11.2 verwendeten Referenzwerte von  $\rho$  und  $\lambda$  verwendet. So ergibt eine Trockenrohddichte  $\rho$  von 200 kg/m<sup>3</sup> hier eine Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  von ca. 0,07 W/m K statt der dort festgelegten 0,05 W/m K.

In Abbildung 11.17 ist der Zusammenhang der Trockenrohddichte  $\rho$  und des Elastizitätsmoduls  $E$  bzw. des Schubmoduls  $G$  dargestellt. Beide Kennwerte der Kernschicht steigen mit höherer Trockenrohddichte  $\rho$  deutlich an.

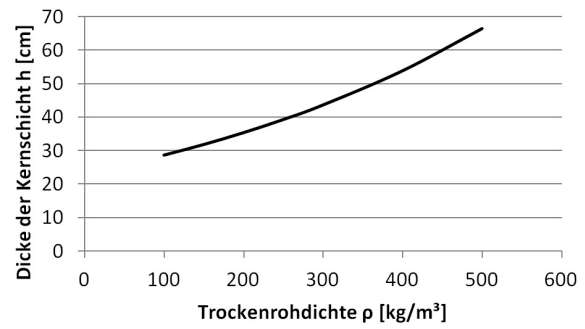
In Abbildung 11.18 ist der Zusammenhang der Trockenrohddichte  $\rho$  und der Durchsenkung  $w$  dargestellt. Mit geringerer Trockenrohddichte  $\rho$  steigt die Durchsenkung  $w$  infolge beider Belastungsarten deutlich an. Der Einfluss auf die Durchsenkung  $w$  infolge der konstanten Streckenbelastung ist dabei größer als auf die infolge der Temperaturbeanspruchung. Dies gilt vor allem unter einer Trockenrohddichte  $\rho$  von ca. 150 kg/m<sup>3</sup>. Die Durchsenkung  $w$  infolge der Temperaturbeanspruchung ist größer als die infolge der konstanten Streckenbelastung.

In Abbildung 11.19 ist der Zusammenhang der Trockenrohddichte  $\rho$  und der Normalspannung  $\sigma$  dargestellt. Mit geringerer Trockenrohddichte  $\rho$  steigt die Normalspannung deutlich an, wobei der Einfluss auf die Normalspannung  $\sigma$  infolge der konstanten Streckenbelastung größer ist.

### 11.3 Parameterstudie mit Variation der Trockenrohddichte

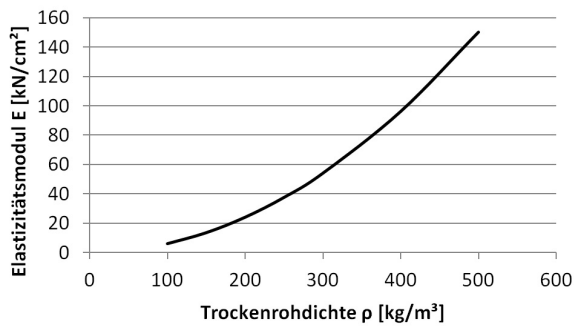


(a) Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$

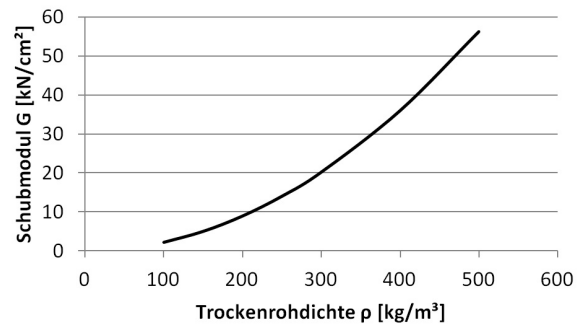


(b) Dicke  $h$  der Kernschicht

Abbildung 11.16: Werte in Abhängigkeit von der Trockenrohddichte  $\rho$  der Kernschicht



(a) Elastizitätsmodul  $E$



(b) Schubmodul  $G$

Abbildung 11.17: Werte in Abhängigkeit von der Trockenrohddichte  $\rho$  der Kernschicht

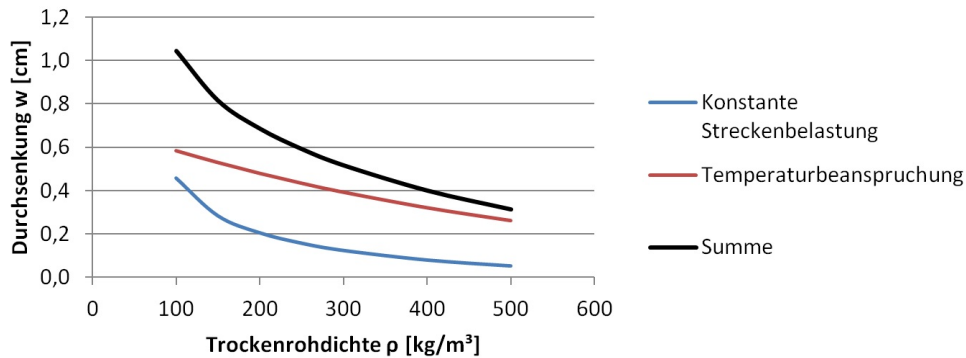


Abbildung 11.18: Durchsenkung  $w$  in Abhängigkeit von der Trockenrohddichte  $\rho$  der Kernschicht

Die konstante Streckenlast führt zu einer deutlich größeren Normalspannung  $\sigma$  als die Temperaturbeanspruchung. Die Summe der Normalspannungen erreicht bei Trockenrohddichte  $\rho$  von ca.  $250 \text{ kg/m}^3$  die Zugfestigkeit des Feinbetons. Für eine Trockenrohddichte  $\rho$  unter diesem Wert, befindet sich die untere Deckschicht in Zustand II und ist gerissen.

