

Lars Eisenhut

**Geklebter Verbund aus
Holz und hochfestem Beton –
Untersuchungen
zum Langzeitverhalten**



Schriftenreihe Bauwerkserhaltung und Holzbau
Heft 7

Lars Eisenhut

Geklebter Verbund
aus Holz und hochfestem Beton –
Untersuchungen zum Langzeitverhalten

Die vorliegende Arbeit wurde vom Fachbereich Bauingenieurwesen der Universität Kassel als Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) angenommen.

Erster Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Werner Seim, Universität Kassel
Zweiter Gutachter: Prof. Dr.-Ing. habil. Michael Kaliske, TU Dresden

Tag der mündlichen Prüfung

9. März 2015

Bibliografische Information Der Deutschen Nationalbibliothek
Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar

Zugl.: Kassel, Univ., Diss. 2015
ISBN: 978-3-86219-994-5 (print)
ISBN: 978-3-86219-995-2 (e-book)
URN: <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:0002-39959>

© 2015, kassel university press GmbH, Kassel
www.upress.uni-kassel.de

Umschlaggestaltung: Bettina Brand Grafikdesign , München
Printed in Germany

Herausgeber

Prof. Dr.-Ing. Werner Seim
Universität Kassel
Fachbereich Bauingenieurwesen
Fachgebiet Bauwerkserhaltung und Holzbau
Kurt-Wolters-Straße 3
34125 Kassel
Tel. +49 (0) 561 804 2625
Fax +49 (0) 561 804 7647
wseim@uni-kassel.de
www.uni-kassel.de/fb14/tragwerk/

Vorwort des Herausgebers

Mit der Dissertation von Lars Eisenhut werden erstmals umfassend Ergebnisse experimenteller und rechnerisch-analytischer Untersuchungen zum Langzeitverhalten von geklebten Holz-Beton-Verbundtragelementen vorgelegt. Das Versuchsprogramm spannt über drei Skalen – Scherkörper, Verbundkörper, Bauteil – und berücksichtigt normativ vorgegebene Klimaregime und natürliche Klimabedingungen. Aus den Versuchsergebnissen lassen sich wichtige Erkenntnisse zur Festigkeit der Klebverbindungen und zum Verformungsverhalten über die Zeit ableiten. Das von Herrn Eisenhut entwickelte und Schritt für Schritt validierte Rechenmodell bewährt sich für kombinierte thermisch-hygrische und mechanische Einwirkungen.

Diese sorgfältig erarbeiteten und dokumentierten wissenschaftlichen Ergebnisse liefern einen herausragenden Beitrag für die breite Anwendung des geklebten Verbundes von Holz und Beton in der Baupraxis. Ich wünsche der Dissertationsschrift von Lars Eisenhut eine gute Verbreitung in der Fachwelt.

Kassel, im Dezember 2015

Werner Seim

Vorwort des Verfassers

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet Bauwerkserhaltung und Holzbau am Institut für konstruktiven Ingenieurbau der Universität Kassel.

Ganz besonders danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Werner Seim, von dem die Anregung zur Thematik stammt, für das entgegengebrachte Vertrauen, die fachliche Unterstützung und das Engagement während der Anfertigung der Arbeit. Seine wertvollen Hinweise und Empfehlungen haben maßgebend zum Erfolg beigetragen.

Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Michael Kaliske danke ich sehr für die Gesprächsbereitschaft und das Interesse sowie für die Übernahme des Korreferats. Herrn Prof. Dr. rer. nat. Bernhard Middendorf und Prof. Dr.-Ing. Jens Wackerfuß danke ich für die Mitwirkung in der Promotionskommission.

Meinen Kollegen Dr.-Ing. Tobias Vogt, Dipl.-Ing. Johannes Hummel, Dipl.-Ing. Michael Schick, Dipl.-Ing. Horst Ulrich und Kai Sommerlade B. Sc. danke ich für die gewinnbringenden Diskussionen und die sehr gute Arbeitsatmosphäre. Guido Osterbart und Christoph Meyer danke ich für die Unterstützung bei der Vorbereitung und Durchführung der experimentellen Untersuchungen. Außerdem danke ich Bianca Böhmer für die Übernahme von administrativen Aufgaben.

Ganz besonders danke ich meiner Frau Christina und meinen Kindern Marie und Elise für ihre Geduld und ihre Toleranz.

Riebelsdorf, im Dezember 2015

Lars Eisenhut

Inhaltsverzeichnis

Vorwort des Herausgebers	iii
Vorwort des Verfassers	v
1 Einleitung	1
1.1 Motivation und Zielsetzung	1
1.2 Methodik	1
2 Werkstoffe und Modellierung	5
2.1 Rheologische Elemente, Vektoren und Matrizen	5
2.2 Holz	18
2.2.1 Mechanisches Verhalten	18
2.2.2 Quellen und Schwinden	25
2.2.3 Temperatureinfluss	27
2.2.4 Rheologisches Verhalten	27
2.2.5 Feuchtetransport	35
2.3 Hochfester Beton	41
2.3.1 Mechanisches Verhalten	41
2.3.2 Schwinden	42
2.3.3 Temperatureinfluss	43
2.3.4 Rheologisches Verhalten	44
2.4 Klebstoff	45
2.4.1 Mechanisches Verhalten	45
2.4.2 Temperatureinfluss	46
2.4.3 Rheologisches Verhalten	47
2.5 Holz-Beton-Verbund	49
2.5.1 Kurzzeitverhalten	49
3 Experimentelle Untersuchungen	53
3.1 Untersuchungsziele und Versuchsprogramm	53
3.1.1 Vorüberlegungen zur Bemessung von Verbundbauteilen	53
3.1.2 Versuchsprogramm	55
3.2 Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten	58
3.2.1 Geometrie der Prüfkörper	58
3.2.2 Herstellung der Proben	60

3.2.3	Belastung und klimatische Einwirkungen	62
3.2.4	Ergebnisse	63
3.2.5	Holzfeuchte und lastunabhängige Verformungen	71
3.3	Experimentelle Untersuchungen zum Bauteilverhalten	75
3.3.1	Konzeption der Bauteile	75
3.3.2	Voruntersuchungen	79
3.3.3	Langzeitverhalten bei natürlichen Klimabedingungen	85
4	Numerische Simulation thermisch-hygrischer Phänomene	95
4.1	Vorbemerkungen	95
4.1.1	Berechnungsschema beim Langzeitverhalten	98
4.1.2	Iterationsverfahren und Konvergenzkriterien	101
4.2	Definition der Werkstoffmodelle für die numerische Berechnung	103
4.2.1	Feuchtetransport im Holz	103
4.2.2	Schubfestigkeit des Holzes	109
4.2.3	Materialmodell zum Langzeitverhalten - Holz	112
4.2.4	Materialmodell zum Langzeitverhalten - Beton	121
4.2.5	Materialmodell zum Langzeitverhalten - Klebstoff	127
4.2.6	Geklebter Holz-Beton-Verbund	132
5	Modellierung von Bauteilen	139
5.1	Diskretisierung und Eingangsdaten für die Modellierung	139
5.1.1	Modellbildung	139
5.1.2	Einwirkungen aus der Last	142
5.2	Simulation des Langzeitverhaltes der Bauteile	144
5.2.1	Vorüberlegungen zur Vorgehensweise	144
5.2.2	viskoelastische Einflüsse auf das Langzeitverhalten	144
5.2.3	hygrothermische Einflüsse auf das Langzeitverhalten	149
6	Hinweise für die praktische Anwendung	157
6.1	Innen- und Außenklima	157
6.2	maßgebende Bemessungszeitpunkte	158
6.3	Beanspruchung der Klebfuge	161
7	Zusammenfassung und Ausblick	163
8	Summary and prospects	167
	Literaturverzeichnis	171
	Normenverzeichnis	177

A	Anhang	179
A.1	Berechnungsverfahren bei Beton	180
A.1.1	Trocknungsschwinddehnungen	180
A.1.2	Kriechdehnungen	182
A.2	Längenänderung der Verbundproben bei Wechselklimabeanspruchung	186
A.3	Bruchbilder	190
A.3.1	Scherproben	190
A.3.2	Verbundproben	193
A.4	Holzeigenschaften	195
A.4.1	Scherfestigkeit des Holzes für die Scher- und Verbundproben .	195
A.4.2	Druck-Elastizitätsmodul der Holzgurte	196
A.5	Durchbiegung der Bauteile	197

Symbolverzeichnis

Abkürzungen

BSH	Brettschichtholz
FEM	Finite-Elemente-Methode
HBV	Holz-Beton-Verbund
HPC	High Performance Concrete
rel.	relativ
UHPC	Ultra High Performance Concrete

Indizes

<i>Adh</i>	Klebstoff (engl. Adhesive)
<i>exp</i>	experimentell
<i>L</i>	longitudinal
<i>ms</i>	mechano-sorptiv
<i>n</i>	Anzahl
<i>R</i>	radial
<i>T</i>	Temperatur, tangential
<i>u</i>	Feuchte
<i>ve</i>	viskoelastisch
<i>x, y, z</i>	Koordinaten

e elastisch

Variablen

α^T Wärmedehnzahl

α^u Schwind-/Quellmaß des Holzes

b Breite

D Diffusionskonstante, Schädigungswert (engl. damage)

c Konzentration

δ Relativverschiebung

E Elastizitätsmodul

E_{c0} Druck-Elastizitätsmodul in Faserrichtung des Holzes

EI_l Biegesteifigkeit längs

ε Dehnung, Verzerrung

ε^{ca} Vektor der autogenen Schwinddehnungen beim Beton

ε^{cd} Vektor der Trocknungsschwinddehnungen beim Beton

ε^{cs} Vektor der Gesamtschwinddehnungen beim Beton

ε^e Vektor der elastischen Verzerrungen

ε^η Vektor der Verzerrungen bei linear viskosem Verhalten

ε^{fl} Vektor der Dehnungen infolge Betonfließens

$\varepsilon^{ms,irr}$ Vektor der irreversiblen mechano-sorptive Verzerrungen

ε^{ms} Vektor der mechano-sorptiven Verzerrungen

ε^T Vektor der Temperaturdehnungen

ε^u Vektor der Feuchtedehnungen beim Holz

ε^{ve} Vektor der viskoelastischen Verzerrungen

η	Dämpferkonstante
F	Kraft
f	Frequenz
m	Masse
f_c	Druckfestigkeit
f_{c0}	Druckfestigkeit in Faserrichtung des Holzes
f_{cm}	mittlere Druckfestigkeit des Betons
φ	Kriechfaktor
f_{rs}	Rollschubfestigkeit
f_t	Zugfestigkeit
f_v	Scherfestigkeit
G	Schubmodul
g	ständige Einwirkungen
γ	Gleitungen
h	Höhe
J^{ve}	Faktor für viskoelastische Verzerrungen
k	Koeffizient
l	Länge
$m^{ms,L}, m^{ms,T}$	Faktoren für mechano-sorptive Verzerrungen
m_v	Faktor für irreversible mechano-sorptive Verzerrungen
ν	Querdehnzahl
ψ	Kombinationsbeiwert bei Einwirkungen
q	veränderliche Einwirkungen

q_b, q_n	Feuchtefluss innerhalb eines Querschnitts bzw. über die Oberfläche
ρ, ρ_0	Dichte, Dichte des trockenen Holzes
S	Feuchteübergangskoeffizient
σ	Normalspannung
σ_t	Zugspannung
T	Temperatur
t	Zeit, Tiefe
t_n, t_{n+1}	Zeitpunkte
τ	Schubspannung
τ_{rs}	Rollschubspannung
τ^{ms}	Retardation bei mechano-sorptiven Verzerrungen
τ^{ve}	Retardationszeit bei viskoelastischen Verzerrungen
t_0	Alter des Betons bei Belastungsbeginn
T_{ref}	Temperatur bei Referenzbedingungen
t_{fin}	Zeitpunkt der Entlastung
t_{inst}	Anfangszeitpunkt nach dem Aufbringen der Last
t_s	Betonalter zu Beginn des Trocknungsschwindens
u, U	Holzfeuchte, maximal erreichte Holzfeuchte in der Lastgeschichte
u_{air}	Holzausgleichsfeuchte
u_{surf}	Holzfeuchte an der Oberfläche
u_{ref}	Holzfeuchte bei Referenzbedingungen
w	Weg, Längenänderung, Durchbiegung
w_0	Anfangsdurchbiegung

w_{fin} Enddurchbiegung

Weitere Zeichen

C^e	elastischer Materialtensor
C^{ms}	mechano-sorptiver Materialtensor
$C^{ms,irr}$	irreversible mechano-sorptiver Materialtensor
C^T	Tangentensteifigkeit, Tangentenoperator
C^{ve}	viskoelastischer Materialtensor
G_c	Bruchenergie, Energiefreisetzungsrate
L	longitudinal
R	radial
RH	relative Luftfeuchte
T^{ms}	Feuchtfunktion bei mechano-sorptiven Verhaltens
T^{ve}	Zeitfunktion bei viskoelastischen Verhaltens

1 Einleitung

1.1 Motivation und Zielsetzung

Im Holzbau werden zunehmend Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton (HBV) aufgrund ihrer Effizienz und der bauphysikalischen Vorteile eingesetzt. Der Verbund der Fügepartner Holz und Beton wird bisher in der Regel durch Formschluss oder durch Verbindungselemente aus Metall hergestellt (vgl. [Meie94], [Bath04], [Raut04], [Raut08], [Kuhl04], [Mich06]). Durch den Einsatz der Klebtechnologie als Verbundmittel zwischen Holz und hochfestem oder ultrahochfestem Beton können die Vorteile einer „trockenen Bauweise“ mit den Vorteilen der Vorfertigung kombiniert werden.

Die Eignung der Klebtechnologie für HBV-Konstruktionen und das Tragverhalten bei Kurzzeitbeanspruchung wurde bereits von Schäfers [Schä10a] nachgewiesen. Für die Einführung dieses Konstruktionsprinzips in die Baupraxis ist jedoch die Kenntnis des Langzeitverhaltens unabdingbar. Hier setzt die vorliegende Arbeit an.

Bisher wurden Untersuchungen zum Langzeitverhalten an Holz-Beton-Verbundsystemen ausschließlich für formschlüssige Verbindungen bzw. Verbindungselemente aus Metall durchgeführt (vgl. [Kuhl00], [Schä03], [Ceco06], [Jorg10], [Frag14]). Ziel dieser Arbeit ist die Absicherung des Langzeitverhaltens geklebter Konstruktionen aus Holz und hochfestem Beton unter baupraktischen Umgebungsbedingungen. Dabei sollen die Einflüsse der klimatischen Randbedingungen und der permanenten Belastung, denen ein Bauteil während seiner Nutzungsdauer ausgesetzt ist, systematisch untersucht werden.

Als Grundlage für eine verallgemeinerte Prognose des Langzeitverhaltens sollen numerische Berechnungsverfahren angewandt werden, die auch als Basis für die Optimierung der Bauteilgeometrie, der Herstellungsprozesse sowie der Materialauswahl und zur Absicherung vereinfachter Berechnungsmethoden herangezogen werden können.

1.2 Methodik

Das Langzeitverhalten der geklebten Holz-Beton-Verbundbauweise wird in theoretischen und experimentellen Untersuchungen abgesichert. Die Einflüsse von Temperatur und Feuchte werden experimentell in drei Skalen untersucht (siehe Abb. 1.1). An

kleinformigen Scher- und Verbundproben wird zunächst die Verbundfestigkeit bei Kurzzeitbeanspruchung bestimmt. Auf der Grundlage der Kurzzeitversuche wird ein mechanisches Simulationsmodell zur Bestimmung der Kurzzeitfestigkeit und des Last-Verformungsverhaltens des Verbundes entwickelt.

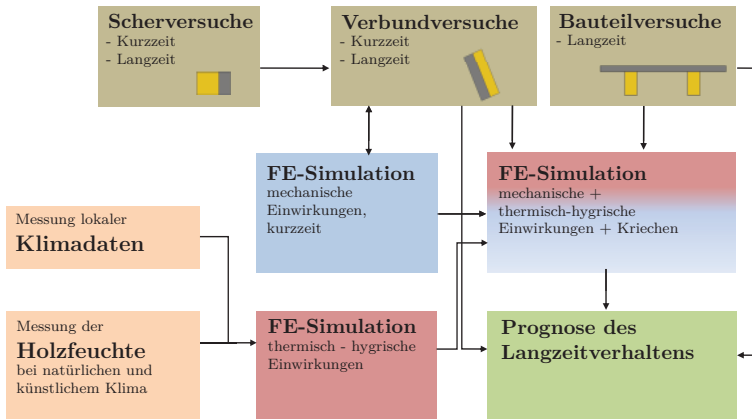


Abbildung 1.1: Methodik

Daraufhin werden Scher- und Verbundproben einer permanenten Schubbeanspruchung ausgesetzt und für den Zeitraum eines Jahres in künstlichem Wechselklima gelagert. Dabei werden Verformungen aus Quellen und Schwinden des Holzes, die Holzfeuchte und die Geamtverformung der Proben einschließlich des Kriechens infolge der Last gemessen. In regelmäßigen Abständen werden Prüfkörper aus der Belastungseinrichtung entnommen, um die Tragfähigkeit zu bestimmen.

Bauteile im Realmaßstab werden in Anlehnung an den Anwendungsfall einer Fußgängerbrücke konzipiert und für die Dauer von zwei Jahren mit einer Dauerlast auf Gebrauchsniveau natürlichen Klimabedingungen über einem Gewässer ausgesetzt.

Versuchsbegleitend werden die Temperatur und die Luftfeuchte des Umgebungsklimas und die daraus resultierende Holzfeuchte gemessen. Die Klimadaten gehen als Eingangswerte in ein thermisch-hygrisches Simulationsmodell zur Berechnung der Holzfeuchte ein.

Das mechanische und das thermisch-hygrische Simulationsmodell werden im nächsten Schritt verknüpft und um viskoelastische und mechano-sorptive Eigenschaften erweitert. Die Validierung erfolgt an den experimentellen und theoretischen Untersuchungen.

Im Kapitel 2 werden die Werkstoffe und die Grundlagen für die Materialmodelle vorgestellt. Die experimentellen Untersuchungen zum Langzeitverhalten werden in Kapitel 3 beschrieben. Die verwendeten Materialmodelle und die Modellierung der Verbundproben sind im Kapitel 4 enthalten.

Streng genommen gehören die Materialmodelle und die zugehörigen rheologischen Elemente mit deren Vektoren und Matrizen zusammen. Da die unterschiedlichen Materialmodelle jedoch zum Teil identische rheologische Elemente enthalten, werden diese in Abschnitt 2.1 vorweggestellt. Die zugehörigen Materialparameter sind in Abschnitt 4.2 bei den Materialmodellen dokumentiert. In Abschnitt 4.1 wird das Berechnungsschema zum Langzeitverhalten erläutert. In Kapitel 5 folgt die Modellierung der Bauteile.

2 Werkstoffe und Modellierung

2.1 Rheologische Elemente, Vektoren und Matrizen

Im Folgenden werden Gleichungen zur Beschreibung von Materialmodellen und die zugehörigen Vektoren und Matrizen für den räumlichen Spannungszustand erläutert. Als Verzerrungen werden die Dehnungen ε_x , ε_y , ε_z , und die Gleitungen γ_{xy} , γ_{xz} , γ_{yz} bezeichnet.

Die numerische Berechnung des Langzeitverhaltens von geklebten Bauteilen aus Holz und Beton basiert auf einer inkrementellen Betrachtung innerhalb eines Zeitschrittes t_{n+1} unter der Annahme, dass der Ausgangszustand zum Zeitpunkt t_n bekannt ist (siehe Abschn. 4.1.1).

Dabei beträgt das Zeitinkrement Δt :

$$\Delta t = t_{n+1} - t_n \quad (2.1)$$

und die Temperaturänderung ΔT :

$$\Delta T = T_{n+1} - T_n \quad (2.2)$$

Die Änderung der Materialfeuchte Δu beträgt:

$$\Delta u = u_{n+1} - u_n \quad (2.3)$$

Die Spannungen σ_n zum Zeitpunkt t_n , die Spannungsänderungen $\Delta\sigma_{n+1}$ im Zeitinkrement Δt und die Spannungen zum Zeitpunkt t_{n+1} betragen:

$$\sigma_n = \begin{pmatrix} \sigma_{x,n} \\ \sigma_{y,n} \\ \sigma_{z,n} \\ \tau_{xy,n} \\ \tau_{xz,n} \\ \tau_{yz,n} \end{pmatrix} \quad \Delta\sigma_{n+1} = \begin{pmatrix} \Delta\sigma_{x,n+1} \\ \Delta\sigma_{y,n+1} \\ \Delta\sigma_{z,n+1} \\ \Delta\tau_{xy,n+1} \\ \Delta\tau_{xz,n+1} \\ \Delta\tau_{yz,n+1} \end{pmatrix} \quad \sigma_{n+1} = \begin{pmatrix} \sigma_{x,n+1} \\ \sigma_{y,n+1} \\ \sigma_{z,n+1} \\ \tau_{xy,n+1} \\ \tau_{xz,n+1} \\ \tau_{yz,n+1} \end{pmatrix} \quad (2.4)$$

mit den zugehörigen Verzerrungen ϵ_n zum Zeitpunkt t_n , den Verzerrungsänderungen $\Delta\epsilon_{n+1}$ im Zeitinkrement Δt und den Verzerrungen ϵ_{n+1} zum Zeitpunkt t_{n+1} :

$$\epsilon_n = \begin{pmatrix} \epsilon_{x,n} \\ \epsilon_{y,n} \\ \epsilon_{z,n} \\ \gamma_{xy,n} \\ \gamma_{xz,n} \\ \gamma_{yz,n} \end{pmatrix} \quad \Delta\epsilon_{n+1} = \begin{pmatrix} \Delta\epsilon_{x,n+1} \\ \Delta\epsilon_{y,n+1} \\ \Delta\epsilon_{z,n+1} \\ \Delta\gamma_{xy,n+1} \\ \Delta\gamma_{xz,n+1} \\ \Delta\gamma_{yz,n+1} \end{pmatrix} \quad \epsilon_{n+1} = \begin{pmatrix} \epsilon_{x,n+1} \\ \epsilon_{y,n+1} \\ \epsilon_{z,n+1} \\ \gamma_{xy,n+1} \\ \gamma_{xz,n+1} \\ \gamma_{yz,n+1} \end{pmatrix} \quad (2.5)$$

In den folgenden Darstellungen bezieht sich der obere Index „*io*“ auf die Art der jeweiligen Verzerrung. Z. Bsp. steht ϵ^e für elastische Verzerrungen. Fehlt der obere Index, so handelt es sich um Gesamtverzerrungen. Der untere Index „*iw*“ zeigt den Zeitpunkt an:

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{iu}^{io} = \begin{pmatrix} \varepsilon_{x,iu}^{io} \\ \varepsilon_{y,iu}^{io} \\ \varepsilon_{z,iu}^{io} \\ \gamma_{xy,iu}^{io} \\ \gamma_{xz,iu}^{io} \\ \gamma_{yz,iu}^{io} \end{pmatrix} \quad \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{iu}^{io} = \begin{pmatrix} \Delta \varepsilon_{x,iu}^{io} \\ \Delta \varepsilon_{y,iu}^{io} \\ \Delta \varepsilon_{z,iu}^{io} \\ \Delta \gamma_{xy,iu}^{io} \\ \Delta \gamma_{xz,iu}^{io} \\ \Delta \gamma_{yz,iu}^{io} \end{pmatrix} \quad (2.6)$$

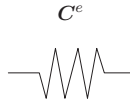


Abbildung 2.1: Element für elastische Verzerrungen

Elastisches Verhalten ist mit einer Feder gekennzeichnet (siehe Abb. 2.1). Aufgrund einer Spannungsänderung $\Delta \boldsymbol{\sigma}_{n+1}$ stellt sich die Verzerrungsänderung $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^{e1}$ ein:

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^{e1} = \boldsymbol{C}^{e-1} \cdot \Delta \boldsymbol{\sigma}_{n+1} \quad (2.7)$$

$\boldsymbol{C}^e$ ist der elastische Materialtensor. Für Beton und Klebstoff werden isotrope Materialeigenschaften vorausgesetzt. In diesem Fall gilt:

$$\boldsymbol{C}^{e-1} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2 \cdot (1+\nu)}{E} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2 \cdot (1+\nu)}{E} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2 \cdot (1+\nu)}{E} \end{pmatrix} \quad (2.8)$$

Orthotrope Materialeigenschaften werden beim Werkstoff Holz angesetzt. Dort werden die Richtungen in Abhängigkeit der Faserrichtung definiert (siehe Abschn. 2.2.1; Gl. (2.36)). Für orthotrope Materialeigenschaften gilt:

$$\mathbf{C}^{e-1} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{yx}}{E_y} & -\frac{\nu_{zx}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{xy}}{E_x} & \frac{1}{E_y} & -\frac{\nu_{zy}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{xz}}{E_x} & -\frac{\nu_{yz}}{E_y} & \frac{1}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xy}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xz}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{yz}} \end{pmatrix} \quad (2.9)$$

Die Elastizitätskonstanten des Holzes werden von der Temperatur und der Holzfeuchte beeinflusst. Infolge einer Änderung der Temperatur bzw. der Holzfeuchte im aktuellen Zeitinkrement resultieren aus der Steifigkeitsänderung Verzerrungsänderungen $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^{e2}$ in Abhängigkeit von $\boldsymbol{\sigma}_n$.

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^{e2} = -\mathbf{C}^{e-1} \cdot \boldsymbol{\sigma}_n \cdot \frac{b_1 \cdot (\Delta T) + c_1 \cdot (\Delta u)}{1 + b_1 \cdot (T - T_{ref}) + c_1 \cdot (u - u_{ref})} \quad (2.10)$$

mit:

$T_{ref}, u_{ref}, b_1, c_1$ Materialparameter für Holz nach
Abschnitt 4.2.3; Tab. 4.5

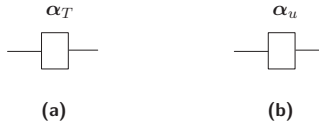


Abbildung 2.2: Elemente für die Verzerrungen infolge von (a) Temperaturänderungen; (b) Feuchteänderungen

Verzerrungsänderungen, die durch Temperaturänderungen bzw. Feuchteänderungen ausgelöst werden, werden durch die Symbole in Abb. 2.2 angezeigt. Die Verzerrungsänderungen infolge von Temperatur- und Feuchteänderungen sind rein volumetrisch, es treten also keine Schubverzerrungen auf. Für die Dehnungen bedingt durch Temperaturänderungen gilt:

$$\Delta \varepsilon_{n+1}^T = \alpha^T \cdot \Delta T \quad (2.11)$$

und:

$$\alpha^T = \begin{pmatrix} \alpha_x^T \\ \alpha_y^T \\ \alpha_z^T \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (2.12)$$

mit:

$$\alpha_x^T, \alpha_y^T, \alpha_z^T$$

Wärmedehnzahlen [1/K] beim:

- Holz nach Abschn. 4.2.3; Tab. 4.6
- Beton nach Abschn. 4.2.4; Tab. 4.11
- Klebstoff nach Abschn. 4.2.5; Tab. 4.13

Für die Verzerrungen infolge einer Änderung der Holzfeuchte gilt:

$$\Delta \varepsilon_{n+1}^u = \alpha^u \cdot \Delta u \quad (2.13)$$

$$\alpha^u = \begin{pmatrix} \alpha_x^u \\ \alpha_y^u \\ \alpha_z^u \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (2.14)$$

mit:

$\alpha_x^u, \alpha_y^u, \alpha_z^u$ Schwind-/Quellmaße [%/%] beim
Holz nach Abschn. 4.2.3; Tab. 4.6

Beim Holz werden die hygrischen Dehnungen in Faserrichtung $\Delta \varepsilon_x^u$ durch die mechanische Beanspruchung beeinflusst:

$$\Delta \varepsilon_{x,n+1}^u = (\alpha_x^u - b \cdot \varepsilon_{x,n}) \cdot \Delta u \quad (2.15)$$

mit:

b Materialparameter beim Holz; $b = 1,3$ [-]



Abbildung 2.3: Element für linear viskoses Verhalten

Linear viskoses Verhalten führt zu zeitlich verzögerten Verzerrungen infolge von einwirkenden Spannungen. Diese werden mit dem Symbol eines Dämpfers angezeigt (siehe Abb. 2.3). Die verzögerten inkrementellen Verzerrungen werden in Abhängigkeit von den Spannungen σ_n und vom Zeitinkrement Δt wie folgt bestimmt:

$$\Delta \epsilon_{n+1}^\eta = \sigma_n \cdot \frac{\Delta t}{\eta} \quad (2.16)$$

mit:

η Dämpferkonstante $\left[\frac{N \cdot s}{mm^2} \right]$ beim
Klebstoff nach Abschn. 4.2.5; Tab. 4.13



Abbildung 2.4: Element zur Beschreibung von Schwinddehnungen bei Beton

Schwinddehnungen des Betons werden mit dem Symbol nach Abb. 2.4 angezeigt. Die Anteile aus dem Trocknungsschwinden $\Delta \epsilon^{cd}$ und dem autogenen Schwinden $\Delta \epsilon^{ca}$ addieren sich zur Gesamtschwinddehnung $\Delta \epsilon^{cs}$. Das Betonschwinden ist rein volumetrisch, es werden also keine Verzerrungen ausgelöst und die Volumenänderungen sind richtungsunabhängig.

$$\Delta \epsilon_{n+1}^{cs} = \Delta \epsilon_{n+1}^{cd} + \Delta \epsilon_{n+1}^{ca} \quad (2.17)$$

$$\begin{pmatrix} \Delta \varepsilon_{x,n+1}^{cs} \\ \Delta \varepsilon_{y,n+1}^{cs} \\ \Delta \varepsilon_{z,n+1}^{cs} \\ \Delta \gamma_{xy,n+1}^{cs} \\ \Delta \gamma_{xz,n+1}^{cs} \\ \Delta \gamma_{yz,n+1}^{cs} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \Delta \varepsilon_{n+1}^{cd} \\ \Delta \varepsilon_{n+1}^{cd} \\ \Delta \varepsilon_{n+1}^{cd} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \Delta \varepsilon_{n+1}^{ca} \\ \Delta \varepsilon_{n+1}^{ca} \\ \Delta \varepsilon_{n+1}^{ca} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (2.18)$$

$$\Delta \varepsilon_{n+1}^{cd} = - \left(\frac{t_{n+1} - t_s}{(t_{n+1} - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} - \frac{t_n - t_s}{(t_n - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \right) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (2.19)$$

mit:

t_s	Betonalter zu Beginn des Trocknungsschwindens [d]
h_0	geometrischer Parameter [-]
k_h	Koeffizient in Abhängigkeit der wirksamen Querschnittsdicke h_0 [-]
$\varepsilon_{cd,0}$	Grundwert der Trocknungsschwinddehnung [-] beim Beton nach Abschn. 4.2.4; Tab. 4.11

und:

$$\Delta \varepsilon_{n+1}^{ca} = \left(e^{-0,2 \cdot \sqrt{t_{n+1} + t_0}} - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t_n + t_0}} \right) \cdot \varepsilon_{ca,\infty} \quad (2.20)$$

mit:

t_0	Betonalter bei Belastungsbeginn [d]
$\varepsilon_{ca,\infty}$	Endwert des autogenen Schwindens [-] beim Beton nach Abschn. 4.2.4; Tab. 4.11

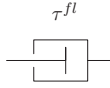


Abbildung 2.5: Element zur Beschreibung des Betonfließens

Das Fließen des Betons wird ebenfalls durch einen Dämpfer abgebildet (siehe Abb. 2.5).

$$\Delta \epsilon_{n+1}^{fl} = \frac{\Delta t}{a_{fl} \cdot e^{b_{fl} \cdot t_n}} \cdot \sigma_n \quad (2.21)$$

mit:

a_{fl}, b_{fl} Dämpferparameter [-] beim
Beton nach Abschn. 4.2.4; Tab. 4.11

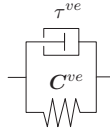


Abbildung 2.6: Kelvin-Voigt-Element zur Beschreibung viskoelastischen Materialverhaltens

Das viskoelastische Materialverhalten ist durch Kelvin-Voigt-Elemente beschreibbar (siehe Abb. 2.6). Das Inkrement der zeit- und spannungsabhängigen viskoelastischen Verzerrungen $\Delta \epsilon_{n+1}^{ve}$ besteht aus zwei Anteilen. Der erste Teil wird von der Spannungsänderung $\Delta \sigma_{n+1}$ abgeleitet. Der zweite Teil ist mit $\Delta \mathbf{R}_n^{ve}$ bezeichnet und hängt von den Spannungen σ_n ab:

$$\Delta \epsilon_{n+1}^{ve} = \mathbf{C}^{ve^{-1}} \cdot T^{ve} \cdot \Delta \sigma_{n+1} - \Delta \mathbf{R}_n^{ve} \quad (2.22a)$$

Wenn mehrere Kelvin-Voigt-Elemente mit viskoelastischen Eigenschaften vorhanden sind, werden diese mit dem Index „i“ angezeigt:

$$\Delta \epsilon_{i,n+1}^{ve} = \mathbf{C}_i^{ve^{-1}} \cdot T_i^{ve} \cdot \Delta \sigma_{n+1} - \Delta \mathbf{R}_{i,n}^{ve} \quad (2.22b)$$

Der viskoelastische Materialtensor $\mathbf{C}^{ve}$ wird mit dem Materialparameter J^{ve} von dem elastischen Materialtensor $\mathbf{C}^{e^{-1}}$ abgeleitet:

$$\mathbf{C}^{ve^{-1}} = \mathbf{J}^{ve} \cdot \mathbf{C}^{e^{-1}} \quad (2.23)$$

$$\mathbf{C}^{ve^{-1}} = \mathbf{J}^{ve} \cdot \begin{pmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{yx}}{E_y} & -\frac{\nu_{zx}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{xy}}{E_x} & \frac{1}{E_y} & -\frac{\nu_{zy}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{xz}}{E_x} & -\frac{\nu_{yz}}{E_y} & \frac{1}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xy}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xz}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{yz}} \end{pmatrix} \quad (2.24)$$

mit:

$\mathbf{J}^{ve}$ Faktor für viskoelastische Verzerrung [-] beim:

- Holz nach Abschn. 4.2.3; Tab. 4.7
- Beton nach Abschn. 4.2.4; Tab. 4.11
- Klebstoff nach Abschn. 4.2.5; Tab. 4.13

Beim Holz gelten für die Elastizitätsmoduln und die Schubmoduln in Gl. (2.24) die Werte bei einer Holzfeuchte von 12% und einer Temperatur von 20°C.

T^{ve} ist eine Zeitfunktion mit der materialabhängigen Retardationszeit τ^{ve} :

$$T^{ve} = 1 - \frac{\tau^{ve}}{\Delta t} \cdot \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{\tau^{ve}}}\right) \quad (2.25)$$

mit:

τ^{ve} Retardationszeit des viskoelastischen Kelvin-Voigt-Elements [h] beim:

- Holz nach Abschn. 4.2.3; Tab. 4.7
- Beton nach Abschn. 4.2.4; Tab. 4.11
- Klebstoff nach Abschn. 4.2.5; Tab. 4.13

und:

$$\Delta \mathbf{R}_n^{ve} = \left(\boldsymbol{\varepsilon}_n^{ve} - \mathbf{C}^{ve^{-1}} \cdot \boldsymbol{\sigma}_n \right) \cdot \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{\tau^{ve}}} \right) \quad (2.26)$$

$$\begin{pmatrix} \Delta R_{x,n}^{ve} \\ \Delta R_{y,n}^{ve} \\ \Delta R_{z,n}^{ve} \\ \Delta R_{xy,n}^{ve} \\ \Delta R_{xz,n}^{ve} \\ \Delta R_{yz,n}^{ve} \end{pmatrix} = \left(\boldsymbol{\varepsilon}_n^{ve} - \mathbf{C}^{ve^{-1}} \cdot \boldsymbol{\sigma}_n \right) \cdot \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{\tau^{ve}}} \right) \quad (2.27)$$

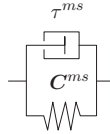


Abbildung 2.7: Kelvin-Voigt-Element zur Beschreibung mechano-sorptiven Materialverhaltens

Beim Holz werden spannungsabhängige mechano-sorptive Phänomene mit dem Kelvin-Voigt-Element in Abb. 2.7 beschrieben.

Die Zusammenhänge bei den feuchte- und spannungsabhängigen mechano-sorptiven Verzerrungen $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^{ms}$ sind vergleichbar mit den viskoelastischen Verzerrungen:

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^{ms} = \mathbf{C}^{ms^{-1}} \cdot \mathbf{T}^{ms} \cdot \Delta \boldsymbol{\sigma}_{n+1} - \Delta \mathbf{R}_n^{ms} \quad (2.28a)$$

Wenn mehrere Kelvin-Voigt-Elemente mit mechano-sorptiven Eigenschaften vorhanden sind, werden diese mit dem Index „j“ angezeigt:

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{j,n+1}^{ms} = \mathbf{C}_j^{ms^{-1}} \cdot \mathbf{T}_j^{ms} \cdot \Delta \boldsymbol{\sigma}_{n+1} - \Delta \mathbf{R}_{j,n}^{ms} \quad (2.28b)$$

Der mechano-sorptive Materialtensor $\mathbf{C}^{ms}$ wird mit den richtungsabhängigen Materialparametern $m^{ms,L}$ und $m^{ms,T}$ bestimmt:

$$\mathbf{C}^{ms^{-1}} = \begin{pmatrix} m^{ms,L} & -\frac{m^{ms,T} \cdot \nu_{yx} \cdot E_z}{E_y} & -m^{ms,T} \cdot \nu_{zx} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{m^{ms,T} \cdot \nu_{xy} \cdot E_z}{E_x} & \frac{m^{ms,T} \cdot E_z}{E_y} & -m^{ms,T} \cdot \nu_{zy} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{m^{ms,T} \cdot \nu_{xz} \cdot E_z}{E_x} & -\frac{m^{ms,T} \cdot \nu_{yx} \cdot E_z}{E_y} & -m^{ms,T} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{m^{ms,T} \cdot E_z}{G_{xy}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{m^{ms,T} \cdot E_z}{G_{xz}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{m^{ms,T} \cdot E_z}{G_{yz}} \end{pmatrix} \quad (2.29)$$

mit:

$m^{ms,L}, m^{ms,T}$ Faktoren für mechano-sorptive Verzerrungen [-] beim Holz nach Abschn. 4.2.3; Tab. 4.8

Je nach Materialmodell wird unterschieden, ob die mit den Kelvin-Voigt-Elementen beschriebenen mechano-sorptiven Verzerrungen bei jeder Änderung der Holzfeuchte Δu zunehmen oder lediglich bei einer Änderung der Holzfeuchte auf einen Wert, der im Verlauf der Belastungsgeschichte vorher noch nicht erreicht wurde. Mit der mechano-sorptiven Feuchtefunktion $T^{ms,1}$ wird jede Änderung der Holzfeuchte berücksichtigt.

$$T^{ms,1} = 1 - \frac{\tau^{ms}}{\Delta u} \cdot \left(1 - e^{-\frac{|\Delta u|}{\tau^{ms}}}\right) \quad (2.30)$$

Mit der Feuchtefunktion $T^{ms,2}$ werden lediglich die Änderungen der Holzfeuchte auf einen Wert, der vorher noch nicht erreicht wurde, berücksichtigt.

$$T^{ms,2} = 1 - \frac{\tau^{ms}}{|\Delta U|} \cdot \left(1 - e^{-\frac{|\Delta U|}{\tau^{ms}}}\right) \quad (2.31)$$

mit:

τ^{ms}	Retardation des mechano-sorptiven Kelvin-Voigt-Elements [-] beim Holz nach Abschn. 4.2.3; Tab. 4.8
$ \Delta U $	Änderung der Holzfeuchte auf einen Wert, der vorher noch nicht erreicht wurde $ \Delta U = 0$ falls die Materialfeuchte vorher schon erreicht wurde $ \Delta U = \Delta u $ falls die Materialfeuchte vorher noch nicht erreicht wurde

und:

$$\Delta \mathbf{R}^{ms} = \left(\boldsymbol{\epsilon}_n^{ms} - \mathbf{C}^{ms^{-1}} \cdot \boldsymbol{\sigma}_n \right) \cdot \left(1 - e^{-\frac{|\Delta u|}{\tau^{ms}}} \right) \quad (2.32)$$

$$\begin{pmatrix} \Delta R_{x,n}^{ms} \\ \Delta R_{y,n}^{ms} \\ \Delta R_{z,n}^{ms} \\ \Delta R_{xy,n}^{ms} \\ \Delta R_{xz,n}^{ms} \\ \Delta R_{yz,n}^{ms} \end{pmatrix} = \left(\boldsymbol{\epsilon}_n^{ms} - \mathbf{C}^{ms^{-1}} \cdot \boldsymbol{\sigma}_n \right) \cdot \left(1 - e^{-\frac{|\Delta u|}{\tau^{ms}}} \right) \quad (2.33)$$

$$\underline{\underline{ms_{irr}}}$$

Abbildung 2.8: Element zur Beschreibung irreversiblen mechano-sorptiven Materialverhaltens

Das Symbol in Abb. 2.8 zeigt irreversible mechano-sorptive Verzerrungen $\Delta \boldsymbol{\epsilon}_{n+1}^{ms,irr}$ beim Holz an:

$$\Delta \boldsymbol{\epsilon}_{n+1}^{ms,irr} = \mathbf{C}^{ms,irr^{-1}} \cdot \Delta \boldsymbol{\sigma}_n \cdot |\Delta U| \quad (2.34)$$

Der Materialtensor $\mathbf{C}^{ms,irr}$ wird mit dem Materialparameter m_v bestimmt.

$$\mathbf{C}^{ms,irr^{-1}} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_v \frac{E_z}{E_y} & -m_v \frac{E_z}{E_y} \cdot \nu_{yz} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -m_v \frac{E_z}{E_y} \cdot \nu_{yz} & m_v & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_v \frac{E_z}{G_{yx}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_v \frac{E_z}{G_{zx}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_v \frac{E_z}{G_{yz}} \end{pmatrix} \quad (2.35)$$

mit:

m_v Faktor für irreversible mechano-sorptive Verzerrungen [-] beim Holz nach Abschn. 4.2.3; Tab. 4.9

2.2 Holz

2.2.1 Mechanisches Verhalten

Bei biegebeanspruchten Bauteilen aus Holz und hochfestem Beton werden die Baustoffe entsprechend ihrer charakteristischen Eigenschaften im günstigsten Fall so angeordnet, dass das Holz auf Zug und der Beton auf Druck beansprucht wird. Neben der Zugbeanspruchung ist der Holzquerschnitt Schubbeanspruchungen ausgesetzt. Im Vergleich zum reinen Vollholzquerschnitt weisen HBV-Bauteile ein größeres statisches Moment auf, was zu höheren Schubbeanspruchungen im Holz führt. In der Regel wird für Verbundquerschnitte Brettschichtholz verwendet. Durch den Einsatz von Brettschichtholz können höhere Materialfestigkeiten als bei Vollholz erreicht werden. Ferner wird beim Brettschichtholz durch die lagenweise Anordnung von sortierten Brettlamellen eine gewisse Homogenisierung der im natürlichen Zustand auf Grund von Defekten und Fehlstellen inhomogenen Holzstruktur erreicht.

Im Bauwesen wird üblicherweise Brettschichtholz aus Nadelholz und in jüngster Zeit vereinzelt auch aus Laubholz, im Besonderen aus Buche, eingesetzt. Da sich der Einsatzbereich bei der Buche aufgrund der ausgeprägten Quell- und Schwindneigung und der ungünstigeren Dauerhaftigkeitseigenschaften auf Anwendungen im Innenbereich beschränkt und um eine breite Anwendung der Technologie zu gewährleisten wird für

die Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit auf Brettschichtholz aus Fichte (GL24h) zurückgegriffen.

Bedingt durch die Wuchsrichtung und die Zellstruktur besitzt Holz ausgeprägt anisotrope Materialeigenschaften (siehe Abb. 2.9 a). Die drei anatomischen Hauptrichtungen des Holzes orientieren sich an der Faserrichtung und am Verlauf der Jahrringe. Bei der Betrachtung eines Baumstammes ist die Anwendung eines zylindrischen Koordinatensystems angebracht. Die Längsachse ist parallel zu den Holzfasern in Längsrichtung des Stammes (L) gerichtet. Die radiale Achse (R) zeigt senkrecht zur Längsachse in Richtung des Stammdurchmessers und die Tangente (T) verläuft parallel zu den Jahrringen. Die Orientierung der Jahrringe der für die Herstellung des Brettschichtholzes verwendeten Brettlamellen kann innerhalb eines Querschnitts variieren und eine Unterscheidung in radiale und in tangential Richtung ist daher auf Bauteilebene nicht mehr ohne Weiteres möglich (siehe Abb. 2.9 c).

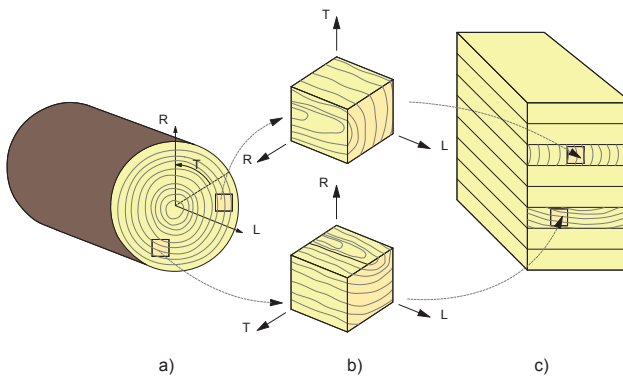


Abbildung 2.9: Anatomie des Holzes a) Baumstamm mit zylindrischem Koordinatensystem b) Querschnitt mit orthotroper Orientierung, c) Brettschichtholz mit Brettlagen

Im Allgemeinen wird von orthotropen Materialeigenschaften ausgegangen, die mit einem kartesischen Koordinatensystem beschrieben werden können (siehe Abb. 2.9 b).

Der Materialtensor des Holzes, der bereits in Abschnitt 2.1 in Gl. (2.9), vorgestellt wurde, ist unter Einbeziehung der Achsenbezeichnung in Abb. 2.9 auch in folgender Form beschreibbar:

$$\mathbf{C}^{e^{-1}} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_L} & -\frac{\nu_{RL}}{E_R} & -\frac{\nu_{TL}}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{LR}}{E_L} & \frac{1}{E_R} & -\frac{\nu_{TR}}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{LT}}{E_L} & -\frac{\nu_{RT}}{E_R} & \frac{1}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LR}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LT}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{RT}} \end{pmatrix} \quad (2.36)$$

mit:

$$\frac{\nu_{RL}}{E_R} = \frac{\nu_{LR}}{E_L} \quad (2.37)$$

$$\frac{\nu_{TL}}{E_T} = \frac{\nu_{LT}}{E_L} \quad (2.38)$$

$$\frac{\nu_{TR}}{E_T} = \frac{\nu_{RT}}{E_R} \quad (2.39)$$

Bei orthotroper Materialformulierung sind die Koppelterme zwischen Dehnungen und Gleitungen nicht besetzt. Das bedeutet, dass Schubspannungen nicht zu Dehnungen und Normalspannungen nicht zu Gleitungen führen. Die Elementsteifigkeitsmatrix reduziert sich durch die symmetrische Struktur auf neun unabhängige Elastizitätskonstanten. Von Neuhaus [Neuh81] wird empfohlen, auf die Annahme der Symmetrie zu verzichten und das Materialverhalten mit 12 voneinander unabhängigen Steifigkeitsparametern zu beschreiben. Andere Autoren weisen darauf hin, dass die Verformungsanteile auf den Nebendiagonalen eine untergeordnete Bedeutung haben und verwenden aus Gründen des geringeren Rechenaufwandes ebenfalls die symmetrische Elementsteifigkeitsmatrix (vgl. [Gros05], [Fort09]). Die Elastizitätskonstanten können dem Fachschrifttum (beispielsweise [Neuh81], [Koll82], [Eber02], [Niem93]) entnommen werden.

Die Elastizitätsmoduln und die Schubmoduln sind abhängig von der Rohdichte des Holzes, von der Temperatur und von der Holzfeuchte. Von Santaoja et al. [Sant91]

werden die Elastizitätsmoduln und die Schubmoduln als Funktion der Rohdichte des Holzes, der Temperatur und der Holzfeuchte formuliert:

$$E_i = E_{i,ref} \cdot (1 + a \cdot (\rho - \rho_{ref}) + b \cdot (T - T_{ref}) + c \cdot (u - u_{ref})) \quad (2.40)$$

$$G_{i,j} = G_{i,j,ref} \cdot (1 + a \cdot (\rho - \rho_{ref}) + b \cdot (T - T_{ref}) + c \cdot (u - u_{ref})) \quad (2.41)$$

mit:

$E_{i,ref}$	Elastizitätsmoduln bei der Referenzrohddichte ρ_{ref}
$G_{i,j,ref}$	Schubmoduln bei der Referenzrohddichte ρ_{ref}
i, j	Hauptrichtungen des Holzes L, R, T
ρ_{ref}	Referenzrohddichte von Fichteholz $\rho_{ref} = 450 \text{ kg/m}^3$
T_{ref}	Referenztemperatur $T_{ref} = 20^\circ \text{C}$
u_{ref}	Referenzfeuchte des Holzes $u_{ref} = 12\%$
a, b, c	Dimensionslose Parameter $a = 3 \cdot 10^{-4}$, $b = -7 \cdot 10^{-3}$, $c = -2,6$

In verklebten Holz-Beton-Verbundkonstruktionen sind Holz und Beton mittels Klebstoff schubsteif miteinander verbunden. In der Kontaktfläche werden Schubkräfte zwischen den Verbundpartnern übertragen. Wird Holz durch Schubspannungen bis zur Schubfestigkeit beansprucht, tritt sprödes Versagen ein. An Singularitätsstellen wie im Auflagerbereich können zusätzlich Querkzugspannungen auftreten. Flächige Verklebung oder Quellen und Schwinden des Holzes führt zu Rollschubspannungen, die ebenfalls zu sprödem Versagen führen können. Das spröde Entfestigungsverhalten des Holzes durch Schub-, Rollschub- und Querkzugversagen lässt sich mit Hilfe von Kohäsivzonenmodellen beschreiben (vgl. [Schm05], [Schm06], [Cour06], [Schm07], [Raut09], [Eise12a], [Koch13]). Entlang eines bekannten Risspfades, der beim Holz durch die Faserrichtung bestimmt ist, vollzieht sich die Entfestigung bis zur Trennung des Materials in einem lokal begrenzten Bereich vor der Risspitze (vgl. Abb. 2.10). Das umgebende Material bleibt schädigungsfrei. Der Prozess ist erklärbar durch die Entstehung neuer Oberflächen durch Energiedissipation.

Grundlage der Kohäsivzonenmodelle ist das Gesetz zur Beschreibung der Kraftwechselwirkung zwischen den beiden Grenzflächen. Die drei zu berücksichtigenden Versagensmodi sind Modus I „Zug rechtwinklig zur Faser“, Modus II „Schub“ und Modus III „Rollschub“. Kaliske [Kali11] empfiehlt zur Modellierung bei Schubversagen bilineare Last-Verschiebungsbeziehungen (siehe Abb. 2.11). Das Verhalten wird in drei Phasen unterschieden. Betrachtet man Modus I, Modus II und Modus III jeweils separat, wird anfangs elastisches Materialverhalten vorausgesetzt, bis die Zugspannungen senkrecht zur Faser σ_t , die Schubspannungen τ bzw. die Rollschubspannungen τ_{rs} die jeweilige Festigkeit f_t , f_v oder f_{rs} erreichen. Dabei finden Relativverschiebungen

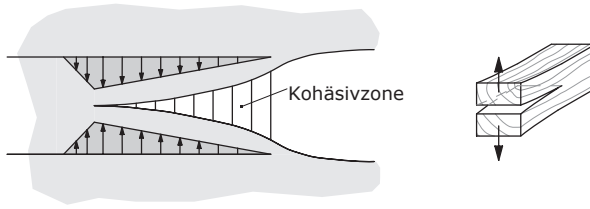


Abbildung 2.10: Kohäsivzone mit Spannungsverteilung im Bereich der Risspitze in Modus I

der Grenzflächen zueinander statt. Die Relativverschiebungen beim Erreichen der entsprechenden Festigkeit betragen δ_t^0 , δ_v^0 bzw. δ_{rs}^0 .

Danach folgt die Phase der Entfestigung durch Energiedissipation. Der Kontakt wird gelöst, wenn die Energie vollständig dissipiert ist. Die Verschiebungen bei vollständiger Entfestigung sind δ_t^1 , δ_v^1 und δ_{rs}^1 . Die spezifischen Bruchenergien G_c^I , G_c^{II} und G_c^{III} , die bei der Entstehung der neuen Oberflächen freigesetzt werden, können als Fläche unter den Spannungs-Verschiebungskurven interpretiert werden. Aus dem Flächeninhalt unter der Spannungs-Verschiebungskurve und der Festigkeit kann auf die Verschiebung bei vollständiger Entfestigung geschlossen werden.

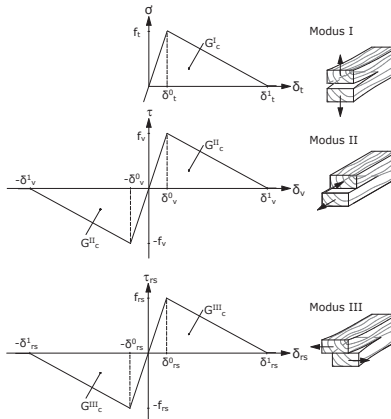


Abbildung 2.11: Bilineare Kohäsivgesetze für Modus I „Zug rechtwinklig zur Faser“, Modus II „Schub“ und Modus III „Rollschub“

$$G_c^I = \frac{1}{2} f_t \cdot \delta_t^1 \quad (2.42)$$

$$G_c^{II} = \frac{1}{2} f_v \cdot \delta_v^1 \quad (2.43)$$

$$G_c^{III} = \frac{1}{2} f_{rs} \cdot \delta_{rs}^1 \quad (2.44)$$

mit:

f_t	Zugfestigkeit rechtwinklig zur Faser
f_v	Schubfestigkeit
f_{rs}	Rollschubfestigkeit
$G_c^I, G_c^{II}, G_c^{III}$	spezifische Bruchenergie in Modus I bis Modus III
$\delta_t^1, \delta_v^1, \delta_{rs}^1$	Verschiebungen bei vollständiger Entfestigung

In Modus I tritt die Entfestigung nur bei Zugbeanspruchung auf. Bei Druckbeanspruchung gilt linear elastisches Materialverhalten. In Modus II und Modus III verhalten sich die Spannungs-Verschiebungskurven antisymmetrisch zum Ursprung. Eine Entfestigung findet also auch infolge von negativen Schub- und Rollschubspannungen statt.

Kombinierte Beanspruchungen aus Modus I, Modus II und Modus III werden als „Mixed-Mode“ bezeichnet. Im Folgenden werden die Zusammenhänge bei „Mixed-Mode“ erläutert, die bereits erfolgreich zur Beschreibung des Tragverhaltens von abgestirnten Zapfenverbindungen eingesetzt wurden (vgl. [Koch13]).