In Abbildung 11.20 ist der Zusammenhang der Trockenrohddichte  $\rho$  und der Schubspannung  $\tau$  dargestellt. Infolge der konstanten Streckenbelastung sinkt die Schubspannung  $\tau$  mit zunehmenden

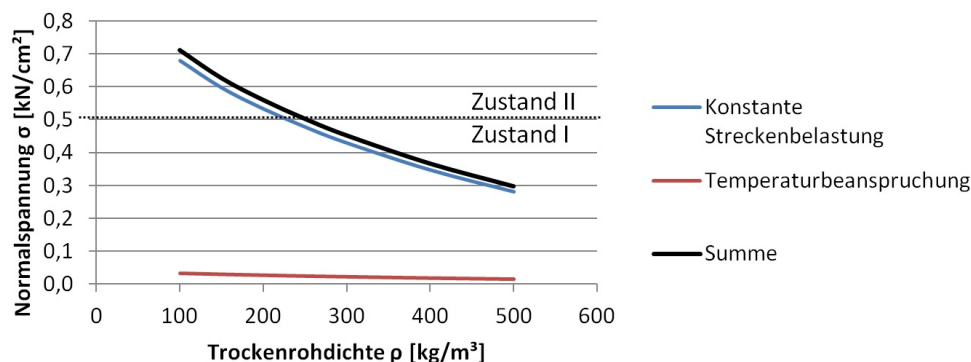


Abbildung 11.19: Normalspannung  $\sigma$  in Abhängigkeit von der Trockenrohddichte  $\rho$  der Kernschicht

der Trockenrohddichte  $\rho$  ab. Infolge der Temperaturbeanspruchung zeigt sich ein eher konstanter Verlauf. Die Schubspannung  $\tau$  infolge der konstanten Streckenbelastung ist deutlich höher als die infolge der Temperaturbeanspruchung. Infolge der Temperaturbeanspruchung weist sie ein negatives Vorzeichen auf. Damit sind die Summe aus beiden Belastungsarten niedriger als die Schubspannung  $\tau$  infolge der konstanten Streckenbelastung.

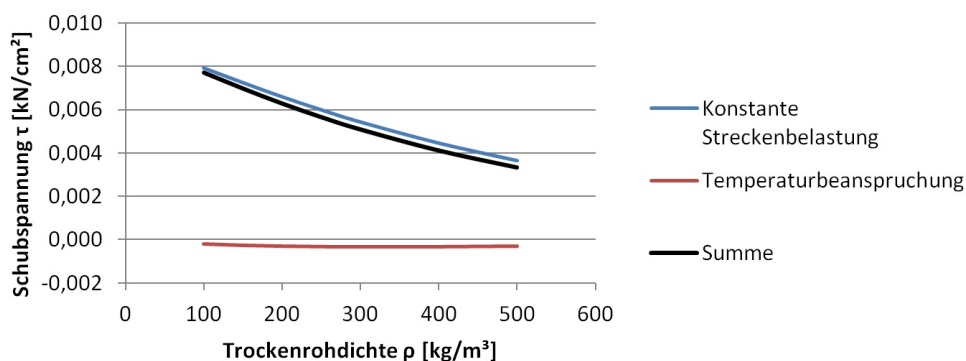


Abbildung 11.20: Schubspannung  $\tau$  in Abhängigkeit von der Trockenrohddichte  $\rho$  der Kernschicht

## 11.4 Diskussion der Ergebnisse

Der Elastizitätsmodul  $E$  der Kernschicht und der Schubmodul  $G$  der Kernschicht haben bei den gewählten Bandbreiten erst bei bestimmten niedrigen Werten einen deutlichen Einfluss auf die Durchsenkung  $w$ , die Normalspannung  $\sigma$  und die Schubspannung  $\tau$ . Diese Werte liegen beim Elastizitätsmodul  $E$  bei ca.  $5 \text{ kN/cm}^2$  für Durchsenkung  $w$  und Normalspannung  $\sigma$  und bei ca.  $2 \text{ kN/cm}^2$  für die Schubspannung  $\tau$ . Für den Schubmodul  $G$  liegt dieser Wert bei ca.  $2 \text{ kN/cm}^2$ . Der Anstieg der Durchsenkung  $w$  und der Normalspannung  $\sigma$ , sowie das Absinken der Schubspannung  $\tau$  lässt sich durch eine reduzierte Interaktion der beiden Deckschichten erklären. Die geringe Steifigkeit, der die beiden Deckschichten verbindenden Kernschicht lässt die Sandwichragwirkung abnehmen. Die beiden Deckschichten wirken ab hier nur mehr bedingt gemeinsam, und bewegen sich in Richtung zweier unverbundener Schichten.



Der Elastizitätsmodul  $E$  der Kernschicht und der Schubmodul  $G$  der Kernschicht haben keinen Einfluss auf die Normalspannungen infolge Temperaturbeanspruchung, welche in Balkenmitte ausgewertet sind. Das stimmt gut mit den Spannungsverläufen in Abbildung 6.3 überein, in der eine aufgeschüsselte Betonplatte dargestellt ist. Die beiden darin dargestellten Schichten interagieren nur an den Bauteilenden miteinander. Wenn man dieses Verhalten auf die beiden Deckschichten überträgt, hat die Steifigkeit der Kernschicht keinen Einfluss auf die Normalspannungen in Bauteilmitte infolge der Temperaturbeanspruchung, was sich in der Parameterstudie zeigt.

Die Schubspannungsverläufe infolge der beiden Belastungsarten weisen unterschiedliche Vorzeichen auf. Der Schubspannungsverlauf über die Balkenlänge ist für die konstante Streckenbelastung antisymmetrisch. Dasselbe gilt für den Schubspannungsverlauf infolge der Temperaturbeanspruchung wie in Abbildung 10.13b gezeigt ist. Damit tritt dieses unterschiedliche Vorzeichen an beiden Balkenenden auf.

Die Dicke  $h$  der Kernschicht hat einen großen Einfluss auf die Durchsenkung  $w$ , die Normalspannung  $\sigma$  und die Schubspannung  $\tau$ . Das Sinken der Normalspannungen infolge zunehmender Dicke  $h$  der Kernschicht, lässt sich über eine Vergrößerung des Hebelsarmes der in den Deckschichten dem Biegemoment entgegenwirkenden Normalspannungen erklären. Das Sinken der Schubspannungen infolge zunehmender Dicke  $h$  der Kernschicht, ist durch die Zunahme der Querschnittsfläche der den Großteil der Schubspannungen abtragenden Kernschicht zu erklären.



## 12 Zusammenfassung, Schlussfolgerung und Ausblick

In dieser Arbeit wird ein mineralisches Sandwichelement mit Textilbetondeckschichten entwickelt. Dazu wird eine analytische Berechnungsmethode nach STAMM und WITTE angewandt und die Ergebnisse mit der FEM-Software RFEM 5 überprüft. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung von analytischer und numerischer Lösung. Einzig bei den Spannungen am Auflager infolge der Temperaturbeanspruchung ist, trotz unterschiedlicher Lagerungsvarianten des Volumsmodells, ein deutlicher Einfluss der Lagerung auf das Ergebnis erkennbar. Die hier angewendete analytische Methode ist geeignet um mineralische Sandwichelemente mit Textilbetondeckschichten zu berechnen.

Für die Berechnung wird eine baupraktische Anwendung eines selbsttragenden Dachbauteils gewählt. Dieses besteht aus zwei Deckschichten aus Textilbeton und einer dazwischenliegenden Kernschicht aus einem nicht näher definierten mineralischen Material geringer Wärmeleitfähigkeit. Die Einwirkungen sind eine konstante Streckenbelastung infolge Eigengewicht, Schnee und Wind, sowie eine Temperaturbeanspruchung. Die Temperaturbeanspruchung kann bei Sandwichelementen zu größeren Durchbiegungen und Spannungen führen als Eigengewicht, Schnee und Wind. Das konnte in der analytischen Lösung bestätigt werden, wo die Temperaturbeanspruchung zu größeren Durchsenkungen führt, als die kombinierte Belastung aus Eigengewicht, Schnee und Wind. Statt „Durchbiegung“ wird hier der Begriff „Durchsenkung“ verwendet. Dieser ist von STAMM und WITTE übernommen, da sich eine Durchsenkung aus einem Biege- und einem Schubanteil zusammensetzt. Der Schubanteil wird aufgrund der geringen Steifigkeit der Kernschicht berücksichtigt. Die beiden Belastungsarten „konstante Streckenbelastung“ und „Temperaturbeanspruchung“ sind nach dem Stand der Technik kombiniert, was zu mehreren Kombinationen führt. Diese Kombinationen werden getrennt berechnet, um die maßgebenden Kombinationen bestimmen zu können.

Die Durchsenkungen, Normal- und Schubspannungen aus den maßgebenden Kombinationen für ULS und SLS werden ausgewertet und mit den Festigkeiten der festgelegten Materialien nachgewiesen. Die Kernschicht, für die die Schubspannungen maßgebend sind, ist nicht definiert und kann daher nicht nachgewiesen werden. Die auftretenden Schubspannungen sind bekannt, was eine Auswahl des Kernmaterials ermöglicht. Die obere und untere Deckschicht sind aus Textilbeton und werden nachgewiesen. Für die obere Deckschicht ist die Drucknormalspannung maßgebend. Hier beträgt die Ausnutzung nur 16 %, womit die gewählte Dicke von 2 cm reduziert werden könnte. Für die untere Deckschicht ist die Zugnormalspannung maßgebend, wobei die Zugtragfähigkeit des Feinbetons überschritten wird. Dieser ist damit gerissen und die textile Bewehrung übernimmt die Zugspannungen. Es werden zwei Textilvarianten gewählt. Bei dem Textil aus AR-Glas sind zwei Bewehrungslagen erforderlich, das Carbon-Textil besitzt eine höhere Zugtragfähigkeit und es genügt eine Lage.

Aus der Literatur wurde für die analytische und numerische Lösung die Berechnung mit ungerissenen Deckschichten (Zustand I) übernommen. Die untere Deckschicht ist in der hier gewählten baupraktischen Anwendung aber gerissen (Zustand II). Inwiefern sich das auf die Ergebnisse aus-

wirkt, ist eine Aufgabe für weiterführende Untersuchungen.

Die beiden Parameterstudien zeigen, dass in der gewählten Bandbreite die Steifigkeit der Kernschicht erst bei sehr geringen Werten einen Einfluss auf Durchsenkung und Spannungen hat. Diese Werte liegen beim Elastizitätsmodul bei ca.  $5 \text{ kN/cm}^2$  für Durchsenkung und Normalspannung und bei ca.  $2 \text{ kN/cm}^2$  für die Schubspannung. Für den Schubmodul liegt dieser Wert bei ca.  $2 \text{ kN/cm}^2$ . Der Anstieg der Durchsenkung und der Normalspannung, sowie das Absinken der Schubspannung lassen sich durch eine reduzierte Interaktion der beiden Deckschichten erklären. Die geringe Steifigkeit, der die beiden Deckschichten verbindenden Kernschicht lässt die Sandwichtragwirkung abnehmen. Die beiden Deckschichten wirken ab hier nur mehr bedingt gemeinsam, und bewegen sich in Richtung zweier unverbundener Schichten.

Die Dicke der Kernschicht hat einen großen Einfluss auf die Durchsenkung, die Normalspannungen und die Schubspannungen. Das Sinken der Normalspannungen infolge zunehmender Dicke der Kernschicht, lässt sich über eine Vergrößerung des Hebelsarmes der in den Deckschichten dem Biegemoment entgegenwirkenden Normalspannungen erklären. Das Sinken der Schubspannungen infolge zunehmender Dicke der Kernschicht, ist durch die Zunahme der Querschnittsfläche der den Großteil der Schubspannungen abtragenden Kernschicht zu erklären.

Für die Auswahl des Kernschichtmaterials wird ein Zusammenhang zwischen der Trockenroh-dichte und allen für die analytische Berechnung notwendigen Kennwerten hergestellt. Die hierfür herangezogenen Beziehungen sind aus dem Verhalten geschlossenzelliger Schäume und Kennwerten von Gradientenbetonen geringer Dichte abgeleitet. Diese Zusammenhänge werden für die zweite Parameterstudie verwendet.