In diesem Fall kann der Beginn der Entfestigung durch die Definition des Spannungs-kriteriums, z. Bsp.

$$\left(\frac{\sigma_t}{f_t}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{f_v}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{rs}}{f_{rs}}\right)^2 = 1 \quad (2.45)$$

mit:

σ_t	Zugspannung rechtwinklig zur Faser
τ	Schubspannung
τ_{rs}	Rollschubspannung

festgelegt werden, bei dem der Spannungsinteraktion Rechnung getragen wird. Durch die Kombination von Verschiebungsanteilen aus Modus I bis Modus III kann die effektive Verschiebung zu

$$\delta_m = \sqrt{\delta_t^2 + \delta_v^2 + \delta_{rs}^2} \quad (2.46)$$

mit:

δ_m	effektive Verschiebung
δ_t	Verschiebung rechtwinklig zur Faser
δ_v	Verschiebung infolge Schubbeanspruchung
δ_{rs}	Verschiebung infolge Rollschubbeanspruchung

definiert werden. Die effektive Verschiebung beträgt δ_m^0 , wenn das Spannungs-kriterium in Gl. (2.45) erreicht wird. Anschließend folgt die Entfestigung. Das lineare Entfestigungsverhalten kann unter Einbeziehung der Belastungsgeschichte mit dem Schädigungswert

$$D = \frac{\delta_m^1 \cdot (\delta_m^{max} - \delta_m^0)}{\delta_m^{max} \cdot (\delta_m^1 - \delta_m^0)} \quad (2.47)$$

mit:

D	Schädigungswert
δ_m^{max}	maximale effektive Verschiebung in der Belastungsgeschichte
δ_m^1	effektive Verschiebung bei absoluter Entfestigung
δ_m^0	effektive Verschiebung bei Erreichen des Spannungs-kriteriums

beschrieben werden. D wird aus den effektiven Verschiebungen δ_m^0 , δ_m^1 und δ_m^{max} abgeleitet. δ_m^1 ist die effektive Verschiebung bei absoluter Entfestigung, wenn das Energiekriterium in Gl. (2.51) erreicht wird. δ_m^{max} ist die maximale effektive Verschiebung, die während der Belastungsgeschichte erreicht wurde. Es wird angenommen, dass D für Modus I bis Modus III gleich groß ist. Der Startwert von D beträgt 0 und steigt bis auf einen Maximalwert von 1 an.

Die Spannungs-komponenten σ , τ und τ_{rs} werden mit dem Schädigungswert D und den Spannungs-komponenten $\bar{\sigma}$, $\bar{\tau}$ und $\bar{\tau}_{rs}$ ohne Schädigung bestimmt. Wie bereits erläutert tritt in Modus I die Entfestigung nur bei Zugbeanspruchung mit $\sigma \geq 0$ auf. Bei Druckbeanspruchung $\sigma < 0$ gilt linear elastisches Materialverhalten. Der Entfestigungsprozess in Modus II und Modus III ist vom Vorzeichen der Spannungen unabhängig.

$$\sigma = \begin{cases} (1 - D) \cdot \bar{\sigma} & \text{für } \sigma \geq 0 \\ \bar{\sigma} & \text{für } \sigma < 0 \end{cases} \quad (2.48)$$

$$\tau = (1 - D) \cdot \bar{\tau} \quad (2.49)$$

$$\tau_{rs} = (1 - D) \cdot \bar{\tau}_{rs} \quad (2.50)$$

mit:

$\bar{\sigma}$	Zug- bzw. Druckspannung rechtwinklig zur Faser ohne Berücksichtigung der Schädigung
$\bar{\tau}$	Schubspannung ohne Berücksichtigung der Schädigung
$\bar{\tau}_{rs}$	Rollschubspannung ohne Berücksichtigung der Schädigung

Multimodales Versagen der Kohäsivzone tritt dann ein, wenn das Energiekriterium

$$\left(\frac{G^I}{G_c^I}\right)^2 + \left(\frac{G^{II}}{G_c^{II}}\right)^2 + \left(\frac{G^{III}}{G_c^{III}}\right)^2 = 1 \quad (2.51)$$

mit:

G^I, G^{II}, G^{III} Energie zur Verschiebung der Grenzflächen

erreicht ist. G^I , G^{II} und G^{III} stellen die Energieanteile dar, die zur Verschiebung der Grenzflächen in Modus I, Modus II und Modus III benötigt werden.

Mit den Materialparametern in Tabelle 4.3 konnte für das Anwendungsbeispiel der abgestirnten Zapfenverbindung multimodales Versagen erfolgreich simuliert werden.

f_t	f_v [N/mm ²]	f_{rs}	G_c^I	G_c^{II} [N/mm]	G_c^{III}
3,4	6,0	2,8	0,3	0,7	1,5

Tabelle 2.1: Bruchenergie und Festigkeit in Modus I bis Modus III nach [Eise12a] und [Koch13]

2.2.2 Quellen und Schwinden

Es ist bekannt, dass die Holzfeuchte einen großen Einfluss auf das Tragverhalten von Holzkonstruktionen hat. Zum einen wird durch Feuchteänderungen das mechanosorptive Kriechen ausgelöst (siehe Abschn. 2.2.4), zum anderen entstehen durch Quellen und Schwinden Eigenspannungen, wenn die Verformungen behindert werden. Diese Verformungsbehinderung entsteht im Falle des geklebten Verbundes durch die starre Kopplung der Fügeiteile und des Klebstoffes, sowie durch Feuchtegradienten

innerhalb des Holzquerschnittes. Nach Hanhijärvi [Hanh95] wird Holz als hygroskopisches, Wasser absorbierendes Material beschrieben. Zellhohlräume enthalten freies Wasser und in den Zellwänden liegt gebundenes Wasser vor. Nach Niemz [Niem93] findet unterhalb des Fasersättigungsbereichs bei Feuchteaufnahme durch Einlagerung von Wasser in die Zellstruktur des Holzes eine Volumenvergrößerung, das Quellen statt. Das durch Volumenabnahme entgegengesetzt wirkende Schwinden ist bedingt durch Feuchteabgabe und von der gleichen Größenordnung. Die durch die Volumenveränderung entstehenden Formänderungen sind weitestgehend reversibel. Quell- und Schwindprozesse unterscheiden sich je nach Holzart und steigen mit zunehmender Rohdichte an.

Bei überdachten Holzkonstruktionen, bei denen ein direkter Kontakt mit Niederschlagswasser ausgeschlossen werden kann, liegt die Holzfeuchte im hygroskopischen Bereich ($5\% \leq u \leq 20\%$). Hier kann von einem linearen Zusammenhang zwischen den Dehnungen aus Quellen und Schwinden und der Holzfeuchte ausgegangen werden.

Die Größenordnungen des Quellens und des Schwindens unterscheiden sich in den drei Hauptrichtungen des Holzes. Die Formänderungen in tangentialer Richtung sind am größten, in radialer Richtung etwa halb so groß und in Längsrichtung um etwa eine Zehnerpotenz geringer. Tab. 2.2 enthält die Quell- und Schwindmaße von Fichte nach Santaoja [Sant91] und nach [DIN EN 1995-1-1] für die drei Hauptrichtungen des Holzes. Bei behindertem Quellen und Schwinden werden die Verformungen zum Teil durch viskoelastische Effekte abgebaut. Bei Bauteilen, bei denen das Quellen behindert wird, werden die Quellmaße nach Neuhaus [Neuh09] um 50% reduziert.

Der Tensor der hygrischen Verzerrungsänderungen ist in Abschn. 2.1 in Gl. (2.12) angegeben.

Quell-/Schwindmaß	$\alpha_{u,L}$	$\alpha_{u,R}$ [%/%]	$\alpha_{u,T}$
Santaoja [Sant91]	0,005	0,13	0,27
[DIN EN 1995-1-1]	0,01	0,25	0,25

Tabelle 2.2: Quell- und Schwindmaße von Fichte nach Santaoja [Sant91] und nach [DIN EN 1995-1-1]

Bei Querschnitten, die in Längsrichtung auf Zug beansprucht sind, treten kleinere hygrische Dehnungen auf als bei Querschnitten, die in Längsrichtung auf Druck beansprucht werden. Dazu wird bei Fortino [Fort09] und Mirianon [Miri08] der Ansatz zur Beschreibung der hygrischen Verzerrungsänderungen in Längsrichtung nach Gl. (2.15) vorgeschlagen, der auf Toratti [Tora92] zurückgeht. Die Dehnungen aus der mechanischen Beanspruchung werden bei der Bestimmung der hygrischen Dehnungen berücksichtigt. Hygrische Dehnungsänderungen in tangentialer und in radialer Richtung werden von mechanischen Beanspruchungen nicht beeinflusst.

2.2.3 Temperatureinfluss

Die Dehnungsänderungen infolge von Temperaturänderungen des Holzes können nach Neuhaus [Neuh09] als linear angesehen werden. Wie die Feuchtedehnungen unterscheiden sich die Wärmedehnungen der drei anatomischen Hauptrichtungen des Holzes. Die Wärmedehnung ist abhängig von der Holzart. Bei steigender Rohdichte nehmen die Werte der Wärmedehnzahlen zu. Im Vergleich zur Feuchtedehnung sind die Dehnungen infolge Temperaturänderungen im jahreszeitlichen Verlauf wesentlich geringer.

Der Tensor der thermischen Verzerrungsänderungen ist in Abschn. 2.1 in Gl. (2.12) angegeben. Tab. 2.3 enthält die bei Christoph & Brettel [Chri77] dokumentierten Wärmedehnzahlen.

$\alpha_{T,L}$	$\alpha_{T,R}$ [1/K]	$\alpha_{T,T}$
$(2,5 \div 5,0) \cdot 10^{-6}$	$(25 \div 45) \cdot 10^{-6}$	$(45 \div 60) \cdot 10^{-6}$

Tabelle 2.3: Wärmedehnzahlen des Holzes nach Christoph & Brettel [Chri77]

2.2.4 Rheologisches Verhalten

Bei konstanten Klimabedingungen besitzt Holz viskoelastische Eigenschaften. Aus einer Dauerlast, die im Zeitintervall von t_0 bis t_{inst} aufgebracht und danach konstant gehalten wird, resultieren zunächst elastische Anfangsverformungen u_{inst} . Im Zeitraum von t_{inst} bis t_{fin} überlagert sich die elastische Anfangsverformung u_{inst} mit der zeitabhängigen Kriechverformung u_{creep} zur Gesamtverformung u_{fin} (siehe Abb. 2.12 nach Andriamitantsoa [Andr95]). Bei Entlastung findet eine Rückverformung statt. Geht diese bis zum Ausgangswert zurück, liegt rein viskoelastisches Verhalten vor. Bei länger andauernder Belastungszeit gehen die Verformungen bei Bauteilen aus Holz nach der Entlastung in der Regel jedoch nicht wieder vollständig zurück. Oft verbleibt eine irreversible Restverformung.

Das Verhältnis der zeitabhängigen Verformungen in Bezug auf die elastische Anfangsverformung wird durch den Kriechfaktor φ ausgedrückt:

$$\varphi = \frac{u_{fin} - u_{inst}}{u_{inst}} \quad (2.52)$$

Das Kriechen von Holz wird von der Dauer der Belastung, dem Spannungsniveau, von der Holzfeuchte, von der Beanspruchungsart und von der Temperatur beeinflusst.

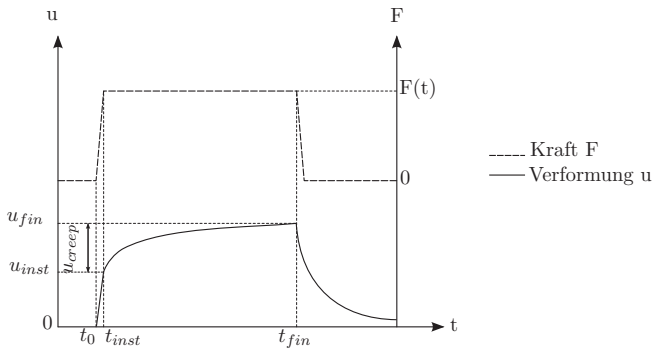


Abbildung 2.12: Kriechverformung eines viskoelastischen Materials nach Andriamitantoa [Andr95]

Die Kriechverformungen nehmen mit der Belastungsdauer zu. Diese sind bei der Bemessung von Tragwerken so zu berücksichtigen, dass die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktionsteile erhalten bleibt. In [DIN EN 1995-1-1] werden dafür fünf Klassen der Lasteinwirkungsdauer definiert: sehr kurz, kurz, mittel, lang und ständig.

In Abhängigkeit des Spannungsniveaus wird nach Kenel & Mairhofer [Kene98] das Kriechen in drei Phasen unterschieden (siehe Abb. 2.13):

- Primärkriechen: Diese Phase ist durch schnell ansteigende Verformungen gekennzeichnet. Die Steigung der Kurve stellt die Kriechgeschwindigkeit dar.
- Sekundärkriechen: In dieser Phase kommt es zu einer annähernden Stabilisierung der Kriechverformungen. Die Kurve nähert sich einem Endwert.
- Tertiärkriechen: Die Deformationen sind durch einen progressiven Anstieg gekennzeichnet. Am Ende dieser Phase kommt es zum Bruch.

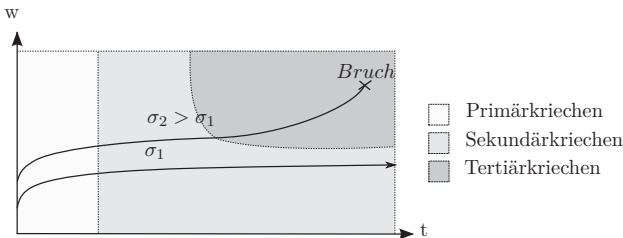


Abbildung 2.13: Kriechphasen nach Kenel & Mairhofer [Kene98]

Bleibt das Spannungsniveau unter ca. 35% der Holzfestigkeit, liegt bei konstanten Klimabedingungen linear viskoelastisches Verhalten vor. Konstruktionsteile sollten so bemessen sein, dass durch das Spannungsniveau und die Dauer der Beanspruchung kein Tertiärkriechen ausgelöst wird, da dieses zum Verlust der Tragsicherheit führt.

Kriechverformungen sind bei hoher Holzfeuchte und bei konstanten Klimabedingungen größer als bei niedriger Holzfeuchte. Bei höherer Holzfeuchte nehmen Elastizitätsmodul und Schubmodul des Holzes gleichzeitig ab (vgl. Gl. (2.40) und (2.41)), was im Falle höherer Holzfeuchte auch zu größeren elastischen Anfangsverformungen führt. Bei wechselnder Luftfeuchte kommt es aufgrund des sich einstellenden Feuchtegradienten im Querschnitt zu unterschiedlich großen Quell- und Schwindspannungen, die sich mit den Spannungen aus äußeren Einwirkungen überlagern. Aus Feuchteänderungen resultieren mechano-sorptive Kriechverformungen. Diese steigen bei Desorption (Abnahme der Holzfeuchte) an und gehen bei Adsorption (Zunahme der Holzfeuchte) teilweise wieder zurück. Die Verformungszunahme bei Desorption ist größer als die Verformungsabnahme bei Adsorption. Dies führt nach Andriamitantsoa [Andr95] zu insgesamt größeren Kriechverformungen bei zyklischen Klimabedingungen im Vergleich zu konstanten Klimabedingungen. Eine umfassende Übersicht zu mechano-sorptiven Vorgängen findet sich bei Becker [Beck02].

Die Belastungsart hat ebenfalls einen Einfluss auf das Langzeittragverhalten von Holzkonstruktionen. Untersuchungen von Gressel [Gres84] zeigen, dass die Kriechverformungen bei Torsionsbeanspruchung am größten ist. Die Verformungen infolge von Beanspruchungen aus Druck parallel zur Faser und Biegung sind größer als die Verformungen aus Zug parallel zur Faser.

Materialmodelle nach Toratti und Schänzlin

Zur Beschreibung des Langzeitverhaltens von Holz sind in der Literatur verschiedene eindimensionale rheologische Modelle zu finden (vgl. Toratti [Tora92], Mårtensson [Mart92], Hanhijärvi [Hanh95], Becker [Beck02]). Das Modell von Schänzlin [Schä10b] baut auf das Modell von Toratti [Tora92] auf. Alle Modelle bestehen aus Feder-Dämpfersystemen. Die Modelle von Toratti [Tora92], Becker [Beck02] und Mårtensson [Mart92] sind aus einer Kette von Kelvin-Voigt-Körpern zusammengesetzt. Das Modell bei Hanhijärvi [Hanh95] besteht aus parallel geschalteten Maxwellkörpern. Modelle zur Beschreibung des dreidimensionalen Langzeitverhaltens von Holz sind bei Hanhijärvi [Hanh03], Fortino [Fort09] und bei Fragiaco [Frag14] zu finden. Die Modelle nach Fortino [Fort09] und Fragiaco [Frag14] bauen ebenfalls auf das Modell von Toratti [Tora92] auf.

Schänzlin [Schä10b] vergleicht die vier Modelle von Toratti [Tora92], Hanhijärvi [Hanh95], Becker [Beck02] und Mårtensson [Mart92]). Bei biegebeanspruchten Querschnitten zeigt sich bei einer konstanten Holzfeuchte von 10% eine relativ gute Über-

einstimmung für einen Zeitraum von bis zu sieben Jahren und deutliche Unterschiede des Langzeitverhaltens bei einem Berechnungszeitraum von 50 Jahren. Die Ursache für die Abweichungen ist dadurch zu erklären, dass die meisten Modelle nur für einen Zeitraum von fünf bis sieben Jahren validiert wurden. Zur Identifikation des Modells, das am besten für die Abbildung des Langzeitverhaltens über längere Zeiträume geeignet ist, wurden bei Schänzlin [Schä10b] Kriechverformungen an überdachten Holzkonstruktionen von bestehenden unbeheizten Gebäuden im Landkreis Tübingen gemessen und mit den Berechnungsergebnissen der Modelle verglichen. Die Kriechverformungen wurden durch die Bestimmung der Steifigkeit und der Messung der Gesamtverformungen abgeschätzt. Das Modell nach Toratti (siehe Abb. 2.14) wies die geringsten Abweichungen zu den gemessenen Kriechverformungen auf.

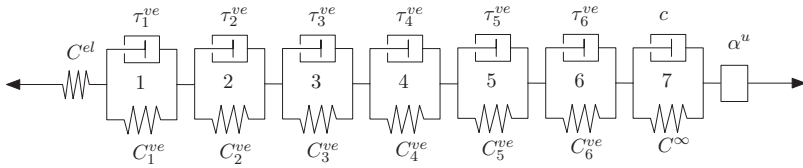


Abbildung 2.14: Modell von Schänzlin [Schä10b] und Toratti [Tora92]

Die Verformungen wurden vom Modell jedoch unterschätzt. Unter der Annahme, dass die Unterschiede im viskoelastischen Anteil der Kriechverformungen begründet sind, wurden von Schänzlin [Schä10b] die Parameter für den viskoelastischen Kriechanteil auf der Basis des Modells nach Toratti [Tora92] an den gemessenen Verformungen neu kalibriert. Tabelle 2.4 enthält die viskoelastischen Parameter von Toratti und die von Schänzlin modifizierten Werte für einen Betrachtungszeitraum von 50 Jahren. Die Parameter des mechano-sorptiven Anteils sind in Tab. 2.5 enthalten.

Element i	Toratti [Tora92]		Schänzlin [Schä10b]	
	τ_i [d]	J_i^{ve} [-]	τ_i [d]	J_i^{ve} [-]
1	0,01	0,0686	0,01	0,0686
2	0,1	-0,0056	0,1	-0,0056
3	1	0,0716	1	0,0716
4	10	0,0404	10	0,0409
5	100	0,2073	193,23	0,2201
6	5000	0,5503	11078,51	1,8052

Tabelle 2.4: Retardationszeit τ_i und Faktor für viskoelastische Verzerrung J_i^{ve} nach Toratti [Tora92] und nach Schänzlin [Schä10b]

Element i	$c [-]$	$J^\infty [-]$
7	2,5	$1,3 \cdot 10^{-4}$

Tabelle 2.5: Dämpferparameter c und Faktor für mechanosorptive Dehnung J^∞ des mechanosorptiven Anteils nach Toratti [Tora92]

Materialmodell nach Fortino

Das dreidimensionale Modell nach Fortino [Fort09] beschreibt fünf additiv zusammengesetzte Deformationsmechanismen aus elastischer Antwort, hygrischen Dehnungen, viskoelastischen Verzerrungen, mechanosorptiv reversiblen Verzerrungen und mechanosorptiv irreversiblen Verzerrungen. Das viskoelastische Verhalten wird durch vier und das mechanosorptive Verhalten wird durch drei Kelvin-Voigt-Elemente abgebildet (siehe Abb. 2.15).

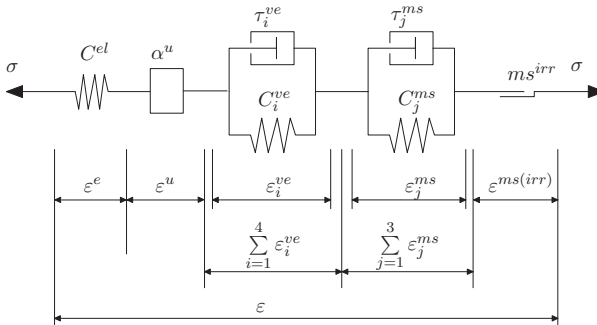


Abbildung 2.15: Rheologisches Modell nach Fortino [Fort09]

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^u + \sum_{i=1}^4 \epsilon_i^{ve} + \sum_{j=1}^3 \epsilon_j^{ms} + \epsilon^{ms,irr} \quad (2.53)$$

mit:

ϵ^e	elastische Verzerrungen
ϵ^u	hygrische Dehnungen
ϵ_i^{ve}	viskoelastische Verzerrungen
ϵ_j^{ms}	mechano-sorptive Verzerrungen
$\epsilon^{ms,irr}$	irreversible mechano-sorptive Verzerrungen

Im Folgenden werden die Ausgangsgleichungen zur Berechnung der elastischen, der viskoelastischen und der mechano-sorptiven Verzerrungen angegeben. Die Simulation des Langzeitverhaltens basiert auf der Aufsummierung der daraus abgeleiteten inkrementellen Verzerrungen in jedem Zeitschritt. Das Rechenschema wird in Abschnitt 4.1.1 dargestellt. Die zugehörigen Vektoren und Matrizen in der inkrementellen Form sind in Abschn. 2.1 enthalten. Die Gleichungen für die viskoelastischen Verzerrungen gelten auch für den Beton und den Klebstoff.

Die zeitliche Ableitung der elastischen Verzerrung beträgt:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e = \dot{\boldsymbol{C}}^{e^{-1}} \cdot \boldsymbol{\sigma} + \boldsymbol{C}^{e^{-1}} \cdot \dot{\boldsymbol{\sigma}} \quad (2.54)$$

Der erste Verzerrungsanteil kommt aus der Änderung des elastischen Materialtensors $\dot{\boldsymbol{C}}^{e^{-1}}$. Der zweite Verzerrungsanteil kommt aus der Spannungsänderung $\dot{\boldsymbol{\sigma}}$. Die Änderung des elastischen Materialtensors resultiert aus der Temperatur- und Feuchteabhängigkeit der Elastizitätsmoduln nach Gl. (2.40) und der Schubmoduln nach Gl. (2.41). Die inkrementelle Formulierung der zwei Summanden ist in Gl. (2.7) und in Gl. (2.10) dargestellt.

Für viskoelastisches Verhalten werden vier Kelvin-Voigt-Elemente angesetzt. Die zeitliche Ableitung eines Elements beträgt:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_i^{ve} + \frac{1}{\tau_i} \cdot \boldsymbol{\varepsilon}_i^{ve} = \frac{1}{\tau_i} \cdot \boldsymbol{C}_i^{ve^{-1}} \cdot \boldsymbol{\sigma} \quad (2.55)$$

Nach Hanhijärvi [Hanh03] kann Gl. (2.55) in folgender Form ausgedrückt werden:

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{i,n+1}^{ve} = \boldsymbol{\varepsilon}_{i,n}^{ve} \cdot e^{\left(\frac{-\Delta t}{\tau_i}\right)} + \int_{t_n}^{t_{n+1}} \frac{\boldsymbol{C}_i^{ve^{-1}} \cdot \boldsymbol{\sigma}(t)}{\tau_i} \cdot e^{\left(-\frac{t_{n+1}-t_n}{\tau_i}\right)} dt \quad (2.56)$$

Gl. (2.56) kann durch Aufsummieren der inkrementellen viskoelastischen Verzerrungsanteile in jedem Zeitschritt nach Gl. (2.22a) gelöst werden. Die Parameter für das viskoelastische Verhalten des Holzes von Fortino [Fort09] sind in Tabelle 2.6 enthalten.

Die mechano-sorptiven Phänomene bei wechselnder Feuchte werden von Fortino [Fort09] durch zwei Anteile berücksichtigt: ein reversibler Anteil mit drei Kelvin-Voigt-Körpern und ein irreversibler Anteil. Für das reversible mechanosorptive Kriechen gelten ähnliche Gleichungen wie für die viskoelastischen Phänomene.

Element i	τ_i [h]	J_i^{ve} [-]
1	2,4	0,085
2	24	0,035
3	240	0,07
4	2400	0,2

Tabelle 2.6: Retardationszeit τ_i und Faktor für viskoelastische Verzerrung J_i^{ve} des viskoelastischen Modells nach Fortino [Fort09]

$$\dot{\epsilon}_j^{ms} = \frac{C_j^{ms-1} \cdot \sigma - \epsilon_j^{ms}}{\tau_j} \cdot |\dot{u}| \quad (2.57)$$

Nach Hanhijärvi [Hanh03] kann Gl. (2.57) in Anlehnung an Gl. (2.55) in folgender Form ausgedrückt werden.

$$\epsilon_{j,n+1}^{ms} = \epsilon_{j,n}^{ms} \cdot e^{\left(\frac{-\Delta u}{\tau_j}\right)} + \int_{t_n}^{t_{n+1}} \frac{C_j^{ms-1} \cdot \sigma(t)}{\tau_j} \cdot e^{\left(-\frac{u_{n+1}-u(t)}{\tau_j}\right)} dt \quad (2.58)$$

Gl. (2.58) kann durch Aufsummieren der inkrementellen mechano-sorptiven Verzerungsanteile bei jeder Feuchteänderung nach Gl. (2.28b) gelöst werden. Die Parameter nach Fortino [Fort09] sind in Tab. 2.7 enthalten. Darin gilt:

$$m_0^{ms,L} = \frac{0,7}{E_L(u_{0,ref})} \quad (2.59)$$

mit:

$u_{0,ref}$ Referenzwert der Holzfeuchte $u_{0,ref} = 12\%$

Element j	τ_j [h]	$m_j^{ms,T}$ [1/MPa]	$m_j^{ms,L}$ [1/MPa]
1	0,01	0,0006	$0,25 \cdot m_0^{ms,L}$
2	0,1	0,0006	$0,7 \cdot m_0^{ms,L}$
3	1,0	0,005	$0,05 \cdot m_0^{ms,L}$

Tabelle 2.7: τ_j und Faktor für mechano-sorptive Nachgiebigkeit rechtwinklig zur Faser $m_j^{ms,T}$ und in Faserrichtung $m_j^{ms,L}$ nach Fortino [Fort09]

Die irreversiblen mechano-sorptiven Anteile sind abhängig von der Größe der Spannungen und vom Maximalwert der Holzfeuchte, der in der bisherigen Belastungsgeschichte erreicht wurde.

$$\dot{\varepsilon}^{ms,irr} = C^{ms,irr^{-1}} \cdot \sigma |\dot{U}| \quad (2.60)$$

Der Parameter für irreversible mechanosorptive Verzerrungen beträgt nach Fortino [Fort09] $m_v = 0,066 MPa^{-1}$. Die inkrementellen mechano-sorptiven Verzerrungen bei jeder Feuchteänderung werden nach Gl. (2.34) berechnet.

Vergleich der viskoelastischen Materialparameter

Die viskoelastischen Materialparameter nach Fortino [Fort09], Toratti [Tora92] und Schänzlin [Schä10b] sollen anhand der Ergebnisse einer beispielhaften Berechnung verglichen werden.

Die Randbedingungen des Rechenbeispiels sind:

- Zugbeanspruchung in Längsrichtung mit $\sigma_x = 10 N/mm^2$
- konstante Temperatur $20^\circ C$
- konstante Holzfeuchte 12%
- Elastizitätskonstanten nach Tab. 4.5

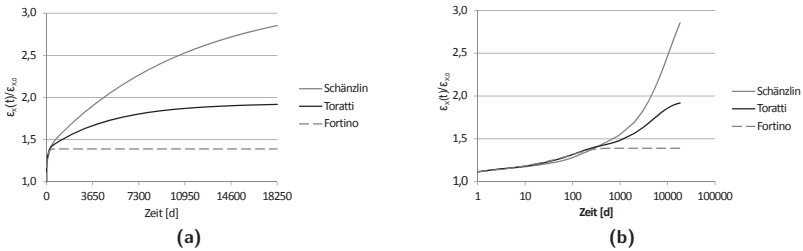


Abbildung 2.16: Viskoelastische Dehnungen über einen Zeitraum von 50 Jahren (a) mit dekadischer Zeitachse; (b) mit logarithmischer Zeitachse

Abb. 2.16 zeigt den zeitlichen Verlauf der Dehnungen $\varepsilon_x(t)$ bezogen auf die elastische Anfangsdehnung $\varepsilon_{x,0}$. Die mit den Materialparametern nach Toratti und Schänzlin berechneten Dehnungen sind generell höher als die mit den Materialparametern nach Fortino berechneten Werte. Bis etwa 1000 Tage stimmen die Ergebnisse der beiden

Modelle von Toratti und Schänzlin nahezu überein. Danach steigt die Kurve nach Schänzlin stärker an. Nach einem Betrachtungszeitraum von 50 Jahren liegen die Dehnungen nach Fortino beim 1,39 fachen Wert der Anfangsdehnung, nach Toratti beim 1,92 fachen Wert und nach Schänzlin beim 2,85 fachen Wert.

Vergleich der spannungsabhängigen mechano-sorptiven Materialparameter

Die spannungsabhängigen mechano-sorptiven Modelle nach Fortino [Fort09] und Toratti [Tora92] sollen ebenfalls anhand der Ergebnisse einer beispielhaften Berechnung verglichen werden.

Die Randbedingungen des Rechenbeispiels sind:

- Zugbeanspruchung in Längsrichtung mit $\sigma_x = 10\text{N/mm}^2$
- konstante Temperatur 20°C
- Elastizitätskonstanten nach Tab. 4.5

Beim Vergleich der spannungsabhängigen mechano-sorptiven Dehnungen (siehe Abb. 2.17) zeigt die Kurve nach dem Modell nach Fortino eine größere Anfangssteigung als die Kurve mit dem Modell nach Toratti. Mit dem Modell nach Fortino werden generell höhere Werte berechnet.

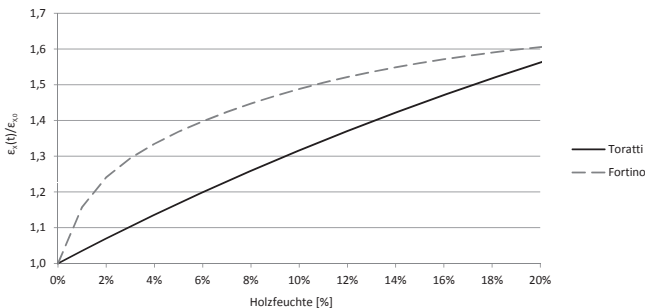


Abbildung 2.17: Reversibler Anteil der mechano-sorptiven Dehnungen der Modelle

2.2.5 Feuchtetransport

Die Holzfeuchte hat einen signifikanten Einfluss auf das rheologische Verhalten des Holzes. Für eine realitätsnahe Simulation des rheologischen Verhaltens ist es daher erforderlich, dass die Feuchteverteilung im Querschnitt bekannt ist. In der Literatur

existieren neben Ansätzen auf der Basis des Fick'schen Gesetzes (vgl. [Tora92] und [Hanh95]), bei denen der Feuchtetransport als diffusiver Vorgang beschrieben wird, auch komplexere Ansätze, in denen Transportmechanismen aus einer Flüssigphase und einer Feuchtephase kombiniert werden (vgl. [Fran07], [Lore10]). Im folgenden Abschnitt soll auf die Simulation der Holzfeuchte unter Anwendung des Fick'schen Gesetzes eingegangen werden.

Der Feuchtetransport lässt sich mit zwei Vorgängen beschreiben. Einerseits durch Aufnahme von Feuchtigkeit aus dem Umgebungsklima in das Holz bzw. durch die Abgabe von Feuchtigkeit aus dem Holz über die Oberfläche q_n und andererseits durch den Feuchtetransport innerhalb des Querschnittes q_b (siehe Abb. 2.18).

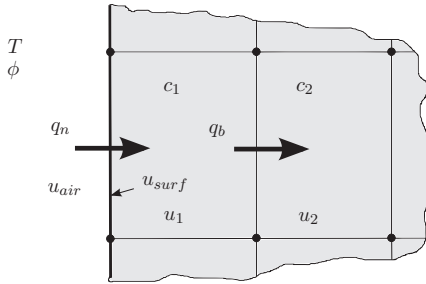


Abbildung 2.18: Feuchtetransportmechanismen bei der numerischen Simulation

Bei Hanhijärvi [Hanh95] werden die Gleichungen für den Diffusionsprozess innerhalb des Holzquerschnitts basierend auf dem Fick'schen Gesetz vorgestellt. Der Feuchtefluss $\mathbf{q}_b$ wird nach dem ersten Fick'schen Gesetz durch den Konzentrationsgradienten ∇c und die Diffusionsmatrix $\mathbf{D}$ ausgedrückt. Der Feuchtefluss $\mathbf{q}_b$ ist proportional zum Konzentrationsgradienten entgegen der Diffusionsrichtung. $\mathbf{D}$ stellt die Proportionalitätskonstante dar.

$$\mathbf{q}_b = -\mathbf{D} \cdot \nabla c \quad (2.61)$$

Der Feuchtefluss $\mathbf{q}_b$ quantifiziert die Menge an Wasser, die sich pro Zeiteinheit durch eine Fläche senkrecht zur Diffusionsrichtung bewegt.

Mit der Kontinuitätsgleichung

$$\frac{\partial c}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{q}_b \quad (2.62)$$

kann die Diffusionsgleichung nach dem zweiten Fick'schen Gesetz aufgestellt werden.

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \nabla \cdot (\mathbf{D} \cdot \nabla c) \quad (2.63)$$

Die Konzentration c kann durch die Holzfeuchte u ausgedrückt werden.

$$c = \rho_0 \cdot u \quad (2.64)$$

Die Dichte ρ_0 bezieht sich auf trockenes Holz und wird als zeitlich konstant vorausgesetzt. Aus (2.63) und (2.64) resultiert:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \nabla \cdot (\mathbf{D} \cdot \nabla u) \quad (2.65)$$

Diffusionsprozesse im Holz finden unterhalb des Fasersättigungsbereiches statt. Streng genommen ist zwischen der Diffusion von in den Zellwänden gebundenem Wasser und der Diffusion von Wasserdampf zu unterscheiden. Bei Frandsen [Fran07] wird das Feuchtetransportverhalten durch einen Ansatz mit separaten Gleichungen für den dampfförmigen Feuchtetransport und den Feuchtetransport von gebundenem Wasser vorgestellt. Da sich die Parameterbestimmung jedoch als schwierig erweist, wird häufig der Ansatz nach Gl. (2.65) verwendet (vgl. [Fort09], [Schä10b], [Frag14]).

Werden in der Diffusionmatrix

$$\mathbf{D} = \begin{pmatrix} D_L & 0 & 0 \\ 0 & D_{R,T,i} & 0 \\ 0 & 0 & D_{R,T,i} \end{pmatrix} \quad (2.66)$$

konzentrationsabhängige Diffusionskoeffizienten verwendet, können die Feuchtetransportvorgänge im Holz mit ausreichender Näherung beschrieben werden. Es werden Diffusionskoeffizienten in Faserrichtung D_L und rechtwinklig zur Faser $D_{R,T,i}$ definiert. In radialer und in tangentialer Richtung wird in der Regel nicht unterschieden. Bei Toratti [Tora92], Hanhijärvi [Hanh95] und Fortino [Fort09] sind Diffusionskoeffizienten

$D_{R,T,i}$	$[\frac{m^2}{s}]$	Quelle
$D_{R,T,1}$	$1,2 \cdot 10^{-10} \cdot e^{2,28 \cdot u}$	[Tora92]
$D_{R,T,2}$	$1,0 \cdot 10^{-10} \cdot e^{2,28 \cdot u}$	[Tora92]
$D_{R,T,3}$	$8,0 \cdot 10^{-11} \cdot e^{4,0 \cdot u}$	[Hanh95]
$D_{R,T,4}$	$2,4 \cdot 10^{-10} \cdot e^{4,0 \cdot u}$	[Fort09]

Tabelle 2.8: Übersicht über die Diffusionskoeffizienten $D_{R,T,i}$ rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes

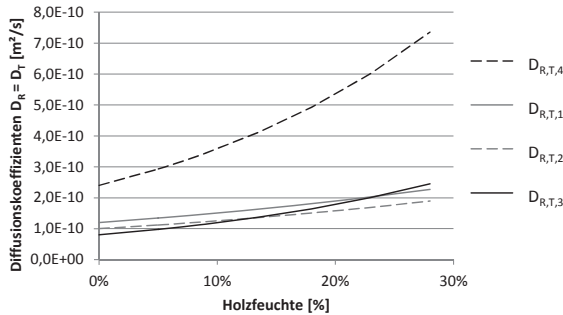


Abbildung 2.19: Diffusionskoeffizienten rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes

rechtwinklig zur Faser dokumentiert. Toratti [Tora92] gibt zwei unterschiedliche Diffusionskoeffizienten an. Der Index „i“ zeigt an, wie der Diffusionskoeffizient ermittelt wurde (siehe Tab. 2.8). Eine vergleichende Darstellung der Diffusionskoeffizienten rechtwinklig zur Faserrichtung in Abhängigkeit der Holzfeuchte enthält Abb. 2.19.

Für den Feuchtetransport in Faserrichtung des Holzes werden bei Sjödin [Sjöd06] die Diffusionskoeffizienten D_L angegeben (siehe Tab. 2.9 und Abb. 2.20).

Holzfeuchte [%]	Diffusionskoeffizienten D_L [m ² /s]
0,0	$5,56 \cdot 10^{-10}$
5,0	$3,10 \cdot 10^{-9}$
5,5	$3,30 \cdot 10^{-9}$
7,0	$3,50 \cdot 10^{-9}$
8,5	$3,60 \cdot 10^{-9}$
9,0	$3,50 \cdot 10^{-9}$
13,5	$2,70 \cdot 10^{-9}$
18,0	$1,90 \cdot 10^{-9}$
23,0	$1,30 \cdot 10^{-9}$
28,0	$9,00 \cdot 10^{-10}$

Tabelle 2.9: Diffusionskoeffizienten D_L nach Sjödin [Sjöd06]

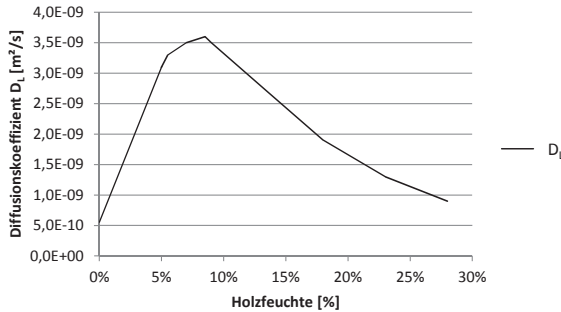


Abbildung 2.20: Diffusionskoeffizienten in Faserrichtung des Holzes nach Sjödin [Sjöd06]

Der Feuchtfluss aus dem Umgebungsklima über die Oberfläche q_n wird mit der Differenz aus der Ausgleichsfeuchte u_{air} und der Holzfeuchte an der Oberfläche u_{surf} berechnet.

$$\frac{q_n}{\rho_0} = S_i \cdot (u_{air,i} - u_{surf}) \quad (2.67)$$

Der Feuchteübergangskoeffizient S_i ist bei Toratti [Tora92] als konstanter Wert und bei Hanhijärvi [Hanh95] in Abhängigkeit von der Holzfeuchte formuliert. Der Index „i“ zeigt an wie der Feuchteübergangskoeffizient ermittelt wurde (siehe Tab. 2.10).

	$\left[\frac{m}{s}\right]$	Quelle
S_1	$1,3 \cdot 10^{-7}$	[Tora92]
S_2	$0,5 \cdot 10^{-7}$	
S_3	$3,2 \cdot 10^{-8} \cdot e^{4,0 \cdot u}$	[Hanh95]

Tabelle 2.10: Feuchteübergangskoeffizienten S_i der Holzoberfläche

Die Holzausgleichsfeuchte $u_{air,i}$ kann nach Gl.(2.68) bis Gl. (2.70a) ermittelt werden. Der Index „i“ zeigt in diesem Fall an, welche der Gleichungen verwendet wird. Nach Toratti [Tora92] gilt:

$$u_{air,1} = \frac{0,01 \cdot RH}{-8,4823 \cdot 10^{-4} \cdot RH^2 + 0,11665 \cdot RH + 0,38522} \quad (2.68)$$

mit:

$$RH \quad \text{relative Luftfeuchte [\%]}$$

Nach Hanhijärvi [Hanh95] gilt:

$$u_{air,2} = 0,01 \cdot \left(\frac{-(T + 273,15) \cdot \ln(1 - h)}{0,13 \left(1 - \frac{(T+273,15)}{647,1}\right)^{-6,46}} \right)^{\frac{1}{110 \cdot (T+273,15)^{-0,75}}} \quad (2.69)$$

mit:

$$\begin{array}{ll} T & \text{Temperatur [°C]} \\ h & 0,01 \cdot RH \end{array}$$

und im Wood handbook [Fore99] ist folgende Gleichung angegeben:

$$u_{air,3} = \frac{1800}{W} \cdot \left[\frac{K \cdot h}{1 - K \cdot h} + \frac{K_1 \cdot K \cdot h + 2 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K^2 \cdot h^2}{1 + K_1 \cdot K \cdot h + 2 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K^2 \cdot h^2} \right] \quad (2.70a)$$

mit:

$$W = 349 + 1,29 \cdot T + 0,0135 \cdot T^2 \quad (2.70b)$$

$$K = 0,805 + 0,000736 \cdot T - 0,000002735 \cdot T^2 \quad (2.70c)$$

$$K_1 = 6,27 - 0,00938 \cdot T - 0,000303 \cdot T^2 \quad (2.70d)$$

$$K_2 = 1,91 + 0,0407 \cdot T - 0,000293 \cdot T^2 \quad (2.70e)$$

$$(2.70f)$$

Bei 97% relativer Luftfeuchte erreicht die nach Hanhijärvi [Hanh95] bestimmte Holzgleichsfeuchte den Fasersättigungsbereich (siehe Abb.2.21). Bei größerer relativer Luftfeuchte steigen die Werte überproportional an. Die Werte der nach Toratti [Tora92] bestimmten Holzgleichsfeuchte liegen bis zu einer rel. Luftfeuchte von 85% etwa 3% höher als die nach Hanhijärvi [Hanh95] bestimmten Werte. Die Holzgleichsfeuchte nach den Gleichungen im Wood handbook [Fore99] stimmen bis 97% relative Luftfeuchte annähernd mit den Werten nach Hanhijärvi [Hanh95] überein und erreichen bei 100% rel. Luftfeuchte eine Ausgleichsfeuchte von 28,7%.

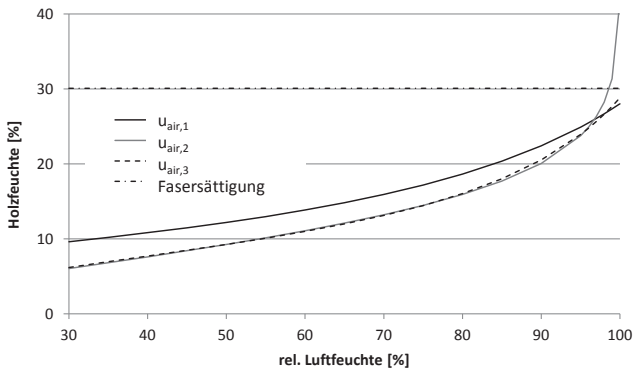


Abbildung 2.21: Holzgleichsfeuchte in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte

2.3 Hochfester Beton

2.3.1 Mechanisches Verhalten

Betone mit einer mittleren Druckfestigkeit von mindestens 60 N/mm² werden als hochfeste Betone bezeichnet. Hochfeste Betone zeichnen sich durch ein dichtes und

homogenes Gefüge aus. Dies wird durch einen niedrigen Wasser-Bindemittelwert $w/b \leq 0,4$ und einen höheren Zement- bzw. Feinkorngehalt im Vergleich zu normalfesten Betonen erreicht. Die Zugabe von hohlraumfüllendem Silika erhöht die Festigkeit der Matrix und verbessert den Verbund zur Gesteinskörnung. Durch den Einsatz von Fließmitteln wird die Verarbeitbarkeit trotz geringen Wassergehaltes sichergestellt.

Schäfers [Schä10a] verwendet für die Betonplatten von geklebten Holz-Beton-Verbundbauteilen ultrahochfesten Beton. In seinen numerischen Berechnungen wird der Beton als isotropes Material mit linearen Eigenschaften behandelt. In diesem Fall gilt die Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Gl. (2.7) und Gl. (2.8) im Abschn. 2.1. Dies scheint gerechtfertigt, wenn die Betonplatte im Verbundquerschnitt überwiegend auf Druck beansprucht ist. Das ist bei dünnen Betonquerschnitten und Einfeldsystemen der Fall. Wird die Dicke der Betonplatte bei gleichbleibendem Holzquerschnitt erhöht, sind Zugspannungen auf der Unterseite der Betonplatte nicht auszuschließen. Sobald die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird, reißt der Querschnitt auf.

2.3.2 Schwinden

Beton ist Schwindprozessen unterworfen. Das Schwinden von Beton ist eine zeitabhängige Volumenänderung infolge der Abgabe von Kapillar- bzw. Gelwasser bei der Austrocknung. Der wesentliche Anteil der Schwindverformungen entsteht im Zementstein. Beim Schwinden von Beton werden nach Thienel [Thie11] vier Arten unterschieden:

- plastisches Schwinden,
- Austrocknungsschwinden,
- Carbonatisierungsschwinden,
- chemisches bzw. autogenes Schwinden.

Das *plastische Schwinden* tritt durch Austrocknen überschüssigen Wassers an der Oberfläche des noch nicht erhärteten Betons auf. Das verdunstende Wasser stammt aus den Kapillarporen. Da bei der Anwendung der Klebtechnologie der Verbund nach dem Erhärten des Betons hergestellt wird, sind die Verformungen aus dem plastischen Schwinden irrelevant.

Das *Austrocknungsschwinden* entsteht durch Volumenabnahme infolge von Austrocknung des erhärteten Betons. Die Ursache für die Schwindverformungen sind Volumenänderungen aus Feuchteabgabe im Porengefüge des Zementsteins. Der Prozess des Austrocknungsschwindens verläuft in Abhängigkeit von der Bauteildicke über einen Zeitraum von mehreren Jahren. Bei dünnen Bauteilen ist das Endschwindmaß schon nach 1 bis 2 Jahren erreicht (vgl. [Nero11]). Die Schwindvorgänge sind weitestgehend reversibel. Somit hat jede Änderung der Umgebungsfeuchte einen Einfluss auf

die Schwindverformung. Da die Schwindprozesse im Zementstein stattfinden, hängt das Schwindmaß unmittelbar vom Anteil des Zementsteins im Betongefüge ab. Bei niedrigem Wasser-Bindemittel-Wert nimmt die Schwindneigung ab. Da sich hochfeste Betone durch einen niedrigen Wasser-Bindemittel-Wert auszeichnen, sind die Schwindverformungen im Vergleich zu normalfesten Betonen geringer. Günstig auf das Schwindverhalten wirkt sich die Verwendung von Zementen mit niedrigen Gehalten von Calciumaluminat und wasserlöslichen Alkalien aus.

Aus der Carbonatisierung des Betons resultiert eine geringfügige Volumenabnahme. Das *Carbonatisierungsschwinden* kommt lediglich in oberflächennahen Bereichen des Betons vor und ist bei hochfesten Betonen von untergeordneter Bedeutung.

Das Volumen der Reaktionsprodukte aus Wasser und Zement ist geringer als das der Ausgangsmaterialien. Diese Volumenänderung wird als *chemisches Schwinden bezeichnet*. Bei niedrigen Wasser-Bindemittel-Werten von hochfesten Betonen führen Hydratationsprozesse dazu, dass dem Porenraum Wasser entzogen wird. Bei Frischbeton kann sich das Volumen spannungsfrei verringern. Sobald eine Erhärtung des Betons einsetzt, ergeben sich innere Spannungen, die bei ausreichender Festigkeit zu keiner äußeren Formänderung führen. Die Folge der inneren Selbst austrocknung und die damit verbundenen inneren Spannungen können Mikrorisse im Inneren sein. Das chemische Schwinden von hochfesten Betonen ist aufgrund des größeren Zementanteils stärker ausgeprägt als bei normalfesten Betonen. Das „autogene Schwinden“ ist der Teil des chemischen Schwindens, der nach der Erstarrung des Betons beginnt und mit vollständiger Hydratation abgeschlossen ist.

Für die Schwinddehnungen gilt Gl. (2.17) in Abschn. 2.1. In [DIN EN 1992-1-1] ist ein Berechnungsverfahren enthalten, mit dem die Anteile aus dem Trocknungsschwinden ε^{cd} und aus dem autogenen Schwinden ε^{ca} für Normalbetone und hochfeste Betone der Festigkeitsklassen C20/25 bis C90/105 bestimmt werden können. Das Berechnungsverfahren ist im Anhang A.1.1 dokumentiert.

2.3.3 Temperatureinfluss

Die Wärmedehnung von Beton ist proportional zur Temperaturänderung. Der Tensor der thermischen Verzerrungsänderungen ist in Abschn. 2.1 in Gl. (2.12) angegeben. Die Temperaturdehnung bei Beton ist richtungsunabhängig. Es gilt:

$$\alpha_x^T = \alpha_y^T = \alpha_z^T = \alpha^T \quad (2.71)$$

Die Wärmedehnzahl α^T ist abhängig von den Wärmedehnzahlen des Zementsteins und der Gesteinskörnung sowie von deren Volumenanteilen. Die Wärmedehnzahl des Zementsteins liegt zwischen $8 \cdot 10^{-6}$ und $23 \cdot 10^{-6} K^{-1}$. Die Wärmedehnzahl der

Gesteinskörnung variiert zwischen $4 \cdot 10^{-6}$ und $12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$. Die Wärmedehnzahl des Betons liegt im Bereich von $5 \cdot 10^{-6}$ und $14 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$. Nach [DIN EN 1992-1-1] kann für $\alpha^T = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ angesetzt werden.

2.3.4 Rheologisches Verhalten

Unter Dauerlast verursachen Verdichtungs- und Gleitvorgänge sowie Bewegung und Umlagerung von Wasser im Zementstein bei Bauteilen aus Beton Kriechverzerrungen. Bei gleichzeitiger Trocknung des Betons werden diese Vorgänge beschleunigt. Die Größe der Kriechverzerrungen ist von der Belastungshöhe und -dauer, vom Wasser-Bindemittel-Wert, vom Zementsteinvolumen, vom Alter des Betons bei Erstbelastung, vom Verhältnis der Oberfläche zum Volumen des Bauteils und von der relativen Luftfeuchtigkeit der Umgebung abhängig. Die Kriechvorgänge erstrecken sich auf einen Zeitraum von mehreren Jahren.

Bei Seidel [Seid09] wird das Langzeitverhalten von Beton infolge des Kriechens ausführlich beschrieben. Im folgenden soll auf die wesentlichen Zusammenhänge eingegangen werden.

Wie beim Holz und beim Klebstoff werden auch beim Kriechen von Beton drei Anteile unterschieden: das Primärkriechen, das Sekundärkriechen und das Tertiärkriechen (siehe Abb. 2.13). Bis zu einem Spannungsniveau von 45% bezogen auf die Betondruckfestigkeit kann von einem linearen Zusammenhang zwischen Spannung und Kriechverzerrung ausgegangen werden. Reversible verzögert elastische Verformungen werden von verzögert plastischen Fließverformungen unterschieden. Die verzögert elastischen Verzerrungen treten in einer Größenordnung von bis zu 40% der sofortigen elastischen Verzerrungen auf. Der Anteil der irreversiblen Fließverformungen entspricht etwa einem Drittel der gesamten Kriechverformung. Es wird davon ausgegangen, dass die Fließverformungen innerhalb eines Zeitraumes von einem Jahr zu 80% bis 90% aufgetreten sind. Danach geht die Kriechgeschwindigkeit zurück.

Die Kriechneigung von hochfesten Betonen ist geringer im Vergleich zu normalfesten Betonen. Dies resultiert aus der dichteren Porenstruktur und aus der geringeren Differenz der Steifigkeit von Zementstein und Gesteinskörnung (vgl. [Thie11]).

Anders & Müller [Ande14] definieren ein rheologisches Modell für das Kriech- und Relaxationsverhalten von ultrahochfestem Beton, bei dem die viskoelastischen Kriechanteile durch eine Reihenschaltung von fünf Kelvin-Voigt-Elementen und das Fließen durch zwei viskose Dämpfer beschrieben werden (siehe Abb. 2.22). Dabei sind die Feder- und die Dämpferkennwerte in Abhängigkeit vom Betonalter formuliert.

[DIN EN 1992-1-1] enthält eine Berechnungsmethode zur Bestimmung der Kriechverzerrungen für Normalbetone und hochfeste Betone bis C90/105 unter konstanter

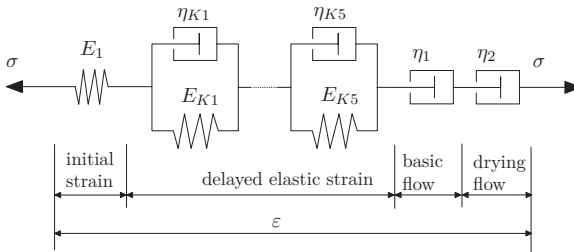


Abbildung 2.22: rheologisches Modell für das Kriech- und Relaxationsverhalten von ultrahochfestem Beton nach Anders & Müller [Ande14]

Druckbeanspruchung. Diese kann für Betondruckspannungen unter 45% der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} angewendet werden. Das Berechnungsverfahren ist im Anhang A.1.2 dokumentiert.

2.4 Klebstoff

2.4.1 Mechanisches Verhalten

Schäfers [Schä10a] untersuchte systematisch die Eignung von Klebstoffen aus Phenol-Resorzinharz, Melamin-Harnstoff-Harz und Epoxidharz zur Herstellung von geklebten Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Dabei stellte sich heraus, dass bei den Proben mit Epoxidharzklebstoff das Versagen zu nahezu 100% im Holz stattfand. Beim Phenol-Resorzinharz und beim Melamin-Harnstoff-Harz wurde uneinheitliches Versagen sowohl im Holz, als auch im Beton und im Klebstoff bei geringerer Beanspruchbarkeit festgestellt. Als Ergebnis der Untersuchungen schlägt Schäfers daher die Verwendung von Epoxidharzklebstoff vor.