Die Normal- und Schubspannungsverläufe über die Balkenlänge infolge der Temperaturbeanspruchung zeigen bei analytischer und numerischer Lösung eine gute Übereinstimmung mit Spannungsverläufen zweischichtiger Betonfahrbahnen. Diese Fahrbahnen bestehen aus zwei Betonschichten unterschiedlicher Steifigkeit und sind durch eine Temperaturbeanspruchung belastet. Auch die Parameterstudie zeigt eine gute Übereinstimmung, da die Normalspannungen in Balkenmitte infolge der Temperaturbeanspruchung unabhängig von der Steifigkeit der Kernschicht sind. Dass lässt sich durch ein voneinander unabhängiges Verhalten der Deckschichten in Balkenmitte erklären. Dieses Verhalten tritt auch bei den Betonfahrbahnen auf. Damit ist anzunehmen, dass die dort beschriebene Schälspannung in der Verbundfuge der beiden Betonschichten für Sandwichelemente ebenfalls von Bedeutung ist. Die am Bauteilende auftretende Spannungsspitze dieser Schälspannung kann zu einem Ablösen der Deckschichten von der Kernschicht führen, das an den Bauteilenden beginnt.

Diese Schälspannung tritt infolge eines unterschiedlichen Verformungsbestrebens der einzelnen Bauteilschichten auf. Schwindverformungen im Zuge des Erhärtungsprozesses zementgebundener Schichten können zu unterschiedlichen Verformungen der einzelnen Schichten führen. Das sollte bei der Herstellung eines mineralischen Sandwichelements mit Textibetondeckschichten berücksichtigt werden. Unterschiedliche Verformungen von miteinander verbundenen Schichten führt zu charakteristischen Eigenspannungen, was unter dem Begriff „Thermobimetalleffekt“ beschrieben wird. Das spröde Verhalten der mineralischen Materialien erschwert einen Abbau dieser Eigenspannungen. Daher sollten die eingepprägten Eigenspannungen infolge des Herstellungsprozesses möglichst gering sein.

In der Literatur ist beschrieben wie sich Betonerhärtung und Schwindverformung verhalten. Für Textilbetone werden in der Regel hochfeste Betone verwendet. Für hochfeste Betone ist die Schwindkomponente „Schrumpfen“ gegenüber dem Trocknungsschwinden von größerer Bedeutung. Das Schrumpfen ist von Wasserzementwert und Zementzusammensetzung abhängig und lässt sich durch die Nachbehandlung des Betons nicht verhindern. Damit ist auf die Verformun-

gen infolge Schwinden Rücksicht zu nehmen. Die dabei auftretenden Spannungen lassen sich aus den üblichen Stoffkennwerten nicht berechnen, weil sich Elastizitätsmodul, Kriechzahl und Wärmedehnzahl des jungen Betons rasch ändern. Eine messtechnische Erfassung ist allerdings möglich.

Das Schwinden der steifen Deckschichten, führt bei Verformungsbehinderung zu größeren Spannungen als das Schwinden der weicheren Kernschicht. Das führt zu zwei Varianten zur Herstellung eines mineralischen Sandwichelements mit Textilbetondeckschichten. Die erste Variante ist eine gleichzeitige Herstellung aller Schichten im Verbund. Dabei ist es günstig, wenn die Deckschichten sehr rasch schwinden und sich der Elastizitätsmodul der Kernschicht möglichst langsam entwickelt. Damit würde eine noch sehr weiche Kernschicht dem Schwinden der Deckschichten einen geringen Widerstand liefern, was zu geringen Eigenspannungen führen würde. Eine zweite Variante ist die nachträgliche Herstellung der Kernschicht zwischen den Deckschichten, deren Schwindverformungen bereits abgeschlossen sind. Damit würde nur ein eventuelles Schwinden der Kernschicht das Bauteil belasten. Die dabei entstehenden Eigenspannungen sind aufgrund der geringen Steifigkeit der Kernschicht deutlich geringer, als wenn die Deckschichten nachträglich auf der Kernschicht hergestellt werden würden.

Der nächste Schritt in der Entwicklung eines mineralischen Sandwichelements mit Textilbetondeckschichten ist die Auswahl eines geeigneten Kernaufbaus und -materials und die Durchführung von Versuchen. Der Kern kann dabei mit oder ohne Verbindungsmittel ausgeführt werden. HORSTMANN hat mit textilen Schubgittern gute Ergebnisse erzielt. Bei den Versuchen sollte bei der Herstellung der Versuchskörper ein besonderes Augenmerk auf das Schwindverhalten der verwendeten Materialien gelegt werden. Als Versuchsaufbau wäre neben klassischen Biegeversuchen auch eine Temperaturbelastung von Interesse. Eine Untersuchung des Langzeitverhalten der Verbundwirkung der einzelnen Schichten erscheint auch sinnvoll. Langfristig könnte eine Vorspannung der textilen Bewehrung interessant sein, um Risse in den Deckschichten wieder zu schließen. Das hätte neben optischen Gründen den Vorteil, dass das Kernmaterial besser vor äußeren Einflüssen geschützt wäre.



# Literaturverzeichnis

- [1] O. Englhardt, „Gebäudehüllen: Aufgaben für die Zukunft,” *Bautechnik*, Vol. 91, Nr. 3, S. 165 – 166, 2014.
- [2] J. Schneider, H. Garrecht, A. Maier, und A. Gilka-Bötzow, „Ein multifunktionales und energetisch aktives Fassadenelement aus Beton,” *Bautechnik*, Vol. 91, Nr. 3, S. 167 – 174, 2014.
- [3] *Brockhaus - Die Enzyklopädie in vierundzwanzig Bänden*. Leipzig: F.A. Brockhaus GmbH, 2001, Nr. 21.
- [4] *Brockhaus - Die Enzyklopädie in vierundzwanzig Bänden*. Leipzig: F.A. Brockhaus GmbH, 2001, Nr. 7.
- [5] *Brockhaus - Die Enzyklopädie in vierundzwanzig Bänden*. Leipzig: F.A. Brockhaus GmbH, 2001, Nr. 3.
- [6] M. Curbach und F. Jesse, „Eigenschaften und Anwendung von Textilbeton,” *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 104, Nr. 1, S. 9 – 16, 2009.
- [7] S. Voss, „Ingenieurmodelle zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton,” Ph.D. dissertation, RWTH Aachen, 2008.
- [8] Lehrstuhl und Institut für Massivbau - RWTH Aachen. <http://www.textilbeton-aachen.de/information/textilien/fasermaterial/basalt/> (Stand 25.11.2015).
- [9] M. Horstmann, „Zum Tragverhalten von Sandwichkonstruktionen aus textilbewehrtem Beton,” Ph.D. dissertation, RWTH Aachen, 2010.
- [10] M. Curbach, B. Hauptenbuchner, R. Ortlepp, und S. Weiland, „Textilbewehrter Beton zur Verstärkung eines Hyparschalentragwerks in Schweinfurt,” *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 102, Nr. 6, S. 353 – 361, 2007.
- [11] M. Curbach, W. Graf, D. Jesse, J.-U. Sickert, und S. Weiland, „Textilbewehrter Beton - Tragverhalten, Bemessung und Anwendung,” *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 102, Nr. 6, S. 342 – 352, 2007.
- [12] J. Hegger, M. Horstmann, S. Voss, und N. Will, „Textilbewehrter Beton - Tragverhalten, Bemessung und Anwendung,” *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 102, Nr. 6, S. 362 – 370, 2007.
- [13] D. Ehlig, F. Schladitz, M. Frenzel, und M. Curbach, „Textilbeton - Ausgeführte Projekte im Überblick,” *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 107, Nr. 11, S. 342 – 352, 2012.
- [14] *Brockhaus - Die Enzyklopädie in vierundzwanzig Bänden*. Leipzig: F.A. Brockhaus GmbH, 2001, Nr. 19.
- [15] Archello. <http://www.archello.com/en/product/aluminium-foam-glass-sandwich> (Stand 08.07.2015).

- [16] Hoesch Bausysteme GmbH. <http://www.hoesch-bau.com/wand/purpir-kern/hoesch-isowand-integral.html> (Stand 08.07.2015).
- [17] K. Stamm und H. Witte, *Sandwichkonstruktionen*. Wien: Springer Verlag, 1974.
- [18] *Brockhaus - Die Enzyklopädie in vierundzwanzig Bänden*. Leipzig: F.A. Brockhaus GmbH, 2001, Nr. 23.
- [19] *ÖNORM EN 14509: Selbsttragende Sandwich-Elemente mit beidseitigen Metalldeckschichten - Werkmäßig hergestellte Produkte - Spezifikationen*, Austrian Standards Institute Std., Ausgabe: 2013-12-01.
- [20] R. Koschade, *Die Sandwichbauweise*. Berlin: Ernst & Sohn, 2000.
- [21] Hankook Reifenproduktion Dunaujvaros in Ungarn. Brucha GmbH. <http://www.brucha.at/opmodule/user/brucha-neu/?kat=4&mkat=4&op=4&lang=de> (Stand 08.07.2015).
- [22] P. Block, C. Gengnagel, und S. Peters, *Faustformel Tragwerksentwurf*. München: Deutsche Verlags-Anstalt, 2013.
- [23] Lehrstuhl und Institut für Massivbau - RWTH Aachen. <http://www.imb.rwth-aachen.de/sfb-53/> (Stand 02.11.2015).
- [24] W. Brameshuber, J. Steinhoff, und R. Mott, *Entwicklung eines Wandsystems mit hoher Wärmedämmung aus selbstverdichtendem porositärem Leichtbeton in Kombination mit einer bauteilintegrierten Wandschalung aus textilbewehrtem Beton*, I. für Bauforschung Aachen, Hrsg. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 2011.
- [25] Fraunhofer-Gesellschaft zur Förderung der angewandten Forschung e.V. <https://www.ira.fraunhofer.de/bauforschung/baufolit/projekt/Gro%C3%9Fformatige-energieeffiziente-Fassaden-aus-Textilbeton-mit-Sandwichtragwirkung/20148036296> (Stand 04.11.2015).
- [26] Technische Universität Dresden. <http://tu-dresden.de/forschung/forschungskompetenz/sonderforschungsbereiche/sfb528> (Stand 04.11.2015).
- [27] Technische Universität Darmstadt. <http://www.eta-fabrik.tu-darmstadt.de> (Stand 05.11.2015).
- [28] Universität Innsbruck. <http://www.uibk.ac.at/massiv-und-brueckenbau/forschung/aktuell/textilbeton-zur-instandsetzung-und-verstaerkung-von-brueckentragwerken.html> (Stand 05.11.2015).
- [29] Universität Innsbruck. <http://www.uibk.ac.at/massiv-und-brueckenbau/forschung/abgeschlossene-dissertationen/> (Stand 05.11.2015).
- [30] Universität Innsbruck. <http://www.uibk.ac.at/massiv-und-brueckenbau/forschung/aktuell/textilbeton.html> (Stand 05.11.2015).
- [31] TU Graz, Institut für Tragwerksentwurf. <http://www.ite.tugraz.at/index.php?page=261> (Stand 05.11.2015).
- [32] TU Graz, Institut für Tragwerksentwurf. <http://www.ite.tugraz.at/index.php?page=320> (Stand 05.11.2015).