Im Bereich hoher Normal- und Schubspannungen verhalten sich Klebstoffe plastisch (siehe Abb. 2.23). Bei der Verwendung von Klebstoffen zur Übertragung von Verbundkräften in Holzkonstruktionen ist zu beachten, dass die mittlere Schubfestigkeit von Nadelholz nach [DIN 68364] bei rd. 10 N/mm² und damit unterhalb des plastischen Bereichs der meisten gebräuchlichen Epoxidharzklebstoffe liegt.

Bei Klebschichten kann von isotropen Materialeigenschaften ausgegangen werden. In diesem Fall gilt Gl. (2.8) in Abschn. 2.1. Die Querkontraktionszahl wird bei Habenicht [Habe02] im Bereich von $\nu = 0,25$ bis 0,45 angegeben.

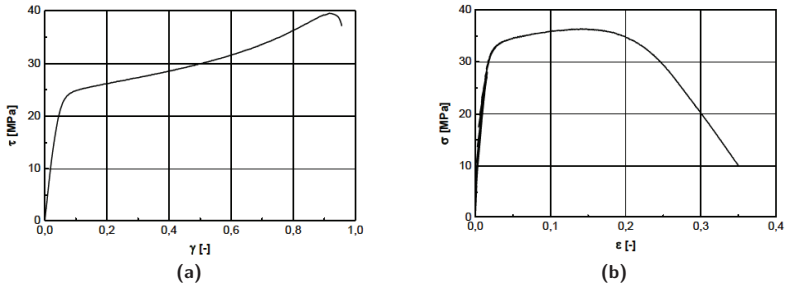


Abbildung 2.23: Versuchsergebnisse eines Epoxidharzklebstoffs mit einer Doppelrohrprobe (a) Torsionsversuch; (b) Zugversuch aus Schlömer [Schl06]

2.4.2 Temperatureinfluss

Das thermomechanische Verhalten des Klebstoffs ist von besonderer Relevanz. Im Glaszustand verhalten sich Polymere, zu denen auch Epoxidharzklebstoffe zählen, elastisch. Wird die Glasübergangstemperatur erreicht, nimmt die Steifigkeit und die Festigkeit des Klebstoffs ab (vgl. Habenicht [Habe02]; Abschn. 4.4). In Abb. 2.24 ist der Spannungs-Dehnungs-Verlauf für einen Epoxidharzklebstoff im Kurzzeit-Zugversuch bei unterschiedlicher Temperatur dargestellt. Die Glasübergangstemperatur für diesen Klebstoff beträgt 44°C . Bei Prüftemperaturen unterhalb des Glasübergangs ($T = 23^{\circ}\text{C}$ und $T = 40^{\circ}\text{C}$) verhalten sich Spannungen und Dehnungen bis zum Bruch nahezu proportional. Mit zunehmender Temperatur oberhalb des Glasübergangs nimmt die Festigkeit und die Steifigkeit des Klebstoffs ab und es zeigt sich ein ausgeprägt elastisch-plastisches Verhalten.

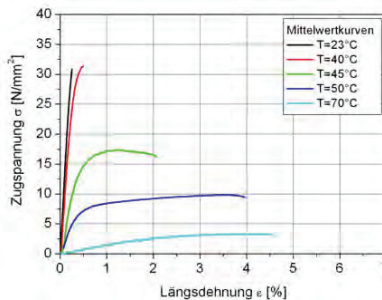


Abbildung 2.24: Mittelwerte der Spannungs-Dehnungs-Verläufe eines Epoxidharzklebstoffs im Kurzzeit-Zugversuch bei Variation der Temperatur aus Schmidt et al. [Schm09]

Für die Auswahl der Klebstoffe für konstruktive Zwecke ist daher die Kenntnis der Glasübergangstemperatur des Klebstoffes und der zu erwartenden maximalen Umgebungstemperatur von besonderer Bedeutung, um einen Festigkeitsverlust des Klebstoffes zu vermeiden.

Die Wärmedehnzahl von gefüllten Epoxidharzklebstoffen liegt im Bereich von $18 \cdot 10^{-6} K^{-1}$ bis $21 \cdot 10^{-6} K^{-1}$ (vgl. Habenicht [Habe02]; Abschn. 5.2).

2.4.3 Rheologisches Verhalten

Bei andauernder Belastung kriechen Klebstoffe. Das zeitabhängige Verhalten kann als Lösen einzelner Verbindungen zwischen den Molekülketten infolge der einwirkenden Last erklärt werden (vgl. Habenicht [Habe02]; Abschn. 4.6). Die gelösten Verbindungen werden teilweise durch neue Bindungen ersetzt. Temperatur, Geschwindigkeit der Belastung, Art und Eigenschaften der Fügeiteile und der rheologische Aufbau der Klebschicht beeinflussen das rheologische Verhalten.

Wie beim Werkstoff Holz kann das Kriechverhalten des Klebstoffes in drei Phasen eingestuft werden: das Primärkriechen, das Sekundärkriechen und das Tertiärkriechen. Hohe Beanspruchungen lösen tertiäres Kriechen aus und führen zum Bruch. Bei Spannungen unterhalb von ca. 50% der Kurzzeitfestigkeit ist bei konstanter Dauerbelastung und bei konstanten Umgebungsbedingungen davon auszugehen, dass der tertiäre Kriechbereich nicht erreicht wird. Bei Schmidt et al. [Schm09] wurden Kriechversuche mit zweikomponentigem Epoxidharzklebstoff unter Zugbeanspruchung durchgeführt. Die in Abb. 2.25 dargestellten Beanspruchungen entsprechen 24%, 40% und 60% der im Kurzzeitversuch erreichten Festigkeit und veranschaulichen die unterschiedlichen Kriechphänomene.

Wie aus der Steigung der Kurven im sekundären Kriechbereich zu entnehmen ist, steigt die Kriechgeschwindigkeit bei zunehmendem Belastungsniveau deutlich an. Die größere Steigung des niedrigsten Lastniveaus gegenüber der Steigung des mittleren Lastniveaus wird von den Autoren mit der Streuung durch die geringe Anzahl der Proben begründet.

Die mittleren Kriechkurven der Klebstoffe wurden bei Schmidt et al. [Schm09] durch ein linear viskoelastisches Burgers-Modell (siehe Gl. (2.72) und Abb. 2.26) angenähert und extrapoliert. Dieser Ansatz wird ebenfalls bei Majda [Majd09] und Meshgin [Mesh09] zur Beschreibung des Kriechverhaltens von Epoxidharzklebstoffen verwendet. Die Materialparameter sind in Tab. 4.12 dokumentiert.

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 \left[e_0 + e_1 \cdot t + e_2 \cdot (1 - e^{-c \cdot t}) \right] \quad (2.72)$$

mit:

e_0, e_1, e_2, c Parameter zur Beschreibung der Feder- und Dämpfereigenschaften (siehe Tab. 4.12)

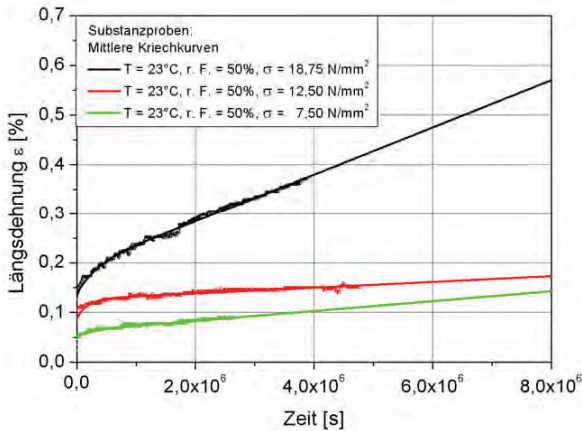


Abbildung 2.25: Experimentelle Ergebnisse und mittlere Kriechkurven von Epoxidharzklebstoff bei Raumtemperatur 23°C und unterschiedlichen Lastniveaus aus Schmidt et al. [Schm09]

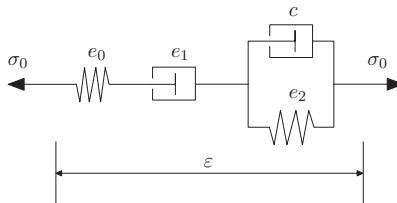


Abbildung 2.26: linear viskoelastisches Burgers-Modell des Klebstoffes

σ_0	$7,5N/mm^2$	$12,5N/mm^2$	$18,75N/mm^2$
e_0	$7,250 \cdot 10^{-5}$	$7,250 \cdot 10^{-5}$	$7,250 \cdot 10^{-5}$
e_1	$1,328 \cdot 10^{-11}$	$4,663 \cdot 10^{-12}$	$2,537 \cdot 10^{-11}$
e_2	$1,351 \cdot 10^{-5}$	$3,102 \cdot 10^{-5}$	$2,853 \cdot 10^{-5}$
c	$5,089 \cdot 10^{-6}$	$5,498 \cdot 10^{-11}$	$3,322 \cdot 10^{-6}$

Tabelle 2.11: Kennwerte für das linear viskoelastische Burgers-Modell des Klebstoffes in Abhängigkeit des Beanspruchungsgrades nach Schmidt et al. [Schm09]

2.5 Holz-Beton-Verbund

2.5.1 Kurzzeitverhalten

Das Kurzzeitverhalten von geklebten Konstruktionen aus Holz und hochfestem bzw. ultrahochfestem Beton wurde von Schäfers [Schä10a] ausführlich untersucht. Die experimentellen und numerischen Untersuchungen zur geklebten Fuge wurden auf drei Größenskalen, vom kleinformatischen Scherversuch mit Verbundlängen von 40 mm, über Verbundversuche mit Verbundlängen von 100 mm bis 500 mm bis hin zu Bauteilen im Realmaßstab mit 4,00 m Länge durchgeführt.

An den kleinformatischen Scherproben wurde zunächst der Einfluss verschiedener Parameter bei der Werkstoffauswahl, der Oberflächenbehandlung und der Klebfugendicke betrachtet. Als günstig erwies sich die Kombination von Nadelholz aus Fichte mit hochfestem bzw. ultrahochfestem Beton und die Verwendung des 2-komponentigen Epoxidharzklebstoffes Sikadur 330 (vgl. [Sika09]). Bei dieser Konfiguration wurde die Tragfähigkeit durch die Scherfestigkeit des Holzes begrenzt (siehe Abb. 2.27a). Die Oberflächen des Holzes wurden vor dem Klebprozess gehobelt. Beim Beton zeigte die Variation von gesandstrahlten und von geschliffenen Oberflächen keinen Einfluss auf die Festigkeit. Für die Anwendung wurde eine gesandstrahlte Oberfläche empfohlen. Die Dicke der Klebfuge, die zwischen 0,5 mm und 3,0 mm variiert wurde, zeigte keinen signifikanten Einfluss auf die Scherfestigkeit der Proben.

Das Last-Verformungsverhalten und die Tragfähigkeit der Verbundfuge wurde in Verbundversuchen mit Verbundlängen zwischen 100 mm und 500 mm systematisch analysiert. Bei der Verwendung von Nadelholz aus Fichte stellten sich zwei maßgebende Versagensformen ein. Bei dem größten Teil der Proben scherte das Holz entlang des Jahrringverlaufs ab (siehe Abb. 2.27a). Ein geringerer Teil der Proben versagte im Holz nahe an der Klebfuge. Als Ursache des Versagens wurde eine Überlagerung aus Schub- und Querkzugspannungen diagnostiziert. Zur Prognose der Bruchlasten und zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens wurden Modelle mit bruchmechanischen Ansätzen und die Theorie des verschieblichen Verbundes nach Volkersen verwendet.

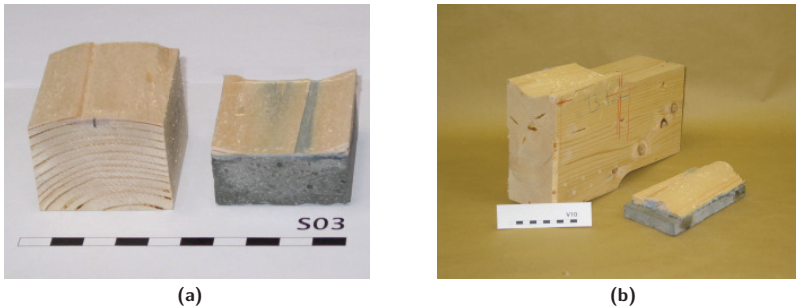


Abbildung 2.27: Bruchbilder beim (a) Scherversuch; (b) Verbundversuch von Schäfers [Schä10a]

Zur Untersuchung des Kurzzeitverhaltens in biegebeanspruchten Tragelementen wurden zwei Verbundbauteile aus Brettschichtholz und ultrahochfestem Beton hergestellt (siehe Abb. 2.28). Vorgefertigte Betonplatten wurden nach dem Aushärten mittels Epoxidharzklebstoff mit den Holzgurten verklebt. Die Verklebung der Betonfertigteile wird als wenig störanfällig beschrieben. Auf zusätzliche Verbindungsmittel wurde verzichtet. Zuvor wurde in einer Parameterstudie gezeigt, dass die Verwendung eines Π -förmigen Querschnitts zur effektivsten Erhöhung der Biegesteifigkeit im Vergleich zum reinen Holzquerschnitt führt. Für die Verbundbauteile wurde entsprechend ein Π -förmiger Querschnitt gewählt. Die Betonoberfläche wurde gestrahlt und die Holzoberfläche gehobelt.

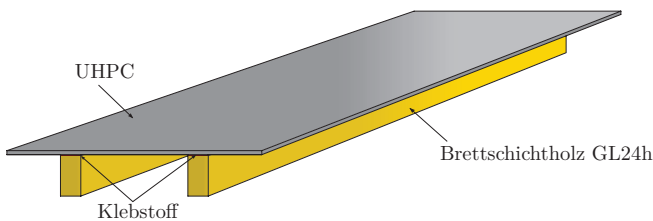


Abbildung 2.28: Verbundbauteil nach Schäfers [Schä10a]

Das Kurzzeitverhalten der Verbundbauteile wurde im Vierpunkt-Biegeversuch ermittelt. Dazu wurde das Verformungsverhalten zuerst im Gebrauchslastbereich bis 40%

der erwarteten Bruchlast untersucht. Zur Bestimmung der Verschiebungen wurden induktive Wegaufnehmer und zur Bestimmung der Dehnungen in den Teilquerschnitten und entlang der Verbundfuge wurden Dehnmessstreifen eingesetzt. Aus den Dehnungsmessungen konnte linear elastisches Strukturverhalten mit starrem Verbund abgeleitet werden. Geringe viskoelastische Einflüsse während der Belastungszyklen gingen nach Entlastung der Bauteile vollständig zurück. Es wurde kein Entkoppeln des Verbundes festgestellt.

Abschließend wurde die Traglast der Bauteile bestimmt. Als maßgebende Versagensform wurde ein Biegezugbruch im Holzquerschnitt identifiziert. Bei einem der beiden Bauteile wurden begleitende Schubrisse im Holz unterhalb der Lasteinleitungsbereiche beobachtet.

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Untersuchungsziele und Versuchsprogramm

3.1.1 Vorüberlegungen zur Bemessung von Verbundbauteilen

In der Ingenieurpraxis wird bei der Bemessung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen von elastischem Verhalten ausgegangen. Hierbei besteht ein linearer Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen (siehe Abb. 3.1). Im Grenzzustand der Tragfähigkeit dürfen die am wirksamen Querschnitt ermittelten Spannungen die Bemessungswerte der Festigkeiten nicht überschreiten. Bei Einfeldträgern mit gleichmäßiger Lastverteilung ist das γ -Verfahren der [DIN EN 1995-1-1] zur Berechnung der Spannungsverteilung in den Teilquerschnitten geeignet. Aufgrund des starren Verbundes bei der Verwendung von Klebstoff als Verbundmittel wird $\gamma=1$ angesetzt. Die von Schäfers [Schä10a] messtechnisch bestimmten Dehnungen bestätigen die mit den Methoden der linear-elastischen Biegetheorie berechneten Ergebnisse. Die Dehnungsmessungen in der UHPC-Platte ergaben eine annähernd konstante Normalspannungsverteilung über die gesamte Plattenbreite.

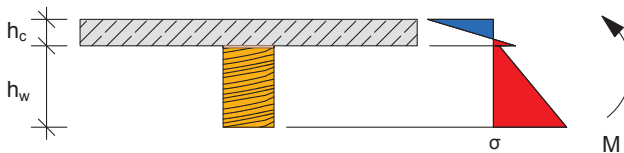


Abbildung 3.1: Spannungsverteilung im Holz-Beton-Verbundbauteil bei positivem Biegemoment

Aus dem Vergleich der Untersuchungsergebnisse mit dem Bemessungsverfahren wird von Schäfers [Schä10a] bei II-förmigem Querschnitt mit üblichen Abmessungen des Holztafelbaus die Mitwirkung der vollen Plattenbreite b_{eff} ab einer Stützweite von 2,50 m abgeleitet. Für die Bemessung wird, sofern ein geeigneter Klebstoff und Beton mit ausreichender Oberflächenzugfestigkeit gewählt wird, die Schubfestigkeit des Holzquerschnitts maßgebend.

Bei Verbundbauteilen aus Holz und Beton kriechen beide Verbundpartner. Im Hinblick auf die zeitliche Entwicklung kriecht der Beton schneller als das Holz (siehe Abb. 3.2).

Schänzlin [Schä03] zeigt, dass die Zunahme der Durchbiegungen des Verbundbauteils infolge Kriechens des Holzes und des Betons und infolge Schwindens des Betons in diesem Fall zur Lastumlagerung vom Beton, der sich der Last entzieht, zum Holz führen. Nach etwa sieben Jahren sind die Kriechverformungen des Betons weitgehend abgeschlossen. Im weiteren zeitlichen Verlauf kommt es durch fortschreitendes Kriechen des Holzes wieder zu Lastumlagerungen in umgekehrter Richtung vom Holz zum Beton.

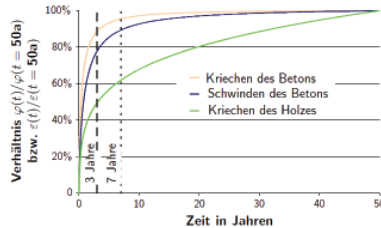


Abbildung 3.2: Zeitlicher Verlauf der Materialkriechbeiwerte und der Schwinddehnung bezogen auf die jeweiligen Endwerte nach Schänzlin [Schä03]

Dies ist in zweierlei Hinsicht von Bedeutung. Einerseits ist für die Bemessung neben dem Zeitpunkt $t=0$, zu dem sich noch keine Kriechverformungen eingestellt haben, und dem Zeitpunkt $t=\infty$, zu dem die Kriechprozesse des Betons und des Holzes sowie das Schwinden des Betons abgeschlossen sind, noch der Zeitraum 3 bis 7 Jahre maßgebend. Andererseits stellen sich durch die Spannungsumlagerungen Zwischenzustände zwischen Kriechen und Relaxation ein, die mit den Kriechzahlen der Einzelquerschnitte allein nicht erklärbar sind. Schänzlin [Schä03] leitet effektive Kriechzahlen für die Einzelkomponenten her, die von der Interaktion mit den anderen Verbundpartnern abhängig sind.

3.1.2 Versuchsprogramm

Für die Untersuchungen zum Langzeitverhalten von geklebten Konstruktionen aus Holz und hochfestem Beton wurden die von Schäfers vorgeschlagenen drei Skalen übernommen (siehe Abb. 3.3). An kleinformatischen Scher- und Verbundproben werden die hydrothermischen Einflüsse auf die Entwicklung der Verbundfestigkeit und auf das zeitabhängige Verformungsverhalten untersucht. Dazu werden die Scher- und Verbundproben unter Last für die Dauer von 14 Monaten künstlichen Klimabedingungen ausgesetzt. Anhand der Ergebnisse sollen numerische Modelle zur Prognose des Verbundverhaltens und der Tragfähigkeit validiert werden (siehe Abschn. 4.2.6).



Abbildung 3.3: Skalen der experimentellen Untersuchungen

An vier Bauteilen wird das Langzeitverhalten unter baupraktischen Bedingungen bei natürlichem Klima über den Zeitraum von zwei Jahren untersucht. Nach der Bestimmung der mechanischen Eigenschaften werden die Bauteile den klimatischen Bedingungen direkt über einem Gewässer ausgesetzt und mit einer kriecherzeugenden permanenten Last beaufschlagt. Die Höhe der Belastung orientiert sich an Trägern für Fußgängerbrücken. Mit den Erkenntnissen zum Langzeitverhalten aus den Bauteilversuchen sollen Rückschlüsse für die baupraktische Anwendung des Konstruktionsprinzips gezogen werden und Simulationsmodelle entwickelt werden, mit denen die Prognose des Langzeitverhaltens bezogen auf die gesamte Nutzungsdauer vergleichbarer Bauteile möglich ist. Die Tabellen 3.2, 3.1 und 3.3 geben einen Überblick über die Langzeituntersuchungen.

Um den Klebeverbund optimal auszunutzen, ist der Einsatz von hochfesten Betonen erforderlich, bei denen davon auszugehen ist, dass kein Versagen im Verbundbereich stattfindet. Dazu wurde im Rahmen der Untersuchungen im Projekt BestKleb (vgl. [Eisenhut2015]) an der Universität Kassel die Betonrezeptur HPC-BK-4 und an der technischen Universität Kaiserslautern die Betonrezeptur HPC-BK-6 entwickelt (siehe Tab 3.4). In den Untersuchungen dieser Arbeit wird HPC-BK-4 für die Bauteile und HPC-BK-6 für die Prüfkörper der Scher- und Verbundversuche verwendet.

Bezeichnung			Dauer		Betonrezeptur
			Wochen	Tage	
S-E-t0-1	-	S-E-t0-3	0	0	HPC-BK-6
S-E-t3-1	-	S-E-t3-3	3	21	
S-E-t6-1	-	S-E-t6-3	6	42	
S-E-t10-1	-	S-E-t10-3	10	70	
S-E-t15-1	-	S-E-t15-3	15	105	
S-E-t21-1	-	S-E-t21-3	21	147	
S-E-t27-1	-	S-E-t27-3	27	189	
S-E-t38-1	-	S-E-t38-3	38	266	
S-E-t62-1	-	S-E-t62-3	62	434	

Tabelle 3.1: Übersicht Scherversuche (shear)

Bezeichnung			Dauer		Betonrezeptur
			Wochen	Tage	
B-E-t0-1	-	B-E-t0-3	0	0	HPC-BK-6
B-E-t6-1	-	B-E-t6-3	6	42	
B-E-t15-1	-	B-E-t15-3	15	105	
B-E-t27-1	-	B-E-t27-3	27	189	
B-E-t62-1	-	B-E-t62-3	62	434	

Tabelle 3.2: Übersicht Verbundversuche (bond)

Bezeichnung			Dauer		Betonrezeptur	Klebstoff
			Wochen	Tage		
E 1.1	-	E 1.2	106	743	HPC-BK-4	Hilti-Hit RE 500
E 2.1	-	E 2.2				Sikadur 330

Tabelle 3.3: Übersicht Bauteilversuche (full scale elements)

pro m ³ Beton	HPC-BK-4 [kg]	HPC-BK-6 [kg]
Wasser	191,1	170,0
CEM I 52,5R HS-NA	488,7	742,0
Sika Silikoll P unk.	18,3	-
Silikasuspension EMSAC	-	90,0
Quarzmehl Millisil W12	206,3	-
Quarzsand G32 0,125/0,5	624,0	-
Basalt 1/3	18,3	-
Basalt 0/2	-	731,0
Basalt 2/8	-	668,0
Fließmittel	2,5	4,8
Druckfestigkeit gemäß DIN EN 12390-3 in N/mm ²	121,5	94,2
E-Modul gemäß DIN 1048-5 in N/mm ²	46.465	31.774

Tabelle 3.4: Verwendete Betonmischungen

	Hilti-Hit RE 500	Sikadur 330
E-Modul in N/mm ²	6.730	3.800

Tabelle 3.5: E-Modul der Klebstoffe

Kenngröße	Anzahl	Mittelwert	Standardabw.	Einheit
$E_{c,0}$	20	12.859	2.567	[N/mm ²]
$f_{c,0}$	20	38,95	8,04	[N/mm ²]
f_v	27	5,39	0,90	[N/mm ²]
ρ	21	452	67	[kg/m ³]

Tabelle 3.6: Materialeigenschaften des Vollholzes aus Fichte für die Scher- und Verbundproben

Kenngröße	Anzahl	Mittelwert	Standardabw.	Einheit
$E_{c,0}$	24	13.931	3.098	[N/mm ²]
$f_{c,0}$	24	47,45	11,19	[N/mm ²]
ρ	24	455	52	[kg/m ³]

Tabelle 3.7: Materialeigenschaften des Brettschichtholzes für die Bauteile

Für die Scher- und Verbundproben wurde Vollholz aus Fichte der Sortierklasse S10 gemäß [DIN 4074-1] gewählt. Der Druck-Elastizitätsmodul, die Druckfestigkeit, die Scherfestigkeit und die Rohdichte wurde für jedes Kantholz, aus denen die Proben zugeschnitten wurden, nach [DIN EN 408] bestimmt. Für die Gurte der Bauteile wurde Brettschichtholz GL24h nach [DIN EN 1194] verwendet. In diesem Fall wurden der Druck-Elastizitätsmodul, die Druckfestigkeit und die Rohdichte bestimmt. Die Werte sind in Tab. 3.6 und Tab. 3.7 dokumentiert. Die Elastizitätsmoduln der verwendeten Klebstoffe sind in Tab. 3.5 angegeben. Der Wert des Sikadur 330 wurde den Herstellerangaben entnommen (vgl. [Sika2009]), Der Wert für den Hilti-Hit RE 500 wurde im Rahmen des Projekts BestKleb (vgl. [Eisenhut2015]) von der Universität Kaiserslautern bestimmt.

3.2 Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten

3.2.1 Geometrie der Prüfkörper

Bei der Versuchsanordnung für die Scherversuche konnte auf die von Schäfers [Schä10a] genutzte Vorrichtung zurückgegriffen werden (siehe Abb. 3.4). Die Scherproben wurden aus Holzwürfeln mit einer Kantenlänge von 40 mm hergestellt. Die Dicke der aufgeklebten HPC-Prismen betrug 25 mm. Die Scherproben wurden in Faserrichtung des Holzes in einer Prüfmaschine vom Typ Instron 6025 bis zum Bruch belastet. Die Last wurde kraftgesteuert mit einer Krafrate von $\dot{F} = 30$ kN/min aufgebracht.

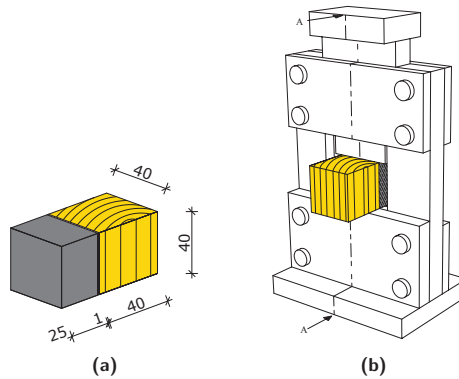


Abbildung 3.4: Scherversuche (a) Probengeometrie; (b) Vorrichtung gemäß [DIN EN 392]

Bei der von Schäfers [Schä10a] gewählten „Doppellachengeometrie“ für die Verbundversuche (siehe Abb. 2.27) wurde die Verbundfestigkeit stark von auftretenden Querspannungen beeinflusst. Daher soll für die Untersuchungen in dieser Arbeit ein Versuchsaufbau gewählt werden, bei dem Einflüsse aus Querspannungen möglichst reduziert werden können (vgl. [Eise12b]). Die Versuchsanordnung in Abb. 3.5a wurde in Anlehnung an die Bestimmung der Scherfestigkeit des Holzes nach [DIN EN 408] konzipiert und in ähnlicher Form auch von Feix et al. [Feix10] für Abscherversuche von Holz-Beton-Verbundproben mit formschlüssigem Verbund verwendet. Die Querschnittsfläche des Betons beträgt $b/d = 50/50$ mm, die Klebschichtdicke beträgt 1 mm und die Querschnittsfläche des Holzes beträgt $b/d = 50/39$ mm, bei einer Verbundlänge von 300 mm.

Die Last wird in den am Holz aufgeklebten Stahlwinkel eingeleitet. Der obere Schenkel des Stahlwinkels und der auf beiden Seiten angeordnete 15 mm tiefe Einschnitt im Klebstoff begünstigt ein Versagen des Probekörpers an der Verbundfuge. Der Betonquerschnitt wird auf einen Stahllagerblock geklebt und auf eine Kalotte gestellt. Die in der Fuge zwischen Stahllagerblock und Kalotte aus geringen unvermeidbaren geometrischen Ungenauigkeiten entstehenden Horizontalkräfte werden durch Reibung abgetragen. Die Versuche wurden mit einer Prüfmaschine Typ Dynamess des Herstellers Instron durchgeführt. Die Proben wurden weggeregelt mit einer konstanten Geschwindigkeit von 0,01 mm/s bis zum Bruch belastet. Die Relativverschiebung zwischen Holz und Beton wurde beidseitig mit induktiven Wegaufnehmern mit 2 mm Nennmessweg bestimmt (siehe Abb. 3.5b).

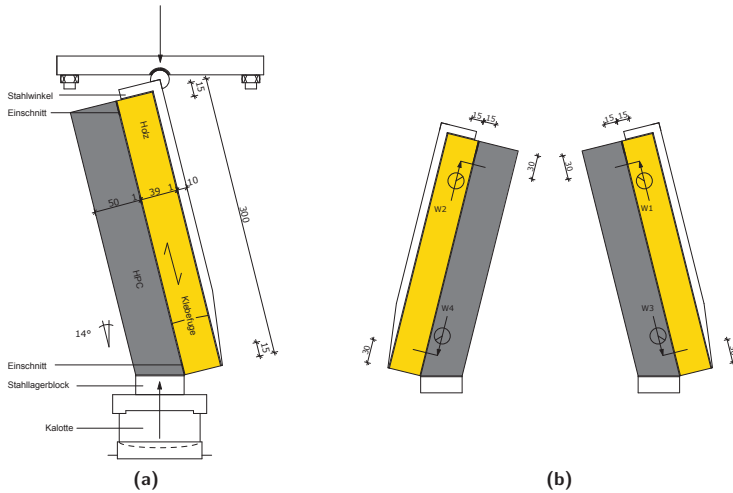


Abbildung 3.5: Verbundversuche (a) Versuchsanordnung; (b) Position der Wegaufnehmer

3.2.2 Herstellung der Proben

Im Folgenden wird die Herstellung der Scher- und Verbundproben beschrieben. Dazu wurden die Erkenntnisse zur Vorbehandlung der Fügeile von Schäfers [Schä10a] genutzt. Außerdem war von Schäfers festgestellt worden, dass die Orientierung der Jahrringe zur Klebfuge einen Einfluss auf die Festigkeit hat. So wurde bei radialer Orientierung der Jahrringlage zur Verbundfuge eine um 19,7% höhere Festigkeit festgestellt als bei tangentialer Orientierung. Infolge dessen wurde für die Verbundversuche und für die Scherversuche in dieser Arbeit eine radiale Orientierung der Jahrringe gewählt, so dass die Festigkeit des Holzes näher an der Festigkeit des Klebstoffs liegt, als bei tangentialer Orientierung. So wirkt sich eine eventuelle Festigkeitsreduktion des Klebstoffes bei den Langzeituntersuchungen eher aus als bei tangentialer Orientierung.

In Abb. 3.6 und Abb. 3.7 ist die Herstellung der Verbundproben und der Scherproben dargestellt. Unmittelbar vor dem Verkleben wurde die Verbundfläche des Holzes mit einem elektrischen Handhobel in Faserrichtung um 1 mm abgehobelt. Zur Entfernung der Sinterschicht und zum Aufrauen der Oberfläche wurde der Betonquerschnitt auf der Verbundseite mit Korund gestrahlt. Unmittelbar vor dem Verkleben wurde die Oberfläche mit Druckluft gereinigt. Der Klebstoff wurde bei den Verbundproben auf den Betonquerschnitt und bei den Scherproben auf den Holzquerschnitt aufgetragen und zu den Seiten hin abgestrichen.

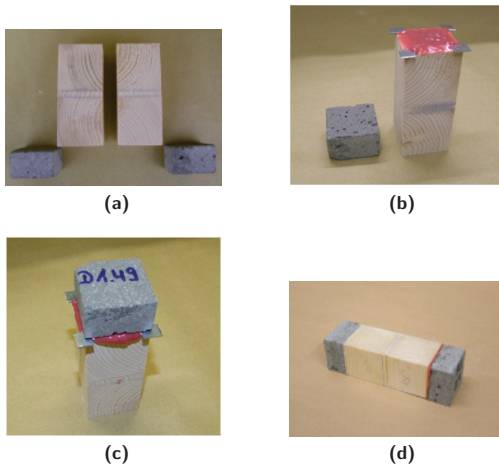


Abbildung 3.6: Herstellung der Scherproben (a) Fügeteile; (b) Auftrag des Klebstoffes; (c) Zusammenfügen der Scherproben; (d) fertiggestellte Scherprobe

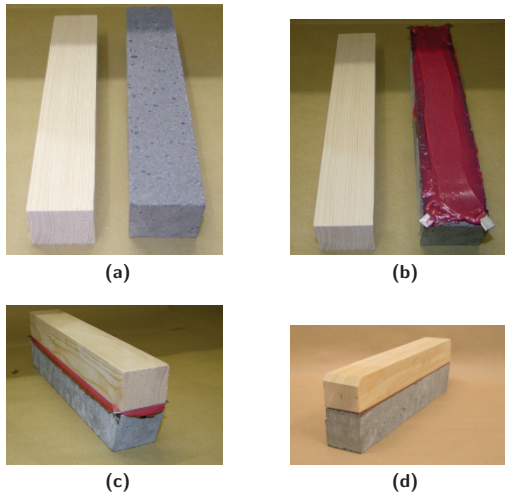


Abbildung 3.7: Herstellung der Verbundproben (a) Fügeteile; (b) Auftrag des Klebstoffes; (c) Zusammenfügen der Verbundproben; (d) fertiggestellte Verbundprobe mit Einschnitt

In der Mittelachse der Klebfläche wurde der Klebstoff mit Übermaß aufgetragen. Der überschüssige Klebstoff wurde anschließend beim Zusammensetzen der Fügeile verdrängt. So konnte eine vollflächige Klebung erreicht werden. An den Rändern wurden Abstandshalter mit 1 mm Dicke zur Gewährleistung einer einheitlichen Klebfugendicke eingelegt. Die Fügeile wurden von oben auf die Klebschicht aufgesetzt und mit leichten Drehbewegungen bis zu den Abstandshaltern nach unten gedrückt. Anschließend wurden die Abstandhalter entfernt und der überschüssige Klebstoff abgestrichen. Nach der Erhärtung wurde der überschüssige Klebstoff abgeschliffen.

3.2.3 Belastung und klimatische Einwirkungen

Die Verbundproben wurden während der Lagerung im künstlichen Wechselklima einer Dauerlast ausgesetzt, welche mit der Vorrichtung nach Abb. 3.8 erzeugt wurde. Jeweils drei Proben einer Serie waren übereinander angeordnet und seitlich an zwei Stahlrohrprofilen geführt. Über einen mit Gewichten beschwerten Hebelarm wurde die Last in jeden Strang mit drei Proben eingeleitet. Für jeden Strang wurde vor Versuchsbeginn die Größe und die Position der Gewichte so bestimmt, dass in der Klebfuge eine mittlere Verbundspannung von $2,00 \text{ N/mm}^2$ erzeugt wurde. Die Verbundspannung wurde auf 25% der mittleren Kurzzeitfestigkeit festgelegt, die aus Vorversuchen bekannt war. So sollte während der Langzeituntersuchungen ein vorzeitiges Verbundversagen ausgeschlossen werden.

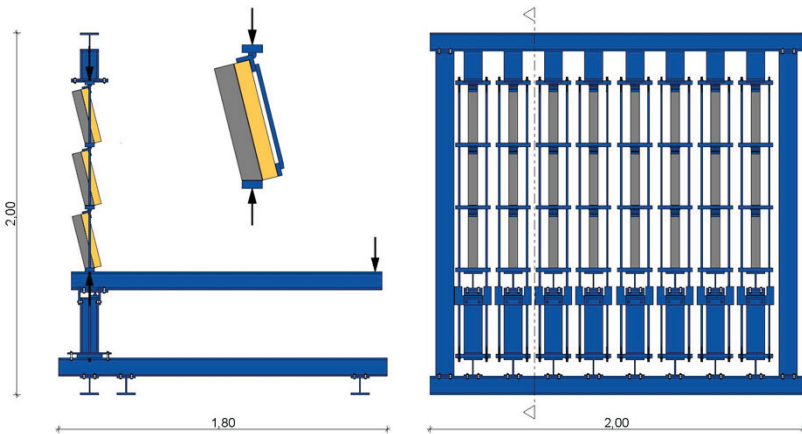


Abbildung 3.8: Vorrichtung zur Lasteinleitung für die Langzeituntersuchungen an den Verbundproben

Das Wechselklima bestand aus zwei Klimastufen: Klimastufe 1 mit 20°C und 85% rel. Luftfeuchte und Klimastufe 2 mit 45°C und 40% rel. Luftfeuchte. Jede Klimastufe

dauerte 7 Tage. Das Wechselklima entspricht den Vorgaben der [DIN EN 15416-3] zur Prüfung der Kriechverformung von Klebstoffen für tragende Holzbauteile unter zyklischen Klimabedingungen bei Biege- Scherbeanspruchung. Die für die Verbundproben gewählte mittlere Verbundspannung ist mit $2,0 \text{ N/mm}^2$ um $2/3$ größer als der nach [DIN EN 15416-3] anzusetzende Wert in Höhe von $1,2 \text{ N/mm}^2$.

Um die Festigkeitsentwicklung in kürzeren Zeitabständen und möglichst unabhängig von Schwind- und Quellverformungen zu überprüfen, wurden auch Scherproben einer Wechselklimabeanspruchung unter Dauerlast ausgesetzt. Mit der in Abb. 3.9 dargestellten Vorrichtung wurde eine Kraft parallel zur Faserrichtung des Holzes eingetragen. Diese führte wie bei den Verbundproben zu Scherspannungen von $2,0 \text{ N/mm}^2$ der Verbundzone.

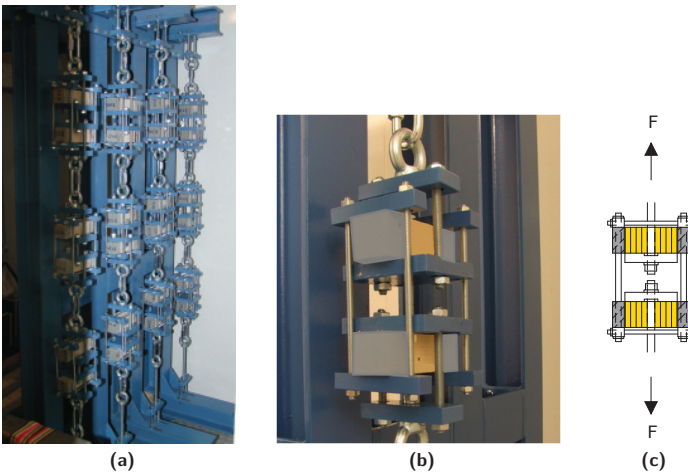


Abbildung 3.9: Vorrichtung zur Lasteinleitung für die Langzeituntersuchungen an den Scherproben
(a) Foto des Versuchsstandes in der Klimakammer; (b) Foto der Einzelprobe; (c) Schematische Darstellung mit Belastung

3.2.4 Ergebnisse

Verbundversuche

Während der Klimalagerung wurden die Verformungen der Verbundproben regelmäßig gemessen. Dazu wurden an jedem Werktag die Längen zwischen den Lasteinleitungsstellen an drei Proben eines Stranges mit einem digitalen Meßschieber mit einem

Zifferschriftwert von 0,01 mm gemessen. Die Messungen zeigen die Gesamtverformung aus Verformungsanteilen des Holzes, des Klebstoffs und des hochfesten Betons.

In Abb. 3.10 sind die Mittelwerte der auf beiden Seiten der Probe gemessenen Längenänderung zwischen den Lasteinleitungsstellen über den Zeitraum von 230 Tagen dargestellt. Die Ergebnisse zeigen eine große Streuung der absoluten Größe der Kriechverformungen und der Kriechgeschwindigkeit, die aus der Steigung der Kurven abgeleitet werden kann. Die Längenänderungen $w(t)$ betragen zum Ende der Messung zwischen 1,17 mm bei Probe B-E-cr-2 und 3,59 mm bei Probe B-E-cr-1. Die Kriechgeschwindigkeit nimmt bei Probe B-E-cr-2 nach etwa 34 Tagen deutlich ab und nähert sich frühzeitig einem Plateau, während sich die Kurvensteigung bei Probe B-E-cr-3 allmählich ändert und erst gegen Ende der Messung einem Plateau nähert. Die Kriechgeschwindigkeit bei Probe B-E-cr-1 geht erst gegen Ende des Messzeitraumes zurück.

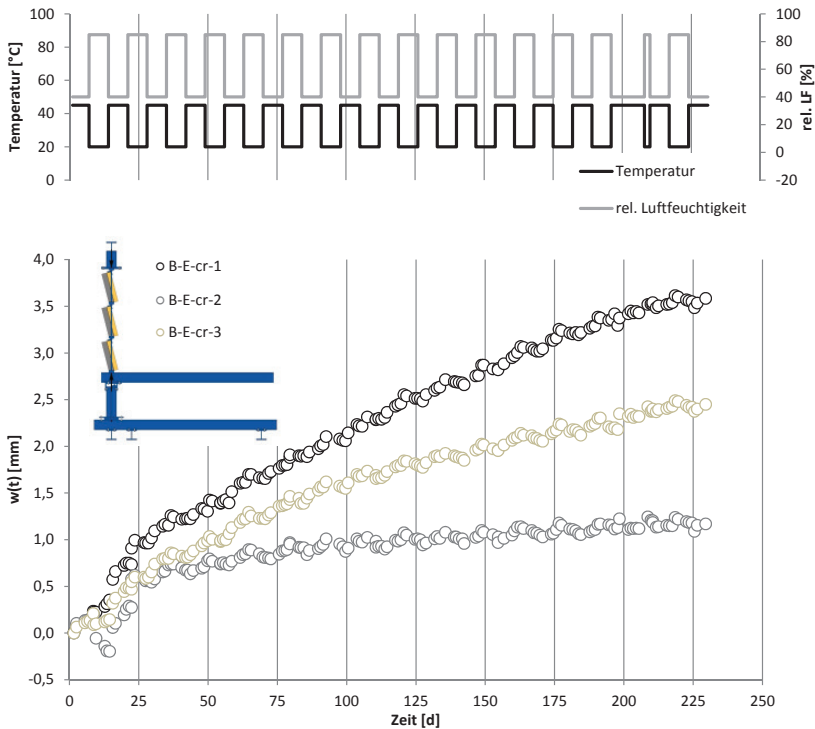


Abbildung 3.10: Kriechverformung der Verbundproben

Die Klimastufe 2 im Zeitintervall zwischen 196 Tagen und 203 Tagen dauerte auf Grund einer Störung der Klimaregelung 12 Tage statt 7 Tage. Dadurch wurde die darauf folgende Klimastufe 1 auf 2 Tage verkürzt.

Die Messungen der Kriechverformungen an insgesamt 16 Klimazyklen zeigen, dass bei einer Verbundspannung unterhalb von $2,00 \text{ N/mm}^2$ von Verformungen ausgegangen werden kann, welche sich einem Endwert nähern. An keiner Probe wurde das Erreichen des tertiären Kriechbereichs festgestellt.

In regelmäßigen Abständen wurden Verbundproben, die dem künstlichen Wechselklima ausgesetzt waren, entnommen und die Resttragfähigkeit wurde mit der Versuchsanordnung nach Abb. 3.5a bestimmt. Dies sollte Aufschluss über die Festigkeitsentwicklung des Verbundes bei Dauerlast und thermisch-hygrischer Beanspruchung liefern. Insbesondere war in diesem Zusammenhang die Alterung des Klebstoffes von Interesse, welche sich in einer Abnahme der Festigkeit und gleichzeitig kohäsivem Bruch des Klebstoffes gezeigt hätte. In Tab. 3.8 sind die Versuchsergebnisse dokumentiert. Die Holzfeuchte wurde mit dem elektronischen FMD Feuchtemessgerät der Fa. Brookhuis Micro-Electronics BV [Broo03] gemessen.

Nach der Entnahme der Proben wurde der Stahlwinkel zur Lasteinleitung aufgeklebt. Nach der erforderlichen Aushärtezeit des Klebstoffes von 7 Tagen wurden die Proben geprüft. Während dieser Zeit lagerten die Proben bei Raumtemperatur im Labor.

Bezeichnung	Lagerungsdauer [d]	Bruchkraft [kN]	Verbundfestigkeit [N/mm ²]	Holzfeuchte [%]
B-E-t0	-1	180,6	13,0	10,1
	-2	130,4	9,4	9,6
	-3	171,0	12,3	8,9
B-E-t6	-1	136,0	9,8	7,5
	-2	118,0	8,5	7,2
	-3	100,4	7,2	6,6
B-E-t15	-1	80,3	5,8	11,1
	-2	81,8	5,9	10,3
	-3	86,8	6,2	10,3
B-E-t27	-1	(36,2 ¹⁾)	(2,6)	7,2
	-2	81,0	5,8	6,6
	-3	65,6	4,7	7,0
B-E-t62	-1	131,1	9,4	6,9
	-2	153,3	11,0	7,6
	-3	115,9	8,3	7,5

1) Probe mit Defekt (lokale Eindrückungen im Holz und Biegebruch im Beton) ohne Wertung

Tabelle 3.8: Bestimmung der Verbundfestigkeit nach Dauerlastbeanspruchung bei künstlichen Wechselklimabedingungen

Abb. 3.11 zeigt typische Bruchbilder der Verbundproben. Bei der in Abb.3.11a dargestellten Probe B-E-t6-3 handelt es sich um Scherversagen des Holzes an der Grenzfläche zum Klebstoff. Holzversagen war dadurch gekennzeichnet, dass auf beiden Seiten der Bruchfläche Holzfasern an der Oberfläche anhafteten. Bei Probe B-E-t0-1 in Abb. 3.11b ist eine Kombination aus Holzversagen und kohäsivem Versagen des Klebstoffes erkennbar. Kohäsives Versagen des Klebstoffes lag dann vor, wenn auf beiden Seiten der Probe Klebstoffreste vorhanden waren. Die Bruchflächen aller Verbundproben sind in Anhang A.3.2 dokumentiert. Bei keiner Probe trat Betonversagen im Verbundbereich auf.

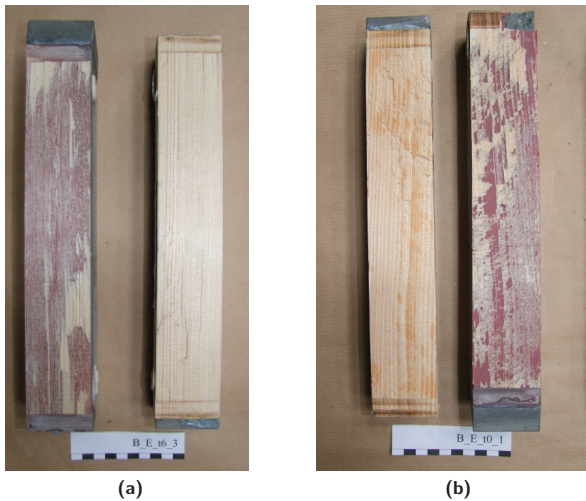


Abbildung 3.11: Typische Bruchbilder bei den Verbundproben (a) Versagen im Holz; (b) Kombination von Holzversagen und kohäsives Versagen im Klebstoff

Bei 71% der Verbundproben (B-E-t27-1 wurde auf Grund eines Defektes nicht in die Auswertung einbezogen) lag der Anteil des Holzversagens bei über 75%. Die Bruchflächen der übrigen 29% der Proben zeigten eine Kombination aus Holzversagen und kohäsivem Versagen des Klebstoffes (siehe Abb. 3.12).

Ein Zusammenhang zwischen Bruchflächenanteilen und Belastungsdauer konnte nicht festgestellt werden. Es lag sowohl bei den Proben ohne Klimabeanspruchung, als auch bei den Proben, die 105 Tage in der Klimakammer gelagert waren, eine Kombination aus Holzversagen und Klebstoffversagen vor. Ein hoher Anteil mit Holzversagen konnte bei den Proben mit 42 Tagen und 189 Tagen Belastungsdauer festgestellt werden. Es scheint ebenfalls keinen Zusammenhang zwischen den Bruchflächenanteilen und

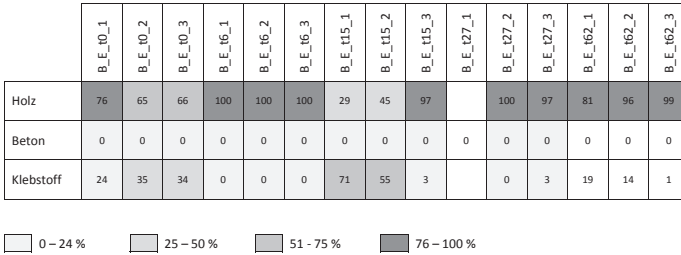


Abbildung 3.12: Verbundversuche - Anteil der Bruchflächen

der Höhe der Bruchlast zu geben. So war bei Proben mit hoher Verbundfestigkeit sowohl eine Kombination aus Holzversagen und kohäsivem Bruch, als auch reiner Holzversagen vorhanden.

Zunächst nahm die Festigkeit des Verbundes mit zunehmender Belastungsdauer ab (siehe Abb. 3.13). Die Verbundfestigkeit nach 434 Tagen Belastungsdauer war jedoch wieder überdurchschnittlich hoch. Es war kein zunehmender Anteil von kohäsivem Versagen des Klebstoffs mit zunehmender Belastungsdauer zu beobachten.

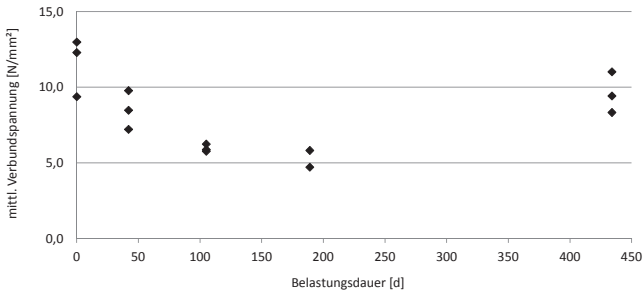


Abbildung 3.13: Verbundfestigkeit in Abhängigkeit von der Belastungsdauer

Bei der Bestimmung der Verbundfestigkeit wurde die Relativverschiebung zwischen dem Holzquerschnitt und dem Betonquerschnitt aufgezeichnet (siehe Abb. 3.5b). Die Last-Relativverschiebungskurve in Abb. 3.14 ist repräsentativ für die Verbundproben mit hoher Verbundfestigkeit. Während die mittlere Relativverschiebung auf der Unterseite bis zu etwa 140 kN linear ansteigt, geht die Kurve der oberen Wegaufnehmer bereits bei etwa 100 kN in einen plastischen Bereich über. Ursache sind plastische Verformungen am Lasteinleitungsbereich des Holzes.

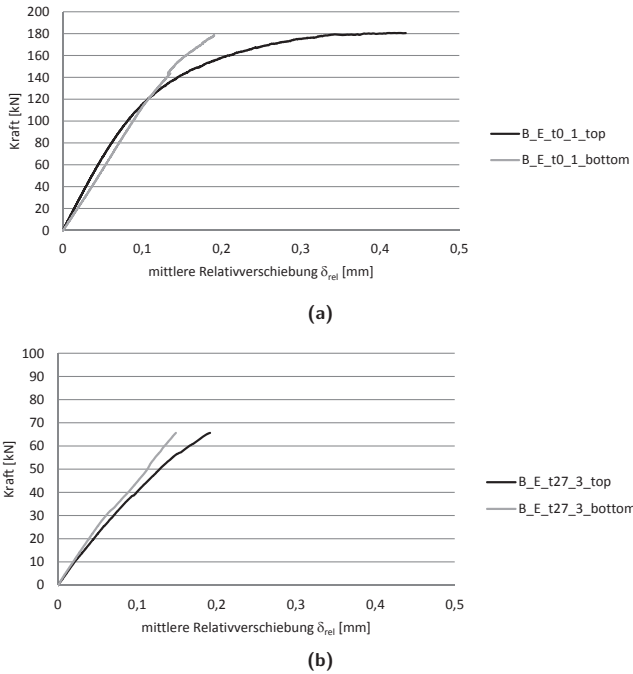


Abbildung 3.14: Typische mittlere Last-Relativverschiebungskurven von W1/W2 (top) von W3/W4 (bottom) bei der Bestimmung der Resttragfähigkeit (siehe Abb. 3.5b) (a) bei Proben mit hoher Verbundfestigkeit; (b) bei Proben mit geringer Verbundfestigkeit

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass weder eine Abnahme der Festigkeit über den betrachteten Zeitraum, noch ein zunehmender Anteil der Bruchflächen mit kohäsivem Versagen des Klebstoffes zu beobachten waren. Im Hinblick auf eine Bemessung des Klebeverbundes bei Dauerbeanspruchung unter thermisch-hygrischen Einwirkungen kann davon ausgegangen werden, dass die Schubfestigkeit des Holzes maßgebend bleibt.

Scherversuche

Tabelle 3.9 zeigt die Bruchkraft, die Scherfestigkeit und die Holzfeuchte der Scherproben nach der Dauerbeanspruchung im künstlichen Wechselklima. Eine Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der Belastungsdauer war, wie bei den Verbundproben, nicht

erkennbar (siehe Abb. 3.15). Die Scherfestigkeiten streuten sehr stark. Der kleinste Wert der Scherfestigkeit betrug $3,4 \text{ N/mm}^2$ nach einer Belastungsdauer von 21 Tagen. Der größte Wert betrug $13,2 \text{ N/mm}^2$ nach einer Belastungsdauer von 266 Tagen. Typische Bruchbilder der Scherproben zeigt Abb. 3.16. Wie bei den Verbundproben war hier Holzversagen und eine Kombination aus Holzversagen und kohäsivem Klebstoffversagen zu beobachten. Bei wenigen Proben wurde ein Bruch des Betons beobachtet. Das war auf mangelhafte Betonqualität zurückzuführen, die sich jedoch auf einzelne Proben beschränkte. Die Untersuchungen bestätigen die Ergebnisse bei den Verbundversuchen, dass die Verbundfestigkeit vom Holz bestimmt wird.