- [33] V. Fuchs, „Sandwichkonstruktion mit Kern aus XPS und Deckschicht aus textilbewehrtem UHPC,“ Master’s thesis, FH Kärnten, Spittal an der Drau, 2014.
- [34] Institut für internationale Architektur-Dokumentation GmbH & Co. KG. <http://www.detail.de/artikel/leichter-und-duenner-vakuumgedaemmte-fassadenelemente-aus-textilbeton-12130/> (Stand 05.11.2015).
- [35] C. Ruan, J. Wang, und N. Wang, „Experiment on the Mechanical Behavior of Integrated Concrete-foam Glass Sandwich Blocks,“ *Applied Mechanics and Materials*, Vol. 357 - 360, S. 813 – 816, 2013.
- [36] Institut für Angewandte Bauforschung Weimar gemeinnützige GmbH. <http://www.iab-weimar.de/de/forschung/projekte/77-mineralische-sandwichtafel> (Stand 05.11.2015).
- [37] Institut für Angewandte Bauforschung Weimar gemeinnützige GmbH. <http://www.iab-weimar.de/de/forschung/projekte/78-basaltfaserbeton> (Stand 05.11.2015).
- [38] Institut für Angewandte Bauforschung Weimar gemeinnützige GmbH. <http://www.iab-weimar.de/de/forschung/projekte/76-zweischicht-fertigteil> (Stand 05.11.2015).
- [39] Institut für Angewandte Bauforschung Weimar gemeinnützige GmbH. <http://www.iab-weimar.de/de/forschung/projekte/73-porenbetonverbundbauplatte> (Stand 05.11.2015).
- [40] „Verordnung (EU) Nr. 305/2011 des Europäischen Parlaments und des Rates,“ *Amtsblatt der Europäischen Union*, S. 5 – 43, März 2011, <http://www.oib.or.at/de/kennzeichnung-und-zulassung-von-bauprodukten> (Stand 13.07.2015).
- [41] Österreichisches Institut für Bautechnik. <http://www.oib.or.at/de/oib-richtlinien/richtlinien-ausgaben> (Stand 08.07.2015).
- [42] H. Gamerith, G. Tilz, und H. Ferk, „Fassadenkonstruktionen mit Schwerpunkt Montagesysteme,“ 2005, Skriptum, TU Graz.
- [43] *Sandwichelemente nach EN 14509 mit Stahldeckschichten und einem Kernwerkstoff aus Polyurethan-Hartschaum*. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik, April 2014, Zulassung Z-10.49-533, Hoesch Bausysteme GmbH.
- [44] *Bescheid über die Änderung und Ergänzung der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung vom 14. April 2014*. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik, November 2014, Bescheid zur Zulassung Z-10.49-533, Hoesch Bausysteme GmbH.
- [45] *ÖNORM EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung*, Austrian Standards Institute Std., Ausgabe: 2013-03-15.
- [46] C. Sodeikat, „Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton durch Feuchte- und Temperaturänderungen,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 97, Nr. 1, S. 20 – 35, 2002.
- [47] R. Springenschmid, „Die Ermittlung der Spannungen infolge von Schwinden und Hydrationswärme im Beton,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 79, Nr. 10, S. 263 – 269, 1984.
- [48] G. Neroth, *Wendehorst Baustoffkunde*, D. Vollenschaar, Hrsg. Vieweg+Teubner Verlag, Springer Fachmedien Wiessbaden GmbH, 2011.

- [49] H. Müller und V. Kvitsel, „Kriechen und Schwinden von Beton,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 97, Nr. 1, S. 8 – 19, 2002.
- [50] „Grundsätze zur Ermittlung der Temperaturbeanspruchung mehrschichtiger Wandtafeln mit Betondeckschicht,“ *Mitteilungen des Deutschen Instituts für Bautechnik*, Nr. 5, S. 148, Mai 1995.
- [51] *TM-Verbundsystem für dreischichtige Stahlbeton-Wandtafeln*. Deutsches Institut für Bautechnik, Februar 2004, Zulassung Z-15.2-144.
- [52] S. Aicher und W. v. Roth, „Ein modifiziertes  $\gamma$ -Verfahren für das mechanische Analogon: Dreischichtiger Sandwichverbund - zweiteiliger verschieblicher Verbund,“ *Bautechnik*, Vol. 64, Nr. 1, S. 21 – 29, 1987.
- [53] H. G. Allen, *Analysis and Design of Structural Sandwich Panels*. Oxford: Pergamon Press Ltd., 1969.
- [54] E. Wölfel, „Nachgiebiger Verbund - Eine Näherungslösung und deren Anwendungsmöglichkeiten,“ *Stahlbau*, Nr. 6, 1987.
- [55] A. Holmberg und E. Plem, *Behaviour of Load-Bearing Sandwich-Type Structures*. Lund, Sweden: State Institute for Constructional Research, 1965, Nr. 49.
- [56] *OIB-Richtlinie 6 - Energieeinsparung und Wärmeschutz*. Österreichisches Institut für Bautechnik, 2015.
- [57] H. Czichos und M. Hennecke, *Hütte - Das Ingenieurwissen*. Berlin: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2012.
- [58] *ÖNORM EN 1991-1-5: Einwirkungen auf Tragwerke - Temperatureinwirkungen*, Austrian Standards Institute Std., Ausgabe: 2012-01-01.
- [59] *ÖNORM EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*, Austrian Standards Institute Std., Ausgabe: 2015-02-15.
- [60] *ÖNORM B 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*, Austrian Standards Institute Std., Ausgabe: 2011-12-01.
- [61] M. Krüger, „Vorgespannter textilbewehrter Beton,“ Ph.D. dissertation, Universität Stuttgart, 2004.
- [62] M. Herrmann und W. Sobek, „Gradientenbeton - Numerische Entwurfsmethoden und experimentelle Untersuchung gewichtsoptimierter Bauteile,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 110, Nr. 10, S. 672 – 686, 2015.
- [63] L. J. Gibson und M. F. Ashby, *Cellular solids*. Cambridge: Cambridge University Press, 2001.
- [64] *ÖNORM B 1990-1: Grundlagen der Tragwerksplanung*, Austrian Standards Institute Std., Ausgabe: 2013-01-01.
- [65] *ÖNORM EN 1991-1-4: Einwirkungen auf Tragwerke - Windlasten*, Austrian Standards Institute Std., Ausgabe: 2011-05-15.

- [66] *ÖNORM B 1991-1-4: Einwirkungen auf Tragwerke - Windlasten*, Austrian Standards Institute Std., Ausgabe: 2013-05-01.
- [67] *ÖNORM EN 1991-1-3: Einwirkungen auf Tragwerke - Schneelasten*, Austrian Standards Institute Std., Ausgabe: 2012-03-01.
- [68] *ÖNORM B 1991-1-3: Einwirkungen auf Tragwerke - Schneelasten*, Austrian Standards Institute Std., Ausgabe: 2013-09-01.