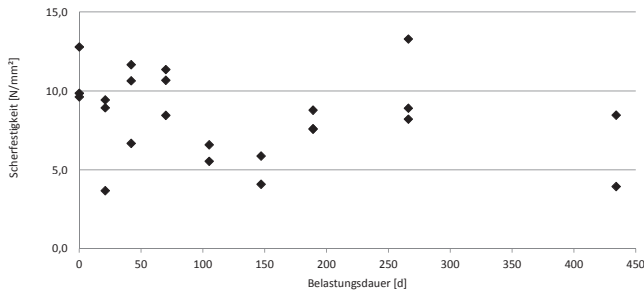


Abbildung 3.15: Scherfestigkeit in Abhängigkeit von der Belastungsdauer

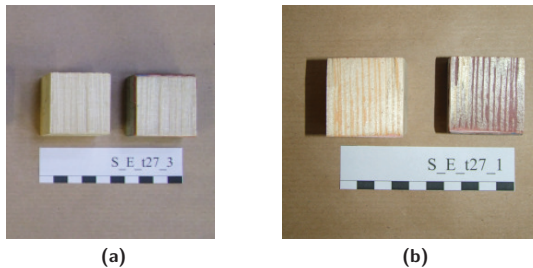


Abbildung 3.16: Typische Bruchbilder bei den Scherproben (a) bei Holzversagen; (b) bei einer Kombination aus Holzversagen und Bruch im Klebstoff

Bezeichnung		Belastungsdauer [d]	Bruchkraft [kN]	Scherfestigkeit [N/mm ²]	Holzfeuchte [%]
S-E-t0	-1	0	16,9	9,9	9,4
	-2		16,5	9,6	10,1
	-3		20,7	12,8	9,5
S-E-t3	-1	21	15,1	8,9	9,9
	-2		6,2	3,7	10,4
	-3		15,3	9,4	10,0
S-E-t6	-1	42	10,7	6,7	7,3
	-2		17,1	10,7	7,6
	-3		19,4	11,7	7,6
S-E-t10	-1	70	18,6	11,4	7,9
	-2		13,8	8,5	7,7
	-3		17,5	10,7	7,9
S-E-t15	-1	105	1) ¹⁾		10,2
	-2		10,4	6,6	9,9
	-3		8,7	5,6	10,5
S-E-t21	-1	147	6,3	4,1	14,7
	-2		1) ¹⁾		14,4
	-3		9,0	5,9	15,0
S-E-t27	-1	189	11,5	7,6	10,0
	-2		11,6	7,6	9,5
	-3		13,9	8,8	9,7
S-E-t38	-1	266	20,9	13,2	7,5
	-2		12,9	8,2	6,4
	-3		13,7	8,9	7,1
S-E-t62	-1	434	1) ¹⁾		11,2
	-2		6,3	4,0	11,5
	-3		13,6	8,5	11,2

1) Probe mit Holzbruch während der Klimalagerung

Tabelle 3.9: Bestimmung der Scherfestigkeit nach Dauerbeanspruchung bei künstlichen Wechselklimabedingungen

3.2.5 Holzfeuchte und lastunabhängige Verformungen

Über die gesamte Zeit der Einlagerung in der Klimakammer wurde die Holzfeuchte an jeweils drei Messstellen auf der Oberfläche (O1 bis O3), in der Mitte (M1 bis M3) und in der Nähe der Verbundzone (V1 bis V3) einer Referenzprobe (siehe Abb. 3.17) bestimmt. Dazu wurden in der Referenzprobe Bohrungen mit dem Abstand der Messspitzen des Feuchtemessgerätes vorgesehen. Um den Feuchtetransport über die Holzoberfläche in den Bohrungen zu minimieren, wurden Kunststoffrohre passgenau eingesetzt und abgedeckt. Der Querschnitt der Referenzprobe entsprach dem Holzquerschnitt der Verbundproben. Auf der Unterseite war eine Schicht Klebstoff aufgetragen. Es kann also davon ausgegangen werden, dass sich in den Verbundproben während der Klimalagerung die gleiche Holzfeuchte einstellte wie in der Referenzprobe. Die Holzfeuchte wurde mit dem elektronischen FMD Feuchtemessgerät der Fa. Brookhuis Micro-Electronics BV [Broo03] gemessen.

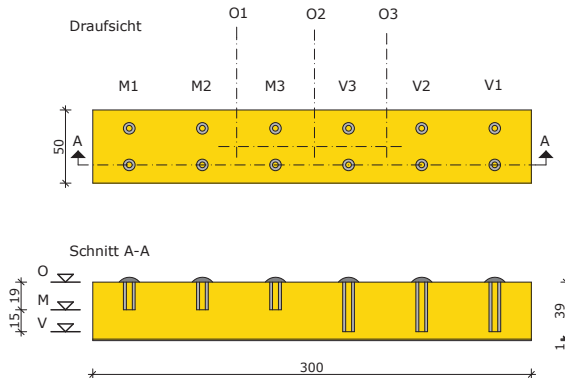


Abbildung 3.17: Referenzprobe zur Bestimmung der Holzfeuchte bei künstlichem Wechselklima

Den zeitlichen Verlauf der Mittelwerte der Holzfeuchte an den drei Messstellen zeigt Abb. 3.18. An der Oberfläche betrug der Maximalwert der mittleren Holzfeuchte 13,1%, und der Minimalwert 4,9%. Die Feuchteänderung an der Oberfläche betrug zwischen 7,6% und 5,3%. Die Holzfeuchte in der Mitte und am Verbund ist erwartungsgemäß gedämpft. In der Mitte betrug der Maximalwert der Holzfeuchte 9,6% und der Minimalwert 5,9%. Die Feuchteänderung in der Mitte betrug zwischen 2,6% und 0,9%. An der Verbundzone betrug der Maximalwert der mittleren Holzfeuchte 8,8% und der Minimalwert betrug 6,0%. Die Feuchteänderung an der Verbundzone lag zwischen 2,1% und 0,7%.

Die Ergebnisse der Feuchtemessung werden bei der Validierung des numerischen Modells für den Feuchtetransport in Abschn. 4.2.1 herangezogen.

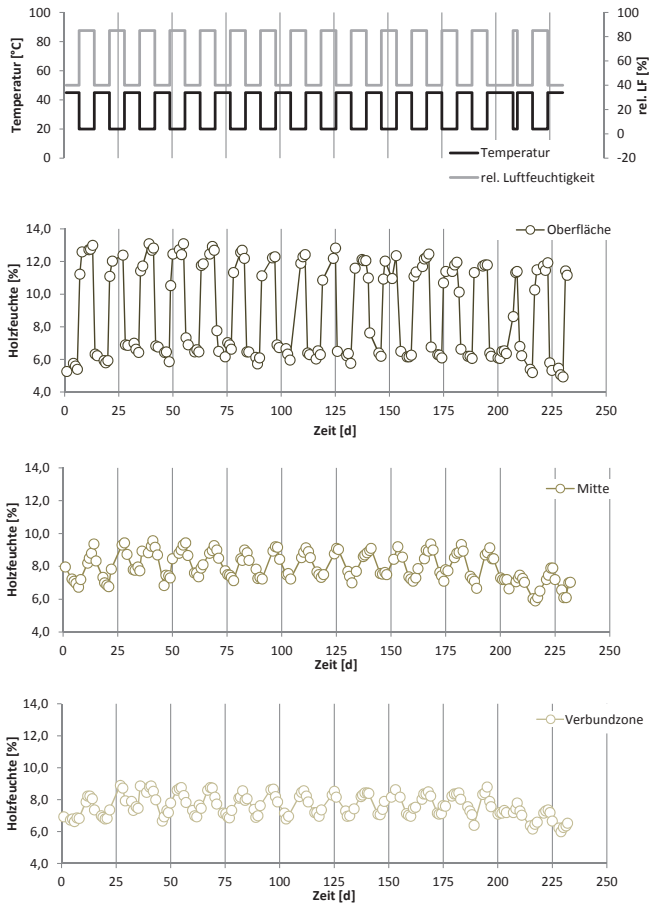


Abbildung 3.18: Holzfeuchte der Referenzprobe während der Klimalagerung an der Oberfläche, in halber Querschnittstiefe und an der Verbundzone

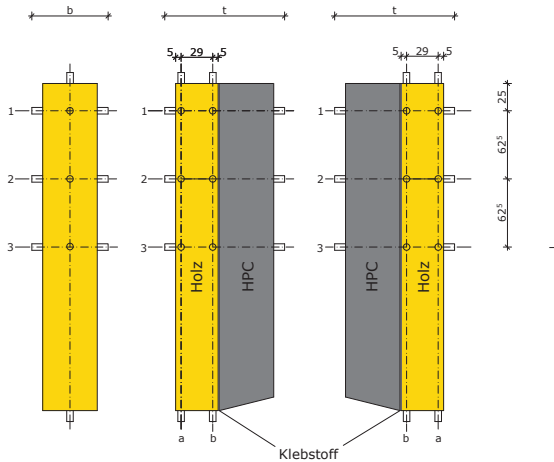


Abbildung 3.19: Probekörper zur Bestimmung der Verformungen infolge der thermisch-hygrischen Einwirkungen.

Die infolge der thermisch-hygrischen Einwirkungen auftretenden Verformungen der Verbundproben aus der Temperaturdehnung und dem Quellen und Schwinden des Holzes wurden an einem Prüfkörper bestimmt, der lastfrei dem Wechselklima ausgesetzt war. Abb. 3.19 zeigt die Probengeometrie und die Messstellen. Die Querschnittsabmessungen wurden mit einem digitalen Messschieber regelmäßig gemessen.

Die Mittelwerte der Längenänderungen von Δb_a am freien Rand des Holzes betrugen infolge des Klimawechsels zwischen 0,23 mm und 0,61 mm (siehe Abb. 3.20). An der Verbundzone wurden die Quell- und Schwinddehnungen des Holzes durch den starren Verbund behindert. Infolgedessen waren die gemittelten Längenänderungen an der Verbundzone Δb_b zwischen 0,12 mm und 0,34 mm geringer als die am freien Rand. Die Mittelwerte der Längenänderung Δt betrugen zwischen 0,16 mm und 0,45 mm.

Die Längenänderungen $\Delta b_{1,a}$, $\Delta b_{1,b}$ und Δt_1 jeweils in Achse 1 waren größer als die Längenänderungen in den Achsen 2 und 3 (siehe Abb. A.1, A.2, und A.3). Dies ist auf die größere Holzfeuchtedifferenz am Hirnholzende der Proben zurückzuführen, die durch den Einfluss des Feuchtetransports in Längsrichtung begründet ist.

Die Längenänderungen Δl_a und Δl_b in Längsrichtung des Holzes waren erwartungsgemäß deutlich kleiner als in Querrichtung. Hier waren die Differenzen am Verbund ebenfalls kleiner als am freien Rand (vgl. Abb. A.4).

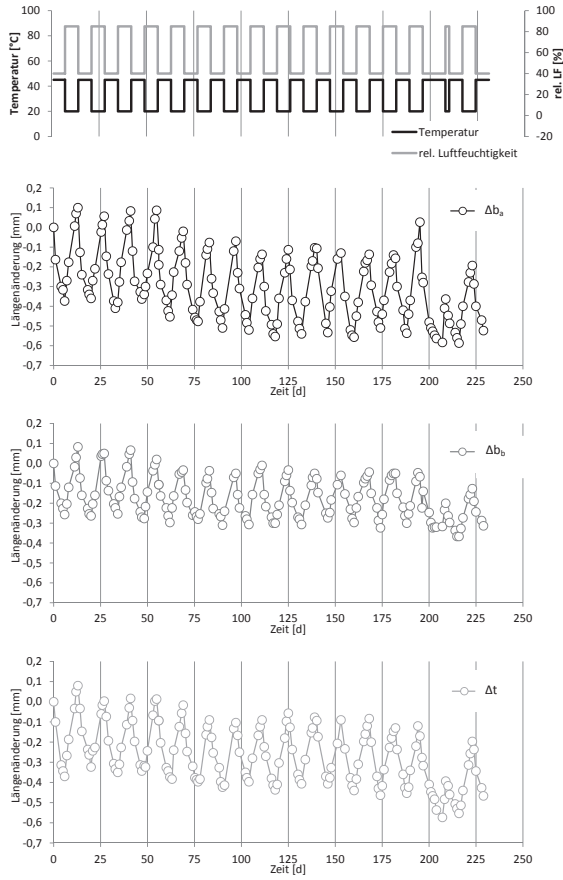


Abbildung 3.20: Mittelwerte der Längenänderungen am freien Rand Δb_a , an der Verbundzone (b_b) und Längenänderung Δt)

3.3 Experimentelle Untersuchungen zum Bauteilverhalten

3.3.1 Konzeption der Bauteile

Die Geometrie der für die Auslagerung konzipierten Bauteile wird durch die charakteristischen Eigenschaften der Fügepartner und durch ausführungstechnische und konstruktive Randbedingungen bestimmt. Die Druckfestigkeit von Beton beträgt mehr als das zehnfache der Betonzugfestigkeit. Die mittlere Zugfestigkeit von Fichteholz in Faserrichtung ist nach [DIN 68364] mit $f_t = 95 \text{ N/mm}^2$ etwa doppelt so hoch wie die Druckfestigkeit in Faserrichtung $f_c = 45 \text{ N/mm}^2$. Für die Konstruktion eines Biegebauteils ist es also naheliegend den Beton in der Druckzone und das Holz in der Zugzone anzuordnen. Durch die kontinuierliche starre Verbindung mittels Klebstoff können die Schubkräfte im Verbund optimal übertragen werden. Die Zusammensetzung von Holz und Beton für den Einsatz als biegebeanspruchte Decken-, Brücken- oder Dachelemente ist grundsätzlich in zwei Varianten möglich, als Vollquerschnitt und als II-Querschnitt. Die effektivste Erhöhung der Biegesteifigkeit im Vergleich zum Holzquerschnitt ist mit dem II-Querschnitt erreichbar (vgl. [Schä10a]).

Die Konzeption der Bauteile orientiert sich an der Schubbeanspruchung von 10,0 m bis 12,0 m langen Trägern mit einer fiktiven Eigenlast von $2,5 \text{ kN/m}^2$ und einer Verkehrslast von $5,0 \text{ kN/m}^2$. Lasten und Spannweiten bilden typische Bedingungen für eine Fußgängerbrücke ab. Aus technischen Erwägungen, im Hinblick auf die Prüfung und den Transport der Bauteile, wurde die tatsächliche Länge auf 4,20 m festgelegt (siehe Abb. 3.21).

Für die Betonplatten der Bauteile wurde hochfester Beton nach Rezeptur HPC-BK-4 verwendet (siehe Tab. 3.4). Die Betonplatte wurde zur Aufnahme von Biegemomenten und Querkraften in Querrichtung und für den Transport mittig in Längs- und in Querrichtung mit Betonstahl $\varnothing 8 \text{ mm}$ im Abstand von 15 cm bewehrt. Die Querbewehrung wurde auf der Grundlage der Bemessung zur Aufnahme der Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurt nach Abschnitt 6.2.4 der [DIN EN 1992-1-1] für die Momentenbeanspruchung im Bruchzustand bemessen. Die Anforderungen an die Betondeckung wurde aus der Expositionsklasse I nach [DIN EN 1992-1-1] abgeleitet. Dies schien für zwei Jahre Auslagerungsdauer ausreichend. Aus der erforderlichen Betondeckung und der Dicke der kreuzweise eingelegten Bewehrung resultierte eine minimale Plattendicke von 65 mm. Auf eine zulässige Abminderung der Betondeckung um 5 mm bei der Verwendung einer höheren Betonfestigkeitsklasse und um weitere 5 mm bei Gewährleistung einer Qualitätskontrolle wurde verzichtet.

Die Gurte der Bauteile bestanden aus Brettschichtholz der Holzart Fichte mit der Festigkeitsklasse GL24h nach [DIN EN 1194]. Die Querschnittsmaße der Holzgurte

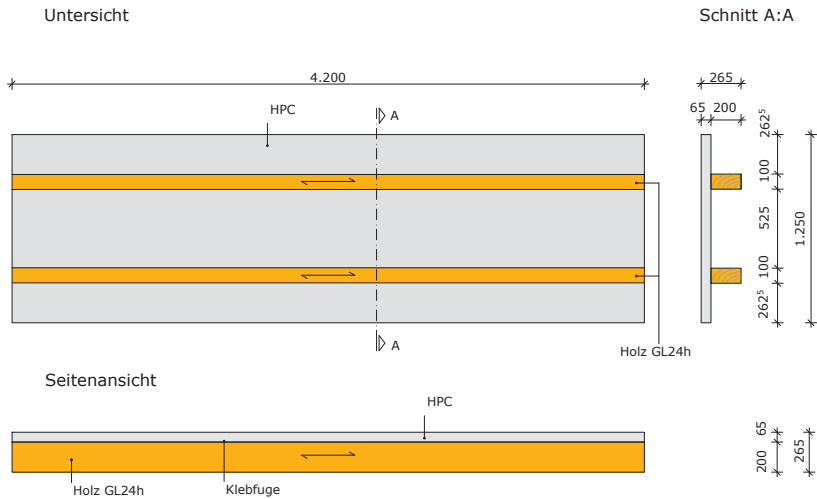


Abbildung 3.21: Geometrie der Bauteile

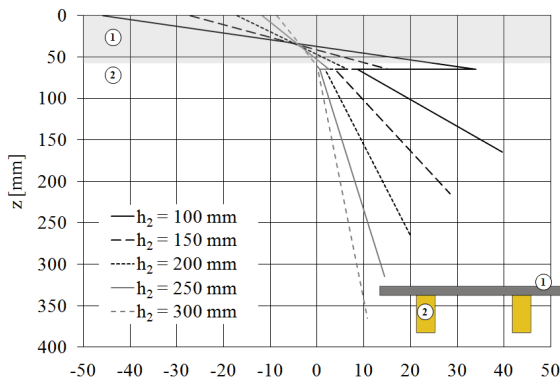


Abbildung 3.22: Normalspannungsverteilung bei variierender Höhe der Gurte h_2 unter Annahme linear-elastischen Materialverhaltens und starrem Verbund

wurden mit Breite $b = 100 \text{ mm}$ und Höhe $h = 200 \text{ mm}$ so gewählt, dass die Zugspannungen am unteren Rand des Betonquerschnitts die experimentell bestimmte mittlere Betonzugfestigkeit von $f_{ctm} = 7,6 \text{ N/mm}^2$ während der Auslagerung nicht erreichen. Abb. 3.22 zeigt die mit dem γ -Verfahren des [DIN EN 1995-1-1] berechneten Normalspannungsverteilung im Querschnitt bei einem Biegemoment von 80 kNm bei variierender Querschnittshöhe des Holzes. Dies entspricht etwa 50% der geschätzten Biegebeanspruchung im Bruchzustand.

Herstellung

Die Holzgurte wurden aus Brettschichtholz mit dem Querschnitt $b/h = 100/240 \text{ mm}$ herausgeschnitten. Unmittelbar vor dem Verkleben wurde die Oberfläche auf der zu verklebenden Seite gehobelt. Die Betonplatten wurden in einem Fertigteilwerk in einer Holzschalung auf einem Rütteltisch betoniert. Zur Nachbehandlung wurde der Beton mit Folie abgedeckt, um das Trocknungsschwinden möglichst zu reduzieren. Nach sieben Tagen erfolgte der Transport vom Fertigteilwerk ins Labor der Universität Kassel. Dazu wurde die Folie entfernt. Zum Transport wurden die Bauteile in der Schalung belassen.

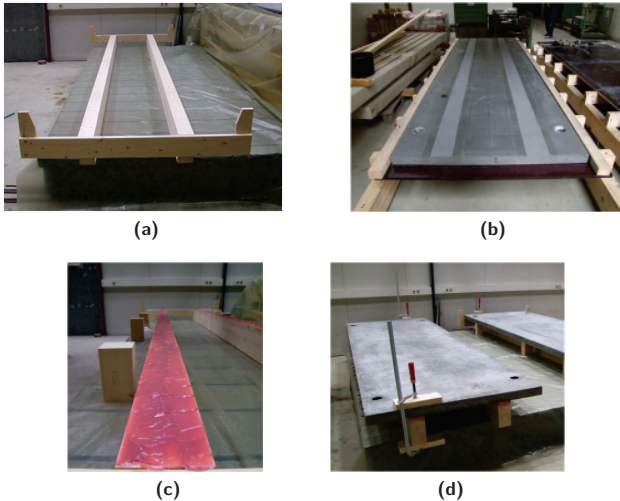


Abbildung 3.23: Herstellung der Bauteile Variante 1: Betonplatte mit Abstandhaltern auf die Holzgurte gelegt (a) Holzgurte mit gehobelter Oberfläche; (b) Betonplatte mit Oberflächenbehandlung im Bereich der Verklebung; (c) Holzgurt mit aufgetragenen Klebstoff; (d) zusammengefügtes Bauteil

Vor dem Verkleben wurde die Oberfläche der Betonplatten im Bereich der Klebeflächen mit Stahlkies der Körnung 80 - 150 μm gestrahlt (siehe Abb. 3.23b).

Beim Zusammenfügen der Bauteile wurden zwei unterschiedliche Vorgehensweisen angewendet. Die Bauteile E 1.1 und E 1.2 wurden so hergestellt, dass die Holzgurte auf einer planebenen Oberfläche ausgerichtet und mit einer Schablone fixiert wurden (siehe Abb. 3.23a), in welche die Betonplatte eingeführt werden konnte. Die Betonplatte wurde zunächst ohne Klebstoff aufgesetzt, um die Ebenheitstoleranzen zwischen der Betonplatte und den Gurten kontrollieren zu können. Diese betrugen bei beiden Bauteilen bis zu 3 mm. Danach wurden Abstandhalter in Form von senkrechten Kanthölzern neben den Holzgurten platziert, um eine Fugenbreite von mindestens 1 mm zu gewährleisten (siehe Abb. 3.23c). Der Klebstoff wurde mittig auf die Gurte aufgetragen und zu den Seiten hin abgestrichen. Der überschüssige Klebstoff wurde beim Aufsetzen der Betonplatte zu beiden Seiten verdrängt. Auf der Außenseite der Gurte konnte der überschüssige Klebstoff entfernt werden. Eine sofortige Kontrolle der Klebfuge und nachträgliches Abstreichen des Klebstoffes zwischen den Gurten war nicht möglich.

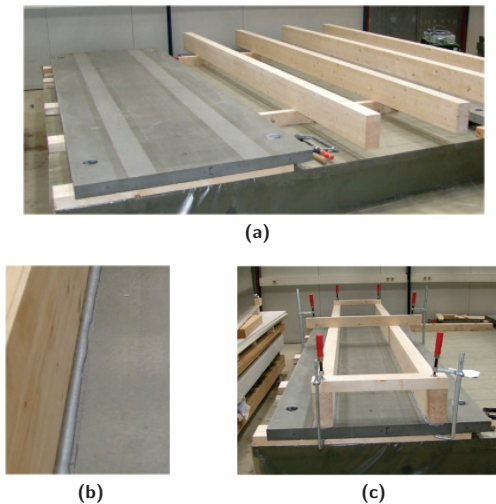


Abbildung 3.24: Herstellung der Bauteile Variante 2: Holzgurte auf der Betonplatte fixiert (a) Betonplatte mit Oberflächenbehandlung im Bereich der Verklebung und Holzgurte auf gehobelter Oberfläche; (b) Klebfuge; (c) zusammengefügtes Bauteil

Bei den Bauteile E 2.1 und E 2.2 wurde die Betonplatte auf eine planebene Oberfläche aufgelegt (siehe Abb. 3.24a). Der Klebstoff wurde wie zuvor beschrieben auf die Gurte aufgetragen. Nun wurden die Gurte auf die Betonplatte aufgesetzt. Manuelles

Andrücken verdrängte überschüssigen Klebstoff zu den Seiten hin. Bei dieser Verfahrensweise erwies sich als Vorteil, dass die Klebfuge von allen Seiten her einsehbar war und so kontrolliert werden konnte, dass an jeder Stelle Klebstoff zu den Seiten herausgedrückt wurde. Als Nachteil dieser Variante erwies sich, dass die Dicke der Klebfuge nicht definiert war. Daher wird für die Herstellung die Variante 1 empfohlen.

Die Bauteile wurden nach der Herstellung bis zur Durchführung der Voruntersuchungen bei Laborbedingungen gelagert.

3.3.2 Voruntersuchungen

Elastisches Verhalten

Vor der Auslagerung wurde das elastische Verhalten der Bauteile bestimmt. Der Versuchsaufbau (siehe Abb. 3.25) entspricht den Vorgaben der [DIN EN 408] zur Bestimmung des globalen Biege-Elastizitätsmoduls von Holzträgern. Dieser Versuchsaufbau war schon von Schäfers [Schä10a] für Belastungsversuche von Holz-Beton-Verbundbauteilen eingesetzt worden.

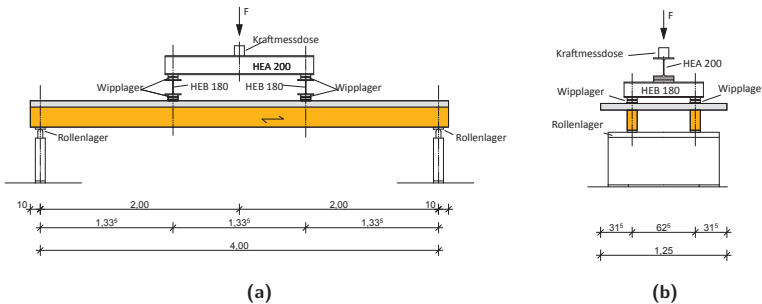


Abbildung 3.25: Versuchsaufbau zur Bestimmung der elastischen Eigenschaften im 4-Punkt-Biegeversuch (a) Längsansicht (b) Queransicht

Die Träger wurden in 10 Lastzyklen mit einer Kraft zwischen 5% und 20% der erwarteten Bruchlast von $F_{est} = 237,4 \text{ kN}$ beaufschlagt. Die Kraft wurde durch einen Hydropuls-Zylinder weggesteuert mit einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,2 mm/s aufgebracht und mit einer Kraftmessdose mit 250 kN Nennlast zwischen Zylinder und Lasteinrichtung gemessen. Das Eigengewicht der Lasteinrichtung betrug 2,1 kN. Die einwirkende Kraft wurde durch die Stahlträger in den Drittelpunkten der Bauteile, jeweils in Trägerachse eingeleitet (siehe Abb. 3.25). Die Träger lagerten auf einem festen und einem horizontal verschiebblichen Rollenlager. Zwischen den Rollenlagern

Bezeichnung	Lage	Messgröße	Messbereich
W_1, W_2	Feldmitte	Vertikalverschiebung	0 - 20 mm
W_3, W_4, W_5, W_6	Trägerende	Horizontalverschiebung zw. Platte und Träger	0 - 2 mm
W_7, W_8, W_9, W_{10}	Auflager	Vertikalverschiebung Auflager	0 - 10 mm

Tabelle 3.10: Lage, Messgröße und Messbereich der Wegaufnehmer

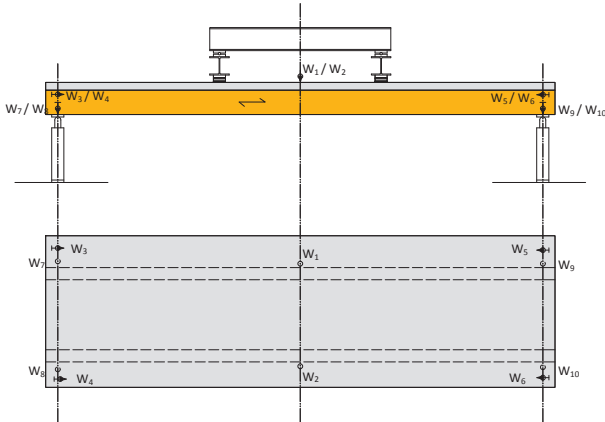


Abbildung 3.26: Anordnung der Wegaufnehmer im 4-Punkt-Biegeversuch

und der Unterseite der Holzgurte waren Stahlplatten mit einer Fläche von 100/100 mm angeordnet, um die Auflagerpressung zu reduzieren.

Die Vertikalverschiebung der Bauteile wurde in Feldmitte mit den induktiven Wegaufnehmern W_1 und W_2 gemessen (siehe Tab. 3.10). Die Eindrückung der Auflager wurde mit den Wegaufnehmern W_7 bis W_{10} bestimmt (siehe Abb. 3.26 und Abb. 3.27) und von der Vertikalverschiebung in Feldmitte abgezogen. Die Relativverschiebung zwischen Betonplatte und Holzgurt wurde am Trägerende mit den Wegaufnehmern W_3 bis W_6 bestimmt.

Abb. 3.28 zeigt die Last-Verschiebungskurven der Bauteile bei alternierender Last. Bei allen Bauteilen ist ein leicht hysteretisches Verhalten erkennbar, welches bei den Bauteilen E 1.1 und E 1.2 weniger ausgeprägt ist als bei den Bauteilen E 2.1 und E 2.2. Die Vertikalverschiebungen in Feldmitte bei einer vertikalen Einwirkung in Höhe von 46 kN, dieser Wert entspricht 20% der erwarteten Bruchlast, betragen zwischen 4,8 mm im Fall von Bauteil E 1.2 und 5,9 mm im Fall von Bauteil E 1.1 (siehe Tab. 3.11). Die um 17% größere Durchbiegung von Bauteil E 1.1 im Vergleich zur mittleren

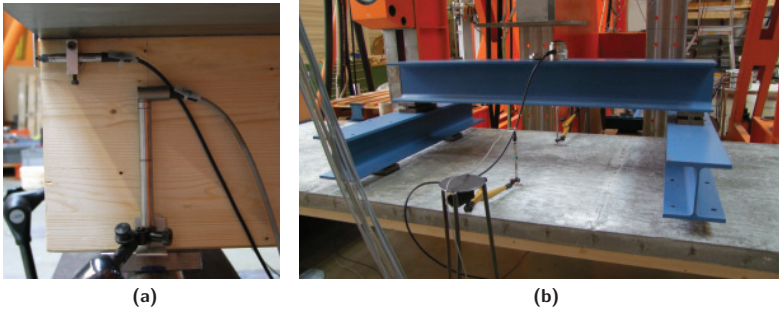


Abbildung 3.27: Detailsansicht (a) Wegaufnehmer am Auflager und am Trägerende (b) der Wegaufnehmer in Feldmitte und der Lasteinrichtung

Bauteil	u [mm]
E 1.1	5,9
E 1.2	4,8
E 2.1	5,1
E 2.2	5,2

Tabelle 3.11: Vertikalverschiebung der Bauteile in Feldmitte während der Lastzyklen bei einer vertikalen Einwirkung in Höhe von 46 kN (20% der erwarteten Bruchlast)

Durchbiegung der übrigen Bauteile kann durch den geringeren Elastizitätsmodul der Holzgurte T 1.1.1 und T 1.1.2 erklärt werden (siehe A.5). Dieser liegt bei T 1.1.1 um 8% und bei T 1.1.2 um 26% unter dem Mittelwert. Bei Bauteil E 1.1 und E 1.2 gingen die Vertikalverschiebungen nach der Entlastung wieder auf Null zurück. Bei den Bauteilen E 2.1 und E 2.2 verblieb nach der Entlastung eine Restverformung in Höhe von 2,7% bzw. 1,7% bezogen auf die Vertikalverschiebung bei 20% der erwarteten Bruchlast. Die Ursache können viskoelastische Effekte oder Unebenheiten an der Messeinrichtung sein.

Ein Entkoppeln des Klebstoffes wurde bei keinem der Bauteile festgestellt. Die Relativverschiebungen zwischen den Betonplatten und den Holzgurten waren sehr gering. Der Maximalwert trat bei Bauteil E 2.2 mit 0,011 mm auf. Die horizontalen Verschiebungen gingen nach Entlastung bei allen Bauteilen wieder in die Ausgangsposition zurück.

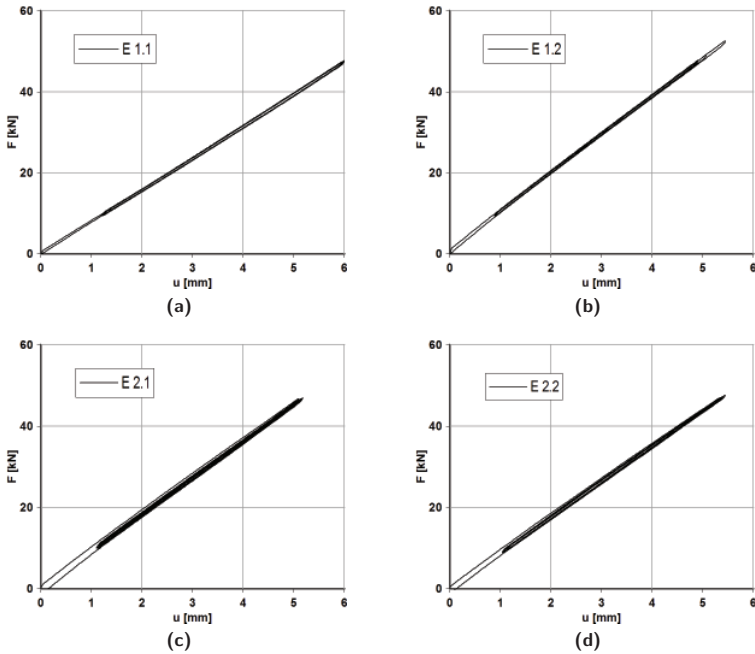


Abbildung 3.28: Last-Verformungskurve der Bauteile (a) E 1.1; (b) E 1.2; (c) E 2.1; (d) E 2.2 unter alternierender Last zwischen 5% und 20% der erwarteten Bruchlast

Messung der Eigenfrequenzen

Für den Anwendungsfall der Holz-Beton-Verbunbauteile als Decken- oder Brückenelemente ist die Kenntnis des Schwingungsverhaltens von Bedeutung. Niedrige Eigenfrequenzen und die damit verbundenen Beschleunigungen werden von den Nutzern als unbehaglich empfunden. In [DIN EN 1995-1-1] ist im Abschnitt 7.3.3 eine Berechnungsgleichung der Eigenfrequenz von rechteckigen Decken und Holzbalkendecken angegeben.

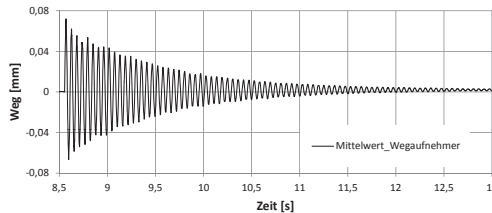
$$f = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_l}{m}} \quad (3.1)$$

mit:

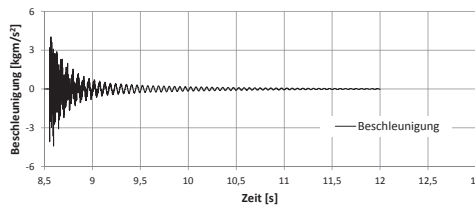
f	erste Eigenfrequenz [1/s]
m	Masse je Flächengewicht [kg/m ²]
l	Deckenspannweite [m]
EI_l	Biegesteifigkeit um die Achse rechtwinklig zur Balkenrichtung [Nm]

Die mit Gl. (3.1) bestimmte Eigenfrequenz der Bauteile beträgt 20,9 Hz.

Die Eigenfrequenzen wurden ebenfalls experimentell bestimmt. Dazu wurden die Bauteile in Feldmitte mit einem 250g Impulshammer angeregt. Die Schwingungen wurden mit induktiven Wegaufnehmern und einem Beschleunigungsaufnehmer in Feldmitte gemessen. In Abb. 3.29 sind der Verlauf der Beschleunigungen über die Zeit und der Verlauf der Wegmessung über die Zeit exemplarisch für Bauteil E 1.1 dargestellt. Während die Beschleunigungsmessung von höherfrequenten Schwingungen überlagert wurden, konnten die Ergebnisse der Wegaufnehmer direkt zur Bestimmung der Eigenfrequenzen herangezogen werden.



(a)



(b)

Abbildung 3.29: Schwingungsmessung (a) Beschleunigung (b) Mittelwerte der Wegaufnehmer

Die Eigenfrequenz wurde mit Gl. (3.2) aus der mittleren Periodendauer der ersten 10 Schwingungszyklen bestimmt. Die Eigenfrequenzen der Bauteile E 1.2, E 2.1 und E 2.2 liegen im Bereich der rechnerisch bestimmten Eigenfrequenz. Die Eigenfrequenz von Bauteil E 1.1 ist um 3 Hz niedriger als der berechnete Wert. Der niedrigere Wert

Bauteil	f [1/s]
E 1.1	17,9
E 1.2	20,0
E 2.1	19,7
E 2.2	19,6

Tabelle 3.12: Eigenfrequenz der Bauteile

der Eigenfrequenz korreliert mit der geringeren Steifigkeit von E 1.1, die bereits beim elastischen Verhalten beobachtet worden war.

$$f = \frac{1}{T} \tag{3.2}$$

mit:

T Periodendauer [s]

3.3.3 Langzeitverhalten bei natürlichen Klimabedingungen

Konzeption des Versuchsstands

Die Auswirkungen von thermisch-hygrischen Einflüssen auf das Langzeitverhalten der Holz-Beton-Verbundbauteile wurden bei natürlichen Klimabedingungen untersucht. Dazu wurden die Bauteile für einen Zeitraum von zwei Jahren im Außenbereich über einem Gewässer im Schwalm-Eder-Kreis in Hessen (N 50° 53.989'; E 009° 19.026') ausgelagert und einer Dauerlast ausgesetzt (siehe Abb. 3.30). Auf Grund der örtlichen Situation war von realitätsnahen hygrischen Beanspruchungen auf das Holz auszugehen.



Abbildung 3.30: Versuchsstand der Bauteile über einem Gewässer im Winter 2012-2013

Alle Bauteile wurden mit zwei Einzellasten in den Drittelpunkten der Spannweite belastet. Jeweils zwei Bauteile wurden gegeneinander verspannt (siehe Abb. 3.31). Die Last wurde mittels einer Federkonstruktion in die Bauteile eingeleitet. Vor der Auslagerung wurden die Kennlinien der Federn bestimmt. Während der Versuchsdauer wurden die Federwege regelmäßig mit einem digitalen Messschieber gemessen. So war eine detaillierte Aufzeichnung der Belastungshistorie möglich. Auf ein Nachjustieren der Federn wurde verzichtet.

Bei Brückenkonstruktionen mit Holz-Beton-Verbundquerschnitten werden die Holzquerschnitte in der Praxis so angeordnet, dass der direkte Kontakt mit Niederschlagswasser ausgeschlossen ist. Diese konstruktiven Grundsätze wurden auch bei der Ausführung des Versuchsstandes umgesetzt. Die Betonplatte übernahm die obere Abdichtung. Seitlich und stirnseitig wurden Abdeckungen zum Schutz vor Niederschlagswasser so angeordnet, dass der Feuchteausgleich des Holzes mit dem Umgebungsklima nicht beeinträchtigt wurde.

Je zwei Bauteile wurden auf eine Unterkonstruktion in das Bachbett gestellt. Zur Aussteifung wurde die Unterkonstruktion abgestrebt. Die Bauteile wurden im September 2012 aufgebaut und belastet.

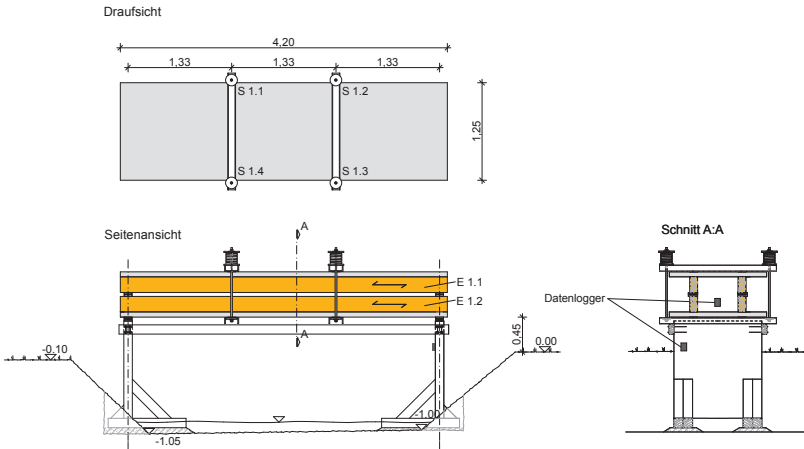


Abbildung 3.31: Versuchsstand der Bauteile über dem Gewässer am Beispiel der Bauteile E 1.1 und E 1.2; Draufsicht, Seitenansicht und Schnitt A:A

Zur Messung der Durchbiegungen wurden Messskalen an den Auflagerpunkten und in Feldmitte der Bauteile angebracht. Die Vertikalverschiebung wurde mittels Planplattennivellier mit einer Anzeigegenauigkeit von 1/100 mm regelmäßig gemessen. Der Abbau der Bauteile erfolgte im Oktober 2014.

Festlegung des Lastniveaus

Die Einwirkungen auf die Bauteile orientieren sich an typischen Trägern für eine Fußgängerbrücke mit Spannweiten zwischen 10,0 m und 12,0 m. Die Dauerlast wurde so gewählt, dass an der Verbundfuge der Bauteile Schubspannungen entstehen, welche den Schubspannungen von Brückenträgern mit 10,0 bis 12,0 m Spannweite entsprechen würden. Nach [DIN EN 1995-1-1] sind bei der Abschätzung der Kriechverformungen ständige Einwirkungen aus dem Eigengewicht der Konstruktion und quasi-ständige veränderliche Einwirkungen zu berücksichtigen. Die quasi-ständigen veränderlichen Einwirkungen werden mit dem Kombinationsbeiwert ψ_2 angesetzt. Nach [DIN FB 101] beträgt der Kombinationsbeiwert bei Fußgänger- und Radwegbrücken $\psi_2 = 0,2$.

Tabelle 3.13 zeigt die Schubspannungen von Trägern mit 10,0 m und 12,0 m Spannweite an der Klebfuge unter Zugrundelegung einer ständigen Einwirkung von 2,5 kN/m² und veränderlichen Einwirkungen von 5,0 kN/m². Es wird zwischen $\psi_2 = 0$ (nur ständige Einwirkungen) und $\psi_2 = 0,2$ (ständige Einwirkungen und quasi-ständiger Anteil der veränderlichen Einwirkungen) unterschieden. Die Schubspannungen an der

Verbundfuge zwischen Auflager und Lasteinleitungsstelle betragen nach den Regeln der Elastizitätstheorie zwischen $0,42 \text{ N/mm}^2$ und $0,71 \text{ N/mm}^2$.

l [m]	g [kN/m ²]	ψ_2 [—]	q [kN/m ²]	τ [N/mm ²]
10,0		0,0		0,42
	2,5	0,2	5,0	0,59
12,0		0,0		0,51
		0,2		0,71

Tabelle 3.13: Schubspannungen an der Klebfuge bei Trägern mit 10,0 m und 12,0 m Spannweite

Am Versuchsstand wird das obere Bauteil vom Eigengewicht der Konstruktion und der Einwirkung aus der Feder beansprucht. Im Fall des unteren Bauteils wirkt das Eigengewicht entlastend (siehe Abb. 3.32). Die Federkräfte auf Bauteil E 1.1 und E 1.2 betragen jeweils 10,5 kN. Aus zwei Federn resultiert eine Last von 21,0 kN. Die Schubspannungen an der Klebfuge betragen zum Zeitpunkt der Erstbelastung $0,69 \text{ N/mm}^2$ bzw. $0,49 \text{ N/mm}^2$ (siehe Tab. 3.14) und sind in der gleichen Größenordnung wie die Schubspannungen der Brückenträger. Bauteil E 2.1 und E 2.2 wurden mit Federkräften in Höhe von 9,5 kN belastet. Aus zwei Federn resultiert eine Last von 19,0 kN. Die Schubspannungen an der Klebfuge zwischen $0,43 \text{ N/mm}^2$ und $0,61 \text{ N/mm}^2$ entsprechen ebenfalls dem für die Brückenträger berechneten Schubspannungsniveau.

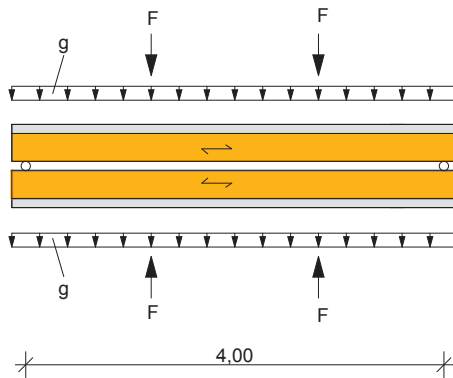


Abbildung 3.32: Einwirkungen auf die Bauteile

Die Federkraft wird von der Durchbiegung der Bauteile beeinflusst. Nimmt die Durchbiegung der Bauteile zu, wird der Federweg länger und die Federkraft geht zurück. Die Durchbiegung der Bauteile nimmt nach dem Aufbringen der Federkraft infolge

Bauteil	g [kN/m ²]	F [kN]	τ_{Adh} [N/mm ²]
E 1.1	1,8	21,0	0,69
E 1.2			0,49
E 2.1		19,0	0,61
E 2.2			0,43

Tabelle 3.14: Rechnerische Schubspannungen an der Klebefuge bei den Bauteilen

des Kriechens zu und die zeitabhängigen Durchbiegungen werden von thermisch-hygrischen Effekten überlagert. Infolgedessen ist die auf die Bauteile einwirkende Federkraft nicht konstant. Abb. 5.4 zeigt den Verlauf der Mittelwerte der Federkräfte, die aus dem Federweg zurückgerechnet wurden, über die Zeit.

Die Differenz der mittleren Federkraft am Versuchsstand der Bauteile E 1.1 und E 1.2 betrug am Ende der Laufzeit des Versuchs 85,7% der anfangs aufgetragenen Kraft. Die mittlere Federkraft an E 2.1 und E 2.2 ging auf 80,0% zurück.

Der zeitliche Verlauf der Federkräfte wird in Abschn. 5.1.2 bei der Simulation des Langzeitverhaltens der Bauteile benötigt.

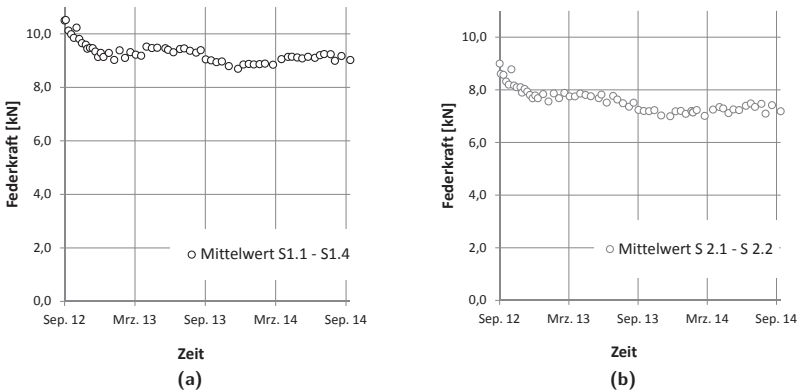


Abbildung 3.33: Mittelwerte der Federkräfte über die Zeit (a) Mittelwerte der Federn S 1.1 bis S 1.4 am Versuchsstand der Bauteile E 1.1 und E 1.2 (b) Mittelwerte der Federn S 2.1 bis S 2.4 am Versuchsstand der Bauteile E 2.1 und E 2.2

Klimamessung und Holzfeuchte

Um die thermisch-hygrischen Einflüsse auf das Langzeitverhalten bestimmen zu können, wurde die Temperatur und die Luftfeuchte am Versuchsstand mit zwei Datenloggern vom Typ Testo 174H stündlich aufgezeichnet. Ein Datenlogger war im Zwischenraum der Bauteile platziert. Der zweite Datenlogger war an der Unterkonstruktion unterhalb der Bauteile montiert (siehe Abb. 3.31). Der Temperaturverlauf stimmte bei beiden Datenloggern nahezu überein. Der Temperaturdifferenz vom Zwischenraum zum Außenbereich betrug im Jahresmittel $0,35\text{ }^{\circ}\text{C}$. Die Luftfeuchte war im Zwischenraum im Jahresmittel um $2,53\text{ }\%$ niedriger als außerhalb der Bauteile.

Der zeitliche Verlauf von Temperatur und relativer Luftfeuchtigkeit ist in Abb. 3.34 dargestellt. In den Wintermonaten steigt die relative Luftfeuchte zeitweise für die Dauer von 6 Tagen auf $95,3\text{ }\%$ bis $99,9\text{ }\%$ an. Die kleinsten Werte der Luftfeuchte betragen um die $40\text{ }\%$. Insgesamt ist das Klima am Standort der Bauteile - wie zu erwarten war - vergleichsweise feucht.

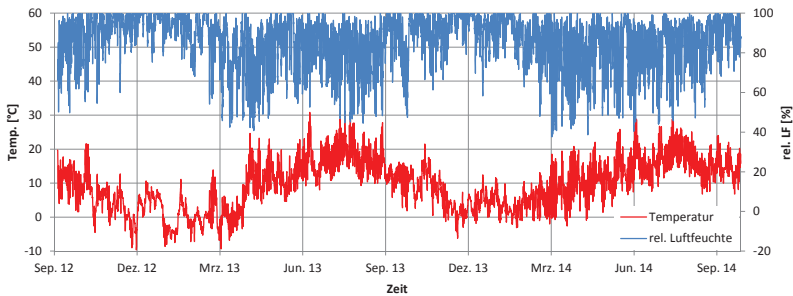


Abbildung 3.34: Temperatur und Luftfeuchte am Standort der Bauteile

Die Holzfeuchte wurde regelmäßig an einer Referenzprobe aus Brettschichtholz gemessen, die aus einem Abschnitt der für die Bauteile verwendeten Balken herausgeschnitten worden war. Die Daten wurden mit einem elektronischen Feuchtemessgerät (vgl. [Broo03]) jeweils an drei Messpunkten an der Oberfläche, in einer Tiefe von 25 mm und in einer Tiefe von 50 mm bestimmt. Abb. 3.35 zeigt den Verlauf der aus drei Messungen bestimmten Mittelwerte der Holzfeuchte.

Während der Unterschied zwischen den in 25 mm Tiefe und in 50 mm Tiefe gemessenen Werten mit rd. $1\text{ }\%$ relativ gering ist, werden an der Oberfläche sehr unterschiedliche Werte gemessen. Zu Beginn der Auslagerungsdauer steigt die Holzfeuchte in 25 mm Tiefe und in 50 mm Tiefe im ersten Winter zunächst bis auf $16\text{ }\%$ an. Nachdem die rel. Luftfeuchte in den darauffolgenden Sommermonaten zurückgeht, ist auch bei der Holzfeuchte ein Rückgang auf $14,8\text{ }\%$ zu verzeichnen. Im zweiten Winter beträgt der

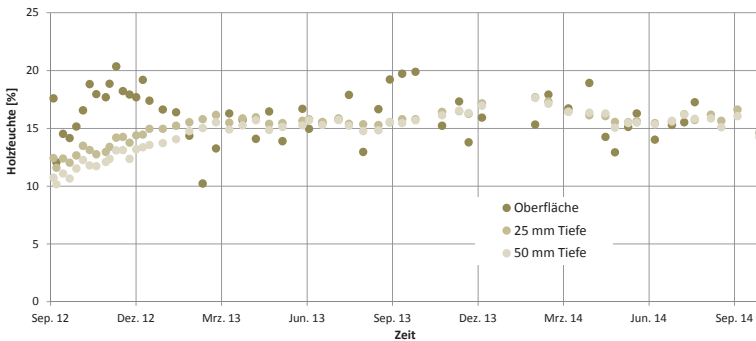


Abbildung 3.35: Mittelwerte der an der Referenzprobe gemessenen Holzfeuchte an der Oberfläche, in 25 mm Tiefe und in 50 mm Tiefe

Maximalwert der Holzfeuchte in 25 mm und in 50 mm Tiefe 17,7 %. Die Werte in 25 mm Tiefe und in 50 mm Tiefe sind nahezu identisch. Während der zwei Jahre lag die mittlere Holzfeuchte im Inneren der Balken immer unter 20%. Das bestätigt die Ansätze für Nutzungsklasse 2 gemäß [DIN EN 1995-1-1-NA].

Verformungen

Der zeitliche Verlauf der Durchbiegungen in Feldmitte bei den Bauteilen E 1.1, E 1.2, E 2.1 und E 2.2 ist in Abb. 3.36 dargestellt. Nach dem Aufbringen der Last im September 2012 stieg die Durchbiegung bei allen Bauteilen kontinuierlich an und erreichte im Winter 2012/2013 bei tiefen Temperaturen und hoher rel. Luftfeuchte ihren ersten Maximalwert. Infolge der hohen Luftfeuchte stieg auch die Holzfeuchte während dieser ersten Phase kontinuierlich an (siehe Abb. 3.35). Mit steigenden Temperaturen und sinkender rel. Luftfeuchte im Frühjahr gehen die Durchbiegungen bei den Bauteilen E 1.1, E 1.2 und E 2.1 auf rd. 90% des bisher erreichten Niveaus zurück. Vom April bis zum August 2013 bleiben die Durchbiegungen bei den Bauteilen E 1.1, E 1.2, E 2.1 und E 2.2 auf annähernd konstantem Niveau oder steigen nur leicht an. Im Herbst 2013 ist verbunden mit rückläufigen Temperaturen und steigender rel. Luftfeuchte ein erneuter Anstieg der Durchbiegungen mit einem zweiten Maximum im Winter 2013/2014 zu verzeichnen. Das Maximum im zweiten Winter liegt über dem Maximalwert des ersten Winters. Im Frühjahr 2014 wurden wieder leicht rückläufige Durchbiegungen beobachtet.

Einen Sonderfall stellt Bauteil E 2.1 dar, bei dem der Verlauf der Durchbiegungen ab dem Frühjahr 2013 von dem Verlauf der Durchbiegungen bei den anderen Bauteilen abweicht. Die Ursache ist eine teilweise Delamination im Bereich der Klebfuge zwischen

3.3 Experimentelle Untersuchungen zum Bauteilverhalten

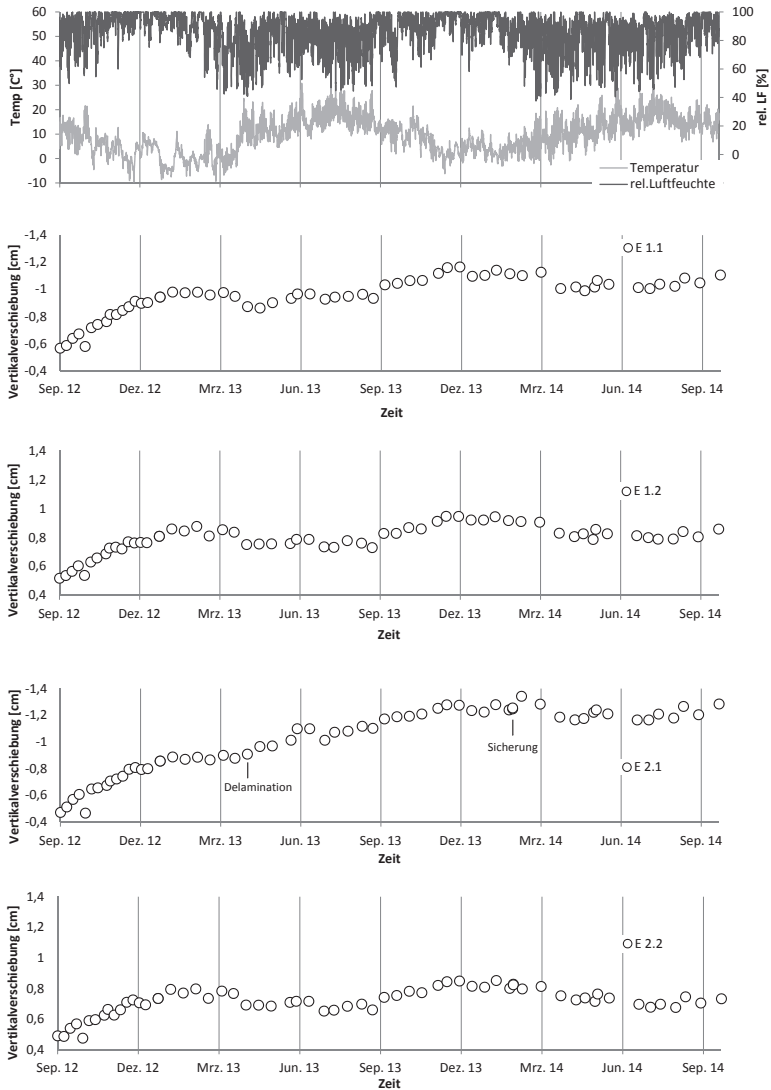


Abbildung 3.36: Messwerte der Durchbiegungen der Bauteile E 1.1, E 1.2, E 2.1 und E 2.2 in Feldmitte im Untersuchungszeitraum

Holz und Beton (siehe Abb. 3.37a), die im Frühjahr 2013 auftrat. Durch das Fixieren der Träger auf der Betonplatte bei der Herstellung war vermutlich zu viel Klebstoff aus der Fuge gedrückt worden. Im Februar 2014 wurden bei E 2.1 die Betonplatte und die Holzgurte durch je eine Gewindestange im Auflagerbereich gesichert (siehe Abb. 3.37b). Danach folgt die Durchbiegung von E 2.1 wieder der beschriebenen Systematik.



Abbildung 3.37: Bauteil E 2.1 (a) Delamination im Bereich der Klebfuge zum Holzträger (b) Sicherung mit Gewindestange im Auflagerbereich

Der Verlauf der Durchbiegungen ist hinsichtlich der Charakteristik durch Temperaturdehnungen und viskoelastisches Verhalten von Holz, Beton und Klebstoff und durch das hygrische Verhalten des Holzes zu erklären. Durch das viskoelastische Verhalten nehmen die Durchbiegungen unter Last stetig zu. Die Feuchteaufnahme führt zu Quellen im Holz. Durch die daraus resultierenden Längsdehnungen des Holzes stellen sich zusätzliche Durchbiegungen ein. Das ist in den Phasen mit hoher Luftfeuchte jeweils im Winter der Fall. In den Sommermonaten steigen die Temperaturen an. Da die Wärmedehnzahl des Betons größer ist als die Wärmedehnzahl des Holzes dehnt sich der Beton bei hohen Temperaturen stärker aus als das Holz. Dies führt zum Rückgang der Durchbiegungen. Gleichzeitig schwindet das Holz bei rückläufiger rel. Luftfeuchte und verstärkt diesen Effekt.

Bauteil	w_{fin}/w_0 [–]
E 1.1	2,24
E 1.2	1,84
E 2.1	3,27
E 2.2	1,75

Tabelle 3.15: Verhältnis der Durchbiegungen am Ende der Auslagerung w_{fin} zur Anfangsdurchbiegung w_0

In Tab. 3.15 sind die Durchbiegungen zum Ende des Untersuchungszeitraums von zwei Jahren im Herbst 2014 dokumentiert.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass das Konstruktionsprinzip des geklebten Verbundes aus Holz und Beton für Bauteile in natürlichen Umgebungsbedingungen geeignet ist. Jahreszeitliche Änderungen der Temperatur und der relativen Luftfeuchte beeinflussen das Langzeitverhalten. Temperaturänderungen führen zu materialspezifischen Wärmedehnungen und die Änderungen der rel. Luftfeuchte bewirken das Quellen und Schwinden des Holzes. Aus unterschiedlichen Wärmedehnungen sowie dem Quellen und Schwinden des Holzes resultieren Vertikalverformungen. Auf die Auswirkungen dieser Phänomene auf das Langzeitverhalten wird in Kapitel 5 weiter eingegangen.

4 Numerische Simulation thermisch-hygrischer Phänomene

4.1 Vorbemerkungen

Die Zielsetzung der numerischen Simulationen mit Hilfe der Finite-Element-Methode ist, das Tragverhalten geklebter Konstruktionen aus Holz und hochfestem Beton bei Kurzzeitbeanspruchung und bei Langzeitbeanspruchung abbilden zu können. Mit den Erkenntnissen aus den experimentellen Untersuchungen und der Möglichkeit der numerischen Simulation soll das Langzeitverhalten prognostiziert werden können.

Zunächst werden in den folgenden Abschnitten das Berechnungsschema beim Langzeitverhalten (Abschn. 4.1.1) und das Iterationsverfahren sowie die Konvergenzkriterien (Abschn. 4.1.2) vorgestellt. Auf den Feuchtetransport im Holz wird in Abschn. 4.2.1 eingegangen. Die Materialmodelle der Einzelkomponenten werden für das Holz in Abschn. 4.2.2, für den Beton in Abschn. 4.2.4 und für den Klebstoff in Abschn. 4.2.5 erläutert. In Abschnitt 4.2.6 folgt die Simulation des Holz-Beton-Verbundes.

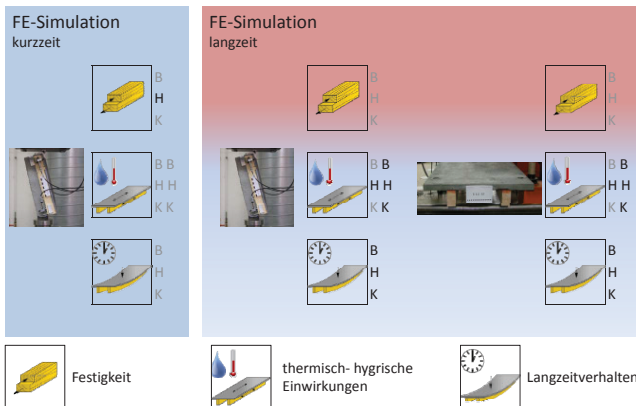


Abbildung 4.1: Übersicht über die im Rechenmodell berücksichtigten Phänomene für Beton (B), Holz (H) und Klebstoff (K)

Abbildung 4.1 zeigt eine Übersicht über die Zusammenhänge von Geometrie, Einwirkung, Dauer der Beanspruchung und implementierte Materialeigenschaft. Dabei setet jeweils das obere Kästchen für die Festigkeit, das mittlere für die thermisch-hygrischen Einwirkungen und das untere für das Langzeitverhalten. Bei den Festigkeiten wird das Entfestigungsverhalten des Holzes berücksichtigt. Dazu werden entlang des zu erwartenden Risspfades Kohäsivelemente angeordnet. Außerhalb der Versagenszone wird linear-elastisches Verhalten vorausgesetzt (siehe Abschn. 4.2.2).

Bei der Simulation der Verbundkörper werden die thermisch-hygrischen Gesetzmäßigkeiten für Quellen und Schwinden des Holzes, die Temperaturdehnung und das Kriechen des Holzes, des Betons und des Klebstoffs und das Schwinden des Betons berücksichtigt. Die zeitabhängigen Eigenschaften setzen sich beim Holz aus viskoelastischen und mechano-sorptiven Kriechanteilen zusammen. Der Klebstoff geht in die Simulation mit viskoelastischen Eigenschaften ein.

Das Langzeitverhalten der Bauteile wird analog zum Langzeitverhalten der Verbundkörper behandelt. Auf eine Berücksichtigung der Materialentfestigung kann verzichtet werden, da bei biegebeanspruchten Querschnitten mit großen Spannweiten vor dem Verlust der Tragfähigkeit sehr große Verformungen eintreten. Daher werden im Hinblick auf eine Bemessung Gebrauchseigenschaften maßgebend.

Für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten numerischen Simulationen wird das Software-Paket von ABAQUS 6.12-3 [Dass12] verwendet. Abb. 4.2 zeigt das Berechnungsschema bei der Simulation des Kurzzeitverhaltens. Im Preprozessor ABAQUS CAE werden die Geometrie, die Lagerbedingungen, die Last, das FE-Netz und die Kohäsivzone und die Materialeigenschaften formuliert. Aus ABAQUS CAE wird ein Inputfile generiert, welches mit dem Gleichungslöser ABAQUS Standard berechnet wird. Für das Kurzzeitverhalten wird die „static stress analysis“. Die Ergebnisse werden in die von ABAQUS erstellte Ausgabedatei geschrieben.

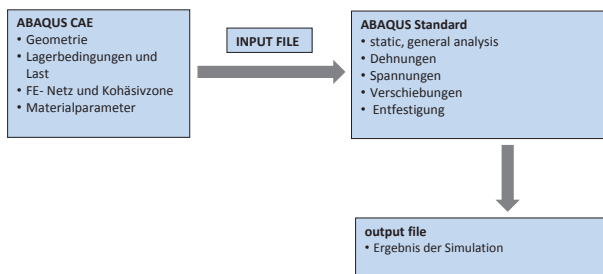


Abbildung 4.2: Schema der Simulation bei Kurzzeitbeanspruchung

ABAQUS bietet die Möglichkeit Variablen und Gleichungen in Subroutinen zu definieren und in die Berechnung einzubinden (siehe Abb 4.3). Bei jedem Zeitschritt erfolgt ein Informationsaustausch zwischen Subroutine und Gleichungslöser. Zur Beschreibung von rheologischen Werkstoffmodellen eignet sich die Subroutine UMAT. Die Materialeigenschaft wird für jeden Knoten bzw. Integrationspunkt eines Finiten Elements mit dem in der UMAT definierten Materialmodell berechnet. Bei der Simulation des Langzeitverhaltens werden die Materialmodelle des Holzes, des Klebstoffs und des Betons über die Subroutine UMAT definiert. Die Materialparameter werden als „predefined field variables“ in ABAQUS CAE eingetragen.

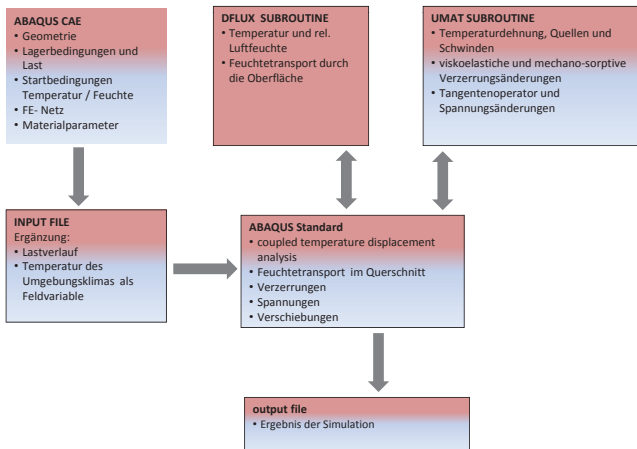


Abbildung 4.3: Schema der Simulation bei Langzeitbeanspruchung

Der Feuchteeintrag in den Holzquerschnitt wird mit der Subroutine DFLUX berechnet (siehe Abschn. 4.2.1). Die Feuchtemenge, die über die Außenflächen in den Holzquerschnitt pro Zeiteinheit eingetragen wird, ist abhängig von der Luftfeuchte und von der Temperatur des Umgebungsklimas. Der zeitabhängige Verlauf der Luftfeuchtigkeit und der Umgebungstemperatur wird in die DFLUX-Datei eingetragen.

Bei den Verbundproben in künstlichem Wechselklima kann von einer konstanten Belastung ausgegangen werden. Bei den ausgelagerten Bauteilen hängt die Belastung dagegen von der Vorspannung der Federn ab (siehe Abschn. 3.3.3). Diese wird einerseits von Temperaturänderungen des Gestänges, andererseits auch von der Durchbiegung der Bauteile selbst beeinflusst. Daher wird bei der Simulation der Bauteile der in Abschnitt 5.1.2 beschriebene zeitabhängige Lastverlauf angesetzt und in die Eingabedatei eingetragen.

Zur Berechnung der thermischen Dehnungen in der Subroutine UMAT ist der Temperaturverlauf über die Zeit erforderlich. Wird der Temperaturverlauf als Feldvariable in die Eingabedatei eingetragen, kann diese in die UMAT-Subroutine eingelesen werden.

4.1.1 Berechnungsschema beim Langzeitverhalten

Die Simulation des Langzeitverhaltens basiert auf einer inkrementellen Berechnung von Verzerrungsänderungen in jedem Zeitschritt (vgl. [Fort09]). Das zugehörige Rechenschema ist in Abb. 4.4 dargestellt. Der Ausgangszustand zum Zeitpunkt t_n mit den Dehnungen ϵ_n und σ_n ist bekannt. Die inkrementelle Änderung der Temperatur beträgt ΔT und die Änderung der Holzfeuchte beträgt Δu . Die in der Darstellung enthaltenen Vektoren und Matrizen für die Verzerrungsanteile wurden in Abschn. 2.1 erläutert.

Gesucht werden die Verzerrungen ϵ_{n+1} und die zugehörigen Spannungen σ_{n+1} zum Zeitpunkt t_{n+1} . Dazu wird in einer ersten Annahme eine inkrementelle Verzerrungsänderung $\Delta \epsilon_{n+1}$ auf das System aufgebracht.

Danach wird die werkstoffspezifische Tangentensteifigkeitsmatrix bestimmt. Beim Holz gilt:

$$\mathbf{C}^T = \left(\mathbf{C}^{e^{-1}} + \sum_{i=1}^p \mathbf{C}_{i,n+1}^{ve^{-1}} + \sum_{j=1}^q \mathbf{C}_{j,n+1}^{ms^{-1}} \right)^{-1} \quad (4.1)$$

Für Beton und Klebstoff gilt:

$$\mathbf{C}^T = \left(\mathbf{C}^{e^{-1}} + \sum_{i=1}^p \mathbf{C}_{i,n+1}^{ve^{-1}} \right)^{-1} \quad (4.2)$$

Bei der Berechnung der inkrementellen Spannungsänderung $\Delta \sigma_{n+1}$ werden von $\Delta \epsilon_{n+1}$ alle Verzerrungsanteile subtrahiert, welche bei ungehinderter Verformungsmöglichkeit keine Spannungen auslösen.

Beim Holz gilt:

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{n+1} = \mathbf{C}^T \cdot & \left(\Delta \epsilon_{n+1} - \Delta \epsilon_{n+1}^{e2} - \Delta \epsilon_{n+1}^T - \Delta \epsilon_{n+1}^u - \Delta \epsilon_{n+1}^{ms,irr} \right. \\ & \left. + \sum_{i=1}^p \Delta \mathbf{R}_{i,n}^{ve} + \sum_{j=1}^q \Delta \mathbf{R}_{j,n}^{ms} \right) \end{aligned} \quad (4.3)$$

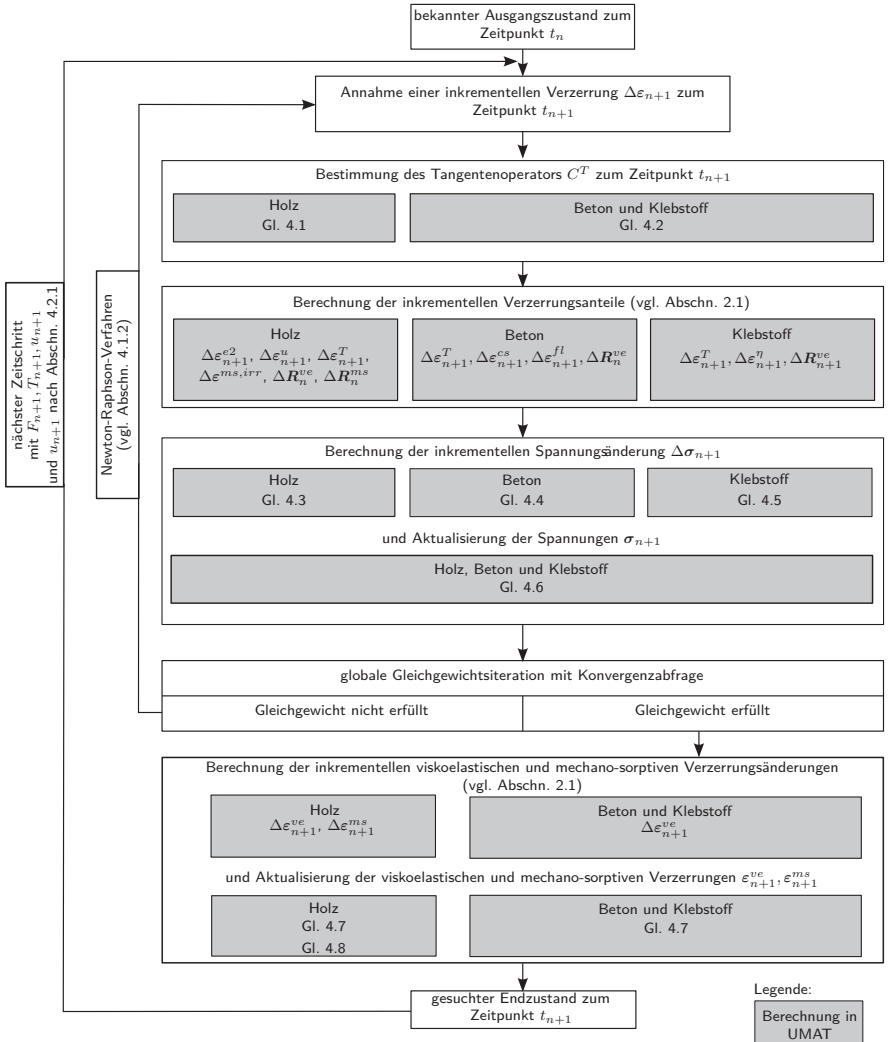


Abbildung 4.4: Berechnungsschema beim Langzeitverhalten mit den Berechnungen innerhalb der UMAT-Subroutine in den grau unterlegten Feldern

Beim Beton gilt:

$$\Delta \sigma_{n+1} = C^T \cdot \left(\Delta \epsilon_{n+1} - \Delta \epsilon_{n+1}^T - \Delta \epsilon_{n+1}^{fl} - \Delta \epsilon_{n+1}^{cs} + \sum_{i=1}^p \Delta R_{i,n}^{ve} \right) \quad (4.4)$$

und beim Klebstoff gilt:

$$\Delta \sigma_{n+1} = C^T \cdot \left(\Delta \epsilon_{n+1} - \Delta \epsilon_{n+1}^T - \Delta \epsilon_{n+1}^{\eta} + \sum_{i=1}^p \Delta R_{i,n}^{ve} \right) \quad (4.5)$$

Der Spannungszustand σ_{n+1} zum Zeitpunkt t_{n+1} wird aus der Addition der Spannungen σ_n und der inkrementellen Spannungsänderung $\Delta \sigma_{n+1}$ berechnet:

$$\sigma_{n+1} = \sigma_n + \Delta \sigma_{n+1} \quad (4.6)$$

In einer globalen Gleichgewichtssiteration wird die Einhaltung des Konvergenzkriteriums nach Abschn. 4.1.2 überprüft. Ist das Konvergenzkriterium nicht eingehalten wird in einem neuen Iterationsschritt eine verbesserte Annahme der Verzerrungsänderung ϵ_{n+1} getroffen.

Wird das Konvergenzkriterium erfüllt, werden beim Holz, beim Beton und beim Klebstoff die viskoelastischen Verzerrungen aktualisiert:

$$\epsilon_{n+1}^{ve} = \epsilon_n^{ve} + \Delta \epsilon_{n+1}^{ve} \quad (4.7)$$

Beim Holz werden zusätzlich die mechano-sorptiven viskoelastischen Verzerrungen aktualisiert:

$$\epsilon_{n+1}^{ms} = \epsilon_n^{ms} + \Delta \epsilon_{n+1}^{ms} \quad (4.8)$$

Danach folgt der nächste Zeitschritt mit der Last F_{n+1} , der aktuellen Temperatur T_{n+1} und der Holzfeuchte u_{n+1} .

4.1.2 Iterationsverfahren und Konvergenzkriterien

Im Rahmen der Finite-Element-Methode zeichnet sich lineares Materialverhalten durch einen proportionalen Zusammenhang zwischen dem Vektor der äußeren Kräfte $\mathbf{P}$ und dem Verschiebungsvektor $\mathbf{U}$ aus. Dabei ist die Systemsteifigkeitsmatrix $\mathbf{K}$ konstant.

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{U} = \mathbf{P} \quad (4.9)$$

mit:

$\mathbf{P}$	Vektor der äußeren Kräfte
$\mathbf{U}$	Verschiebungsvektor
$\mathbf{K}$	Systemsteifigkeitsmatrix

Bei viskoelastischem Verhalten des Holzes, des Betons und des Klebstoffes wird die Steifigkeit von der Zeit und von den einwirkenden Kräften, die zu Spannungen führen, beeinflusst. Die Steifigkeit nimmt im Lauf der Zeit ab und bei gleichem Spannungsniveau sind größere Verschiebungen die Folge. Im Fall von mechano-sorptivem Verhalten des Holzes gilt dies analog für den Zusammenhang zwischen den Spannungen und der Holzfeuchte.

Es wird also erforderlich in einem iterativen Prozess ein Gleichgewicht zwischen den äußeren Kräften $\mathbf{P}$ und den inneren Kräften $\mathbf{R}$ zu finden. So lange kein Gleichgewicht gefunden ist, verbleiben Residualkräfte als Differenz zwischen äußeren und inneren Kräften.

$$\Delta \mathbf{R} = \mathbf{R} - \mathbf{P} \quad (4.10)$$

mit:

$\mathbf{R}$	Vektor der inneren Kräfte
$\Delta \mathbf{R}$	Vektor der Residualkräfte

Zur sukzessiven Beseitigung der Residualkräfte wird im Falle der „coupled temperature displacement analysis“ in ABAQUS [Dass12] standardmäßig das Newton-Raphson-Verfahren genutzt. Dabei werden die Residualkräfte immer wieder als äußere Kräfte aufgebracht, bis ein Konvergenzkriterium erfüllt ist. Der verbleibende Fehler liegt dann unterhalb einer definierten Toleranz. Beim Newton-Raphson-Verfahren wird dazu die Tangentensteifigkeit in jedem Iterationsschritt neu bestimmt. Alternativ steht das

Quasi-Newton-Verfahren zur Auswahl, bei dem die inverse Steifigkeitsmatrix für die Rückrechnung der Verschiebungen durch eine Näherungslösung approximiert wird.

Gesucht wird dann in jedem Iterationsschritt größte Residualkraft Δr aller Knoten innerhalb der Struktur. Diese wird mit einem Durchschnittswert aller äußeren und inneren Kräfte verglichen. Es gilt:

$$\Delta r \leq TOL_R \cdot f(r,p) \quad (4.11)$$

mit:

Δr	größter Einzelwert einer Residualkraft an einem Knoten innerhalb der Struktur
TOL_R	Konvergenzkriterium für die Kraft
$f(r,p)$	Durchschnittswert aller äußeren und inneren Kräfte

Die gleiche Systematik ist auf den Feuchtetransport übertragbar. In diesem Fall besteht ein nicht linearer Zusammenhang zwischen dem Feuchtefluss q_b innerhalb des Querschnitts und der Diffusion. Der Diffusionskoeffizient ist von der Holzfeuchte abhängig. In diesem Fall gilt:

$$\Delta q_b \leq TOL_H \cdot q(n,b) \quad (4.12)$$

mit:

Δq_n	größter Einzelwert eines Residual-Feuchtefluss an einem Knoten innerhalb der Struktur
TOL_H	Konvergenzkriterium für die Feuchte
$q(n,b)$	Durchschnittswert des Feuchteflusses an der Oberfläche und innerhalb des Querschnitts

Wird für TOL_R bzw. TOL_H der Wert 0,005 erreicht oder unterschritten, gilt das Konvergenzkriterium als erfüllt.

4.2 Definition der Werkstoffmodelle für die numerische Berechnung

4.2.1 Feuchtetransport im Holz

Die Simulation der Feuchteverteilung im Holzquerschnitt basiert auf den in Abschnitt 2.2.5 vorgestellten Transportmechanismen. Zur Lösung der Gleichungen auf der Basis der Finite-Elemente-Methode kann das Standardverfahren zum „heat-transfer“ oder „coupled temperature displacement“ angewendet werden, welches ebenso wie die beschriebenen Feuchtetransportmechanismen auf den Fick’schen Gesetzen beruht. Wird der Wert für die Wärmespeicherkapazität $c_T = 1$ gesetzt und die Matrix der temperaturabhängigen Wärmedurchgangskoeffizienten durch die mit der Rohdichte multiplizierten Diffusionskoeffizienten $\lambda = \rho \cdot \mathbf{D}$ ersetzt, so ist es möglich den Feuchtetransport im Holzquerschnitt q_b zu berechnen. Eine detaillierte Beschreibung dazu findet sich bei Mirianon [Miri08] und Fortino [Fort09].

Zur Berechnung des Feuchteetrags q_n aus der relativen Luftfeuchte des Umgebungsklimas durch die Oberfläche des Holzes wird die Subroutine DFLUX verwendet. Wie in Gl. (2.67) ersichtlich, wird dazu die Holzfeuchte an der Oberfläche u_{surf} benötigt. Diese wird bei jedem Zeitschritt berechnet. Der Feuchteübergangskoeffizient S_3 nach Hanhijärvi [Hanh95] (vgl. Tab. 2.10) wird ebenfalls in Abhängigkeit der Holzfeuchte an der Oberfläche u_{surf} berechnet. Zur Bestimmung der Holzausgleichsfeuchte u_{air} werden die zeitabhängigen Werte der relativen Luftfeuchte und der Temperatur in die Subroutine eingetragen.

Ziel der Simulation ist die Bestimmung der Feuchteverteilung im Holzquerschnitt der Bauteile bei natürlichen Klimabedingungen und der Feuchteverteilung im Holzquerschnitt der Verbundproben bei künstlichen Klimabedingungen. In diesem Abschnitt soll auf der Grundlage von Parameterstudien eine geeignete Kombination der in Abschnitt 2.2.5 beschriebenen Parameter zur Beschreibung der Feuchteverteilung bei künstlichen und bei natürlichen Klimabedingungen identifiziert werden.

Natürliche Klimabedingungen

Grundlage für die Parameteridentifikation bei natürlichen Klimabedingungen sind die am Versuchsstand der Bauteile vom September 2012 bis zum April 2014 aufgezeichneten Messwerte der Holzfeuchte an der Referenzprobe. Im ersten Schritt wird die von Fortino in [Fort09] vorgeschlagene Parameterkombination 1 zur Simulation der Holzfeuchte verwendet (vgl. Tab. 4.1).

Für die Simulationen der Ausgleichsfeuchte wurden die Werte $u_{air,2}$ nach Hanhijärvi [Hanh95] modifiziert, denn bei ca. 98% relativer Luftfeuchte erreicht $u_{air,2}$ den Fasersättigungsbereich (siehe Abb. 4.5). Bei größerer relativer Luftfeuchte steigen die Werte für die Ausgleichsfeuchte jedoch überproportional an. Daher scheint es plausibel für die

Parameter	Kombinationen			siehe
	1	2	3	
Diffusionskoeff. rechtwinkl.	$D_{R,T,4}$	$D_{R,T,4}$	$D_{R,T,2}$	Tab. 2.8
Diffusionskoeff. parallel		D_L		Tab. 2.9
Holzausgleichsfeuchte	$u_{air,2}$ $\leq 28\%$	$u_{air,2}$ $\leq 20\%$	$u_{air,2}$ $\leq 20\%$	Gl. (2.69)
Feuchteübergangskoeffizient	S_3	S_2	S_2	Tab. 2.10

Tabelle 4.1: Schrittweise Anpassung der Parameter für natürliche Klimabedingungen

numerische Simulation die Holzfeuchte auf 28% zu limitieren. Das entspricht der nach Toratti [Tora92] bestimmten Ausgleichsfeuchte $u_{air,1}$ bei 100% relativer Luftfeuchte.

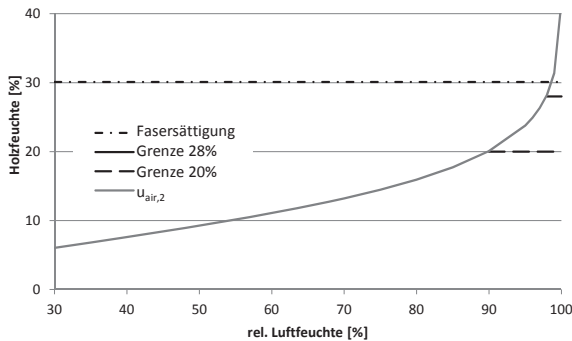


Abbildung 4.5: Holzausgleichsfeuchte in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte

Die mit den Parametern der Kombination 1 berechnete Holzfeuchte an der Holzoberfläche, in 25 mm Tiefe und in 50 mm Tiefe übersteigen nach kurzer Zeit die gemessenen Werte (siehe Abb.4.6). Die Differenz der Holzfeuchte in unterschiedlichen Tiefen ist bei den Werten aus der Simulation sehr gering.

Da die Holzausgleichsfeuchte den größten Einfluss auf die Höhe der Holzfeuchte an der Oberfläche hat und der maximal gemessene Wert bei ca. 20% lag, wurde die Holzausgleichsfeuchte in Parameterkombination 2 auf maximal 20% begrenzt. Zusätzlich wurde die Geschwindigkeit der Feuchteaufnahme an der Oberfläche reduziert, indem der Feuchteübergangskoeffizient S_2 nach Toratti [Tora92] eingesetzt wurde (siehe Tab.4.1).

Die mit den Parametern der Kombination 2 berechnete Holzfeuchte nähert sich der Messreihe an (siehe Abb. 4.7). Während die Werte auf der Oberfläche definitionsgemäß 20% nicht übersteigen ist die Holzfeuchte im Inneren des Querschnitts noch relativ hoch. Daher wurden in Parameterkombination 3 die Diffusionskoeffizienten rechtwinklig zur

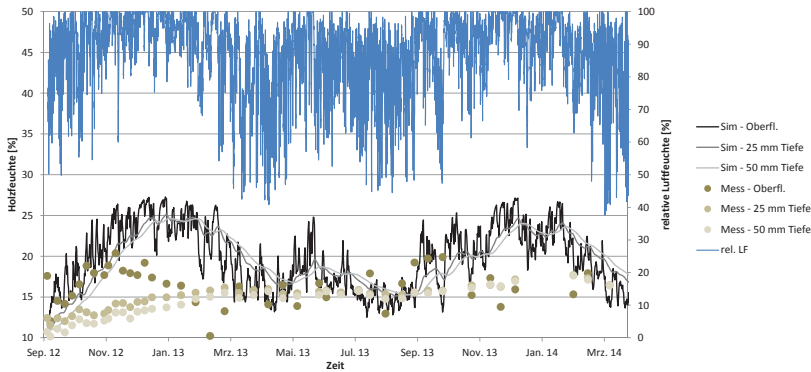


Abbildung 4.6: Holzfeuchte der Referenzprobe bei natürlichen Klimabedingungen aus der Simulation mit Paramaterkombination 1 im Vergleich zu den gemessenen Werten

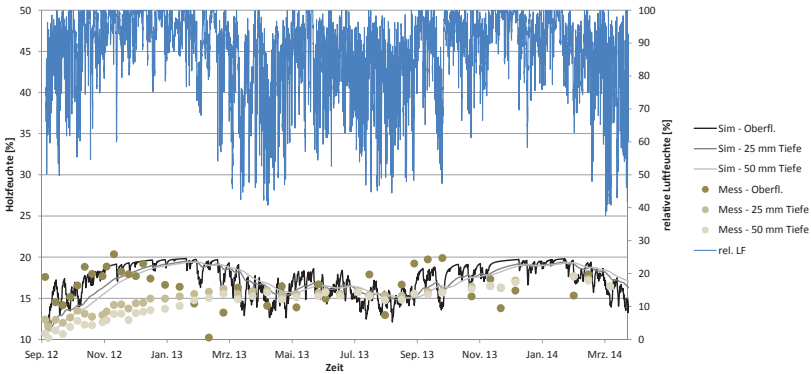


Abbildung 4.7: Holzfeuchte der Referenzprobe bei natürlichen Klimabedingungen aus der Simulation mit Paramaterkombination 2 im Vergleich zu den gemessenen Werten

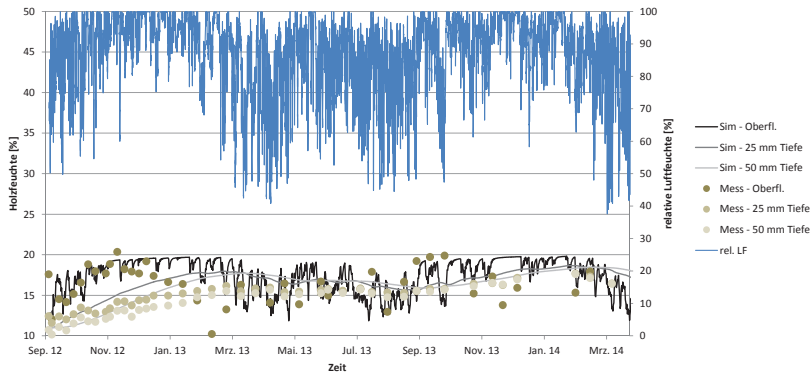


Abbildung 4.8: Holzfeuchte der Referenzprobe bei natürlichen Klimabedingungen aus der Simulation mit Paramaterkombination 3 im Vergleich zu den gemessenen Werten

Faser $D_{R,T,2}$ nach Toratti [Tora92] gewählt, welche im Bereich der Holzfeuchte von 15% bis 20% am unteren Ende des Wertebereiches liegen (siehe Abb. 2.19).

Mit den Parametern der Kombination 3 wird eine relativ gute Übereinstimmung der Holzfeuchte aus der Simulation und der Messreihe erreicht (siehe Abb. 4.8). An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass die Holzfeuchte mit einem elektronischen Messgerät auf Basis des elektrischen Widerstands bestimmt wurde. Es ist bekannt, dass die Abweichungen bei elektronischer Holzfeuchtemessung von den mittels Darmmethode bestimmten Werten bei geringer Holzfeuchte bis zu 1% und bei hoher Holzfeuchte bis zu 4% betragen (vgl. [Gamp13]). Für alle folgenden Berechnungen wird die Holzfeuchte bei natürlichen Klimabedingungen mit den Parametern der Kombination 3 ermittelt.

Künstliche Klimabedingungen

Die Holzfeuchte bei künstlichen Klimabedingungen wurde ebenfalls an einem Referenzprobekörper mit einem elektronischen Feuchtemessgerät bestimmt (vgl. Abschn. 3.2.1). Die Werte wurden an jeweils drei Messstellen an der Oberfläche, in halber Querschnittstiefe und nahe der Verbundzone gemessen. Während bei der Referenzprobe der Bauteile der Feuchteeintrag aus dem Umgebungsklima ausschließlich rechtwinklig zur Faserrichtung stattfand – auf den Stirnflächen der Probe wurde der Feuchtetransport durch eine Sperrschicht verhindert – findet der Feuchtetransport bei der Referenzprobe der Verbundprüfkörper auch über die Stirnflächen in Faserrichtung des Holzes statt. Dies beeinflusst die Holzfeuchte innerhalb des Querschnitts. Die Holzfeuchte an der Oberfläche ist davon nicht betroffen.

Zur Identifizierung einer geeigneten Parameterkombination für den Holzquerschnitt der Verbundproben bei künstlichen Klimabedingungen wurde ein repräsentativer

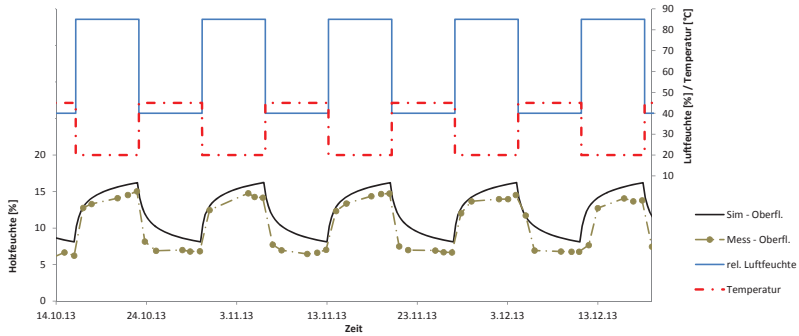


Abbildung 4.9: Holzfeuchte an der Oberfläche der Referenzprobe bei künstlichen Klimabedingungen – Simulation mit Parameterkombination 1 im Vergleich zu den gemessenen Werten

Zeitraum mit vier Klimazyklen ausgewählt. Die Berechnung der Holzfeuchte wurde mit Parameterkombination 1 durchgeführt (vgl. Tab 4.1). In Abb. 4.9 sind die Messwerte an der Oberfläche als arithmetische Mittelwerte der drei Messstellen dargestellt. Sowohl die Maximal- als auch die Minimalwerte der Holzfeuchte und der zeitliche Verlauf wird durch die Simulation in guter Näherung abgebildet. Die Werte der numerischen Simulation am Ende der Sorptionsphase liegen im betrachteten Zeitraum um 1,2% bis 2,4% über den gemessenen Werten. Die berechnete Holzfeuchte am Ende der Desorptionsphase liegt um 1,2% bis 1,9% über den gemessenen Werten. Die gemessenen Werte werden also einerseits geringfügig überschätzt, andererseits liegt der Fehler bei Desorption und Adsorption in der gleichen Größenordnung.

Bei der Simulation der Holzfeuchte in halber Querschnittstiefe (siehe Abb. 4.10) wird zwischen der Messstelle am Rand M1 und der Messstelle im Inneren des Querschnitts M3 unterschieden. Analog zu den gemessenen Werten sind die Werte der numerischen Simulation bei M3 gedämpft. Der Maximalwert und der Minimalwert bei M3 stellen sich bei der Simulation und bei der Messung zeitverzögert ein. Die Absolutwerte der Simulation liegen um rd. 3% über denen der Messung. Die Amplituden bei M1 stimmen bei der Simulation (2,2%) und bei der Messung (2,2% bis 2,9%) relativ gut überein. Die Übereinstimmung der Amplituden bei M3 zwischen der Simulation (1,6%) und der Messung (1,3% bis 1,6%) ist ebenfalls relativ gut.

An der Messstelle V1 am Rand des Verbundbereiches ist der Kurvenverlauf was die Höhe der Feuchte und die Amplitude betrifft, nahezu deckungsgleich mit der Holzfeuchte an der Messstelle M1 (siehe Abb. 4.11). Die Holzfeuchte an dieser Stelle wird offensichtlich vom Feuchtetransport in Faserrichtung dominiert. Die berechneten Holzfeuchtwerte an der Messstelle V3 liegen rd. 3% bis 4% über den gemessenen Werten. Die Amplituden aus der Simulation (1,0%) liegen im oberen Bereich der

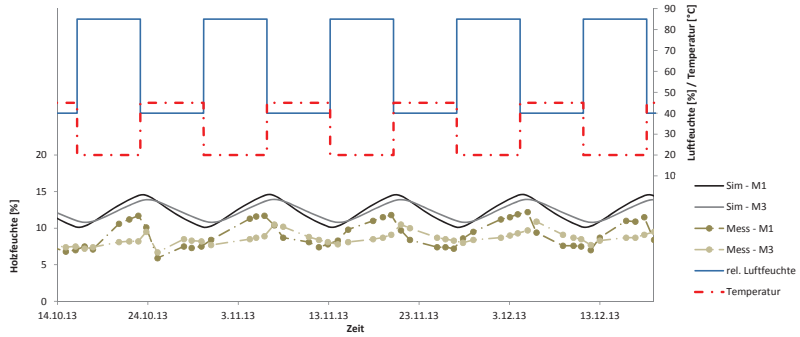


Abbildung 4.10: Holzfeuchte am Rand M1 und innen M3 in Querschnittsmitte der Referenzprobe bei künstlichen Klimabedingungen – Simulation mit Paramaterkombination 1 im Vergleich zu den gemessenen Werten

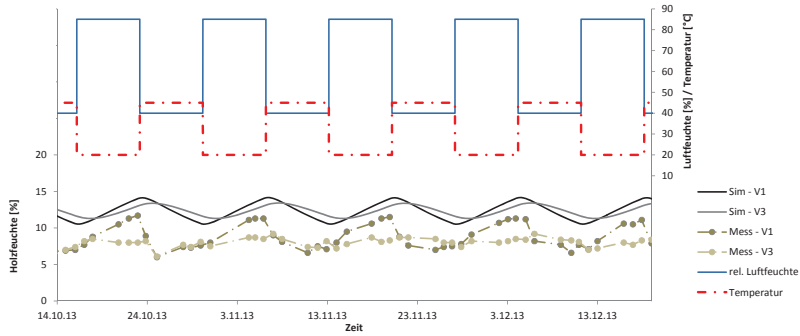


Abbildung 4.11: Holzfeuchte am Rand V1 und innen V3 in der Verbundzone der Referenzprobe bei künstlichen Klimabedingungen – Simulation mit Paramaterkombination 1 im Vergleich zu den gemessenen Werten

Amplituden der gemessenen Werte (0,6% - 1,0%).

Für die Simulation des rheologischen Verhaltens des Holzes ist weniger die absolute Holzfeuchte, sondern eher der Verlauf von Interesse, da die Feuchteänderung einen Einfluss auf mechanosorptive Verformungen hat. Wie gezeigt wurde, wird der Feuchteverlauf an der Oberfläche, in halber Querschnittstiefe und in der Verbundzone mit den Gesetzmäßigkeiten der Parameterkombination 1 in guter Näherung abgebildet. Daher scheint es gerechtfertigt die Holzfeuchte bei künstlichen Klimabedingungen mit der Parameterkombination 1 zu bestimmen.

4.2.2 Schubfestigkeit des Holzes

In den experimentellen Untersuchungen des Verbundes wird der Holzquerschnitt vorwiegend auf Schub beansprucht und bis zum Bruch belastet. Bei der Verwendung von Epoxidharzklebstoff war vorwiegend die Schubtragfähigkeit des Holzes maßgebend. Im baupraktischen Anwendungsfall des Holz-Beton-Verbundes als Brücken-, Decken- oder Dachträger wird der Holzquerschnitt vorwiegend auf Biegung beansprucht. Hier ist neben den für den Grenzzustand der Tragfähigkeit maßgebenden Festigkeitseigenschaften ebenfalls das für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit relevante Verformungsverhalten und das rheologische Verhalten der Einzelkomponenten von Interesse.

Zunächst soll gezeigt werden, wie mit Hilfe des Kohäsivzonenmodells das Tragverhalten des Holzquerschnitts bei Schubbeanspruchung abgebildet werden kann. Dazu werden die Untersuchungen zur Bestimmung der Scherfestigkeit herangezogen (vgl. [Seim15]). Das Tragverhalten bei der Verbindung des abgestirnten Zapfens, wo der Holzquerschnitt ebenfalls vorwiegend auf Schub und auf Rollschub beansprucht ist, wurde ebenfalls erfolgreich mit kohäsiven Elementen abgebildet (vgl. [Eise12a], [Koch13]). Auf diese Erfahrungen kann zurückgegriffen werden.

Bei Kurzzeitbeanspruchung wurde die Probengeometrie der Werkstoffe mit Hilfe von isoparametrischen 3D-Elementen mit 8 Knoten und reduzierter Integration C3D8R diskretisiert. Für den Klebstoff und für die Stahlplatten wurden isotrope elastische Materialeigenschaften verwendet. Dem als schädigungsfrei angesehenen Bereich des Holzes wurden orthotrope Materialeigenschaften zugewiesen. Entsprechend des aus den Versuchen bekannten parallel zur Faserrichtung verlaufenden Reißpfades wurde im Holzquerschnitt mittig eine 1 mm breite Schicht aus dreidimensionalen kohäsiven Elementen des Typs COH3D8 angeordnet (siehe Abb. 4.12). Das Verhalten von kohäsiven Elementen ist analog zu den in Abschnitt 2.2.1 vorgestellten Gesetzmäßigkeiten des Kohäsivzonenmodells charakterisiert. Die Simulation des Kurzzeittragverhaltens wurde mit der „general static analysis“ durchgeführt.

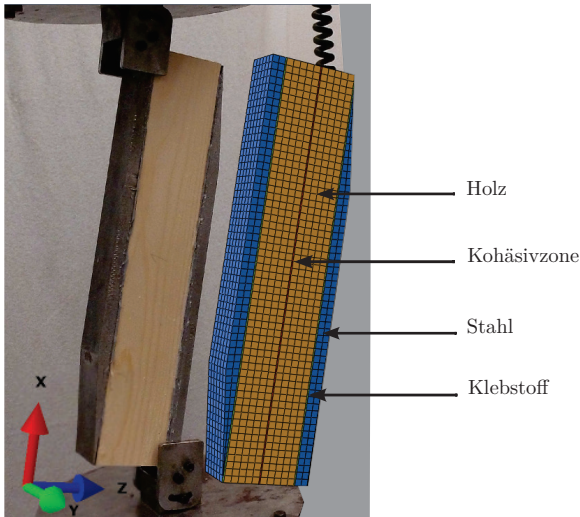


Abbildung 4.12: Versuchsaufbau bei der Bestimmung der Scherfestigkeit des Holzes und numerisches Modell

	E_1	E_2	E_3	ν_{12}	ν_{13}	ν_{23}	G_{12}	G_{13}	G_{23}
	$[N/mm^2]$			$[-]$			$[N/mm^2]$		
Holz	11000	800	450	0,50	0,31	0,24	740	620	42
Klebstoff	3800	-	-	0,4	-	-	-	-	-
Stahl	210000	-	-	0,3	-	-	-	-	-

Tabelle 4.2: Elastische Materialkennwerte für die numerische Simulation

Tabelle 4.2 enthält die Materialparameter für die Stahllaschen, den Klebstoff und das Holz, die auch von Schäfers [Schä10a] für die Modellierung von geklebten Holz-Beton-Verbundproben verwendet wurden.

Tabelle 4.3 enthält die Parameter für die Kohäsivzone des Holzes. Die Bruchenergien in Mode I liegen nach Aicher [Aich94] zwischen 0,28 und 0,32 N/mm^2 und in Mode II nach Aicher [Aich97] zwischen 0,44 und 1,2 N/mm^2 . Die Bruchenergie in Mode III wurden nach Ehart [Ehar99] angesetzt. Da die Probe im vorliegenden Fall hauptsächlich auf Schub beansprucht ist, wird die Tragfähigkeit von der Schubfestigkeit f_v dominiert. Die Schubspannungen in der Probe sind nicht konstant (siehe Abb. 4.13). Während die Schubfestigkeit in höher beanspruchten Bereichen erreicht wird, sind die Schubspannungen in anderen Bereichen geringer. Daher ist die lokale Schubfestigkeit

etwas höher einzustufen, als die im Versuch bestimmte mittlere Schubfestigkeit. Die Schubspannungen wurden entlang der Elementknoten im Holz „rechts“ und „links“ der Kohäsivzone ausgewertet. Die Stelle der maximalen Schubspannungen ist auf beiden Seiten entsprechend des Lastflusses zu den Lasteinleitungsstellen hin orientiert. Der Einfluss der Schubfestigkeit auf die in der numerischen Simulation bestimmte Tragfähigkeit wurde durch Variation von f_v überprüft. Tab. 4.3 zeigt den Zusammenhang zwischen f_v und der rechnerisch ermittelten Tragfähigkeit. Die beste Übereinstimmung zwischen der Tragfähigkeit in der Simulation $F_{v,cal} = 53,6$ kN und der mittleren Tragfähigkeit im Versuch $F_{v,exp} = 53,3$ kN wurde mit $f_v = 6,5$ N/mm² erreicht. Die Werte von $F_{v,exp}$ sind im Anhang A.4 in Tab. A.4 dokumentiert.

$f_{t,90}$	f_v [N/mm ²]	f_{rs}	G_c^I	G_c^{II} [N/mm]	G_c^{III}	$F_{v,cal}$ [kN]
	6,0					49,5
3,4	6,5	2,8	0,3	0,7	4,0	53,6
	7,0					57,7

Tabelle 4.3: Materialkennwerte des Kohäsivzonenmodells des Holzes und numerisch bestimmte Tragfähigkeit bei Scherbeanspruchung für unterschiedliche Schubfestigkeiten

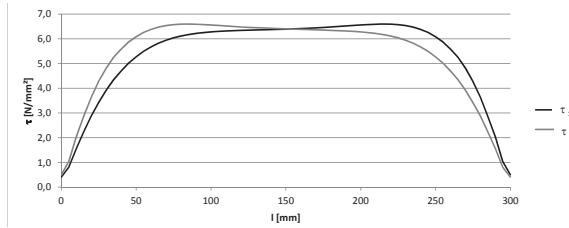


Abbildung 4.13: Schubspannungsverlauf in Probenlängsrichtung beidseits der Kohäsivzone (τ_1 - links und τ_2 - rechts)

In Abb. 4.14 sind die Ergebnisse der Last-Verschiebungsbeziehung aus der Simulation drei ausgewählten Kurven der experimentellen Untersuchungen gegenübergestellt. Exemplarisch wurde ein Kurvenverlauf bei mittlerer Scherfestigkeit S-6-2, bei hoher Scherfestigkeit S-4-2 und geringer Scherfestigkeit S-5-3 (siehe Tab. A.4) ausgewählt. Der Mittelwert der Tragfähigkeit der Holzproben wird durch die Simulation sehr gut approximiert. Die Steifigkeit wird in der Simulation überschätzt.

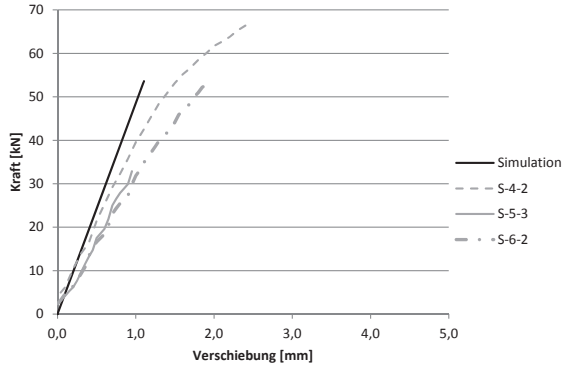


Abbildung 4.14: Vergleich der Last-Verformungskurve aus der Simulation mit den experimentellen Ergebnissen mit $f_v = 6,5 \text{ N/mm}^2$

4.2.3 Materialmodell zum Langzeitverhalten - Holz

Bei der Simulation des Langzeitverhaltens des Holzes werden die drei dreidimensionalen Materialmodellen Holz1 (siehe Abb. 4.15), Holz2 (siehe Abb. 4.16) und Holz3 (siehe Abb. 4.17) verwendet. Die Materialmodelle besitzen orthotrope Materialeigenschaften nach Gl. (2.9). In Holz1, Holz2 und Holz3 werden unterschiedliche hygrische Elemente angesetzt. Bei konstanter Holzfeuchte besitzen die drei Materialmodelle gleiche Eigenschaften.

Das Materialmodell *Holz1* (siehe Abb. 4.15) ist vom Modell nach Fortino [Fort09] (siehe Abb. 2.15) abgeleitet und um den Anteil der Temperaturdehnungen erweitert. Insgesamt werden sechs additiv zusammengesetzte Deformationsmechanismen nach Gl. (4.13) berücksichtigt. Für viskoelastisches Verhalten werden vier Kelvin-Voigt-Elemente verwendet. In Holz1 resultiert aus jeder Änderung der Holzfeuchte eine Veränderung der spannungsabhängigen mechano-sorptiven Verzerrungen. Dies wird durch drei Kelvin-Voigt-Elemente mit mechano-sorptiven Eigenschaften und der Verwendung der Feuchtefunktion $T^{ms,1}$ nach Gl. (2.30) erreicht. Die feuchteabhängigen Verzerrungen sind in diesem Fall reversibel. Die spannungsabhängigen irreversiblen mechano-sorptiven Verzerrungen werden mit dem Element ms^{irr} berücksichtigt. Die Parameter für die mechano-sorptiven Kelvin-Voigt-Elemente sind in Tab. 4.8 enthalten. Tab. 4.9 enthält die Parameter für das Element ms^{irr} . Die Parameterkombination MS1 und MV1 enthält die Werte nach Fortino [Fort09]. Die Werte in den Parameterkombinationen MS2 und MV2 werden von Svensson [Sven02] für die Beschreibung des mechano-sorptiven Verhaltens bei Beanspruchung in radialer und tangentialer Richtung vorgeschlagen.

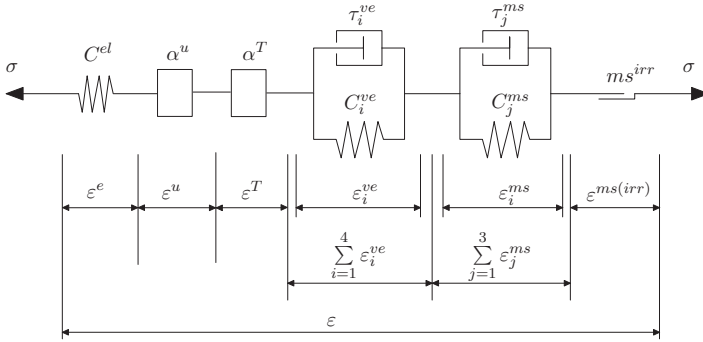


Abbildung 4.15: Materialmodell Holz1 bei der Simulation des Langzeitverhaltens

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^u + \varepsilon^T + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i^{ve} + \sum_{j=1}^3 \varepsilon_j^{ms} + \varepsilon^{ms,irr} \quad (4.13)$$

mit:

ε^e	elastische Verzerrungen nach Gl. (2.7) und Gl. (2.10)
ε^u	hygrische Dehnungen nach Gl. (2.13)
ε^T	thermische Dehnungen nach Gl. (2.11)
ε_i^{ve}	viskoelastische Verzerrungen nach Gl. (2.22a)
ε_j^{ms}	mechano-sorptive Verzerrungen nach Gl. (2.28b) und Gl. (2.30)
$\varepsilon^{ms,irr}$	irreversible mechano-sorptive Verzerrungen nach Gl. (2.34)

Das Materialmodell *Holz2* (siehe Abb. 4.16) ist vom Modell nach Toratti [Tora92] (siehe Abb. 2.14) abgeleitet. Hier werden fünf Deformationsmechanismen nach Gl. (4.14) in Reihe geschaltet. Viskoelastisches Verhalten wird wie in Holz1 mit vier Kelvin-Voigt-Elementen beschrieben. Spannungsabhängiges mechano-sorptive Verzerrungen werden durch ein Kelvin-Voigt-Element abgebildet. Diese Verzerrungen werden jedoch nur bei einer Änderung der Holzfeuchte ausgelöst, wenn diese in der Belastungsgeschichte vorher noch nicht erreicht worden ist. Im Materialmodell wird dies durch die Feuchtefunktion $T^{ms,2}$ nach Gl. (2.31) erreicht. Die von Toratti [Tora92] abgeleiteten Werte sind in Parameterkombination MS3 enthalten.