# Abbildungsverzeichnis

2.1	Textilbeton mit typischen Abmessungen [6, S. 15] . . . . .	3
2.2	Grundtypen textiler Strukturen [7, S. 11] . . . . .	6
2.3	Fassadenplatten aus Textilbeton [12, S. 367] . . . . .	8
2.4	Brücke aus Textilbeton [11, S. 342] . . . . .	9
2.5	Verstärkung eines Hyparschalentragwerks mit Textilbeton [13, S. 778] . . . . .	9
2.6	Verstärkung eines Tonnendachs mit Textilbeton [13, S. 779] . . . . .	10
2.7	Spannungs-Dehnungs-Diagramm eines Textilbetons [6, S. 13] . . . . .	11
2.8	Herstellungsverfahren für Textilbeton [7, S. 51] . . . . .	12
3.1	Beispiele für Sandwichelemente mit Angabe der Materialien . . . . .	13
3.2	Varianten von Sandwichelementen [17, S. 2] . . . . .	14
3.3	Bauzustand eines Industriegebäudes mit Sandwichwandelementen [21] . . . . .	15
3.4	Biegesteifigkeit von Sandwichelementen in Abhängigkeit von der Verbindung der einzelnen Schichten [20, S. 29] . . . . .	16
3.5	Querschnitte zur Erläuterung der Berechnung des Flächenträgheitsmoments $I_y$ [22, S. 61, 62] . . . . .	17
3.6	Einfluss der Kernschicht-Steifigkeit $A$ (Formelzeichen von STAMM und WITTE) auf das Tragverhalten des Sandwichelements [17, S. 88] . . . . .	18
3.7	Unverformtes Element eines Sandwichbalkens und Spannungsverteilung bei dünnen Deckschichten [17, S. 15] . . . . .	18
4.1	Struktur des SFB 532 [23] . . . . .	20
4.2	Ablösen der bauteilintegrierten Schalung vom Leichtbeton bei einer Wandsystemprüfung [24, S. 83] . . . . .	20
4.3	Anwendung von Textilbeton in der Verstärkung bzw. Instandsetzung bestehender Bauteile [26] . . . . .	21
4.4	Querschnitt eines Hüllelements für Dach- und Wandbauteile aus Beton [2, S. 171] . . . . .	22
4.5	Anwendung von Textilbeton bei einer Bestandsbrücke [28] . . . . .	22
4.6	Dreidimensionale Textilbewehrungen mit eindimensionaler Krümmung [30] . . . . .	23
4.7	Bauzustände der Schwimm-Insel [32] . . . . .	23
4.8	Vierpunkt-Biegeversuch an einem Sandwichelement [33, S. 101] . . . . .	24
4.9	Fassadenelement mit Vakuuminisationspaneelen und Textilbetondeckschichten [34] . . . . .	25
4.10	Prüfung und Aufbau der Sandwichelemente [36] . . . . .	25
4.11	Herstellung, Prüfung und Aufbau des Zweischicht-Fertigteils [38] . . . . .	26
5.1	Anforderungen an Bauwerke nach der europäischen Bauproduktenverordnung [41] . . . . .	27
6.1	Darstellung des Thermobimetalleffekts: zwei Materialien mit unterschiedlichem Wärmeausdehnungskoeffizienten (a) verändern ihre Temperatur (b), was bei behinderter freier Verwölbung (c) zu einem Biegemoment und bei freier Verwölbung (d) zu einem Eigenspannungszustand führt [46, S. 26] . . . . .	31

6.2	Spannungsverläufe eines zweischichtigen Betonbalkens infolge Abkühlung (Weiß eintragne Verläufe von $\sigma_y$ und $\tau_{xy}$ beziehen sich auf das Balkenende und sind zur besseren Lesbarkeit nach innen verschoben) [46, S. 28] . . . . .	32
6.3	Schematischer Spannungsverlauf einer aufgeschüsselten Betonplatte [46, S. 32] .	32
6.4	Unterteilung der Spannungen in einer Platte infolge der Abkühlung von oben bei vollständiger Verhinderung der Verformung [47, S. 264, 268] . . . . .	33
6.5	Temperaturmaximum und Nullspannungstemperatur bei Bauteilen unterschiedlicher Dicke $d_i$ (größere Dicke bei höheren Indizes) [47, S. 267] . . . . .	34
6.6	Zeitlicher Verlauf von Schrumpfen und Trocknungsschwinden bei normalfesten und hochfesten Betonen in trockener Umgebung (RH = 65 %) bzw. bei versiegelter Lagerung (vers.: verhinderte Feuchteabgabe) [49, S. 10] . . . . .	35
7.1	Versagensarten von Sandwichplatten [9, S. 39] . . . . .	38
7.2	Beispielhafte TM-Anker und Schubgitter [9, S. 72, 73] . . . . .	39
7.3	Typische Versagensbilder von Biegeversuchen [9, S. 118] . . . . .	40
7.4	Versagenstypen von Biegeversuchen mit und ohne Verbundmitteln (bei gekoppelten Versagensmechanismen ist deren Reihenfolge mit Nummern angegeben) [9, S. 129] . . . . .	41
8.1	Beidseitig gelenkig gelagerter Balken unter Querbelastung [17, S. 32] . . . . .	45
8.2	Verschobenes und verformtes Element eines Sandwichbalkens [17, S. 18] . . . . .	47
8.3	Unverformtes Element eines Sandwichbalkens und Spannungsverteilung bei dicken Deckschichten [17, S. 85] . . . . .	48
8.4	Verlauf der Temperaturdehnungen über die Querschnittshöhe [17, S. 101] . . . . .	49
9.1	Veränderung der Festbetoneigenschaften mit zunehmender Porosität [62, S. 673]	57
9.2	Exponentieller Zusammenhang zwischen Rohdichte $\rho_{Tr,10}$ und Wärmeleitfähigkeit $\lambda_{Tr}$ aus Tabelle 9.4 . . . . .	58
9.3	Zusammenhang von Poisson-Zahl $\nu^*$ und relativer Dichte $\rho^*/\rho_s$ [63, S. 193] . . . . .	58
9.4	Bandbreite von Elastizitätsmoduln $E$ und Dichten $\rho$ von Schäumen [63, S. 472]	59
9.5	Zusammenhänge relativer Materialkennwerte mit der relativen Dichte $\rho^*/\rho_s$ von Schäumen . . . . .	60
10.1	Statisches System in cm mit einer konstanten Streckenbelastung und einer Temperaturbeanspruchung ( $T_o$ und $T_u$ ) . . . . .	63
10.2	Querschnitt mit den Abmessungen in cm . . . . .	64
10.3	Windzonenkarte nach ÖNORM EN 1991-1-4 [65] für Deutschland und Österreich [22, S. 30] . . . . .	66
10.4	Schneezonenkarte nach ÖNORM EN 1991-1-3 [67] für Deutschland und Österreich [22, S. 29] . . . . .	67
10.5	Verlauf der Normalspannung $\sigma$ der Lastfallkombination $E_{Schnee\ f\uehr\end{sup>ULS,max}^{ULS,max}$ über die Balkenlänge . . . . .	70
10.6	Verlauf der Schubspannung $\tau$ der Lastfallkombination $E_{Schnee\ f\uehr\end{sup>ULS,max}^{ULS,max}$ über die Balkenlänge . . . . .	70
10.7	Maßgebende Spannungsverläufe der Lastfallkombination $E_{Schnee\ f\uehr\end{sup>ULS,max}^{ULS,max}$ in kN/cm <sup>2</sup>	71
10.8	Lagerungstypen des Volumensmodells . . . . .	73
10.9	Ausschnitt des Sandwichbalkens mit Darstellung des FE-Netzes . . . . .	73
10.10	Modell mit überhöhter Verformungsfigur . . . . .	74