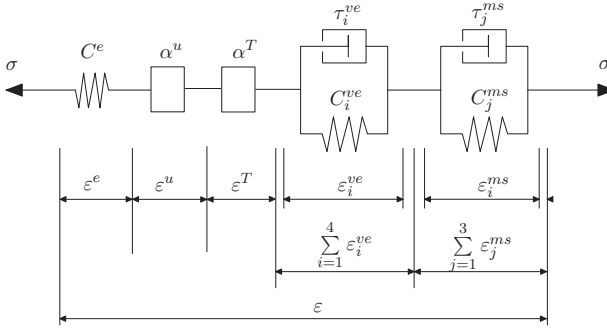


Abbildung 4.16: Materialmodell Holz 2 bei der Simulation des Langzeitverhaltens

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^u + \varepsilon^T + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i^{ve} + \sum_{j=1}^3 \varepsilon_j^{ms} \quad (4.14)$$

mit:

ε^e	elastische Verzerrungen nach Gl. (2.7) und Gl. (2.10)
ε^u	hygrische Dehnungen nach Gl. (2.13)
ε^T	thermische Dehnungen nach Gl. (2.11)
ε_i^{ve}	viskoelastische Verzerrungen nach Gl. (2.22a)
ε_j^{ms}	mechano-sorptive Verzerrungen nach Gl. (2.28b) und Gl. (2.31)

Im Materialmodell *Holz3* (siehe Abb. 4.17) werden die vier Deformationsmechanismen nach Gl. (4.15) berücksichtigt. Es sind keine Elemente für spannungsabhängige mechano-sorptive Deformationsmechanismen vorhanden. Spannungsunabhängige hygrische Dehnungen werden jedoch erfasst.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^u + \varepsilon^T + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i^{ve} \quad (4.15)$$

mit:

ε^e	elastische Verzerrungen nach Gl. (2.7) und Gl. (2.10)
ε^u	hygrische Dehnungen nach Gl. (2.13)
ε^T	thermische Dehnungen nach Gl. (2.11)
ε_i^{ve}	viskoelastische Verzerrungen nach Gl. (2.22a)

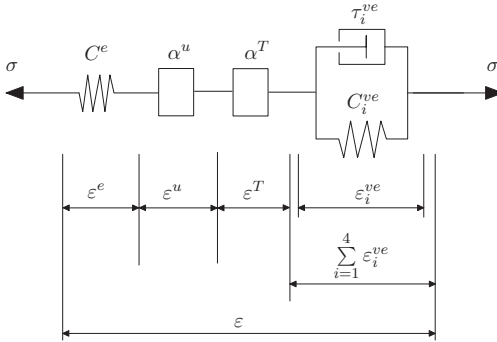


Abbildung 4.17: Materialmodell Holz 3 bei der Simulation des Langzeitverhaltens

Die elastischen Parameter (siehe Tab. 4.5), die Temperaturdehnzahlen und die Feuchte-dehnzahlen (siehe Tab. 4.6) sind in den drei Materialmodellen identisch. Die Parameter für mechano-sorptives Verhalten sind in den Tabellen 4.8 und 4.9 enthalten. Bei viskoelastischem Verhalten soll zwischen den Parameterkombinationen von Fortino [Fort09], Toratti [Tora92] und Schänzlin [Schä10b] variiert werden. Die viskoelastischen Parameter von Fortino [Fort09] entsprechen der Kombination VE1 in Tab. 4.7.

Toratti [Tora92] und Schänzlin [Schä10b] verwenden ein Materialmodell mit sechs Kelvin Voigt-Elementen für viskoelastisches Verhalten (siehe Abb. 2.14). Für die Materialmodelle Holz1 bis Holz3 werden die Parameter von sechs Kelvin Voigt-Elementen auf vier Kelvin-Voigt-Elemente transformiert. Die viskoelastischen Parameter in VE2 wurden von Toratti [Tora92] und die viskoelastischen Parameter in VE3 wurden von Schänzlin [Schä10b] abgeleitet (siehe Tab. 4.7). Abb. 4.18 und Abb. 4.19 zeigen anhand des zeitabhängigen Dehnungsverlaufs mit sechs Kelvin-Voigt Elementen und den Dehnungsverlauf mit vier Kelvin-Voigt Elementen im Vergleich, dass mit der geringeren Anzahl der Kelvin-Voigt-Elemente kein Genauigkeitsverlust verbunden ist. Der Vergleich basiert auf einer Zugbeanspruchung in Faserrichtung mit $\sigma_x = 10 \text{ N/mm}^2$ bei einer Temperatur von 20°C und 65% rel. Luftfeuchte.

Tabelle 4.4 dokumentiert die Kombinationen von viskoelastischen Parametern und mechano-sorptiven Parametern für die Materialmodelle *Holz1* bis *Holz3*.

Materialmodell (siehe Abb. 4.15, 4.16, 4.17)		viskoelast. Parameter (siehe Tab. 4.7)		mechano-sorptive Parameter (siehe Tab. 4.8)		(siehe Tab. 4.9)
Holz1	-	VE1 bis VE3	-	MS1 bis MS2	-	MV1 bis MV2
Holz2	-	VE1 bis VE3	-	MS3		
Holz3	-	VE1 bis VE3				

Tabelle 4.4: Parameterkombinationen bei den Materialmodellen des Holzes

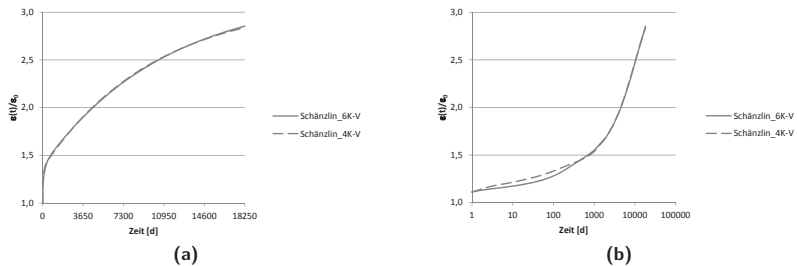


Abbildung 4.18: Viskoelastische Dehnungen nach Schänzlin mit vier Kelvin-Voigt-Elementen und mit sechs Kelvin-Voigt-Elementen über einen Zeitraum von 50 Jahren (a) mit dekadischer Zeitachse; (b) mit logarithmischer Zeitachse

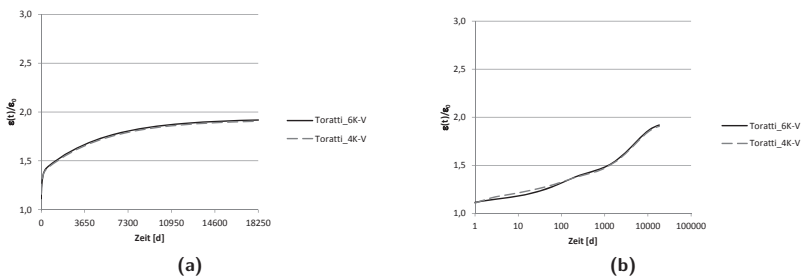


Abbildung 4.19: Viskoelastische Dehnungen nach Toratti mit vier Kelvin-Voigt-Körpern und mit sechs Kelvin-Voigt-Körpern über einen Zeitraum von 50 Jahren (a) mit dekadischer Zeitachse; (b) mit logarithmischer Zeitachse

E_1	E_2	E_3	ν_{12}	ν_{13}	ν_{23}	
$[N/mm^2]$				$[-]$		
11000	800	450	0,50	0,31	0,24	
G_{12}	G_{13}	G_{23}	b_1	T_{ref}	c_1	u_{ref}
$[N/mm^2]$			$[-]$	$[^{\circ}C]$	$[-]$	
740	620	42	-0,007	20	-2,6	0,12

Tabelle 4.5: Parameter der elastischen Eigenschaften

$\alpha_{u,x}$	$\alpha_{u,y}$	$\alpha_{u,z}$	$\alpha_{t,x}$	$\alpha_{t,y}$	$\alpha_{t,z}$
	$[\%/\%]$			$[1/K]$	
0,005	0,13	0,27	$3,75 \cdot 10^{-6}$	$32,5 \cdot 10^{-6}$	$52,5 \cdot 10^{-6}$

Tabelle 4.6: Parameter für Quellen-Schwinden und Temperaturdehnung

Kombination	VE1	VE2	VE3	Einheit
τ_1^{ve}	0,1	1	1	[d]
τ_2^{ve}	1	10	10	[d]
τ_3^{ve}	10	100	100	[d]
τ_4^{ve}	100	5000	10000	[d]
J_1^{ve}	0,085	0,16	0,16	$[-]$
J_2^{ve}	0,035	0,06	0,06	$[-]$
J_3^{ve}	0,07	0,15	0,15	$[-]$
J_4^{ve}	0,2	0,55	1,75	$[-]$

Tabelle 4.7: Kombinationen der Parameter der viskoelastischen Kelvin-Voigt-Elemente τ_i^{ve} und J_i^{ve}

Materialmodell Kombination	Holz 1		Holz 2	Einheit
	MS1	MS2	MS3	
τ_1^{ms}	0,01	0,01	1	$[-]$
τ_2^{ms}	0,1	0,1	-	$[-]$
τ_3^{ms}	1	1	-	$[-]$
$m_1^{ms,T}$	$6,0 \cdot 10^{-4}$	$3,0 \cdot 10^{-3}$	$5,0 \cdot 10^{-3}$	$[mm^2/N]$
$m_2^{ms,T}$	$6,0 \cdot 10^{-4}$	$3,0 \cdot 10^{-3}$	-	$[mm^2/N]$
$m_3^{ms,T}$	$5,0 \cdot 10^{-3}$	0,01	-	$[mm^2/N]$
$m_1^{ms,L}$	$1,59 \cdot 10^{-5}$	$1,59 \cdot 10^{-5}$	$2,66 \cdot 10^{-4}$	$[mm^2/N]$
$m_2^{ms,L}$	$4,46 \cdot 10^{-5}$	$4,46 \cdot 10^{-5}$	-	$[mm^2/N]$
$m_3^{ms,L}$	$3,18 \cdot 10^{-5}$	$3,18 \cdot 10^{-5}$	-	$[mm^2/N]$

Tabelle 4.8: Kombinationen der Parameter der mechano-sorptiven Kelvin-Voigt-Elemente τ_j^{ms} , $m_j^{ms,T}$ und $m_j^{ms,L}$

Kombination	MV1	MV2	Einheit
m_v	0,066	0,33	$[\text{mm}^2/\text{N}]$

Tabelle 4.9: Kombinationen des mechano-sorptiven Parameters m_v

Zunächst soll die Gültigkeit der Modelle überprüft werden. Dazu werden Untersuchungen von Moorkamp [Moor02] zum Kriechverhalten von Biegeträgern aus Fichtekanthölzern im Wechselklima hinzugezogen. Je fünf Prüfkörper mit den Abmessungen Länge/Breite/Höhe = 400cm/8cm/8cm wurden für den Zeitraum von sieben Jahren einer Dauerbeanspruchung ausgesetzt, die zu Biegespannungen in Höhe von 31% bzw. 61% des nach [DIN EN 1995-1-1] anzusetzenden Bemessungswertes der Biegefestigkeit führten. Abb. 4.20 zeigt das statische System des Versuchsaufbaus.

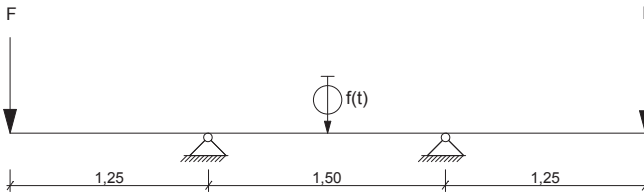


Abbildung 4.20: Statisches System und betrachtete Messstelle der Untersuchungen an Biegeträgern aus Fichtekanthölzern von Moorkamp [Moor02]

Die Proben waren dem Wechselklima eines unbeheizten Dachbodenraumes ausgesetzt. Die Verformungen an den Kragarmenden und in Feldmitte wurden im Tagesrhythmus aufgezeichnet. Abb. 4.21 zeigt die Durchbiegungen der Biegeträger in Feldmitte. Die Holzfeuchte wurde nach dem Prinzip des elektrischen Widerstands mit in den Holzquerschnitt eingebauten Messelektroden bestimmt. Zwischen den Tagen 870 und 1148 wurden keine Messwerte aufgezeichnet. Am Verlauf der Holzfeuchte sind die Jahreszeiten erkennbar. Die Maximalwerte der Holzfeuchte werden im Winter mit i.M. 14,5% erreicht. Die Minimalwerte im Sommer betragen i.M. 9%.

Auf Grund der partiell fehlenden Messdaten und der Streuung der Messwerte wird der Verlauf der Holzfeuchte für die folgenden Berechnungen mit einer Sinusfunktion nach Gl. (4.16) angenähert. Abb. 4.22 zeigt den Vergleich zwischen den Messwerten der Holzfeuchte und der Näherung. Der Mittelwert der gemessenen Holzfeuchte beträgt 11,75%, die Amplitude 5,5%. Für die Simulation wird die Holzfeuchte als zeitabhängige Amplitude in den Input-File eingetragen.

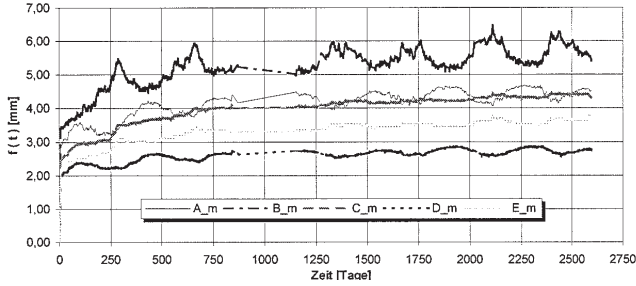


Abbildung 4.21: Verformungen der von Moorkamp [Moor02] untersuchten Biegeträger A bis E in Feldmitte

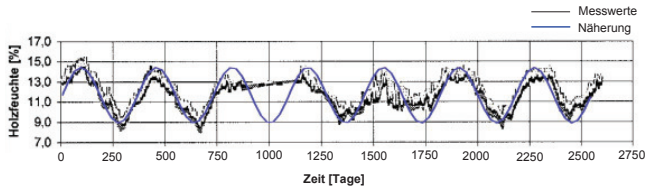


Abbildung 4.22: Holzfeuchte der Biegeträger: Messwerte von Moorkamp [Moor02] und Näherung mit Sinusfunktion nach Gl. (4.16)

$$HF = 11,75 + 2,75 \cdot \sin\left(2 \cdot \Pi \cdot \frac{t}{365d}\right) \quad (4.16)$$

mit:

$$\begin{array}{ll} HF & \text{Holzfeuchte [\%]} \\ t & \text{Zeit [d]} \end{array}$$

Die gemessenen Durchbiegungen der Biegeträger betragen am Ende der Messreihe zwischen 2,8 mm und 5,6 mm. Die Änderung der Durchbiegungen im jahreszeitlichen Wechsel streuen sehr stark. Zur Berechnung der Durchbiegungen werden die Modelle Holz1-VE1 bis VE3-MS1-MV1 und Holz2-VE1 bis VE3-MS3 gewählt. Die viskoelastischen Parameter werden variiert. Abb. 4.23 zeigt den mit Holz1-VE1 bis VE3-MS1-MV1 berechneten Verformungsverlauf der Biegeträger in Feldmitte. Die Kurven verlaufen in einem Zeitraum von ca. 500 Tagen nahezu deckungsgleich. Die berechneten Verformungszunahmen am Ende des betrachteten Zeitraums betragen zwischen 3,77 mm und 4,46 mm und bilden den mittleren Bereich der Messreihe ab.

Mit VE1 werden die geringsten Durchbiegungen berechnet, VE3 liefert die größten Durchbiegungen und VE2 liegt zwischen beiden.

Wie im Versuch steigen die Kurven der Messung zu Beginn stark an und flachen danach allmählich ab. Die zyklischen Verformungsanteile, die im jahreszeitlichen Wechsel auftreten betragen rd. 0,2 mm bei einer Holzfeuchteänderung um 5,5 %. Die gemessenen Werte streuen sehr stark. Bei Querschnitt A und Querschnitt E betragen die zyklischen Verformungsänderungen 0,2 bis 0,3 mm, bei Querschnitt B hingegen bis zu 1,2 mm. Durch die Glättung des Holzfeuchteverlaufs mit der Näherung nach Gl. (4.16) werden kurzzeitige Holzfeuchteänderungen nicht berücksichtigt. Dies führt dazu, dass lokale mechano-sorptive Verformungen in der Simulation nicht dargestellt werden. Es ist also empfehlenswert, die Holzfeuchte lokal in Abhängigkeit des Außenklimas zu bestimmen. Dies kann mit den in Abschnitt 4.2.1 beschriebenen Methoden erfolgen. Im vorliegenden Fall standen dafür jedoch keine Klimadaten zur Verfügung.

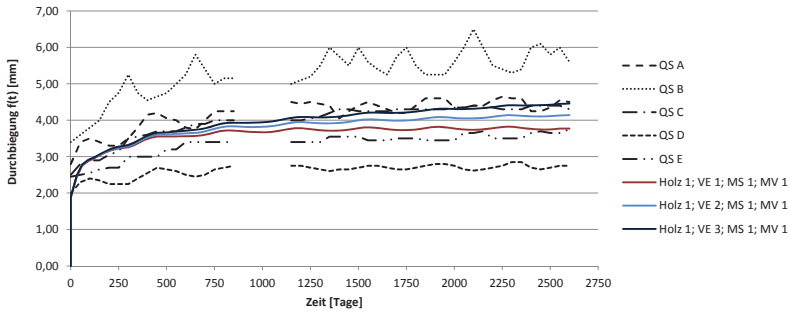


Abbildung 4.23: Verformung der Biegeträger: Messwerte von Moorkamp [Moor02] und Simulationsergebnisse mit dem Materialmodell Holz1-VE1 bis VE3-MS1-MV1

In Abb. 4.24 sind die Ergebnisse der Simulation mit Holz2-VE1 bis VE3-MS3 im Vergleich zu den Messwerten von Moorkamp abgebildet. Die geringste Durchbiegung der von Moorkamp betrachteten Biegeträger weist Querschnitt D auf. Diese wird von Holz2-VE1 bis VE3-MS3 mit guter Näherung abgebildet. Die Kurven steigen im Vergleich zu Holz1-VE1 bis VE3-MS1-MV1 zu Beginn weniger stark an. Die Ursache ist, dass im Materialmodell Holz2 die Verzerrungen in den mechano-sorptiven Kelvin-Voigt-Elementen in Abhängigkeit von der Maximalfeuchte ausgelöst werden. Diese wird bereits nach 90 Tagen erreicht. Im Materialmodell Holz2 werden Verzerrungen in den mechano-sorptiven Kelvin-Voigt-Elementen bei jeder Änderung der Holzfeuchte ausgelöst.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass mit Holz2-VE1 bis VE3-MS3 die Untergrenze der von Moorkamp gemessenen Verformungen abgebildet wird. Holz1-VE1 bis

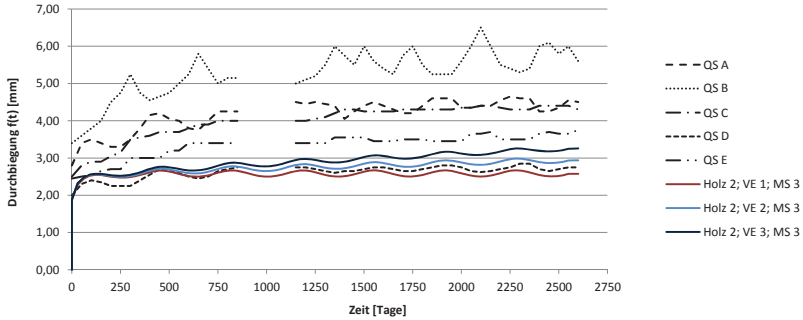


Abbildung 4.24: Verformung der Biegeträger: Messwerte von Moorkamp [Moor02] und Simulationsergebnisse mit dem Materialmodell Holz2-VE1 bis VE3-MS3

VE3-MS1-MV1 liefert Durchbiegungen im mittleren Bereich der gemessenen Werte. Mit VE1 werden kleinere Durchbiegungen berechnet als mit VE2. VE3 liefert die größten Werte. Die mit Holz1-VE1 bis VE3-MS1-MV1 berechneten mechano-sorptiven Verformungsänderungen sind größer als die mit Holz2-VE1 bis VE3-MS3 bestimmten Werte. Die zyklisch auftretenden Verformungsänderungen sind bei beiden Modellen annähernd gleich.

4.2.4 Materialmodell zum Langzeitverhalten - Beton

Bei der Simulation des Tragverhaltens des hochfesten Betons wird von isotropen Materialeigenschaften ausgegangen. Das dreidimensionale rheologische Modell (siehe Abb. 4.25) ist aus einer elastischen Feder mit elastischen Verzerrungen ε^e , einem Element für die Temperaturdehnungen ε^T , einem Element zur Berücksichtigung von Schwinddehnungen ε^{cs} , einem Dämpfer zur Beschreibung des Betonfließens ε^{fl} und drei Kelvin-Voigt-Elementen für die viskoelastischen Verzerrungen ε_i^{ve} zusammengesetzt. Das Betonfließen beschreibt den nach einer Entlastung verbleibenden Verformungsanteil des Betons.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^T + \varepsilon^{cs} + \varepsilon^{fl} + \sum_{i=1}^{p=3} \varepsilon_i^{ve} \quad (4.17)$$

mit:

ϵ^e	elastische Verzerrungen nach Gl. (2.7)
ϵ^T	thermische Dehnungen nach Gl. (2.11)
ϵ^{cs}	Schwinddehnung nach Gl. (2.17)
ϵ^{fl}	Fließen nach Gl. (2.21)
ϵ_i^{ve}	viskoelastische Verzerrungen nach Gl. (2.22b)

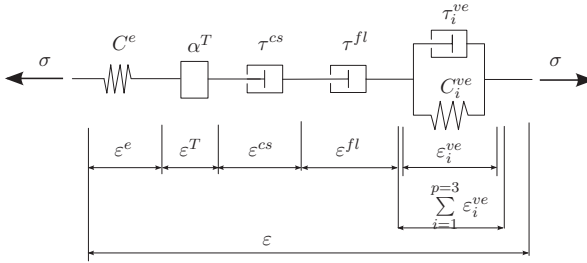


Abbildung 4.25: Materialmodell des Betons bei der Simulation des Langzeitverhaltens

Für die experimentellen Untersuchungen wurde jeweils eine Betonrezeptur für die Bauteile und für die Verbundproben verwendet (siehe Abschn. 3.1). Für beide Rezepturen sind eigene Materialparameter erforderlich.

Im Folgenden werden die Materialparameter in der Reihenfolge der Symbole des rheologischen Modells erläutert und am Ende des Abschnitts in Tab. 4.11 zusammengestellt.

Im Materialtensor für isotropes Material C^{el} nach Gl. (2.8) werden die experimentell bestimmten Mittelwerte des Sekantenmoduls verwendet. Die Querdehnzahl wird mit $\nu = 0,2$ angesetzt.

Die Temperaturdehnung wird mit dem in [DIN EN 1992-1-1] angegebenen Wärme-dehnkoeffizienten $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ berücksichtigt.

Die spannungsunabhängigen Schwinddehnungen ϵ^{cs} setzen sich aus dem Trocknungsschwinden ϵ^{cd} und dem autogenen Schwinden ϵ^{ca} zusammen. Durch die Schwindvorgänge werden Dehnungen aber keine Gleitungen ausgelöst. Für die Berechnung der Anteile aus dem Trocknungsschwinden und dem autogenen Schwinden wird das Berechnungsverfahren aus [DIN EN 1992-1-1] verwendet, das in A.1.1 dokumentiert ist. Die Eingangswerte für die Berechnung sind in Tab. 4.10 enthalten.

Die zeitabhängigen Verzerrungen aus dem Trocknungsschwinden basieren auf den Gl. (A.1) bis Gl. (A.5) und sind in Gl. (4.18) zusammengefasst. Die inkrementellen Änderungen der Trocknungsschwinddehnungen werden in Gl. (2.19) dargestellt.

	Bauteil	Verbundproben		
b/h	1.250/65	50/50	Querschnittsabmessungen	[mm]
RH	85,9	62,5	mittlere relative Luftfeuchte	[%]
	R	R	Zementklasse	[-]
f_{cm}	121,5	94,2	mittlere Zylinderdruckfestigkeit	[N/mm ²]
			des Betons nach 28 Tagen	
t_s	8	8	Alter des Betons zu Beginn	[d]
			des Trocknungsschwindens	
t_0	124	167	Alter des Betons bei	[d]
			Belastungsbeginn	
$T(\Delta t_i)$	20	20	Umgebungstemperatur bis zum	[°C]
			Belastungsbeginn	

Tabelle 4.10: Eingangswerte zur Bestimmung der Schwinddehnung und des Kriechens der hochfesten Betone

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0,04} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (4.18)$$

Die zeitabhängigen Dehnungen aus dem autogenen Schwinden basieren auf den Gl. (A.6) und Gl. (A.8) und sind in Gl. (4.19) zusammengefasst. Die inkrementelle Darstellung des autogenen Schwindens zeigt Gl. (2.20).

$$\varepsilon_{ca}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t}} \cdot \varepsilon_{ca,\infty} \quad (4.19)$$

Der Grundwert der Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ und der Endwert des autogenen Schwindens $\varepsilon_{ca,\infty}$ für die Bauteile und die Verbundproben sind in Tabelle 4.11 angegeben.

Abb. 4.26 und Abb. 4.27 zeigen den zeitlichen Verlauf der Schwinddehnungen des Betons der Bauteile und der Verbundproben nach Gl. (4.18) und Gl. (4.19). Bis zum Zeitpunkt des Ausschalens treten ausschließlich Dehnungen aus dem autogenen Schwinden auf. Nach dem Entfernen der Schalung und der vor dem Austrocknen schützenden Folien nach acht Tagen treten zusätzlich Trocknungsschwinddehnungen auf.

Beim Beton der Bauteile beträgt der rechnerische Endwert der Gesamtschwinddehnungen $\varepsilon_{cs} = 3,78 \cdot 10^{-4}$. Das Trocknungsschwinden hat mit $\varepsilon_{cd,0} = 1,12 \cdot 10^{-4}$ einen Anteil von 30% an der Gesamtschwinddehnung. Somit verbleibt ein Anteil von 70% für die autogenen Schwinddehnungen $\varepsilon_{ca,\infty} = 2,66 \cdot 10^{-4}$. Beim Beton der Verbundproben ist der rechnerische Endwert der Gesamtschwinddehnungen mit $\varepsilon_{cs} = 6,50 \cdot 10^{-4}$ 71%

größer als beim Beton der Bauteile. Maßgebend dafür sind größere Trocknungsschwinddehnungen $\varepsilon_{cd,0} = 4,52 \cdot 10^{-4}$, deren Anteil 70% an der Gesamtschwinddehnung beträgt. Die Trocknungsschwinddehnungen des Betons der Verbundproben sind wegen der geringeren relativen Luftfeuchte des Umgebungsklimas (im Mittel 62,5% beim künstlichen Wechselklima) im Vergleich zur Luftfeuchte bei den Bauteilen (im Mittel 85,9% bei natürlichen Umgebungsbedingungen) größer. Die autogenen Schwinddehnungen der Verbundproben sind mit $\varepsilon_{ca,\infty} = 1,98 \cdot 10^{-4}$ um 26% geringer als beim Beton der Bauteile.

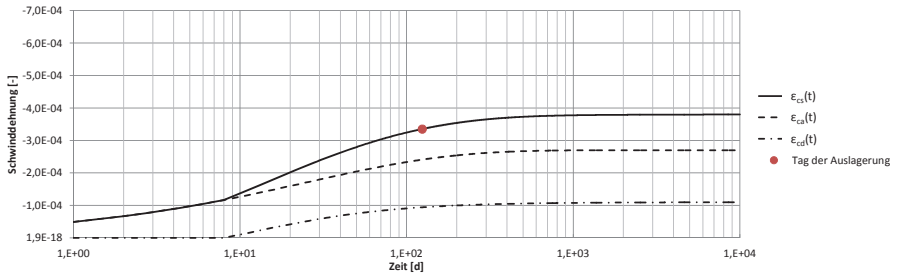


Abbildung 4.26: Zeitlicher Verlauf der Schwinddehnungen des Betons der Bauteile nach [DIN EN 1992-1-1]; Endwert 27 Jahre

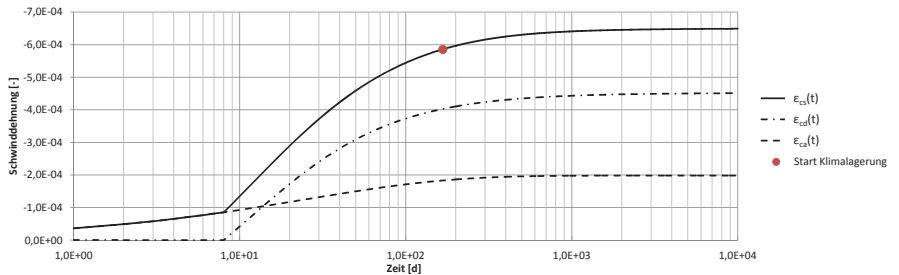


Abbildung 4.27: Zeitlicher Verlauf der Schwinddehnungen des Betons der Verbundproben nach [DIN EN 1992-1-1]; Endwert 27 Jahre

Grundlage für die Formulierung der Kriechdehnungen des hochfesten Betons bei der Simulation ist das Berechnungsverfahren aus [DIN EN 1992-1-1] (siehe Abschn. 2.3.4 und Anlage A.1.2). Die mit den Gleichungen (A.9) bis (A.19) und den Eingangsparametern aus Tab. 4.10 bestimmte zeitliche Entwicklung der Kriechzahl beträgt für den hochfesten Beton der Bauteile:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta(t, t_0) = 0,51 \cdot \left[\frac{t - 133}{388 + t - 133} \right]^{0,3} \quad (4.20)$$

und für den hochfesten Beton der Verbundproben:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta(t, t_0) = 0,78 \cdot \left[\frac{t - 170}{203 + t - 170} \right]^{0,3} \quad (4.21)$$

Abb. 4.28 zeigt den mit Gl. (4.20) und Gl. (4.21) berechneten zeitlichen Verlauf der Kriechzahl für die beiden Betone im Vergleich. Es zeigt sich, dass der rechnerische Endwert der Kriechzahl des Betons der Verbundproben mit $\varphi = 0,78$ größer ist als der für die Bauteile mit $\varphi = 0,51$. Ursache ist einerseits die höhere mittlere Luftfeuchte am Prüfstand der Bauteile, andererseits die geringere Festigkeit des Betons der Verbundproben. Die hohe mittlere Festigkeit und die späte Belastung beider Betone führt letztlich zu vergleichsweise kleinen Kriechzahlen.

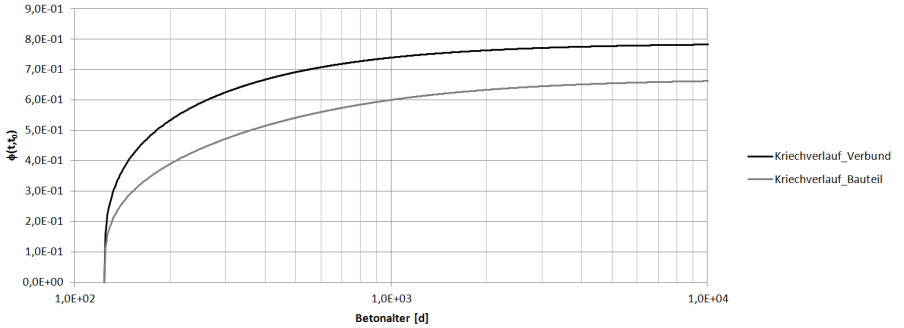


Abbildung 4.28: zeitlicher Verlauf der Kriechzahl des hochfesten Betons der Verbundproben und der Bauteile im Vergleich nach [DIN EN 1992-1-1]; Endwert 27 Jahre

Auf der Grundlage der zeitabhängigen Kriechzahlen werden die Parameter für die viskoelastischen Verformungen und das Betonfließen kalibriert. Das irreversible Fließen des Betons wird im Materialmodell durch einen alternnden Dämpfer abgebildet. Dieser Ansatz wird so auch von Seidel [Seid09] in einem Berechnungsmodell für das Langzeitverhalten von Normalbeton und textillbewehrten Beton verwendet. Die zeitabhängigen Fließverformungen betragen:

$$\varepsilon_{fl}(t) = \int_{t_0}^t \frac{1}{a_{fl} \cdot e^{b_{fl} \cdot (t-t_0)}} \cdot \sigma(t) dt \quad (4.22)$$

Die Dämpferparameter a_{fl} und b_{fl} wurden so bestimmt, dass der Anteil des Fließens an der Kriechverformung etwa ein Drittel beträgt und die Fließverformungen nach einem Jahr zu 80% bis 90% abgeschlossen sind. Die verbleibenden viskoelastischen Kriechanteile in Höhe von zwei Dritteln der Kriechdehnung werden durch drei Kelvin-Voigt-Elemente berücksichtigt. Die inkrementellen Verzerrungen aus dem Betonfließen sind in Gl. (2.21) angegeben. Für die viskoelastischen Verzerrungsänderungen gilt Gl. (2.22b). Die Materialparameter sind in Tab. 4.11 enthalten.

Zur Veranschaulichung der Zusammenhänge wird ein Betonquerschnitt mit einer kriecherzeugenden Spannung von $\sigma_x = 0,4 \cdot f_{cm}$ beaufschlagt. Der zeitliche Verlauf der Kriechdehnungen ist in Abb. 4.29 für den Beton der Bauteile und in Abb. 4.30 für den Beton der Verbundproben dargestellt.

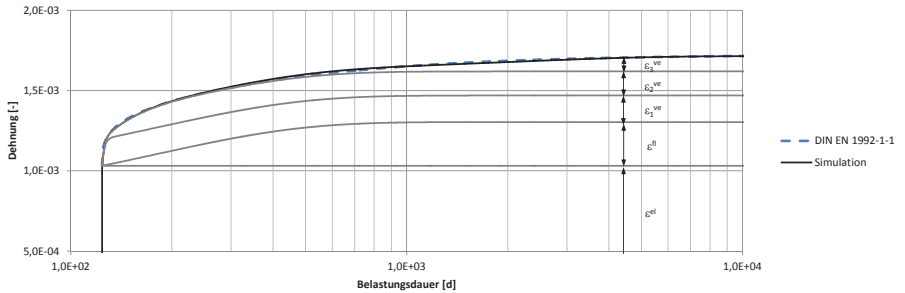


Abbildung 4.29: Zeitlicher Verlauf der Kriechdehnung des hochfesten Betons der Bauteile; Endwert 27 Jahre - Berechnung nach [DIN EN 1992-1-1] und Simulationsergebnis im Vergleich

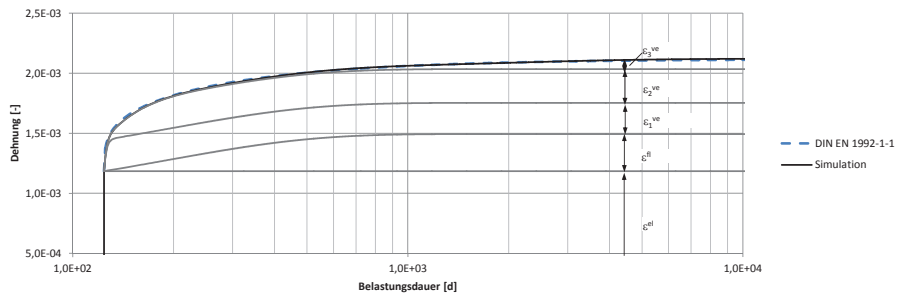


Abbildung 4.30: Zeitlicher Verlauf der Kriechdehnung des hochfesten Betons der Verbundproben; Endwert 27 Jahre - Berechnung nach [DIN EN 1992-1-1] und Simulationsergebnis im Vergleich

Parameter	Beton der		Einheit
	Bauteile	Verbundproben	
E	46.500	31.800	[N/mm ²]
ν	0,2	0,2	[-]
α^T	$10 \cdot 10^{-6}$	$10 \cdot 10^{-6}$	[1/K]
$\varepsilon_{cd,0}$	$1,12 \cdot 10^{-4}$	$4,52 \cdot 10^{-4}$	[-]
$\varepsilon_{ca,\infty}$	$2,66 \cdot 10^{-4}$	$1,98 \cdot 10^{-4}$	[-]
t_s	8	8	[d]
t_0	124	167	[d]
h_0	61,8	33,3	[-]
k_h	1,0	1,0	[-]
a_{fl}	$3,2 \cdot 10^7$	$2,3 \cdot 10^7$	[-]
b_{fl}	$5,5 \cdot 10^{-3}$	$5,2 \cdot 10^{-3}$	[-]
τ_1^{ve}	2	2	[d]
τ_2^{ve}	28	28	[d]
τ_3^{ve}	2000	2000	[d]
J_1^{ve}	0,16	0,219	[-]
J_2^{ve}	0,145	0,237	[-]
J_3^{ve}	0,093	0,072	[-]

Tabelle 4.11: Zusammenstellung der Parameter des Modells nach Abb. 4.25 für die Betone der Bauteile und der Verbundproben

4.2.5 Materialmodell zum Langzeitverhalten - Klebstoff

Zum Langzeitverhalten der verwendeten Epoxidharzklebstoffe Hilti-RE-500 und Sikadur 330 sind bei den Herstellern keine Informationen verfügbar. Daher muss im vorliegenden Fall auf die Untersuchungen des Epoxidharzklebstoffes Sikadur 30 von Schmidt et al. [Schm09] zurückgegriffen werden (siehe Abschn. 2.4.3). Die viskosen und viskoelastischen Materialparameter des Sikadur 30 werden modifiziert und für die in den experimentellen Untersuchungen verwendeten Klebstoffe Hilti-RE-500 und Sikadur 330 übernommen. Es ist zu erwarten, dass der Einfluss des Langzeitverhaltens des Klebstoffes auf geklebte Holz-Beton-Verbundkonstruktionen wegen der geringen Schichtdicke von 1 mm bei den Verbundproben und ca. 1 mm bis 3 mm bei den Bauteilen von untergeordneter Bedeutung ist.

Das dreidimensionale Materialmodell des Klebstoffes (siehe Abb. 4.31) wird auf der Grundlage des linear viskoelastischen Burgers-Modells nach Abb. 2.26 realisiert. Die Parameter für die elastischen, viskosen und viskoelastischen Verzerrungen werden von den bei einem mittleren Belastungsniveau von $\sigma = 12,5 \text{ N/mm}^2$ durchgeführten Versuchen abgeleitet. Dies scheint gerechtfertigt, da die Kriechgeschwindigkeit auf Grund der Streuung der geringen Probenanzahl beim niedrigsten Lastniveau höher ist (siehe Abb. 2.25). Das Modell wird um ein Element für die Temperaturdehnung erweitert. Es werden elastische, thermische, und viskoelastische Verformungsanteile

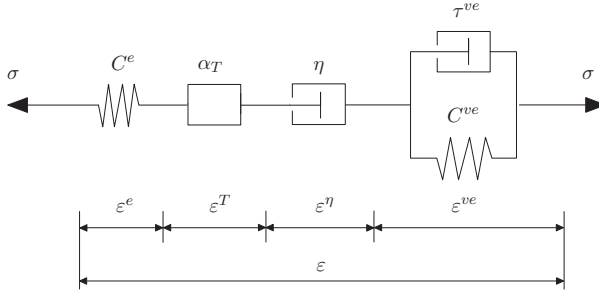


Abbildung 4.31: Rheologisches Modell des Klebstoffes mit einem Kelvin-Voigt-Element zur Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^T + \epsilon^\eta + \epsilon^{ve} \quad (4.23)$$

mit:

ϵ^e	elastische Verzerrungen nach Gl. (2.7)
ϵ^T	thermische Dehnungen nach Gl. (2.11)
ϵ^η	viskose Verzerrungen nach Gl. (2.16)
ϵ^{ve}	viskoelastische Verzerrungen nach Gl. (2.22a)

berücksichtigt. Grundsätzlich wäre eine temperaturabhängige Formulierung der Klebstoffsteifigkeit erstrebenswert. Diese könnte wie beim Holz auf Grundlage der Gl. (2.40) und Gl. (2.41) realisiert werden. Es ist jedoch keine Datenbasis vorhanden, um gesicherte Aussagen über die temperaturabhängigen Steifigkeiten der verwendeten Klebstoffe treffen zu können. Daher wird auf die temperaturabhängige Formulierung der Klebstoffsteifigkeit verzichtet.

Im Folgenden wird beschrieben wie die Parameter des Materialmodells von den Untersuchungen von Schmidt et al. [Schm09] abgeleitet werden. Zunächst werden die Klebstoffparameter für das mittlere Belastungsniveau aus Tab. 4.12 in Abschn. 2.4.3 auf die in den rheologischen Elementen in Abb. 4.31 verwendeten Parameter transformiert (siehe Tab. 4.12). Es gelten die folgenden Gleichungen:

$$E = \frac{1}{e_0} \quad (4.24)$$

$$\eta = \frac{1}{e_1} \quad (4.25)$$

$$J^{ve} = \frac{e_2}{e_0} \quad (4.26)$$

$$\tau^{ve} = \frac{1}{c} \quad (4.27)$$

	Parameter von Schmidt et al. [Schm09]	Um- rechnung	Parameter des rheologischen Modells in Abb. 4.23
e_0	$7,250 \cdot 10^{-5}$	$[1/(\text{N}/\text{mm}^2)]$	E 13.793 $[\text{N}/\text{mm}^2]$
e_1	$4,663 \cdot 10^{-12}$	$[\text{s} \cdot (\text{N}/\text{mm}^2)]^{-1}$	η $2,145 \cdot 10^{11}$ $[\text{s} \cdot \text{N}/\text{mm}^2]$
e_2	$3,102 \cdot 10^{-5}$	$[1/(\text{N}/\text{mm}^2)]$	J^{ve} 0,428 $[-]$
c	$5,498 \cdot 10^{-6}$	$[1/\text{s}]$	τ^{ve} $1,820 \cdot 10^5$ $[\text{s}]$

Tabelle 4.12: Zusammenhang zwischen den Materialparametern des Klebstoffes bei dem mittleren Beanspruchungsniveau $\sigma = 12,5 \text{ N}/\text{mm}^2$ nach Schmidt et al. [Schm09] und den Parametern für das Modell in Abb. 4.31

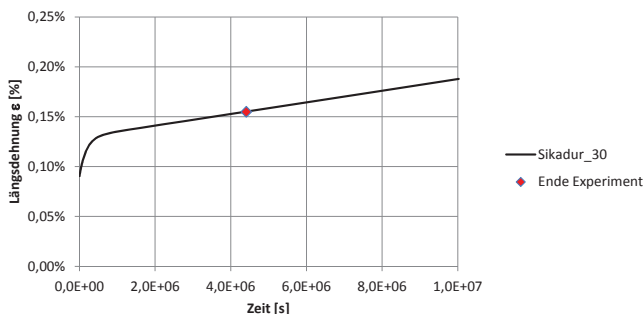


Abbildung 4.32: Berechnete Kriechdehnungen des Klebstoffes Sikadur 30 mit dem Materialmodell nach Abb. 4.31 und den Parametern aus Tab. 4.12 über einen Zeitraum von 116 Tagen

Abb. 4.32 zeigt den Verlauf der berechneten Längsdehnungen bei der den experimentellen Untersuchungen von Schmidt et al. [Schm09] zugrundegelegten Zugbeanspruchung von $12,5 \text{ N}/\text{mm}^2$. Die Modellparameter des rheologischen Modells in Abschn. 2.4.3 wurden an Versuchen mit einer Versuchsdauer von 50 Tagen validiert. Werden die Dehnungen mit diesem Ansatz auf einen Zeitraum von 50 Jahren berechnet, ergibt sich ein Anstieg der Dehnungen auf 9,3%. Dies scheint vor dem Hintergrund der experimentellen Untersuchungen von Schmidt et al. [Schm09] unrealistisch zu sein,

denn die Bruchdehnungen im Kurzzeitversuch bei einem Temperaturniveau unterhalb von 40°C betragen weniger als 1%. Die Bruchdehnungen bei den Untersuchungen zur Dauerstandsfestigkeit bei erhöhter Temperatur und Luftfeuchte betragen weniger als 2%. Bei der Simulation des Klebstoffes wird vereinfachend davon ausgegangen, dass die Kriechdehnungen bei einem Temperaturniveau unterhalb des Glasübergangsbereiches und bei einem Lastniveau unterhalb der Dauerstandsfestigkeit die Größenordnung der Bruchdehnungen nicht erreicht wird. Die Kriechdehnungen werden für die Simulation daher auf 1% begrenzt.

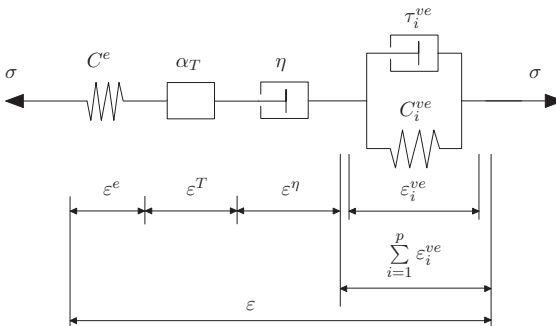


Abbildung 4.33: Rheologisches Modell des Klebstoffes mit zwei Kelvin-Voigt-Elementen zur Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens

Parameter	Sikadur 30	Sikadur 330	Hilti-RE 500	Einheit
E	13.793	3.800	6.730	[N/mm ²]
ν	0,4	0,4	0,4	[-]
α^T	$4,5 \cdot 10^{-5}$	$4,5 \cdot 10^{-5}$	$4,5 \cdot 10^{-5}$	[1/K]
η	$2,145 \cdot 10^{12}$	$2,145 \cdot 10^{12}$	$2,145 \cdot 10^{12}$	[s·N/mm ²]
J_1^{ve}	0,373	0,373	0,373	[-]
τ_1^{ve}	$1,35 \cdot 10^5$	$1,35 \cdot 10^5$	$1,35 \cdot 10^5$	[s]
J_2^{ve}	0,406	0,406	0,406	[-]
τ_2^{ve}	$3,53 \cdot 10^6$	$3,53 \cdot 10^6$	$3,53 \cdot 10^6$	[s]

Tabelle 4.13: Klebstoffparameter des modifizierten Modells nach Abb. 4.33 für die Klebstoffe Sikadur 30, Sikadur 330 und Hilti-RE 500

Um den Dehnungsverlauf mit den geänderten Randbedingungen besser approximieren zu können, wird die Anzahl der Kelvin-Voigt-Elemente für den viskoelastischen Dehnungsanteil im Modell auf zwei erhöht (siehe Abb. 4.33). In Tab. 4.13 sind die durch Regression bestimmten viskoelastischen Parameter für das modifizierte Modell nach Abb. 4.33 dokumentiert. Abb. 4.34 zeigt, dass die zeitabhängigen Dehnungen der beiden Ansätze bis zum Ende des Experimentes deckungsgleich verlaufen. Danach

nimmt die Dehnungsgeschwindigkeit des Modells mit den zwei Kelvin-Voigt-Elementen ab. Die für einen Zeitraum von 50 Jahren berechneten Dehnungen betragen 1% (vgl. Abb. 4.35).

Für die Simulation des Langzeitverhaltens der Verbundproben und der Bauteile wird das modifizierte Modell nach Abb. 4.33 mit den Materialparametern in Tab. 4.13 verwendet.

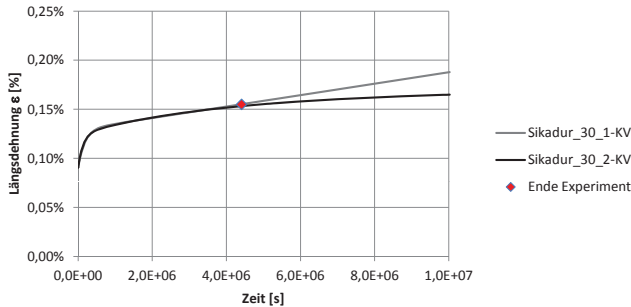


Abbildung 4.34: Berechnete Kriechdehnungen des Klebstoffes Sikadur 30 mit dem Materialmodell nach Abb. 4.33 und den Parametern aus Tab. 4.13 über einen Zeitraum von 116 Tagen

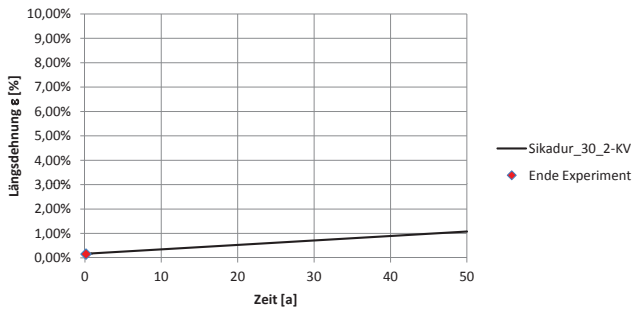


Abbildung 4.35: Kriechdehnungen des Klebstoffes Sikadur 30 mit dem Materialmodell nach Abb. 4.33 und den Parametern aus Tab. 4.13 über einen Zeitraum von 50 Jahren

4.2.6 Geklebter Holz-Beton-Verbund

Mit der Simulationsroutine der Verbundversuche sollen die Festigkeit und das Verformungsverhalten des geklebten Holz-Beton-Verbundes bei vorwiegender Beanspruchung auf Schub abgeschätzt werden können. Im Wechselklima wird der Einfluss von Temperatur und Holzfeuchte auf die Verformungen deutlich.

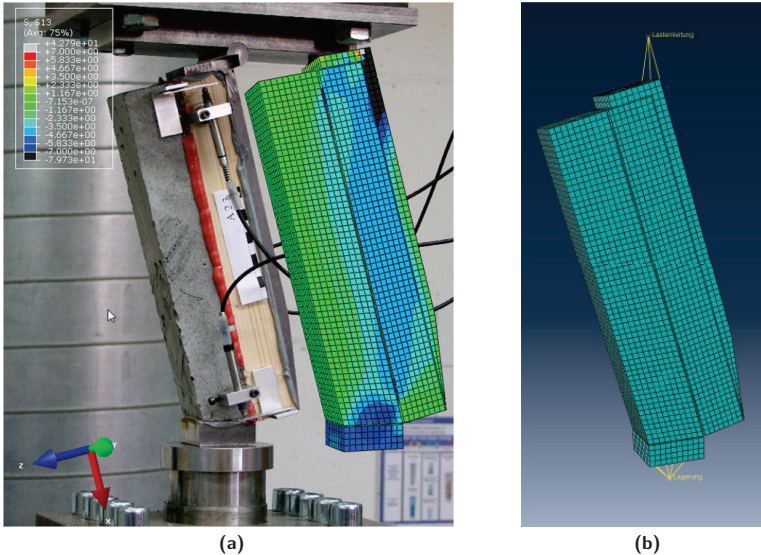


Abbildung 4.36: Simulationsmodell für die Bestimmung der Festigkeit des Verbundes (a) Versuchsaufbau und FE-Netz mit Darstellung der Schubspannungen τ_{xz} ; (b) Referenzpunkte und Lasteinleitung

Verbundfestigkeit

Bei den experimentellen Untersuchungen mit Epoxidharzklebstoff war die Tragfähigkeit des Verbundes von der Festigkeit des Holzes dominiert. Eine Reduktion der Verbundfestigkeit nach Dauerbeanspruchung und Klimalagerung war nicht feststellbar (siehe Abb. 3.13). Daher scheint es gerechtfertigt für die Berechnung der Verbundfestigkeit das bereits in Abschn. 4.2.2 angewandte Kohäsivzonenmodell zu verwenden. Abb. 4.36a zeigt den Versuchsaufbau zur Bestimmung der Verbundfestigkeit mit eingebauter Probe und das verwendete FE-Netz. Für das Holz, den Beton und den

Klebstoff wurden 8-Knoten Volumelemente mit reduzierter Integration vom Typ C3D8R verwendet. Der Holzquerschnitt wurde mit elastischen anisotropen Materialeigenschaften versehen (siehe Tab. 4.2). Für den Beton, den Klebstoff und den Stahl wurden isotrope Materialeigenschaften (Beton: $E = 31.800 \text{ N/mm}^2$; $\nu = 0,2$, Klebstoff: $E = 6.730 \text{ N/mm}^2$; $\nu = 0,4$, Stahl: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$; $\nu = 0,3$) angesetzt.

Entlang der im Versuch beobachteten Bruchflächen an der Grenze zwischen Holz und Klebstoff wurden kohäsive Elemente mit 1mm Dicke angeordnet. Es wurden dreidimensionale Kohäsivelemente mit 8 Knoten vom Typ COH3D8 verwendet.

Die Probe war im Bereich des Verbundes von oben und von unten auf jeweils 15 mm Länge eingeschnitten. Dies wurde im Modell berücksichtigt.

Die Last wurde dem Versuch entsprechend als Verschiebung aufgebracht. Die Verschiebung wurde auf einen Referenzpunkt oberhalb der Probe aufgegeben, der mit den Knoten auf der Kante des Stahlwinkels gekoppelt war (siehe Abb. 4.36b). Die obere Fläche des Stahlwinkels und die untere Fläche des Stahlblocks waren in horizontaler Richtung gehalten. Der Stahlblock war mit einem Referenzpunkt unterhalb der Probe gekoppelt. An dem unteren Referenzpunkt waren alle 6 Freiheitsgrade gesperrt. Hier wurde die resultierende Kraft ausgewertet.

Für die Simulation des kohäsiven Verhaltens kann auf die im Programmpaket von ABAQUS implementierten Materialroutinen zurückgegriffen werden. Für das in Abschn. 2.2.1 vorgestellte kohäsive Verhalten ist in der graphischen Oberfläche CAE „Quads Damage“ und „Damage Evolution; Type:Energy; Softening:Linear; Mixed mode behaviour: Power Law; und Power=2“ auszuwählen. Das anfangs elastische Verhalten wird mit „Elastic; Type: Traction“ bestimmt.

Für das Kohäsivgesetz wurden die Parameter in Tab. 4.3 verwendet. Beim geklebten Holz-Beton-Verbund sind jedoch höhere Festigkeiten als bei der reinen Holzprobe zu erwarten (vgl. [Schä10a]). Bei der vorliegenden Beanspruchung wird das Spannungs-kriterium (siehe Gl. (2.45)) durch die Schubbeanspruchung τ dominiert. In einer Parameterstudie soll der Einfluss der Schubfestigkeit von f_v auf das Ergebnis der Simulation gezeigt werden. Es wird zwischen $f_v = 6,0 \text{ N/mm}^2$, was in der Größenordnung der Scherfestigkeit des verwendeten Holzes liegt (siehe Abschn. 4.2.2), $f_v = 10,0 \text{ N/mm}^2$ (mittlere Scherfestigkeit nach [DIN 68364]) und $f_v = 14,0 \text{ N/mm}^2$ variiert. Abb. 4.37 zeigt die Ergebnisse der Simulation mit den im Verbundversuch bestimmten Bruchlast. Die Mittelwerte der Bruchlasten werden beim Ansatz von $f_v = 14,0 \text{ N/mm}^2$ am besten abgebildet. Auf der sicheren Seite liegend kann die Verbundfestigkeit bei Dauerlast und Wechselklimabeanspruchung mit $f_v = 6,0 \text{ N/mm}^2$ angesetzt werden.

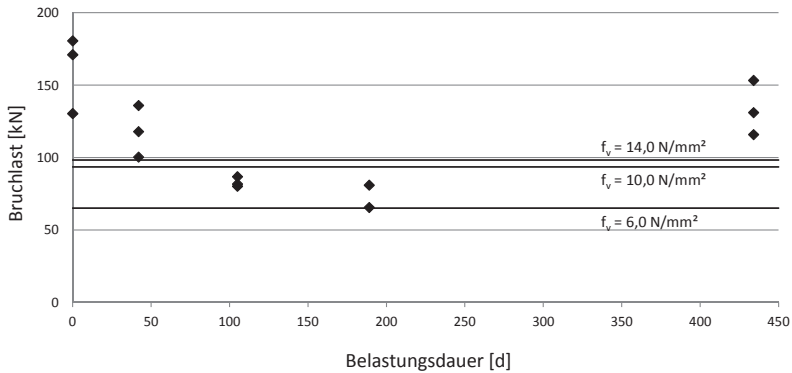


Abbildung 4.37: Simulationsergebnis im Vergleich zu den Ergebnissen der Verbundversuche

Langzeitverhalten unter vorwiegender Schubbeanspruchung

Während für die Simulation der Verbundfestigkeit die Probe in ganzer Breite abgebildet wurde, scheint es bei der Simulation des Langzeitverhaltens sinnvoll die Symmetrie auszunutzen, um kürzere Rechenzeiten zu erzielen (siehe Abb. 4.38). Beim Langzeitverhalten sind die zeit-, temperatur- und feuchteabhängigen Phänomene zu berücksichtigen.

Der Holzquerschnitt wird mit 8-Knoten Volumenelementen vom Typ C3D8T diskretisiert. Diese Elemente werden bestimmungsgemäß für eine gekoppelte Temperatur-Verschiebungsanalyse (coupled temperature-displacement-analysis) verwendet. Mit der in Abschn. 4.2.1 beschriebenen Vorgehensweise lässt sich damit im vorliegenden Fall der Feuchtetransport im Holz in Quer- und in Längsrichtung abbilden. Der Feuchttransport zwischen dem Umgebungsklima und dem Holzquerschnitt über die Holzoberfläche ist in einer DFLUX-Subroutine programmiert. Die prinzipielle Vorgehensweise wurde in Abschn. 4.2.1 erläutert. Der Beton, die Klebschicht und der Stahlwinkel werden mit 8-Knoten Volumenelementen vom Typ C3D8 diskretisiert.

Im Strukturmodell wird für das Holz das Materialmodell Holz1 nach Abb. 4.15 verwendet. Für den Beton gilt das Materialmodell nach Abb. 4.25. Das Verhalten des Klebstoffes wird mit dem Modell nach Abb. 4.33 berücksichtigt. Die Materialmodelle wurden in eine UMAT-Subroutine programmiert (siehe Abschn. 4.1).

Der Feuchteaustausch zwischen dem Holzquerschnitt und der Umgebung findet über die freie Seitenfläche, von unten und über die Fläche unter dem Stahlwinkel statt. Im Versuch gab es zwischen Stahlwinkel und Holz einen Spalt (siehe Abb. 3.8). Die obere Stirnfläche war vom Stahlwinkel abgedeckt. Für den Feuchteaustausch wird

im Rechenmodell der Load-Type „surface-flux“ verwendet. Für die Berechnung der Feuchtemenge, die über die Oberfläche transportiert wird, werden die Temperatur und die relative Luftfeuchte der Umgebung in die DFLUX-Subroutine eingetragen.

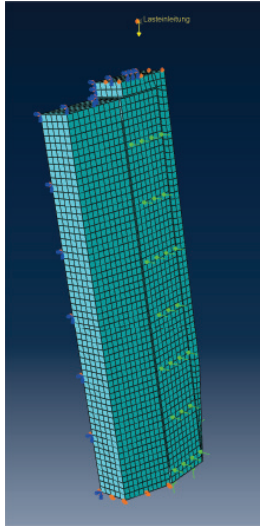


Abbildung 4.38: FE-Netz zur Berechnung des Langzeitverhaltens der Verbundproben

Der Stahlwinkel zur Einleitung der Last in den Holzquerschnitt war während des Versuchs lose aufgelegt. In der Simulation wurde daher eine Kontaktbedingung vom Typ „Hard-contact“ normal zur Kontaktfläche verwendet, mit der Druckkräfte aber keine Zugkräfte übertragbar sind. In tangentialer Richtung wurde die Kontaktbedingung „frictionless“ gewählt, welche Verschiebungen ohne Reibung zulässt.

An den Knoten der Symmetriefläche waren die entsprechenden Verschiebungs- und Verdrehungsfreiheitsgrade gesperrt. Die Aufstandsfläche des Betons war in vertikaler Richtung und in beide Horizontalrichtungen gelagert.

Die Simulation des Langzeitverhaltens des Verbundes unter Dauerlast im künstlichen Wechselklima soll an den experimentellen Ergebnissen in Abschn. 3.2.3 validiert werden.

Abb. 4.39 zeigt die Verschiebung der Verbundproben unter Dauerlast im Wechselklima im Vergleich zu den berechneten Verschiebungen. Für das Materialmodell Holz1 wurde die viskoelastische Parameterkombination VE1 gewählt (siehe Tab. 4.7). Für den betrachteten Zeitraum von 230 Tagen ist kein wesentlicher Unterschied im Kurvenverlauf gegenüber den viskoelastischen Parameterkombinationen VE2 und VE3 zu

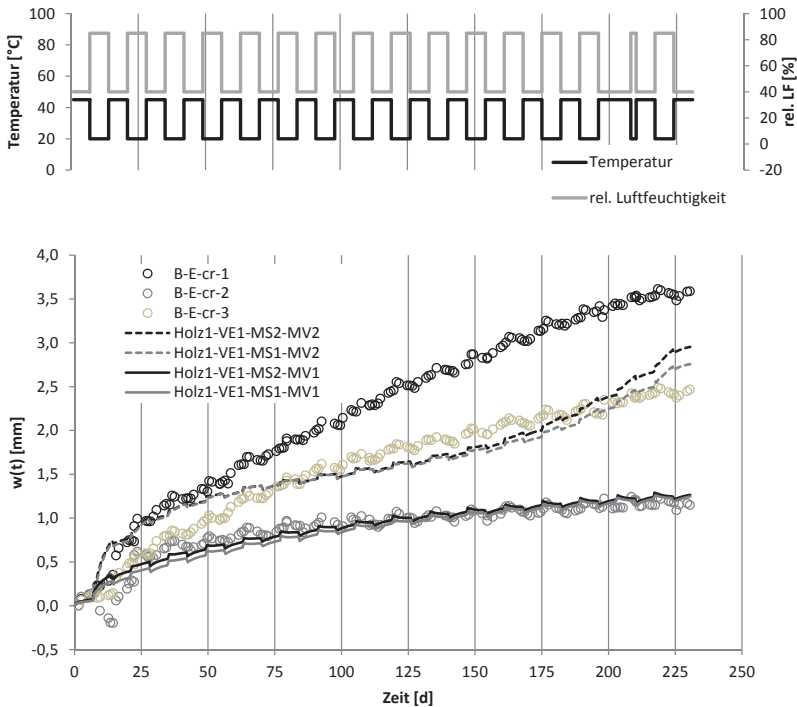


Abbildung 4.39: Kriechverformung - Experiment und Simulation

erwarten (siehe Abschn. 5.2.2). Daher soll auf der Grundlage der viskoelastischen Parameterkombination VE1 in einer Parameterstudie der Einfluss der mechano-sorptiven Parameterkombinationen MS1, MS2, MV1 und MV2 (siehe Tab. 4.8 und 4.9) auf das Simulationsergebnis des Verbundes gezeigt werden.

Mit Holz1-VE1-MS1-MV1 wird der Verlauf der Verschiebungen der Probe B-E-cr-2 relativ gut abgebildet. Wie im Versuch nimmt beim Simulationsergebnis die Kriechgeschwindigkeit im Lauf der Zeit ab. Beim Klimawechsel nehmen die Verschiebungen bei Temperaturanstieg zunächst zu. Infolge der Abnahme der relativen Luftfeuchte schwindet das Holz und die Verschiebungen gehen zurück. Bei Temperaturrückgang und Anstieg der Feuchte kehrt sich der Vorgang um. Die Größenordnung der Verschiebungen aus dem Klimawechsel wird gut erfasst.

Die Kurve von Holz1-VE1-MS2-MV1 verläuft zu Beginn etwas unterhalb von Holz1-

VE1-MS1-MV1 und erreicht zum Ende das gleiche Verformungsniveau. Bei Holz1-VE1-MS1-MV2 und Holz1-VE1-MS2-MV2 nehmen die Verformungen beim ersten Klimawechsel stark zu. Dieses Verhalten spiegelt das tatsächliche Verhalten im Versuch wider. Im weiteren zeitlichen Verlauf nimmt die Kriechgeschwindigkeit ab. Nach etwa 125 Tagen nimmt die Kriechgeschwindigkeit wieder zu. Dieses Phänomen wurde im Versuch nicht beobachtet. Die Ursache sind lokale Effekte im Holz unterhalb des Lasteinleitungsbereichs und an der einspringenden Ecke im Bereich des Einschnitts. Abb. 4.40 zeigt die Normalspannungen im Holzquerschnitt unter der Lasteinleitungsstelle. Am Tag 1 steigen die Normalspannungen S_{11} vom freien Rand in Richtung des Stahlwinkels nahezu linear an. Im Bereich hoher Spannungen finden zeitabhängige Kriechprozesse statt, die sich mit den mechano-sorptiven Verformungen überlagern. Mit der mechano-sorptiven Modellparameterkombination Holz1-VE1-MS1-MV1 wird nach 125 Tagen ein parabolischer Verlauf der Normalspannungen über den Querschnitt berechnet. Die Normalbeanspruchung verlagert sich zum freien Rand hin. Bei der Parameterkombination Holz1-VE1-MS2-MV2 gehen die Spannungen an der Ecke des Stahlwinkels auf Null zurück und die Spannungen am freien Rand steigen noch weiter an. Durch die Spannungsspitzen an den Singularitätsstellen in diesem Bereich ist die Steifigkeit stark herabgesetzt. Die fortschreitende Verformungszunahme im Lasteinleitungsbereich führt zur Beschleunigung bei den berechneten Verformungen, die so im Versuch nicht beobachtet wurden.

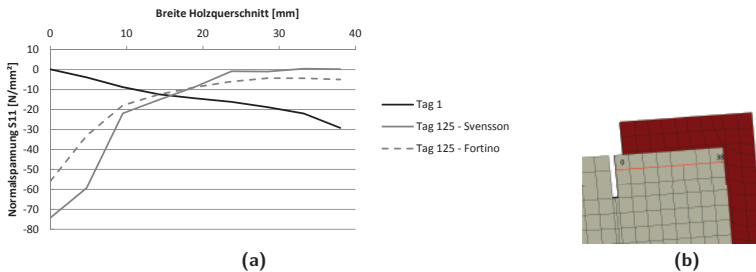


Abbildung 4.40: Normalspannungen im Holz unterhalb der Lasteinleitung (a) Spannungsverlauf am Tag 1 und am Tag 125 mit den mechano-sorptiven Parametern von Fortino und Svensson; (b) Zuordnung des Spannungsverlaufs zum Modell

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass das Verformungsverhalten des Verbundes unter vorwiegender Schubbeanspruchung mit dem vorgestellten Strukturmodell abgebildet werden kann. Die zyklischen Verformungen infolge des wöchentlichen Klimawechsels werden vom Modell gut erfasst. Mit den Parameterkombinationen Holz1-VE1-MS1-MV1 und Holz1-VE1-MS2-MV1 werden die Gesamtverformungen auf dem unteren Niveau von Probe B-E-cr-2 gut angenähert. Mit den Parameterkombinationen Holz1-VE1-MS1-MV2 und Holz1-VE1-MS2-MV2 wird das Verformungsverhalten auf mittlerem Niveau von Probe B-E-cr-3 bis zu einem Zeitraum von 125 Tagen ausreichend

genau approximiert. Durch Spannungsspitzen im Lasteinleitungsbereich wird die Materialsteifigkeit lokal stark reduziert. Das führt im Modell zu einer fortschreitenden Verformungszunahme, die im Versuch nicht auftrat.

5 Modellierung von Bauteilen

5.1 Diskretisierung und Eingangsdaten für die Modellierung

5.1.1 Modellbildung

Das Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundbauteilen wird vom viskoelastischen Verhalten und von der Temperaturdehnung des Holzes, des Klebstoffs und des Betons, vom Quellen/Schwinden des Holzes und vom Schwinden des Betons beeinflusst. Zielsetzung bei der Modellierung der in Abschn. 3.3 beschriebenen Bauteile ist es, die genannten Phänomene zu erfassen, um einerseits die Spannungsverteilung in den Querschnitten im Hinblick auf die Bemessung abbilden zu können und andererseits das Verformungsverhalten im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit bestimmen zu können. Die Erkenntnisse sollen dann auf andere Umgebungsbedingungen und Geometrien übertragbar sein. Die Zusammenhänge zwischen den Phänomenen, die das Langzeitverhalten der Bauteile beeinflussen und den implementierten Materialeigenschaften wurden bereits in Abschnitt 4.1 aufgezeigt.

Die numerischen Berechnungen werden wie im Falle der Verbundkörper mit der kommerziellen Finite-Elemente-Software ABAQUS [Dass12] durchgeführt. Das Berechnungsschema wurde in Abb. 4.3 dargestellt.

Unter Ausnutzung der doppelten Symmetrie wird ein Viertel des Querschnitts abgebildet. Die gewählte Netzgeometrie für das Bauteil ist in Abb. 5.1 dargestellt. Wie bereits beim Verbund wird der Holzquerschnitt mit 8-Knoten Volumenelementen vom Typ C3D8T diskretisiert. Für den Feuchte austausch zwischen Außenklima und Holzquerschnitt werden in der Subroutine DFLUX die Parameter für natürliche Klimabedingungen gemäß Abschn. 4.2.1 verwendet. Die Betonplatte, die Klebschicht und die Stahllager werden mit 8-Knoten Volumenelementen vom Typ C3D8 diskretisiert.

Tab. 5.1 enthält die Angaben über die verwendeten Materialmodelle und die Materialparameter. Beim Holz wird zwischen den Materialmodellen Holz1, Holz2 und Holz3 variiert. Die Materialmodelle wurden in eine UMAT-Subroutine programmiert (siehe Abschn. 4.1).



Abbildung 5.1: Finite-Elemente-Netz für die numerischen Berechnungen

Material	Modell	Parameter
Holz	Holz1 nach Abb. 4.15	Tab. 4.5
	Holz2 nach Abb. 4.16	Tab. 4.6
	Holz3 nach Abb. 4.17	Tab. 4.7
		Tab. 4.8
Beton	Abb. 4.25	Tab. 4.9
Klebstoff	Abb. 4.31	Tab. 4.11
		Tab. 4.13

Tabelle 5.1: Materialmodelle für die Simulationen des Langzeitverhaltens der Bauteile

Der Feuchtetransport zwischen dem Holzquerschnitt und der Umgebung findet über die Oberflächen der drei Längsseiten und stirnseitig statt (siehe Abb. 5.2a). Die Temperatur und die relative Luftfeuchte der Umgebung wurden am Standort des Versuchs stündlich aufgezeichnet. Diese Daten werden in die DFLUX-Subroutine eingetragen.

Der Versuchsstand war von Bäumen umgeben, was zu Schattenwurf auf die Bauteile führte. Bei den unteren Bauteilen war die Betonplatte aufgrund der Lage weitestgehend verschattet (siehe Abb. 5.1). Aus diesem Grund scheint es vertretbar, innerhalb des Querschnitts konstante Temperaturen anzusetzen.

Im Versuch wurde die Last in den Drittelpunkten in die Betonplatte in der Achse der Gurte eingeleitet. Dementsprechend wird die Last im numerischen Modell auf einen Referenzpunkt angesetzt, der über die Kontaktbedingung „Coupling“ mit 8 Knoten an der Oberseite der Betonplatte gekoppelt ist (siehe Abb. 5.2c). Da die Last über die Versuchsdauer nicht konstant war, wird der Lastverlauf als Amplitude mit stündlichen

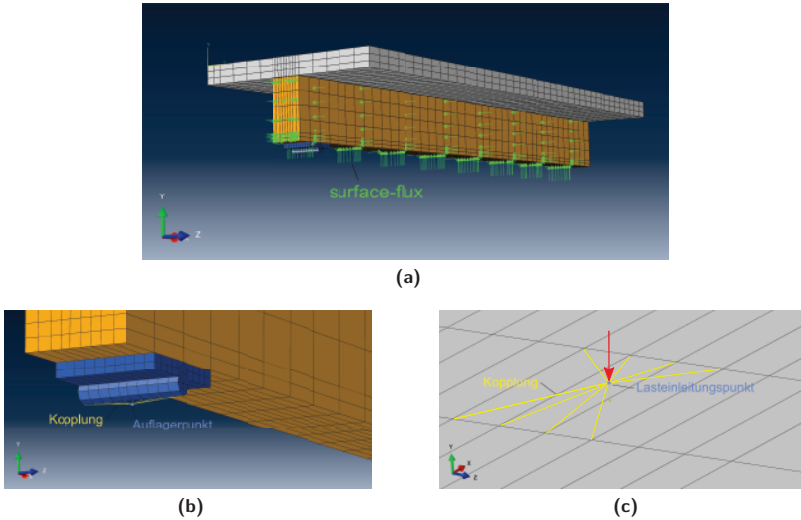


Abbildung 5.2: Details des Modells (a) Feuchtetransport an der Oberfläche des Holzquerschnitts; (b) Auflager; (c) Lasteinleitung

Werten angesetzt (siehe Abschn. 5.1.2). Das Eigengewicht der Bauteile wird als Volumenlast („Body-force“) berücksichtigt.

Die Bauteile waren im Versuch auf Kipplager aus Stahl aufgelegt. Diese werden in der Simulation durch Volumenelemente abgebildet (siehe Abb. 5.2b). Die Netzknoten an der Oberseite des Stahllagers und an der Unterseite des Holzgurts sind durch die Kontaktbedingung „Tie-constraint“ fest aneinander gekoppelt. Die vertikale Lagerbedingung des Bauteils ist an einem Referenzpunkt eingefügt, der mit den Knoten am untersten Rand des Stahllagers mit einer Kontaktbedingung vom Typ „Coupling“ verbunden ist.

An den Symmetrieflächen ist es erforderlich die Verschiebungsfreiheitsgrade in x-Richtung und die Verdrehungsfreiheitsgrade um die y-Achse und um die z-Achse zu sperren.

Die Simulation erfolgt in zwei Schritten („Steps“). Im ersten Step werden die Eigengewichtslasten und die Last aus den Federn in einem statischen Analyseverfahren („Static stress/displacement analysis“) in das Bauteil eingeleitet. Dabei sind die Temperatur und die rel. Luftfeuchte konstant. Für die Ausgangsfeuchte des Holzes wird das arithmetische Mittel der Messwerte an der Referenzprobe, das sind 11,6 %, angesetzt. Als Zeitintervall für den ersten Step wurde eine Stunde gewählt. Das entspricht in

etwa dem tatsächlichen Zeitbedarf für das Anspannen der Federn.

Im zweiten Step folgt die Langzeitberechnung als gekoppelte Feuchte-Deformations-Analyse („Coupled temperature/displacement analysis“). Hier wird die Last in jedem Zeitschritt aktualisiert und die Holzfeuchte in Abhängigkeit des Umgebungsklimas berechnet. Für die Zeitschritte im zweiten Step wird die Funktion der automatischen Inkrementierung genutzt. Dabei werden die Zeitschritte in Abhängigkeit des Konvergenzverhaltens automatisch angepasst. Die maximale Schrittweite wurde auf 24 Stunden begrenzt.

Abb. 5.3 zeigt das Konvergenzverhalten des Modells für die Bauteile im ersten Inkrement des zweiten Steps. Das Konvergenzkriterium (siehe Abschn. 4.1.2) für das Kräftegleichgewicht und für das Gleichgewicht des Feuchtetransports wurde nach drei Iterationsschritten erreicht. Es liegt ein quadratisches Konvergenzverhalten vor.

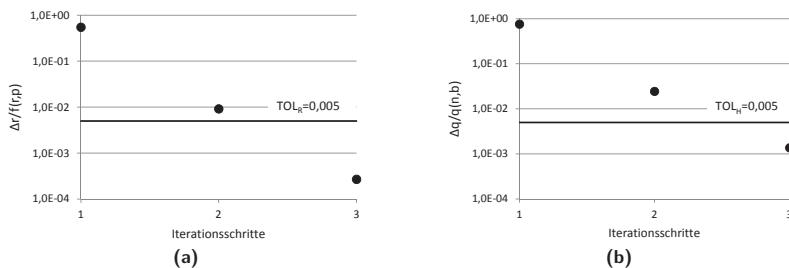


Abbildung 5.3: Konvergenz des Modells (a) Kräfte (b) Feuchtetransport

5.1.2 Einwirkungen aus der Last

Bei den experimentellen Untersuchungen zum Langzeitverhalten der Bauteile wurden die einwirkenden Kräfte mittels vorgespannter Federn in die Bauteile eingeleitet (siehe Abschn. 3.3.3). Die Federwege wurden während der Auslagerungsdauer regelmäßig gemessen. Mit dem Federweg und der experimentell für jede Feder bestimmten Federsteifigkeit war es möglich die Federkraft für jeden Zeitpunkt der Messung zurückzurechnen. Die Federkräfte waren über den Betrachtungszeitraum nicht konstant, sondern sie wurden von der Durchbiegung der Bauteile und von der Temperaturänderung des Lastgestänges beeinflusst. Eine größere Durchbiegung der Bauteile führte zu einer Vergrößerung der Federwege und somit zu kleineren Federkräften. Bei hohen Temperaturen dehnte sich das Lastgestänge aus und die auf die Bauteile einwirkenden Kräfte wurden geringer. Gleichzeitig beeinflusste die Temperatur das Verformungsverhalten der Bauteile.

Für die Simulation wurden die einwirkenden Kräfte für die Bauteile E 1.1 und E 1.2 aus den Federn S 1.1 - S 1.4 und für die Bauteile E 2.1 und E 2.2 aus den Federn S 1.4 - S 2.4 zu jedem Zeitpunkt durch eine Regressionsgleichung angenähert. Die Regressionsgleichungen wurden jeweils als Exponentialfunktion 6. Ordnung aus den Mittelwerten der vier Federn für jede Lasteinrichtung bestimmt. Die Einwirkungen auf Bauteil E 1.1 und E 1.2 können nach Gl. (5.1) mit einem Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,900$ und auf Bauteil E 2.1 und E 2.2 mit einem Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,925$ durch Gl. (5.2) angenähert werden. Die Zeiteinheit t ist in Tagen $[d]$ einzusetzen. Naheliegender wäre es, auch die Federn zu modellieren und dadurch zu jedem Zeitpunkt die richtige Einwirkung zu ermitteln. Dies führte im vorliegenden Fall jedoch wegen Konvergenzproblemen nicht zum Erfolg.

$$F_1(t) = 7,353 \cdot 10^{-16} \cdot t^6 - 2,114 \cdot 10^{-12} \cdot t^5 + 2,319 \cdot 10^{-9} \cdot t^4 - 1,210 \cdot 10^{-6} \cdot t^3 + 3,048 \cdot 10^{-4} \cdot t^2 - 3,422 \cdot 10^{-2} \cdot t + 10,63 \quad (5.1)$$

$$F_2(t) = 7,604 \cdot 10^{-16} \cdot t^6 + 2,088 \cdot 10^{-12} \cdot t^5 + 2,179 \cdot 10^{-9} \cdot t^4 - 1,074 \cdot 10^{-6} \cdot t^3 + 2,540 \cdot 10^{-4} \cdot t^2 - 2,769 \cdot 10^{-2} \cdot t + 8,908 \quad (5.2)$$

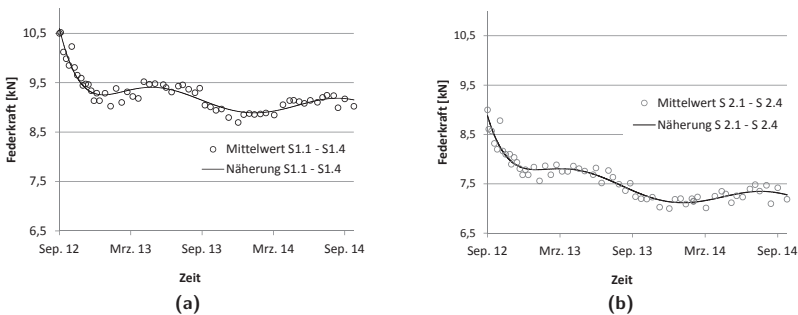


Abbildung 5.4: Federkräfte (a) S 1.1 bis S 1.4 und Näherung durch Regressionsgleichung (5.1) für die Bauteile E 1.1 und E 1.2 (b) S 2.1 bis S 2.4 und Näherung durch Regressionsgleichung (5.2) für die Bauteile E 2.1 und E 2.2

5.2 Simulation des Langzeitverhaltes der Bauteile

5.2.1 Vorüberlegungen zur Vorgehensweise

Das Langzeitverhalten der Bauteile wird vom viskoelastischen Verhalten und von hygrothermischen Phänomenen beeinflusst. Die Summe der Einflüsse ist aus dem Verformungsverhalten der Bauteile im Langzeitversuch bei natürlichen Klimabedingungen ablesbar (siehe Abschn. 3.3.3). Am Beispiel des Trägers E 1.1 werden in Abschnitt 5.2.2 die Einflüsse des viskoelastischen Verhaltens der Werkstoffe auf das Langzeitverhalten gezeigt. In Abschnitt 5.2.3 werden hygrothermische Einflüsse diskutiert. Das Strukturmodell wird für unterschiedliche Materialmodelle des Holzes und unterschiedliche Parameterkombinationen validiert. Darauf aufbauend wird das Langzeitverhalten der Bauteile E 1.2, E 1.3 und E 1.4 simuliert.

5.2.2 viskoelastische Einflüsse auf das Langzeitverhalten

Der Einfluss des viskoelastischen Verhaltens der Werkstoffe wird in diesem Abschnitt mit konstanten Einwirkungen simuliert. Es gilt:

- konstante Temperatur 20°C,
- konstante Holzfeuchte 12%,
- konstante Last 10,5 kN.

Zunächst soll der Einfluss des viskoelastischen Verhaltens des Holzes auf die Durchbiegungen der Bauteile gezeigt werden. Dazu werden im Strukturmodell:

- das rheologische Materialmodell Holz1 nach Abb. 4.15
- linear elastisches Materialverhalten für den Beton und den Klebstoff

angesetzt. Da von konstanter Holzfeuchte ausgegangen wird, besitzen Holz1, Holz2 und Holz3 in diesem Fall gleiche Eigenschaften.

Abb. 5.5 zeigt das Simulationsergebnis der Durchbiegung in Feldmitte von Bauteil E 1.1 bei Ansatz von viskoelastischem Verhalten für das Holz mit VE1, VE2 und VE3 (siehe Tab. 4.7). Im Zeitraum von bis zu einem Jahr unterscheiden sich die Ergebnisse der Simulation nur unwesentlich. Nach zwei Jahren wird mit VE3 40% Verformungszunahme im Vergleich zur elastischen Anfangsverformung prognostiziert. Mit VE2 beträgt die rechnerische Verformungszunahme 37% und mit VE1 26%. Bei der Simulation mit VE1 beträgt die Verformungszunahme im zweiten Jahr <1%, während mit VE2 2,5% und mit VE3 4% zu verzeichnen sind. Da die viskoelastische Verformungszunahme von Holz bei konstanten Klimabedingungen nach einem Jahr

nicht abgeschlossen ist, kann davon ausgegangen werden, dass die Parameterkombination VE1 für die Simulation des Langzeitverhaltens für Zeiträume über ein Jahr hinaus keine sinnvollen Ergebnisse liefert.

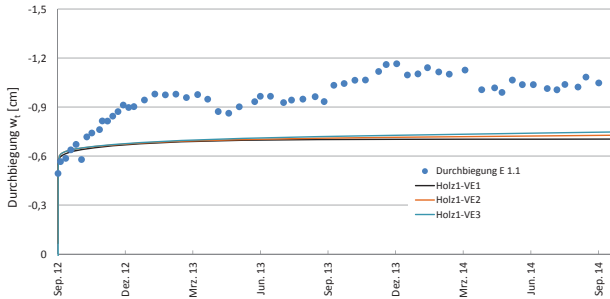


Abbildung 5.5: Einfluss des viskoelastischen Verhaltens des Holzes mit den viskoelastischen Parameterkombinationen VE1, VE2 und VE3 nach Tab. 4.7 auf das Langzeitverhalten am Beispiel des Bauteils E 1.1

Der Einfluss des viskoelastischen Verhaltens des Betons und des Betonschwindens auf das Langzeitverhalten der Bauteile bei konstanten Klimabedingungen wird in Abb. 5.6 dargestellt. Im Strukturmodell wurden folgende Materialmodelle verwendet:

- das rheologische Materialmodell des Betons nach Abb. 4.25
- linear elastischen Materialverhaltens für das Holz und den Klebstoff

Die rechnerische Verformungszunahme aus dem Schwinden des Betons im Bezug auf die elastische Anfangsverformung beträgt 8,4%. Die Verformungszunahme aus dem viskoelastischen Verhalten beträgt 13,9%. Aus der Summe resultiert eine Verformungszunahme in Höhe von 22,3% infolge des Schwindens und des viskoelastischen Verhaltens des Betons.

Abb. 5.7 zeigt den Einfluss des viskoelastischen Materialverhaltens des Klebstoffs bei Ansatz:

- des rheologischen Materialmodells des Klebstoffs nach Abb. 4.33
- linear elastisches Materialverhalten für das Holz und den Beton

Die Verformungszunahme nach 2 Jahren beträgt 0,4 ‰. Das viskoelastische Verhalten des Klebstoffs spielt für das Verformungsverhalten der Bauteile also praktisch keine Rolle.

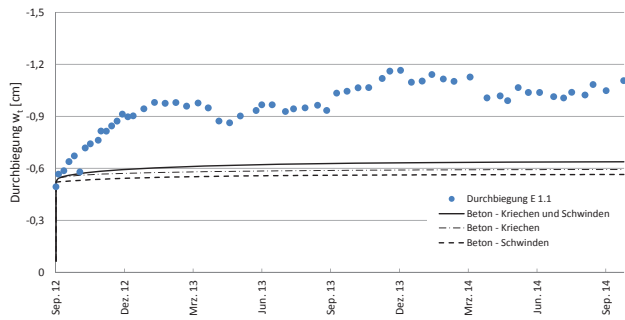


Abbildung 5.6: Einfluss des viskoelastischen Verhaltens des Betons und des Betonschwindens auf das Langzeitverhalten am Beispiel des Bauteils E 1.1

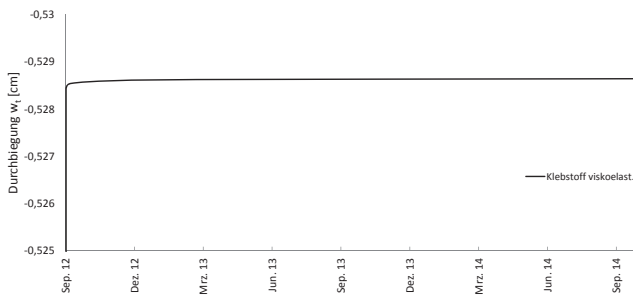


Abbildung 5.7: Einfluss des viskoelastischen Verhaltens des Klebstoffs am Beispiel des Bauteils E 1.1

Vorausgesetzt, dass im vorliegenden Fall das Materialmodell Holz2 gültig ist – das heißt mechanosorptive Dehnungen des Holzes treten nur bei einer Holzfeuchte auf, die in der Lastgeschichte noch nicht erreicht wurde – so ist das hygrothermische Langzeitverhalten des Holzes nach dem Erreichen der maximalen Holzfeuchte nur noch von der Temperaturdehnung von Holz, Beton und Klebstoff und vom Quellen und Schwinden des Holzes abhängig. Betrachtet man zwei unterschiedliche Zeitpunkte mit gleicher Holzfeuchte und gleicher Temperatur, dann können die viskoelastischen Verformungen direkt abgeleitet werden.

Um die viskoelastischen Modellparameter des Holzes zu überprüfen, werden die Durchbiegungen im Versuch an zwei unterschiedlichen Zeitpunkten mit annähernd gleicher Temperatur und Holzfeuchte ausgewählt und den Berechnungsergebnissen gegenübergestellt (siehe Abb. 5.8). Bei der Simulation werden folgende rheologischen Materialmodelle angesetzt:

- Holz1 nach Abb. 4.15
- Beton nach Abb. 4.25
- Klebstoff nach Abb. 4.33

Die viskoelastischen Materialparameter des Holzes werden variiert. Tab. 5.2 enthält die ausgewählten Zeitpunkte, die Mittelwerte der am Standort gemessenen Holzfeuchte, die Temperaturen zum Messzeitpunkt und die Durchbiegung von Bauteil E 1.1 in Feldmitte.

Die maximale Holzfeuchte lag vor dem ersten Betrachtungszeitpunkt bei 16,6%. Vor dem zweiten Betrachtungszeitpunkt war die Holzfeuchte auf 17,7% gestiegen (siehe Abb. 5.8). Nach Holz1 wären also zum zweiten Zeitpunkt neben den viskoelastischen Verformungen mechano-sorptive Verformungen infolge einer Feuchteänderung um 1,1% eingetreten. Der Vergleich der Durchbiegungen zu den beiden Zeitpunkten im Hinblick auf das viskoelastische Verhalten enthält also eine Ungenauigkeit, die daraus resultiert, dass irreversible mechano-sorptive Verformungen des Holzes infolge einer Feuchteänderung um 1,1% nicht berücksichtigt wurden.

Die größte Übereinstimmung zwischen Modell und Simulation ist beim Ansatz der viskoelastischen Parameterkombination VE2 zu verzeichnen (siehe Tab. 5.3). Mit VE3 werden die tatsächlichen Durchbiegungen um 34% überschätzt. Die mit VE1 berechneten Durchbiegungen betragen nur 46,8% der gemessenen Werte.

Abb. 5.9 zeigt den rechnerisch ermittelten Verlauf der Normalspannungen für Bauteil E 1.1 in Feldmitte unter Annahme viskoelastischen Verhaltens und Betonschwindens. Die Spannungen wurden an den Integrationspunkten je eines Elements am Rand von Beton und Holz und im Verbundbereich ausgewertet. Viskoelastisches Verhalten und Betonschwinden führen dazu, dass eine Lastumlagerung vom Beton zum Holz stattfindet.

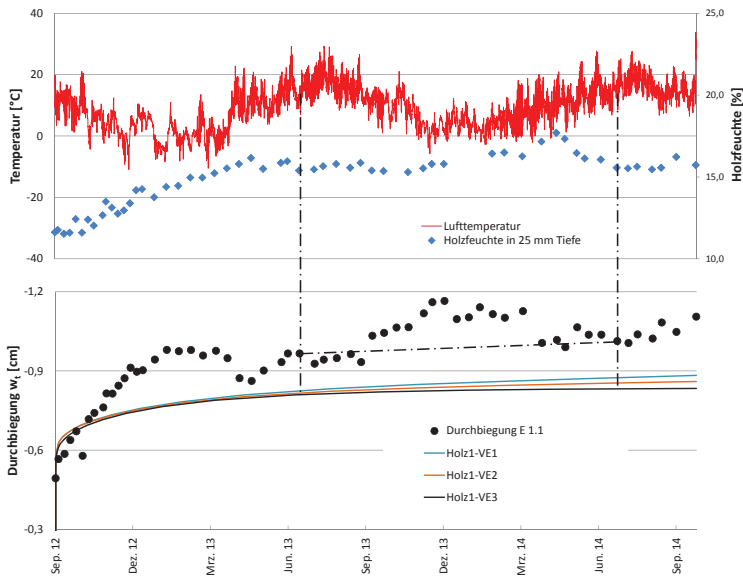


Abbildung 5.8: Simulation des viskoelastischen Verhaltens von Holz, Klebstoff und Beton einschl. des Betonschwindens am Beispiel des Bauteils E 1.1

Datum	Holzfeuchte [%]	Temperatur [°C]	Durchbiegung $w(t)$ [cm]
28.06.2013	15,4	11,4	0,969
01.07.2013	15,6	15,4	1,014

Tabelle 5.2: ausgewählte Zeitpunkte, mittlere Holzfeuchte, Temperatur und Durchbiegung von Bauteil E 1.1 zur Überprüfung der viskoelastischen Modellparameter

	Δw	
	[cm]	[%]
Versuch	0,047	100,0
viskoelast. Fortino	0,022	46,8
viskoelast. Toratti	0,046	97,9
viskoelast. Schänzlin	0,063	134,0

Tabelle 5.3: Durchbiegungszunahme von Bauteil E 1.1 im Versuch und bei Ansatz viskoelastischer Modellparameter

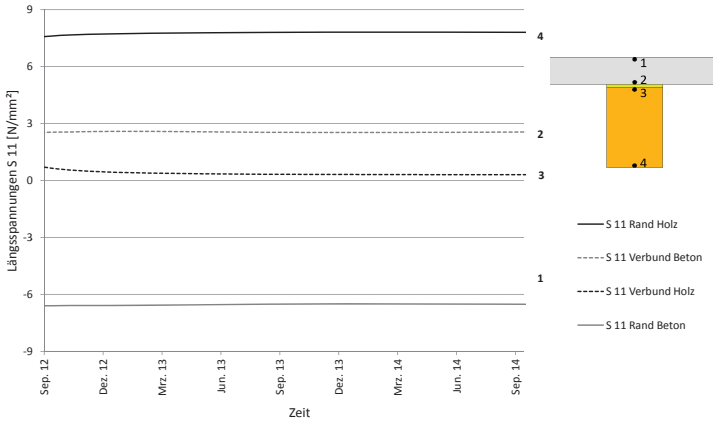


Abbildung 5.9: Verlauf der Normalspannungen von Bauteil E 1.1 an der äußersten Randfaser von Beton und Holz und im Bereich des Verbundes bei Annahme viskoelastischen Verhaltens der Werkstoffe und Betonschwindens *ohne* thermisch-hygrische Einflüsse

Zusammenfassend ist festzustellen, dass das viskoelastische Verhalten der Bauteile mit den vorgestellten Materialmodellen abgebildet werden kann. Die größte Übereinstimmung bei den Durchbiegungen im Versuch und in der Simulation liefert die viskoelastische Parameterkonfiguration VE2. Diese wird in den weiteren Berechnungen angesetzt. Das viskoelastische Verhalten des Klebstoffs ist vernachlässigbar. Das Schwindverhalten des Betons hat einen geringen Einfluss auf das Langzeitverhalten der Bauteile. Den größten Einfluss auf die viskoelastischen Biegeverformungen hat das Holz. Infolge des viskoelastischen Materialverhaltens findet eine Lastumlagerung vom Beton zum Holz statt.

5.2.3 hygrothermische Einflüsse auf das Langzeitverhalten

Temperaturänderungen bewirken Wärmedehnungen in den Bauteilen. Holz, Beton und Klebstoff besitzen unterschiedliche Temperaturdehnzahlen. Die Wärmedehnzahl $\alpha_{T,L}$ von Holz beträgt in Längsrichtung von $2,5$ bis $5,0 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ (siehe Abschn. 2.2.3). Die Wärmedehnzahl α_T des Betons ist mit $5,0$ bis $14,0 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ (siehe Abschn. 2.3.3) um den Faktor $2,0$ bis $5,6$ mal so groß. Der Einfluss der Temperaturdehnung auf das Ergebnis der Simulation soll vorab mit folgenden Randbedingungen gezeigt werden:

- sinusförmiger Temperaturverlauf nach Gl. (5.3)

- konstante Holzfeuchte 12%
- konstante Last 10,5 kN

Es werden die folgenden rheologischen Materialmodelle angesetzt:

- Holz1-VE2 nach Abb. 4.15
- Beton nach Abb. 4.25
- Klebstoff nach Abb. 4.33

$$T = 9,76 + 7,92 \cdot \sin\left(2 \cdot \Pi \cdot \frac{t}{365}\right) \quad (5.3)$$

Den Einfluss der Temperaturdehnung auf die Simulation der Durchbiegung von Bauteil E 1.1 zeigt Abb. 5.10. Bei Temperaturanstieg sind die Längsdehnungen im Beton größer als im Holz. Die Folge davon ist eine vertikal nach oben gerichtete Verformung des Bauteiles E 1.1, d.h. eine Reduzierung der Durchbiegung.

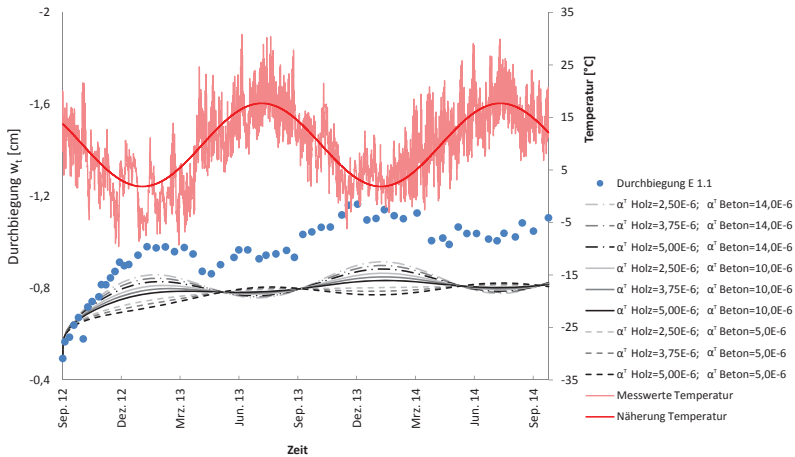


Abbildung 5.10: Simulation des viskoelastischen Verhaltens der Bauteile unter Einfluss wechselnder Temperaturen bei unterschiedlichen Wärmedehnzahlen für Bauteil E 1.1

Die Elastizitätsmoduln und die Schubmoduln des Holzes sind neben der Rohdichte und der Holzfeuchte auch von der Temperatur abhängig (siehe Abschn. 2.2.1; Gl. (2.40) u.

Gl. (2.41)). Bei hohen Temperaturen nehmen die Elastizitätsmoduln und die Schubmoduln des Holzes ab und bei niedrigen Temperaturen steigen die Werte an. Dies zeigt sich bei den Kurven der Simulation wenn für $\alpha_{T,L}$ bei beiden Werkstoffen $5,0 \cdot 10^{-6} 1/K$ angesetzt wird. Für diese Fälle ist die Durchbiegung bei hohen Temperaturen größer als die Durchbiegung bei niedrigen Temperaturen.

Grundsätzlich wird der Verlauf der Durchbiegungen im jahreszeitlichen Wechsel mit dem Ansatz der Wärmedehnung in der Simulation tendenziell besser angenähert. Eine Überprüfung der Parameter für die Wärmedehnung ist anhand der experimentellen Datenbasis nicht möglich, da mit der Temperaturänderung immer eine Änderung der rel. Luftfeuchte einhergeht, die das hygrische Verhalten des Holzes beeinflusst. Daher wird für die weiteren Simulationen für das Holz der Mittelwert $\alpha_{T,L} = 3,75 \cdot 10^{-6} 1/K$ und für den Beton der im EC 2 [DIN EN 1992-1-1] angegebene Wert $\alpha_T = 10,0 \cdot 10^{-6} 1/K$ verwendet.

Die abschließende Simulation soll unter Berücksichtigung des mechano-sorptiven Verhaltens des Holzes mit folgenden Randbedingungen durchgeführt werden:

- gemessener Temperaturverlauf
- die Holzfeuchte wird in Abhängigkeit des natürlichen Klimas berechnet (siehe Abschn. 4.2.1)
- tatsächlicher Lastverlauf (siehe Abschn. 5.1.2)

Es werden die folgenden rheologischen Materialmodelle angesetzt:

- Holz1-VE2-MS1-MV1 nach Abb. 4.15 und Holz2-VE2-MS3 nach Abb. 4.16
- Beton nach Abb. 4.25
- Klebstoff nach Abb. 4.33

Die Holzfeuchte wird in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte und der Temperatur der Umgebung in jedem Zeitschritt berechnet. Als Datenbasis werden die während des Versuchs am Standort gemessenen Werte verwendet. In Abb. 5.11 ist die berechnete Holzfeuchte in Trägersmitte, in halber Querschnittshöhe, in 25 mm Tiefe angegeben.

Die Durchbiegung des Bauteils E 1.1 wird unter Ansatz des mechanosorptiven Verhaltens des Holzes nach beiden Materialmodellen überschätzt. Holz2-VE2-MS3 nähert sich zum Ende des Versuchs an. Zu Beginn des Versuchs wird das Verformungsverhalten jedoch überschätzt. Als Ursache ist zu vermuten, dass die rechnerische Holzfeuchte im ersten Winter überschätzt wird (siehe Abschn. 4.2.1) und die mechano-sorptiven Verzerrungen deshalb ebenfalls überschätzt werden. Daher soll das Simulationsergebnis mit Materialmodell Holz3 überprüft werden.

Abb. 5.12a zeigt das Simulationsergebnis mit Materialmodell Holz3-VE2. Die Durchbiegungen sind im Bereich von hoher Holzfeuchte geringer. Ab dem Frühjahr 2013

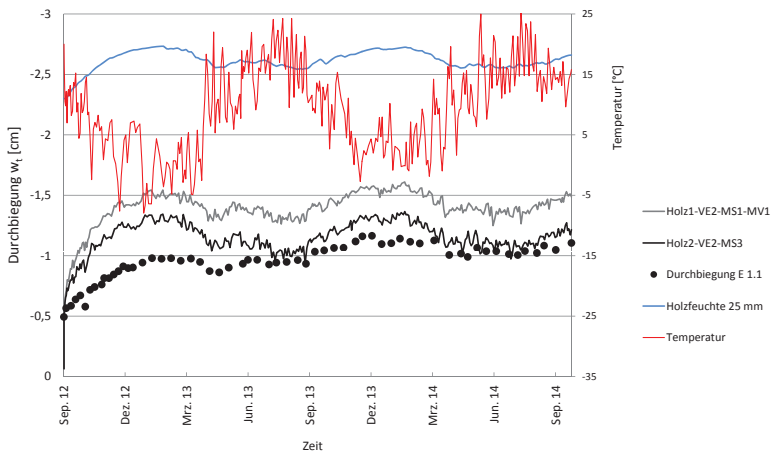


Abbildung 5.11: Simulation des Langzeitverhaltens der Bauteile unter Berücksichtigung des hygrischen Verhaltens des Holzes beim Ansatz der Materialmodelle Holz1-VE2-MS1-MV1 und Holz2-VE2-MS3 im Vergleich zu Bauteil E 1.1

stimmen Simulation und Messwerte relativ gut überein. Ab diesem Zeitpunkt wird auch die Holzfeuchte vom Modell besser erfasst (siehe Abb. 4.8). Für die weiteren Simulationen der Bauteile E 1.2, E 2.1 und E 2.2 wird das Materialmodell Holz3-VE2 verwendet.

Bei Bauteil E 1.2 und E 2.2 stimmen die gemessenen Durchbiegungen ab dem Frühjahr annähernd mit dem Simulationsergebnis überein (siehe Abb. 5.12b und Abb. 5.12d). Bei Bauteil E 2.1 war während der Auslagerung ein Defekt am Verbund feststellbar (siehe Abschn. 3.3.3). Aus der Simulation kann der Verlauf der Durchbiegungen ohne Defekt abgeleitet werden.

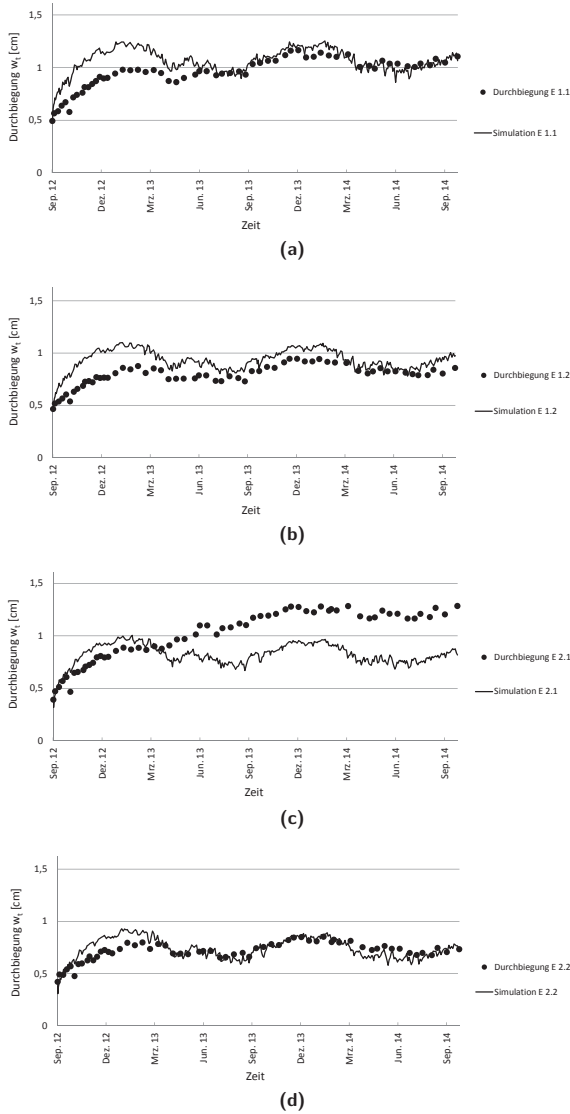
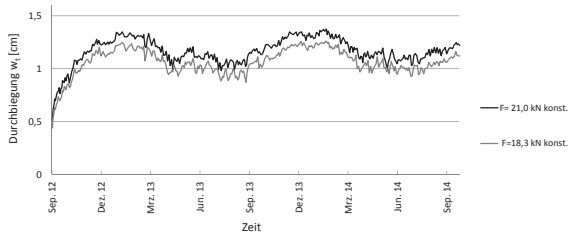


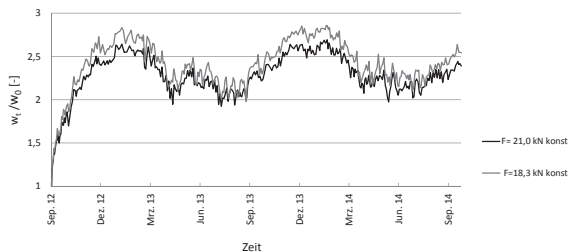
Abbildung 5.12: Vergleich von Versuch und Simulation mit Materialmodell Holz3-VE2 für die Bauteile (a) E 1.1; (b) E 1.2; (c) E 2.1; (d) E 2.2

Bisher wurde ein variabler Lastverlauf auf die Bauteile angesetzt. In der Baupraxis ist jedoch von konstanten kriecherzeugenden Einwirkungen auszugehen. Mit dem Materialmodell Holz3-VE2 soll am Beispiel von Bauteil E 1.1 der Einfluss der Höhe der Last gezeigt werden. Es werden zwei Fälle unterschieden: Last zu Beginn der Auslagerung $F=21,0$ kN, und Last am Ende der Auslagerung $F=18,3$ kN. Abb. 5.13a zeigt den Verlauf der Durchbiegungen über die Zeit. Aus der größeren Einwirkung resultieren größere Durchbiegungen. Die Differenz der Durchbiegungen nimmt im Verlauf der Zeit zu, was dadurch begründet ist, dass bei einem höheren Spannungsniveau größere viskoelastische Verzerrungen eintreten.

Bei konstanter Temperatur und konstanter Holzfeuchte ist von linear viskoelastischem Verhalten auszugehen. In diesem Fall wären die auf die elastische Anfangsdurchbiegung bezogenen Durchbiegungen w_t/w_0 bei unterschiedlichem Lastniveau gleich groß. Wie Abb. 5.13b zeigt, sind die bezogenen Durchbiegungen bei $F=18,3$ kN größer als $F=21,0$ kN. Die Ursache sind Temperatur- und Feuchtedehnungen, die in beiden Fällen gleich groß sind. Wegen der kleineren Anfangsdurchbiegung w_0 ist der hygrothermische Einfluss bei niedrigerem Lastniveau jedoch größer.



(a)



(b)

Abbildung 5.13: Annahme einer konstanten Last in den Drittelpunkten mit $F=21,0$ kN und $F=18,3$ kN mit Materialmodell Holz3-VE2 von Bauteil E 1.1 bei (a) Durchbiegungen über die Zeit (b) auf die elastische Anfangsverformung bezogene Durchbiegungen

Abbildung 5.14 zeigt den rechnerischen Verlauf der Normalspannungen für Bauteil E 1.1

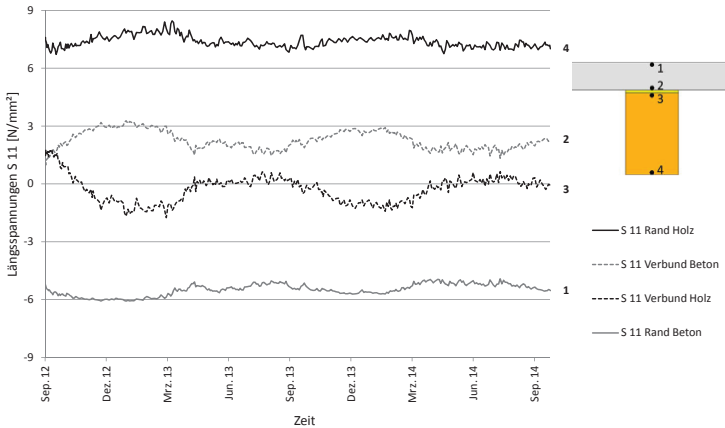


Abbildung 5.14: Verlauf der Normalspannungen in Feldmitte von Bauteil E 1.1 an der äußersten Randfaser von Beton und Holz und im Bereich des Verbundes bei Annahme viskoelastischen Verhaltens der Werkstoffe und Betonschwindens *mit* thermisch-hygrischen Einflüssen

über die Versuchsdauer, wenn alle zeitabhängigen Einflüsse berücksichtigt werden. Der Spannungsverlauf wird vom täglichen und vom jahreszeitlichen Wechsel der Temperatur und der Feuchte beeinflusst. Infolge des Quellens des Holzes wird der Beton im Bereich des Verbundes auf Zug beansprucht. Das Holz wird durch den starren Verbund an der Ausdehnung gehindert. Daraus entstehen Druckspannungen im Holzquerschnitt am Verbund. Im Frühjahr gehen die Spannungen durch das Schwinden des Holzes wieder auf ein niedrigeres Niveau zurück.

Die Betondruckspannungen an der untersten Faser steigen zunächst an, gehen über die Zeit jedoch auf ein niedrigeres Niveau zurück. Es ist also wie beim viskoelastischen Verhalten eine Lastumlagerung vom Beton hin zum Holz feststellbar.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass das Verformungsverhalten der Bauteile und die Spannungsverteilung im Querschnitt mit den vorgestellten Simulationsroutinen zutreffend beschrieben werden kann. Das viskoelastische Verhalten des Klebstoffs hat sehr geringe Auswirkungen auf das Verformungsverhalten der Bauteile. Dies stellt einen entscheidenden Vorteil im Vergleich zu nachgiebigen Verbindungen dar. Mit den Simulationsroutinen kann der Einfluss des Klimas der Umgebung auf das Langzeitverhalten dargestellt werden. Den größten Einfluss auf das Langzeitverhalten der Bauteile hat das Holz. Dies gilt sowohl für den viskoelastischen Anteil als auch für den mechano-sorptiven Anteil.