10.11	Gegenüberstellung der maßgebenden Spannungen aus analytischer und numerischer Lösung infolge der konstanten Streckenbelastung in $\text{kN/cm}^2$ . . . . .	75
10.12	Gegenüberstellung der maßgebenden Spannungen aus analytischer und numerischer Lösung infolge der Temperaturbeanspruchung in $\text{kN/cm}^2$ (Schubspannungsverläufe sind unterschiedlich skaliert) . . . . .	75
10.13	Analytische Spannungsverläufe über die Balkenlänge infolge der Temperaturbeanspruchung . . . . .	76
10.14	Numerische Spannungsverläufe über die Balkenlänge infolge der Temperaturbeanspruchung . . . . .	76
11.1	Durchsenkung $w$ in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul $E$ der Kernschicht . .	79
11.2	Normalspannung $\sigma$ in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul $E$ der Kernschicht .	79
11.3	Schubspannung $\tau$ in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul $E$ der Kernschicht . .	80
11.4	Durchsenkung $w$ in Abhängigkeit vom Schubmodul $G$ der Kernschicht . . . . .	80
11.5	Normalspannung $\sigma$ in Abhängigkeit vom Schubmodul $G$ der Kernschicht . . . .	81
11.6	Schubspannung $\tau$ in Abhängigkeit vom Schubmodul $G$ der Kernschicht . . . . .	81
11.7	Durchsenkung $w$ in Abhängigkeit von der Dicke $h$ der Kernschicht . . . . .	82
11.8	Normalspannung $\sigma$ in Abhängigkeit von der Dicke $h$ der Kernschicht . . . . .	82
11.9	Schubspannung $\tau$ in Abhängigkeit von der Dicke $h$ der Kernschicht . . . . .	82
11.10	Durchsenkung $w$ in Abhängigkeit von der Temperatur $T_o$ an der Oberseite . . .	83
11.11	Normalspannung $\sigma$ in Abhängigkeit von der Temperatur $T_o$ an der Oberseite .	84
11.12	Schubspannung $\tau$ in Abhängigkeit von der Temperatur $T_o$ an der Oberseite . .	84
11.13	Durchsenkung $w$ in Abhängigkeit von der Temperatur $T_u$ an der Unterseite . .	85
11.14	Normalspannung $\sigma$ in Abhängigkeit von der Temperatur $T_u$ an der Unterseite .	85
11.15	Schubspannung $\tau$ in Abhängigkeit von der Temperatur $T_u$ an der Unterseite . .	85
11.16	Werte in Abhängigkeit von der Trockenrohddichte $\rho$ der Kernschicht . . . . .	87
11.17	Werte in Abhängigkeit von der Trockenrohddichte $\rho$ der Kernschicht . . . . .	87
11.18	Durchsenkung $w$ in Abhängigkeit von der Trockenrohddichte $\rho$ der Kernschicht .	87
11.19	Normalspannung $\sigma$ in Abhängigkeit von der Trockenrohddichte $\rho$ der Kernschicht	88
11.20	Schubspannung $\tau$ in Abhängigkeit von der Trockenrohddichte $\rho$ der Kernschicht	88





# Tabellenverzeichnis

2.1	Vergleich der Eigenschaften verschiedener Fasermaterialien mit Baustahl [6, S. 12]	5
2.2	Rezepturbeispiele für Feinbeton mit ihren Festbetoneigenschaften [6, S. 13] . . .	7
2.3	Mechanische Eigenschaften von Textilbeton [6, S. 13] . . . . .	11
9.1	Kennwerte von AR-Glas-Textilien [61, S. 179] . . . . .	54
9.2	Kennwerte von Carbon-Textilien [61, S. 181] . . . . .	55
9.3	Materialkennwerte mineralischer Dämmstoffe [48, S. 1153] . . . . .	56
9.4	Eigenschaften von Betonmischungen verschiedener Trockenrohddichte $\rho$ (siehe Abbildung 9.1) [62, S. 673] . . . . .	57
10.1	Eingabeparameter der Einwirkungen . . . . .	69
10.2	Ergebnis der analytischen Lösung . . . . .	71
11.1	Eingabeparameter mit Referenzwert und Bandbreite . . . . .	78