6 Hinweise für die praktische Anwendung

6.1 Innen- und Außenklima

Temperatur- und Feuchteänderungen des Umgebungsklimas beeinflussen das Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundbauteilen und führen zu Spannungsänderungen in den Querschnitten. In [DIN EN 1995-1-1] werden klimatische Umgebungsbedingungen den Nutzungsklassen 1 bis 3 zugeordnet. Nutzungsklasse 1 ist durch eine Holzfeuchte gekennzeichnet, die einer Temperatur von 20°C und einer relativen Luftfeuchte entspricht, die nur für einige Wochen einen Wert von 65% übersteigt. Nach Gl. (2.69) beträgt die Holzfeuchte in diesem Fall 12%. Diese Umgebungsbedingungen treten im Bereich beheizter Innenräume auf. Nutzungsklasse 2 ist gekennzeichnet durch eine Holzfeuchte, die einer Temperatur von 20°C und 85% relativer Luftfeuchte entspricht. Das sind nach Gl. (2.69) 18% Holzfeuchte. Dieser Wert wird nur für wenige Wochen überschritten, beträgt jedoch nicht mehr als 20%. Nutzungsklasse 2 ist Umgebungsbedingungen im überdachten Außenbereich zuzuordnen. Die am Versuchsstand der Bauteile gemessene Holzfeuchte führt ebenfalls zur Einordnung in Nutzungsklasse 2 (siehe Abschnitt 3.3.3). Nutzungsklasse 3 führt zu einer höheren Holzfeuchte als Nutzungsklasse 2. Dazu zählen beispielsweise frei bewitterte Konstruktionen.

Während der experimentellen Untersuchungen an den Bauteilen wurden die Temperaturen und die relative Luftfeuchte des Umgebungsklimas gemessen. Diese wurden als Eingangswerte für die numerische Simulation des Langzeitverhaltens verwendet. Die Gültigkeit dieser Klimadaten beschränkt sich jedoch auf diesen speziellen Standort und auf den Zeitraum der Messung. Für eine verallgemeinerte Prognose des Langzeitverhaltens sind Klimadaten erforderlich, welche die natürliche Streuung der Temperatur und der relativen Luftfeuchte erfassen. Vom Deutschen Wetterdienst [Deut11] werden Klimadaten für insgesamt 15 Modellregionen in Deutschland angegeben, die für eine verallgemeinerte Prognose des Langzeitverhaltens bei Nutzungsklasse 2 über einen Zeitraum von 50 Jahren geeignet sind. In Testreferenzjahren (TRY) wird der charakteristische Witterungsverlauf eines Jahres zusammengefasst und in stündlichen Mess- und Beobachtungsdaten angegeben (siehe Tab. 6.1). Charakteristische zusammenhängende Witterungsabschnitte werden ausgewählt und zu den Testreferenzreihen

zusammengesetzt. Die Datensätze basieren auf einer Zeitreihe von 1988 bis 2007 und erfassen die Erwärmung des Klimas seit Ende der 1980er Jahre.

Klimadaten für Nutzungsklasse 1 werden beispielsweise bei Hartnack [Hart04] und Künzel [Künz97] vorgeschlagen. Hartnack [Hart04] berechnet die relative Luftfeuchte beim beheizten Innenklima mit einer sinusförmigen Näherung nach Gleichung 6.1. Künzel [Künz97] beschreibt die in insgesamt zehn verschiedenen Wohnungen über ein Jahr gemessenen Verläufe von Temperatur und relativer Luftfeuchte. Die mittlere Temperatur lag im Beobachtungszeitraum im Winter bei 20°C und im Sommer bei 22°C. Der von Künzel gemessene Temperaturverlauf kann mit der sinusförmigen Näherungsgleichung 6.2 beschrieben werden.

$$RH_i = 1,3 \cdot 45\% + 0,8 \cdot 20\% \cdot \sin\left(2 \cdot \Pi \cdot \frac{t}{365}\right) \quad (6.1)$$

$$T_i = 21^\circ\text{C} + 1,0 \cdot \sin\left(2 \cdot \Pi \cdot \frac{t}{365}\right) \quad (6.2)$$

6.2 maßgebende Bemessungszeitpunkte

Die Prognose des Langzeitverhaltens auf einen Zeitraum von 50 Jahren wird am Beispiel der in Abschnitt 3.3 dokumentierten Bauteilgeometrie durchgeführt. Die Randbedingungen für die Berechnungen sind:

- Modell des Holzes Holz3-VE2 nach Abb. 4.17
- Modell des Betons nach Abb. 4.25
- Modell des Klebstoffs nach Abb. 4.33
- konstante Belastung in den Drittelpunkten mit $F = 21 \text{ kN}$ (siehe Abb. 3.32)

Da der Rechenaufwand und die Größe der Ergebnisdateien bei einer gekoppelten Simulation von Holzfeuchte und Deformation zu groß werden, wird die Holzfeuchte der Gurte in einer Vorlaufrechnung bestimmt. Für das Außenklima werden die Klimadaten aus den Testreferenzjahren des Deutschen Wetterdienstes [Deut11] in Abschnitt 6.1 für die Klimaregion Nr. 7 „Nördliche und westliche Mittelgebirge, zentrale Bereiche“ der Wetterstation Kassel verwendet. Anschließend wird die mittlere Holzfeuchte des Querschnitts berechnet. Abb. 6.1a zeigt den Mittelwert der Holzfeuchte beim Außenklima über einen Zeitraum von drei Jahren. Ab dem dritten Zyklus ändert sich der Holzfeuchteverlauf nicht mehr. Die Holzfeuchte beim Innenklima wird in

Nr.	Klimaregion	Repräsentanzstationen
1	Nordseeküste	Bremerhaven
2	Ostseeküste	Rostock-Warnemünde
3	Nordwestdeutsches Tiefland	Hamburg-Fuhlsbüttel
4	Nordostdeutsches Tiefland	Potsdam
5	Niederrheinisch-westfälische Bucht und Emsland	Essen
6	Nördliche und westliche Mittelgebirge, Randgebiete	Bad Marienberg
7	Nördliche und westliche Mittelgebirge, zentrale Bereiche	Kassel
8	Oberharz und Schwarzwald, mittlere Lagen	Braunlage
9	Thüringer Becken und Sächsisches Hügelland	Chemnitz
10	Südöstliche Mittelgebirge bis 1000 m	Hof
11	Erzgebirge, Böhmer- und Schwarzwald oberhalb 1000 m	Fichtelberg
12	Oberhheingraben und unteres Neckartal	Mannheim
13	Schwäbisch-fränkisches Stufenland und Alpenvorland	Mühlhof/Inn
14	Schwäbische Alb und Baar	Stötten
15	Alpenrand und -täler	Garmisch-Partenkirchen

Tabelle 6.1: TRY-Klimaregionen und Repräsentanzstationen des Deutschen Wetterdienstes [Deut11]

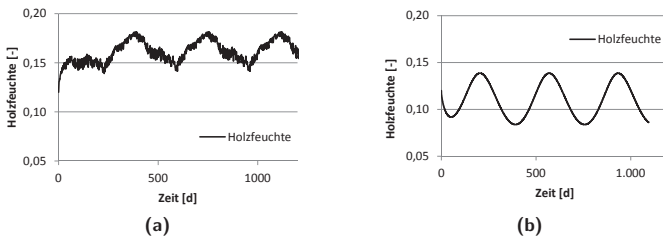


Abbildung 6.1: Mittelwert der Holzfeuchte über einen Zeitraum von drei Jahren (a) beim Innenklima; (b) beim Außenklima

Abhängigkeit der Temperatur nach Gl. (6.2) und der relativen Luftfeuchte nach Gl. (6.1) berechnet (vgl. Abb. 6.1b).

Für die Bemessung von geklebten Bauteilen aus Holz und Beton ist der zeitliche Verlauf der Längsspannungen in den Fügeiteilen von Bedeutung. Um den Einfluss des viskoelastischen Verhaltens der Fügeiteile auf die Längsspannungen beurteilen zu können, werden diese zunächst unter Annahme konstanter Umgebungsbedingungen mit 20°C und 65% rel. Luftfeuchte berechnet (siehe Abb. 6.2). Die Längsspannungen nehmen im Beton am oberen Rand der Betonplatte (Stelle 1) nach dem Aufbringen der Last in den ersten 1,5 Jahren um 2% ab. Grund dafür sind anfangs stärker ausgeprägte Schwinddehnungen im Beton und eine größere Kriechgeschwindigkeit des Betons gegenüber dem Holz. Nach 50 Jahren dagegen ist ein Anstieg um 12% gegenüber dem Anfangszustand zu verzeichnen. Für die Randspannungen im Beton ist dieser Zeitpunkt bemessungsrelevant. Gleiches gilt für die Längsspannungen im Beton am unteren Rand der Betonplatte (Stelle 2), wo die Zunahme der Betonrandspannungen nach 50 Jahren bei 40% liegt. Für die Längsspannungen im Holz am oberen Rand des Trägers (Stelle 3) ist der Anfangszustand bemessungsrelevant. Am unteren Rand des Holzträgers (Stelle 4) steigen die Längsspannungen im Zeitraum von 1,5 Jahren zunächst um 3% an. Danach gehen die Randspannungen auf 98% des ursprünglichen Wertes zurück.

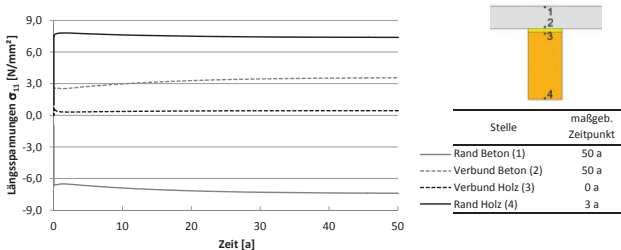


Abbildung 6.2: Längsspannungen im Bauteil und maßgebende Zeitpunkte bei Annahme konstanter Umgebungsbedingungen (20°C; 65% rel. Luftfeuchte)

Abb. 6.3 zeigt den Verlauf der Längsspannungen bei Nutzungsklasse 2 und Berechnung der Holzfeuchte aus den Umgebungsbedingungen der Klimaregion Nr. 7. Die thermisch-hygrischen Einflüsse im jahreszeitlichen Wechsel sind deutlich erkennbar. Der maßgebende Bemessungszeitpunkt für den Beton am oberen Rand (Stelle 1) bleibt bei 50 Jahren. Die Längsspannungen sind im Vergleich zu konstanten Klimabedingungen um 13% größer. Für die Längsspannungen an Stelle 2 ist ebenfalls der Zeitpunkt nach 50 Jahren bemessungsrelevant. Das Spannungsniveau bei natürlichen Klimabedingungen ist allerdings um 43% größer als bei konstantem Innenraumklima. Die Spannungen im Holz an Stelle 3 nehmen über die Nutzungsdauer ab. Die Längsspannungen werden nach dem Erreichen der maximalen Holzfeuchte im zweiten

Winter maximal. Der Maximalwert der Längsspannungen am Holz an Stelle 4 wird ebenfalls im zweiten Winter erreicht und liegt 4% über dem Wert bei konstanten Innenraumklima. Danach nimmt das Spannungsniveau durch Lastumlagerung vom Holz zum Beton ab.

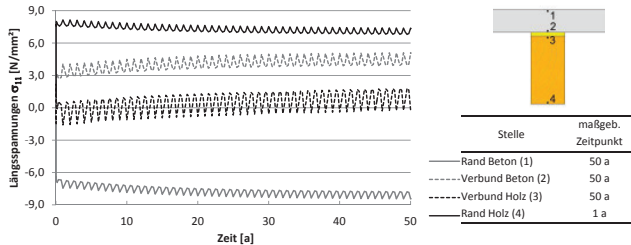


Abbildung 6.3: Längsspannungen im Bauteil und maßgebende Zeitpunkte beim Außenklima der TRY für Klimaregion 7 (siehe Tab. 6.1)

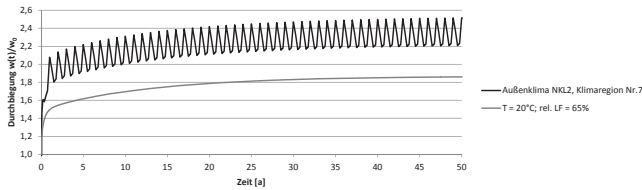


Abbildung 6.4: Vergleich der Durchbiegungen bei Annahme konstanter Umgebungsbedingungen und dem Außenklima entsprechend NKL 2 der Klimaregion Nr. 7

Abb. 6.4 zeigt einen Vergleich der rechnerischen Durchbiegung in Feldmitte bei Annahme konstanter Umgebungsbedingungen von 20°C und 65% relativer Luftfeuchte im Vergleich zum Außenklima entsprechend Nutzungsklasse 2 der Klimaregion Nr. 7. Bedingt durch die Zunahme der Holzfeuchte steigen die Durchbiegungen beim Außenklima schon zu Beginn stärker an als bei konstanten Klimabedingungen. Nach 50 Jahren betragen die Durchbiegungen im Konstantklima 186% im Vergleich zur Durchbiegung bei Erstbelastung. Beim Außenklima steigen die Durchbiegungen auf 251% an.

6.3 Beanspruchung der Klebfuge

Abb. 6.5 zeigt den Verlauf der rechnerisch ermittelten Schubspannungen in der Klebfuge von Bauteil E 1.1 zum Zeitpunkt der Erstbelastung, nach einer Belastungsdauer

von drei, zehn und fünfzig Jahren jeweils zum Zeitpunkt gleicher Temperatur und Holzfeuchte. Der Verlauf der Schubspannungen kann in drei Bereiche unterschieden werden:

Bereich 1: Im mittleren Bereich des Einfeldträgers steigen die Schubspannungen mit der Querkraft aus dem Eigengewicht an. Der Einfluss der Zeit ist vernachlässigbar.

Bereich 2: Durch die Biegebeanspruchungen aus den Einzellasten wird der Beton auf Druck und das Holz auf Zug beansprucht. Dadurch entstehen zusätzliche Schubspannungen in der Klebfuge. Auch hier ist der Querkraftverlauf zu allen Zeitpunkten annähernd gleich.

Bereich 3: Zum Zeitpunkt der Erstbelastung steigen die Schubspannungen bis auf einen Wert von $\tau_{12} = -0,61 \text{ N/mm}^2$ an. Das entspricht der Größenordnung der nach der linear elastischen Biegetheorie berechneten Schubspannungen für Bauteil E 1.1 mit $\tau_{12} = -0,69 \text{ N/mm}^2$. Durch das Quellen des Holzes und durch die Temperaturdehnung ändern sich die Schubspannungen am Bauteilrand. Die Effekte führen zu einer Spannungsspitze mit umgekehrten Vorzeichen. Je länger die Belastung, desto größer werden die Schubspannungen am Ende des Klebeverbundes.

Der Endbereich ist hinsichtlich der erhöhten Schubbeanspruchung und der Gefahr einer mechanischen Beschädigung als besonders kritisch anzusehen. Dies zeigte auch die fehlerhafte Verklebung bei Bauteil E 2.1, welche zur teilweisen Delamination der Klebfuge führte. Hier kann eine mechanische Sicherung sinnvoll sein.

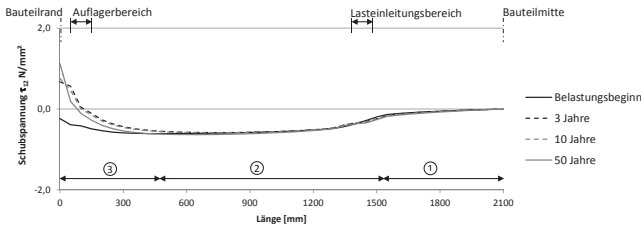


Abbildung 6.5: Schubspannungen in der Klebfuge bei Belastungsbeginn, und nach 3, 10 und 50 Jahren beim Außenklima der TRY für Klimaregion Nr. 7 (vgl. Tab. 6.1)

7 Zusammenfassung und Ausblick

Die Zielsetzung in der vorliegenden Dissertation ist die Absicherung des Langzeitverhaltens von geklebten Holz-Beton-Verbundkonstruktionen unter baupraktischen Umgebungsbedingungen. Dazu wird der Einfluss von klimatischen Randbedingungen und einer permanenten Belastung in experimentellen und theoretischen Untersuchungen systematisch analysiert. Ausgehend von den Untersuchungen bei Kurzzeitbeanspruchung von Schäfers [Schä10a] wurde bei den experimentellen Untersuchungen dieser Arbeit eine Materialkombination von Nadelholz aus Fichte mit hochfestem Beton und Epoxidharzklebstoff gewählt.

Zunächst wird in Kapitel 2 das Materialverhalten des Holzes, des Betons und des Klebstoffs dokumentiert. Holz, Beton und Klebstoff besitzen unterschiedliche thermisch-hygrische Eigenschaften. Dies führt im Falle des starren Verbundes zu Eigenspannungen und Verformungen bei Temperatur- und Feuchteänderungen. Der Beton ist Schwindprozessen unterworfen, die das Langzeitverhalten beeinflussen. Diese setzen sich bei der Verwendung von Fertigteilen maßgeblich aus dem autogenen Schwinden und dem Trocknungsschwinden zusammen. Zur Berechnung der Schwindverformungen wird das Verfahren in [DIN EN 1992-1-1] angewendet, welches für normalfeste und für hochfeste Betone gilt. Beim Holz findet ein Feuchteaustausch mit dem Umgebungsklima statt. Daraus resultieren Quell- und Schwindvorgänge.

Die Werkstoffe unterscheiden sich ebenfalls in ihrem rheologischen Verhalten, was zu wechselseitiger Beeinflussung bei Kriechprozessen führt. Zur Beschreibung des rheologischen Verhaltens des Holzes werden bei Toratti, [Tora92], Mårtensson [Mart92], Hanhijärvi [Hanh95], Becker [Beck02] und Schänzlin [Schä10b] eindimensionale Materialmodelle verwendet. Eine Weiterentwicklung stellen die Materialmodelle von Hanhijärvi [Hanh03], Fortino [Fort09] und Fragiaco [Frag14] dar, die auf einem dreidimensionalen Ansatz basieren. Für das rheologische Verhalten des Betons ist ein Berechnungsverfahren in [DIN EN 1992-1-1] enthalten. Im Hinblick auf das rheologische Verhalten der verwendeten Epoxidharzklebstoffe waren bei den Herstellern keine Informationen zu erhalten. Daher wurde auf Untersuchungen von Schmidt et al. [Schm09] zurückgegriffen, woraus viskose und viskoelastische Materialparameter von einem vergleichbaren Epoxidharzklebstoff abgeleitet wurden.

In Kapitel 3 sind die experimentellen Untersuchungen dokumentiert. Für die Untersuchungen wurden drei Skalen betrachtet. Kleinformatige Scher- und Verbundproben wurden künstlichem Wechselklima mit 45°C/40% rel. Luftfeuchte bzw. 20°C/85% rel.

Luftfeuchte und einer Dauerlast ausgesetzt. Die gewählte Last führte zu mittleren Verbundspannungen von in Höhe von 2 N/mm^2 . Das entspricht 25% der mittleren Verbundspannungen im Bruchzustand bei Kurzzeitbeanspruchung. An keiner Probe wurde eine Entfestigung des Klebeverbundes über den Zeitraum von 434 Tagen festgestellt. Die Kriechverformungen, die während der Belastungsdauer regelmäßig aufgezeichnet wurden, näherten sich einem Endwert.

In regelmäßigen Abständen wurden Proben zur Bestimmung der Resttragfähigkeit entnommen und bis zum Bruch belastet. Dies sollte Aufschluss über die Festigkeitsentwicklung des Verbundes bei Dauerlast nach thermisch-hygrischer Beanspruchung liefern. An den Bruchflächen war in den meisten Fällen Scherversagen des Holzes an der Grenzfläche zum Klebstoff erkennbar. Weiterhin trat eine Kombination aus Holzversagen und kohäsivem Versagen des Klebstoffs auf. Ein Zusammenhang zwischen Bruchflächenanteilen und Belastungsdauer bzw. Höhe der Bruchlast war nicht feststellbar. Es war keine Abnahme der Verbundfestigkeit mit zunehmender Belastungsdauer zu verzeichnen. Daraus kann abgeleitet werden, dass im Hinblick auf die Bemessung des Verbundes das Holz maßgebend bleibt.

Die Auswirkungen von thermisch-hygrischen Einflüssen auf das Langzeitverhalten im Bauteil-Maßstab wurde bei natürlichen Klimabedingungen untersucht. Dazu wurden vier Bauteile hergestellt. Zwei Varianten für die Herstellung wurden erprobt und eine Empfehlung abgegeben. Die Bauteile wurden für den Zeitraum von zwei Jahren einer Dauerlast ausgesetzt, die sich an Belastungen von Fußgängerbrücken orientiert und über einem Gewässer ausgelagert.

Es zeigte sich, dass die natürliche jahreszeitliche Änderung der Temperatur und der Holzfeuchte das Verformungsverhalten der Bauteile stark beeinflusste. So nahmen die Durchbiegungen im ersten Winter durch die Überlagerung viskoelastischer Phänomene und durch das Quellen des Holzes sowie Temperaturdehnungen zu. In den darauf folgenden Sommermonaten gingen die Durchbiegungen teilweise wieder zurück. Das war einerseits durch das Schwinden des Holzes zu erklären, andererseits dadurch, dass sich beim Temperaturanstieg der Beton stärker ausdehnte als das Holz. Nach einem Zeitraum von zwei Jahren betrug das Verhältnis der Durchbiegungen w_{fin}/w_0 von drei Bauteilen zwischen 1,75 und 2,24. An dem vierten Bauteile wurde die Delamination im Bereich der Klebfuge an einem Holzträger festgestellt. In diesem Bereich war der Klebstoff bei der Herstellung teilweise aus der Fuge gedrückt worden. Die Holzfeuchte im Inneren der Holzquerschnitte der Bauteile blieb unter 20%. Das bestätigt die Ansätze für Nutzungsklasse 2 gemäß [DIN EN 1995-1-1-NA].

An den experimentellen Untersuchungen wurden die numerischen Modelle zum Verbundverhalten und der Bauteile validiert. Dazu werden in Kapitel 4 zunächst die Materialmodelle definiert. Zur Bestimmung der Verbundfestigkeit wird ein bilineares Kohäsivzonenmodell verwendet. Entsprechend des im Versuch beobachteten Rißpfades werden die Kohäsivelemente im Modell an der Grenzfläche zwischen Holz und Klebstoff angeordnet. In einer Parameterstudie wird der Einfluss der Schubfestigkeit

f_v gezeigt. Auf der sicheren Seite liegend kann die Verbundfestigkeit nach Dauerlast und Wechselklimabeanspruchung mit $f_v = 6,0 \text{ N/mm}^2$ bestimmt werden.

Für das Langzeitverhalten des Holzes werden drei Materialmodelle mit dreidimensionalem Ansatz verglichen. Die Holzfeuchte wird in Abhängigkeit des Umgebungsklimas berechnet. Die Gültigkeit der Modelle wird zunächst an Untersuchungen von Moorkamp [Moor02] zum Kriechverhalten von Biegeträgern aus Holz validiert. Für den Beton und die Klebstoffe werden ebenfalls dreidimensionale Materialmodelle angegeben und die entsprechenden Materialparameter hergeleitet.

In Abschn. 4.2.6 wird gezeigt, dass das Verformungsverhalten des Verbundes unter vorwiegender Schubbeanspruchung auf unterem und mittlerem Niveau mit den vorgestellten Materialmodellen abgebildet werden kann. Durch Spannungsspitzen im Lasteinleitungsbereich wird die Materialsteifigkeit jedoch stark reduziert, was zu fortschreitender Verformungszunahme führt.

In Kapitel 5 wird das Langzeitverhalten der Bauteile modelliert. Die Einflüsse des viskoelastischen und des hygrothermischen Werkstoffverhaltens auf das Simulationsergebnis wird dargestellt. Es zeigt sich, dass das viskoelastische Materialverhalten des Klebstoffes praktisch keine Auswirkungen auf das Verformungsverhalten der Bauteile hat. Darin ist ein Vorteil dieses Konstruktionsprinzips gegenüber dem Verbund mit nachgiebigen Verbindungen zu sehen. Der Einfluss des Betonschwindens auf das Verformungsverhalten ist gering. Das resultiert einerseits aus den Umgebungsbedingungen mit vergleichsweise hoher rel. Luftfeuchte, andererseits daraus, dass die Betonplatten mit den Holzgurten verklebt wurden, nachdem ein wesentlicher Anteil des Betonschwindens bereits erfolgt war. Dies stellt einen Vorteil gegenüber Verfahren dar, bei dem die Verbundwirkung in einem sehr frühen Betonalter einsetzt.

Das Holz hat den größten Einfluss auf das Langzeitverhalten der Bauteile. Das gilt für den viskoelastischen, als auch für den mechano-sorptiven Anteil. Wie das Verformungsverhalten, wird auch der Verlauf der Normalspannungen in den Bauteilen vom täglichen und vom jahreszeitlichen Wechsel der Temperatur und der Holzfeuchte beeinflusst. Aufgrund unterschiedlichen Kriechverhaltens von Holz und Beton findet eine Lastumlagerung vom Beton zum Holz hin statt.

In Kapitel 6 wird eine Prognose des Langzeitverhaltens von Bauteilen über eine Nutzungsdauer von 50 Jahren gezeigt. Aus dem zeit- und klimaabhängigen Spannungsverlauf werden je nach Umgebungsbedingungen maßgebende Bemessungszeitpunkte abgeleitet. Neben dem Anfangs- und dem Endzeitpunkt werden die Zeitpunkte nach einem und nach drei Jahren relevant. Schubspannungsspitzen in der Klebfuge im Enbereich des Verbundes sind als besonders kritisch anzusehen. Hier kann eine mechanische Sicherung sinnvoll sein.

Aufgrund steigender Rohstoffpreise für die Holzart Fichte wäre die Untersuchung des Langzeitverhaltens bei der Verwendung anderer Holzarten, wie etwa Laubhölzer von Interesse.

Polyurethanklebstoffe könnten eine günstige Alternative zum in dieser Arbeit verwendeten Epoxidharzklebstoff sein. Das Verbundverhalten zwischen Klebstoff und Beton stellte sich in begleitenden Untersuchungen als problematisch heraus und wurde daher nicht weiter verfolgt. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf.

Für den Einsatz von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, insbesondere im Brückenbau ist die Fragestellung der Dauerschwingfestigkeit zu klären.

8 Summary and prospects

The intention of the present thesis is the validation of the long-term behavior of glued timber-concrete composite constructions under practical conditions. The influence of moisture and temperature is systematically investigated. According to the investigation into short-term behavior of Schäfers [Schä10a], a material combination of softwood from spruce with high performance concrete and epoxy adhesive was used. The material behavior of wood, concrete and the adhesive is presented in Chapter 2. Wood, concrete and adhesive have different thermal-hygric properties. This leads, in the case of a rigid bond, to internal stresses and deformations regarding temperature and moisture change. The shrinking of the concrete, composed of basic shrinkage and drying shrinkage, also influences the long-term behavior. The swelling and shrinking of wood is a result of moisture exchange with the surrounding climate.

There is a difference between the rheological behavior of the materials. This leads to an interaction according to creep effects. Toratti, [Tora92], Mårtensson [Mart92], Hanhijärvi [Hanh95], Becker [Beck02]) and Schänzlin [Schä10b] use one-dimensional material models for the description of the rheological effects of wood. An enhancement is presented by Hanhijärvi [Hanh03], Fortino [Fort09], and Fragiaco [Frag14]. These models are based on a three-dimensional approach. [DIN EN 1992-1-1] contains a calculation method for the rheological behavior of normal and high-performance concrete. Information about the rheological behavior of the epoxy-adhesives was not provided by the manufacturers. Hence, the viscous and viscoelastic parameters were derived from comparable epoxy-adhesive investigations by Schmidt et al. [Schm09].

The experimental investigations are documented in Chapter 3. Three scales were considered. Small shear- and bond specimens were exposed to artificial climate conditions in two steps: 45 °C/40 % and 20 °C/85 % relative humidity and a permanent load, that leads to bond-stresses of 2.0 N/mm². This is 25 % of the bond stress in the ultimate limit state at short-term loading. The creep deformation approached an ultimate value.

Specimens were taken out of the climate chamber at defined time intervals to determine the remaining capacity. This should provide information about the strength development of the bond under permanent load and thermal-hygic exposure. In most cases the shear failure of the wood in the boundary surface to the adhesive was detected. Furthermore, there was a combination of the failure of the wood and the cohesive failure of the adhesive. An interaction between the fracture surface and the

duration of the load and height of the capacity was not detected. A softening of the bond was not detected over 434 days. According to the design of the bond, it can be considered that the wood is decisive.

The influence of thermal-hygric conditions on the long-term behavior in construction scale was investigated in natural climate conditions. Four elements were manufactured. Two different variants of manufacturing were tested. The elastic properties were determined in four-point-bending tests. The eigenfrequency was also determined. After that the elements were exposed to a permanent load for two years and deposited over a river. The load was derived from pedestrian bridges.

The deformation behavior of the elements were influenced by the natural seasonal changes of the temperature and the moisture of the wood. The deflection increased in the first winter as a consequence of the viscoelastic behavior of the materials, swelling of the wood and thermal expansion. The deflection decreased partially in the following summer. This could be explained, on the one hand, by the shrinkage of the wood and, on the other hand, by the higher thermal lengthening of the wood in comparison to the concrete. After two years, the relation of deflection w_{fin}/w_0 of three elements was in a range of 1.75 and 2.24. Element E 2.1 is an exception because the progression of the deflection deviates from the others from the spring of 2013. Presumably, too much adhesive was pressed out of the glue line by fixing the wooden flanges on the concrete slab when the elements were manufactured. The level of the moisture remained below 20%. This confirmed the assumption of service class 2 according to [DIN EN 1995-1-1-NA].

The numeric model was validated by the experimental tests of the bond behavior and the elements. Material models were defined for that purpose in Chapter 4. A bilinear cohesive zone model is used to determine the bond strength. The cohesive elements are arranged at the boundary surface between the wood and adhesives in the model corresponding to the crackline in the experimental tests. The influence of the shearstrength f_v on the result of the calculation is shown in a parameter study. The bond strength after permanent load and changing climate can be calculated with $f_v = 6.0 \text{ N/mm}^2$, to be on the safe side.

Three material models with three-dimensional approach are presented for wood. The wood moisture in the cross-section is calculated from the surrounding climate conditions. The models are firstly validated with investigations from Moorkamp [Moor02] concerning the creep behavior of bending girders from timber. Three-dimensional material models and material parameters are also determined for the concrete and the adhesive.

Shear deformation of the bond in the lower and middle range can be calculated with the presented material models. The material stiffness is reduced due to stress peaks in the load transfer area. This leads to a progressive increase of the deformation.

The long-term behavior of the elements is modeled in Chapter 5. The viscoelastic behavior of the adhesive has practically no influence on the deflection of the elements. This is an advantage of the construction principle in comparison to the bond with mechanical fasteners. The influence of the concrete shrinkage is very low. The surrounding climate has comparably high humidity and the concrete slabs were glued on the girders after a high share of the shrinkage had already occurred. This is also an advantage in comparison to constructions where wood and concrete are fixed together at an early concrete age.

The viscoelastic and the mechano-sorptive material properties of wood have the greatest influence on the long-term behavior of the elements. The stresses in the normal direction are also influenced by the daily and yearly changes of the temperature and the moisture of the wood. The load redistributions from wood to concrete is a result of the different creep behavior of both elements.

The long-term behavior of the elements over the whole useful life can be predicted with the material models presented. Decisive time points for designing can be derived from the stress curve that depend on time and climate. Furthermore, it is possible to optimize the cross sections and the material combinations.

Because of the increasing price of spruce as a raw material, it would be interesting to investigate the long-term behavior of different wood species, such as hardwood.

Polyurethane adhesive could be a competitive alternative to the epoxy adhesive. However the bonding behavior of polyurethane adhesive and concrete proved problematic in concomitant examinations and was not investigated further. More research is required here.

The endurance limit for the use of timber-concrete composites, for example, as bridges, has to be investigated.

Literaturverzeichnis

- [Aich94] AICHER, S.: *Bruchenergien, kritische Energiefreisetzungsraten und Bruchzähigkeiten von Fichte bei Zugbeanspruchung senkrecht zur Faserrichtung*. Holz als Roh- und Werkstoff, Band 52, S. 361-370. 1994.
- [Aich97] AICHER, S.; BOSTRÖM, L.; GIERL, M.; KRETSCHMANN, D.; VALENTIN, G.: *Determination of Fracture Energy of Wood in Mode II*. Technical Report - Rilem TC 133 - Swedish National Testing and Research Institute. 1997.
- [Ande14] ANDERS, I.; MÜLLER, H. S.: *Materialgesetze zum Spannungs-Dehnungs-Zeitverhalten von ultrahochfestem Beton*. Sammelband des DFG-Schwerpunktprogramms SPP1182, Nachhaltiges Bauen mit ultra-hochfestem Beton. in Vorbereitung 2014.
- [Andr95] ANDRIAMITANTSOA, L.: *Kriechen*. In: STEP 1 Holztragwerke, Bemessung und Baustoffe nach Eurocode 5, Abschnitt A19, Fachverlag Holz, Düsseldorf. 1995.
- [Bath04] BATHON, L.; CLOUSTEN, P.: *Experimental and Numerical Results on Semi Prestressed Wood-Concrete Composite Floor Systems for Long Span Applications*. In: Proc. of the 8th World Conference on Timber Engineering, Lahti, Finland, Volume 1, S. 339-344. 2004.
- [Beck02] BECKER, P.: *Modellierung des zeit- und feuchteabhängigen Materialverhaltens zur Untersuchung des Langzeittragverhaltens von Druckstäben aus Holz*. Shaker Verlag, Aachen. 2002.
- [Broo03] BROOKHUIS MICRO-ELECTRONICS: *FMD6 Feuchtemessgerät - Gebrauchsanleitung Version 6.03*. Enschede, Niederlande. 2003.
- [Ceco06] CECOTTI, A.; FELLOW, R.; FRAGIACOMO, M.; GIORDANO, S.: *Long-term and collapse tests on a timber-concrete composite beam with glued-in connection*. Materials and Structures, Volume 40, S. 15-25. 2006.
- [Chri77] CHRISTOPH, N.; BRETTEL, G.: *Untersuchungen zur Wärmedehnung von Holz in Abhängigkeit von der Rohdichte und Temperatur*. Holz als Roh- und Werkstoff, Band 35, S. 99-108. 1977.
- [Cour06] COUREAU, J.-L.; GUSTAFSSON, P. J.: *Elastic layer model for application to crack propagation problems in timber engineering*. Wood Science and Technology, Volume 40, S. 275 - 290. 2006.

- [Dass12] DASSAULT SYSTÈMES: *ABAQUS 6.12 Online Documentation*. 2012.
- [Deut11] DEUTSCHER WETTERDIENST: *Aktualisierte und erweiterte Testreferenzjahre von Deutschland für mittlere, extreme und zukünftige Witterungsverhältnisse. Projektbericht, Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung. Bonn*. 2011.
- [Eber02] EBERHARDSTEINER, J.: *Mechanisches Verhalten von Fichtenholz*. Springer, Wien. 2002.
- [Ehar99] EHART, R.J.A.; STANZL-TSCHEGG, S.E.; TSCHEGG, E.K.: *Mode III fracture energy of wood composites in comparison to solid wood*. Wood Science and Technology, Volume 33, S. 391-405. 1999.
- [Eise12a] EISENHUT, L.; KOCH, H.; SEIM, W.: *The tapered tenon - experimental research and numerical modelling*. World Conference on Timber Engineering 2012 - Timber Engineering Challenges and Solutions, Auckland, New Zealand. 2012.
- [Eise12b] EISENHUT, L.: *Neuartige geklebte hybride Bauteile aus Holz und Beton - Untersuchungen zur Verbundfestigkeit unter Berücksichtigung der tghermisch-hygrischen Beanspruchung der Klebefuge*. Doktorandenkolloquium Holzbau "Forschung und Praxis". 2012.
- [Feix10] FEIX, J.; FLECK, D.; MEIXNER, G.; THALER, T.: *Entwicklung eines getrennt vorgefertigten Holz-Beton-Verbund Deckensystems*. Bauingenieur, Band 85, S. 141-149. 2010.
- [Fore99] FOREST PRODUCTS LABORATORY: *Wood handbook—Wood as an engineering material*. U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, USA. 1999.
- [Fort09] FORTINO, S.; MIRIANON, F; TORATTI, T.: *A 3D moisture-stress FEM analysis for time dependent problems in timber structures*. Mechanics of Time-Dependent Materials, Volume 13, S. 333-356. 2009.
- [Frag14] FRAGIACOMO, M.; BALOGH, J.; TO, L.; GUTKOWSKI, R.M.: *Three-Dimensional Modeling of Long-Term Structural Behaviour of Wood-Concrete Composite Beams*. Journal of Structural Engineering, Volume 140, S. 216-223. 2014.
- [Fran07] FRANDSEN, H. L.; DAMKILDE, L.; SVENSSON, S.: *A revised multi-Fickian moisture transport model tio describe non-Fickian effects in wood*. Holzforschung, Volume 61, S. 563–572. 2007.
- [Gamp13] GAMPER, A.; DIETSCH, P.; MERK, M.; WINTER, S.: *Gebäudeklima – Langzeitmessung zur Bestimmung der Auswirkungen auf Feuchtegradienten in Holzbauteilen*. Bautechnik 90, Volume 90, Issue 8, S. 508 - 519. 2013.
- [Gres84] GRESSEL, P.: *Kriechverhalten von Holz und Holzwerkstoffen*. Bauen mit Holz, Jg. 86, Nr.4. 1984.

- [Gros05] GROSSE, M.: *Zur Simulation des physikalisch nichtlinearen Kurzzeittragverhaltens von Nadelholz am Beispiel von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*. Dissertation, Bauhaus Universität Weimar. 2005.
- [Habe02] HABENICHT, G.: *Kleben - Grundlagen, Technologien, Anwendung*. 4. Auflage, Springer-Verlag, Berlin. 2002.
- [Hanh03] HANHIJÄRVI, A.; MACKENZIE-HELWEIN, P.: *Computational Analysis of Quality Reduction during Drying of Lumber due to Irrecoverable Deformation. I: Orthotropic Viscoelastic-Mechanosorptive-Plastic Material Model for the Transverse Plane of Wood*. Journal of Engineering Mechanics, Volume 129, No. 9, S. 996-1005. 2003.
- [Hanh95] HANHIJÄRVI, A.: *Modelling of creep deformation mechanisms in wood*. VTT Publications 231, Technical Research Centre of Finland, Espoo, Finland. 1995.
- [Hart04] HARTNACK, R.: *Langzeittragverhalten von druckbeanspruchten Bauteilen aus Holz*. Dissertation. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau. Universität Weimar. 2004.
- [Jorg10] JORGE, L. F.; SCHÄNZLIN, J.; LOPES, S.M.R.; CRUZ, H.; KUHLMANN, U.: *Time-dependent behaviour of timber lightweight concrete composite floors*. Engineering Structures, Volume 32, S. 3966-3973. 2010.
- [Kali11] KALISKE, M.; SCHMIDT, J.; GEISLER, G.; ECKART, R.: *Investigation on bonding between timber and ultra-high performance concrete (UHPC)*. Construction and Building Materials, Volume 25, S. 3078 - 3088. 2011.
- [Kene98] KENEL, A.; MEIERHOFER, U.: *Holz/Beton-Verbund unter langfristiger Beanspruchung*. Untersuchungsbericht Nr. 115/39. Abteilung Holz, EMPA Dübendorf, Schweiz. 1998.
- [Koch13] KOCH, H.; EISENHUT, L.; SEIM, W.: *Multi-mode failure of form-fitting timber connections - Experimental and numerical studies on the tapered tenon joint*. Engineering Structures, Volume 48, S. 727-738. 2013.
- [Koll82] KOLLMANN, F.: *Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe*. Springer, Berlin. 1982.
- [Kuhl00] KUHLMANN, U.; GEROLD, M.; SCHÄNZLIN, J.: *Brettstapel-Beton-Verbund - Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden*. Bauingenieur, Band 75, S. 281-288. 2000.
- [Kuhl04] KUHLMANN, U.; SCHÄNZLIN, J.: *Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken nach DIN und Euronormen*. In: Holz-Beton-Verbund - Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus der Praxis, S. 55-91, Bauwerk Verlag, Berlin. 2004.
- [Künz97] KÜNZEL, H.M.: *Raumluftfeuchteverhältnisse in Wohnräumen*. IPB-Mitteilungen, Fraunhofer Institut für Bauphysik, Stuttgart. 1997.

- [Lore10] LORENZO, A.: *Numerical tools for moisture-stress and fracture analysis of timber structures*. Dissertation, SSD: ICAR/08 SCIENZA DELLE COSTRUZIONI, University of Calabria. 2010.
- [Majd09] MAJDA, P.; SKRODZEWICZ, J.: *A modified creep model of epoxy adhesive at ambient temperature*. International Journal of Adhesion and Adhesives, Volume 29, S. 396-404. 2009.
- [Mart92] MARTENSSON, A.: *Mechanical behaviour of wood exposed to humidity variations*. Dissertation, Lund Institute of Technology, Department of Structural Engineering, Lund, Sweden. 1992.
- [Meie94] MEIERHOFER, U.-A.: *Untersuchungen und Entwicklungen zum mechanischen Verbund von Holz und Beton*. Schweizer Ingenieur und Architekt, Band 112, S. 715-718. 1994.
- [Mesh09] MESHGIN, P.; CHOI, K.-K.; REDA TAHA, M. M.: *Experimental and analytical investigations of creep of epoxy adhesive at the concrete-FRP interfaces*. International Journal of Adhesion and Adhesives, Volume 29, S. 56-66. 2009.
- [Mich06] MICHELFELDER, B.: *Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken*. Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart. 2006.
- [Miri08] MIRIANON, F.; FORTINO, S.; TORATTI, T.: *A method to model wood by using ABAQUS finite element software Part 1. Constitutive model and computational details*. VTT Publications 687, Technical Research Centre of Finland, Espoo, Finland. 2008.
- [Moor02] MOORKAMP, W.: *Zum Kriechverhalten hölzerner Biegeträger und Druckstäbe im Wechselklima - Untersuchungen auf Grundlage von Langzeitversuchen unter baupraktischen Bedingungen*. Fortschritt-Berichte. VDI Reihe 4, Nr. 185. VDI Verlag. Düsseldorf. 2002.
- [Nero11] NEROTH, G.; VOLLENSCHAAR, D.: *Beton*. Wendeorst Baustoffkunde 27. Auflage, S. 247-381, Vieweg und Teubner Verlag / Springer Fachmedien, Wiesbaden. 2011.
- [Neuh09] NEUHAUS, H.: *Ingenieurholzbau*. 2. Auflage, Vieweg und Teubner Verlag / Springer Fachmedien, Wiesbaden. 2009.
- [Neuh81] NEUHAUS, H.: *Elastizitätszahlen in Abhängigkeit von der Holzfeuchte*. Dissertation, Rur Universität Bochum. 1981.
- [Niem93] NIEMZ, P.: *Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe*. DRW-Verlag, Leinfelden-Echterdingen. 1993.

- [Raut04] RAUTENSTRAUCH, K.; GROSSE, M.; LEHMANN, S.; HARTNACK, R.: *Modellierung und baupraktische Bemessung von Holz-Beton-Decken mit mineralischen Deckschichten unter Berücksichtigung neuartiger Verbindungsmittel*. In: Holz-Beton-Verbund - Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus der Praxis, S. 31-54, Bauwerk Verlag, Berlin. 2004.
- [Raut08] RAUTENSTRAUCH, K.; SIMON, A.: *Weiterentwicklung der Holz-Beton-Verbundbauweise unter Einsatz von blockverleimten Brettschichtholzquerschnitten bei Straßenbrücken*. Reihe Holzbauforschung, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart. 2008.
- [Raut09] RAUTENSTRAUCH, K.; HÄDICKE, W.: *Numerische Simulation des Tragverhaltens von formschlüssigen Verbindungen im Ingenieurholzbau unter Berücksichtigung des räumlichen nichtlinearen Materialverhaltens*. Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben RA 887/7-2. Bauhaus Universität, Weimar. 2009.
- [Sant91] SANTAOJA, K.; LEINO, T.; RANTA-MAUNUS, A.; HANHIJÄRVI, A.: *Mechano-sorptive structural analysis of wood by the ABAQUS finite element program*. VTT Technical Research Notes 1276, Technical Research Centre of Finland, Espoo, Finland. 1991.
- [Schä03] SCHÄNZLIN, J.: *Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken*. Dissertation. Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart. 2003.
- [Schä10a] SCHÄFERS, M.: *Entwicklung von hybriden Bauteilen aus Holz und hochfesten bzw. ultrahochfesten Betonen - Experimentelle und theoretische Untersuchungen*. Dissertation, Schriftenreihe Bauwerkserhaltung und Holzbau, Heft 4, Universität Kassel. 2010.
- [Schä10b] SCHÄNZLIN, J.: *Modeling the long-term behaviour of structural timber for typical serviceclass-II-conditions in South-West Germany*. Habilitation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart. 2010.
- [Schl06] SCHLIMMER, M.: *Experimentelle Untersuchungen und Materialmodellierung zur Berechnung von Klebverbindungen*. LS-DYNA Anwenderforum, Ulm. 2006.
- [Schm05] SCHMIDT, J.; KALISKE, M.: *Ein Interface-Materialmodell zur Simulation des spröden Versagens von Holz unter Querkzug- und Schubbeanspruchung*. Leipzig Annual Civil Engineering Report, Volume 10, S. 131-143. 2005.
- [Schm06] SCHMIDT, J.; KALISKE, M.: *Zur dreidimensionalen Materialmodellierung von Fichtenholz mittels eines Mehrflächen-Plastizitätsmodells*. Holz als Roh- und Werkstoff, Volume 64, S. 393-402. 2006.
- [Schm07] SCHMIDT, J.; KALISKE, M.: *Simulation of cracks in wood using a coupled material model for interface elements*. Holzforschung, Volume 61, S. 382-389. 2007.

- [Schm09] SCHMIDT, M.; FREISINGER-SCHADOW, S.; HEIM H.-P.; MIHM, K.-M.; DILGER, K.; BÖHM, S.; WISNER, G.: *Neue konstruktive Möglichkeiten im Betonbau durch Kleben von Bauteilen aus Ultra-Hochfestem Beton*. Forschungsbericht, Industrielle Gemeinschaftsforschung Nr. 00.235 Z / DVS-Nr.:08.001, Universität Kassel, Technische Universität Braunschweig. 2009.
- [Seid09] SEIDEL, A.: *Entwicklung eines Berechnungsmodells für das Langzeittragverhalten von Stahlbeton und textillbewehrtem Beton bei überwiegender Biegebeanspruchung*. Dissertation, Fakultät Bauingenieurwesen, Technische Universität Dresden. 2009.
- [Seim15] SEIM, W.; EISENHUT, L.; ULRICH, H.: *Neuartige geklebte Bauteile aus Holz und Beton - Untersuchungen zur Verbundfestigkeit unter Berücksichtigung der thermisch-hygrischen Beanspruchung der Klebefuge*. Forschungsbericht, Industrielle Gemeinschaftsforschung Nr. 17274 N, Universität Kassel. 2015.
- [Sika09] SIKA SCHWEIZ AG: *Sikadur-330 Produktdatenblatt*. 2009.
- [Sjöd06] SJÖDIN, J.: *Steel-to-timber dowel joints - influence of moisture induced stresses*. School of Technology and Design, Växjö, Sweden. 2006.
- [Sven02] SVENSSON S.; TORATTI, T.: *Mechanical response of wood perpendicular to grain when subjected to changes of humidity*. Wood Science and Technology, Volume 36, S. 145-156. 2002.
- [Thie11] THIENEL, K.-CH.; KUSTERMANN, A.: *Sonderbetone*. Institut für Werkstoffe des Bauwesens, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Universität der Bundeswehr, München. 2011.
- [Tora92] TORATTI, T.: *Creep of timber beams in a variable environment*. Report No. 31, Helsinki University of Technology, Finland. 1992.

Normenverzeichnis

[DIN 4074-1]	DIN 4074-1: <i>Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit – Teil 1: Nadelschnittholz</i> . 2012-06.
[DIN 68364]	DIN 68364: <i>Kennwerte von Holzarten - Rohdichte, Elastizitätsmodul und Festigkeiten</i> . 2003-05.
[DIN EN 1194]	DIN EN 1194: <i>Brettschichtholz - Festigkeitsklassen und Bestimmung charakteristischer Werte</i> . 1999-05.
[DIN EN 15416-3]	DIN EN 15416-3: <i>Klebstoffe für tragende Holzbauteile ausgenommen Phenolharzklebstoffe und Aminoplaste - Prüfverfahren - Teil 3: Prüfung der Kriechverformung unter zyklischen Klimabedingungen an Prüfkörpern bei Biege-Scherbeanspruchung; Deutsche Fassung EN 15416-3:2007+A1:2010</i> . 2010-06.
[DIN EN 1992-1-1]	DIN EN 1992-1-1: <i>Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010</i> . 2011-01.
[DIN EN 1995-1-1]	DIN EN 1995-1-1: <i>Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1995-1-1:2004 + AC:2006 + A1:2008</i> . 2010-12.
[DIN EN 1995-1-1-NA]	DIN EN 1995-1-1-NA: <i>Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung</i> . 2013-08.
[DIN EN 392]	DIN EN 392: <i>Brettschichtholz - Scherprüfung der Leimfugen</i> . 1996-04.
[DIN EN 408]	DIN EN 408: <i>Holzbauwerke - Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz - Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften</i> . 2012-10.
[DIN FB 101]	DIN-FACHBERICHT 101: <i>Einwirkungen auf Brücken</i> . 2009-03.

A Anhang

A.1 Berechnungsverfahren bei Beton

A.1.1 Trocknungsschwinddehnungen

Die zeitabhängige Entwicklung der Trocknungsschwinddehnung beträgt:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (\text{A.1})$$

mit:

k_h	Koeffizient in Abhängigkeit der wirksamen Querschnittsdicke h_0 nach Tab. A.2
$\varepsilon_{cd,0}$	Grundwert der Trocknungsschwinddehnung nach Gl. (A.5)

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad (\text{A.2})$$

mit:

t	das Alter des Betons zum betrachteten Zeitpunkt [d]
t_s	das Alter des Betons zu Beginn des Trocknungsschwindens [d]

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (\text{A.3})$$

mit:

A_c	Betonquerschnittsfläche
u	Umfassungsflächen der dem Trocknen ausgesetzten Querschnittsflächen

Der Grundwert der Trocknungsschwinddehnung beträgt:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}})} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (\text{A.4})$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100\%} \right)^3 \right] \quad (\text{A.5})$$

mit:

f_{cm}	mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm^2]
f_{cmo}	10 N/mm^2
$\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}$	Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart nach Tab. A.1
RH	relative Luftfeuchte der Umgebung [%]

Zemente der Klasse	$\alpha_{ds1} [-]$	$\alpha_{ds2} [-]$
S	3	0,13
N	4	0,12
R	6	0,11

Tabelle A.1: Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart

$h_0 [mm]$	$k_h [-]$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Tabelle A.2: k_h -Werte

Die autogene Schwinddehnung folgt aus:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca,\infty} \tag{A.6}$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \tag{A.7}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t}} \tag{A.8}$$

A.1.2 Kriechdehnungen

$$\varepsilon_{c,c}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (\text{A.9})$$

mit:

$\varepsilon_{c,c}(t, t_0)$	zeitabhängige KriechVerzerrung des Betons
$\varphi(t, t_0)$	zeitabhängige Kriechzahl nach Gl. (A.10)
σ_c	Betondruckspannungen
E_c	Tangentenmodul des Betons, der mit $1,15 \cdot E_{cm}$ angesetzt wird
t	Alter des Betons zum betrachteten Zeitpunkt
t_0	Alter des Betons bei der ersten Beanspruchung

Die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ wird bestimmt mit:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta(t, t_0) \quad (\text{A.10})$$

mit:

φ_0	Grundzahl des Kriechens nach Gl. (A.11)
$\beta(t, t_0)$	Beiwert zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Kriechens nach Belastungsbeginn nach Gl. (A.16)

Die Grundzahl des Kriechens beträgt:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (\text{A.11})$$

mit:

φ_{RH}	Grundzahl des Kriechens nach Gl. (A.12)
$\beta(f_{cm})$	Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Betondruckfestigkeit auf die Grundzahl des Kriechens nach Gl. (A.13)
$\beta(t_0)$	Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen des Betonalters bei Belastungsbeginn auf die Grundzahl des Kriechens nach Gl. (A.14)

Der Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung der relativen Luftfeuchte ist:

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} & \text{für } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \\ \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 & \text{für } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (\text{A.12})$$

mit:

RH	relative Luftfeuchte in %
h_0	die wirksame Bauteildicke in [mm] nach Gl. (A.15)
$\alpha_1; \alpha_2$	Beiwerte zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit nach Gl. (A.18)

Der Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Betondruckfestigkeit auf die Grundzahl des Kriechens beträgt:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{A.13})$$

mit:

f_{cm}	mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons in [N/mm ²] nach 28 Tagen
----------	---

Der Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen des Betonalters bei Belastungsbeginn wird berechnet mit:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{\sqrt{0,1 + t_0^{0,2}}} \quad (\text{A.14})$$

Die wirksame Bauteildicke berechnet sich in Abhängigkeit der Gesamtfläche des Querschnittes und des Querschnittsumfangs

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (\text{A.15})$$

mit:

A_c	Gesamtfläche des Querschnittes
u	Umfang des Querschnitts, welcher der Trocknung ausgesetzt ist

Der Beiwert zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Kriechens nach Belastungsbeginn wird berechnet mit:

$$\beta(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (\text{A.16})$$

mit:

β_H	Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte und der wirksamen Bauteildicke nach Gl. (A.17)
-----------	---

Der Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte und der wirksamen Bauteildicke wird berechnet mit:

$$\beta_H = \begin{cases} 1,51 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 & \text{für } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \\ 1,51 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 & \text{für } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (\text{A.17})$$

mit:

α_3	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit nach Gl. (A.18)
------------	--

Die Beiwerte zur Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit werden wie folgt bestimmt:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (\text{A.18})$$

Die Auswirkung der Zementart auf das Kriechverhalten des Betons kann durch Anpassung des Betonalters mit bei Belastungsbeginn Gl. (A.19) berücksichtigt werden. In Gl. (A.14) ist dann t_0 durch $t_{0,mod}$ zu ersetzen.

$$t_{0,mod} = t_0 \cdot \left(\frac{9}{2 + t_0^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \tag{A.19}$$

mit:

- $t_{0,mod}$ Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung der Zementart auf das Kriechverhalten
- α nach Tab. A.3

Zemente der Klasse	$\alpha[-]$
S	-1
N	0
R	1

Tabelle A.3: Exponent zur Berücksichtigung der Zementart

A.2 Längenänderung der Verbundproben bei Wechselklimabeanspruchung

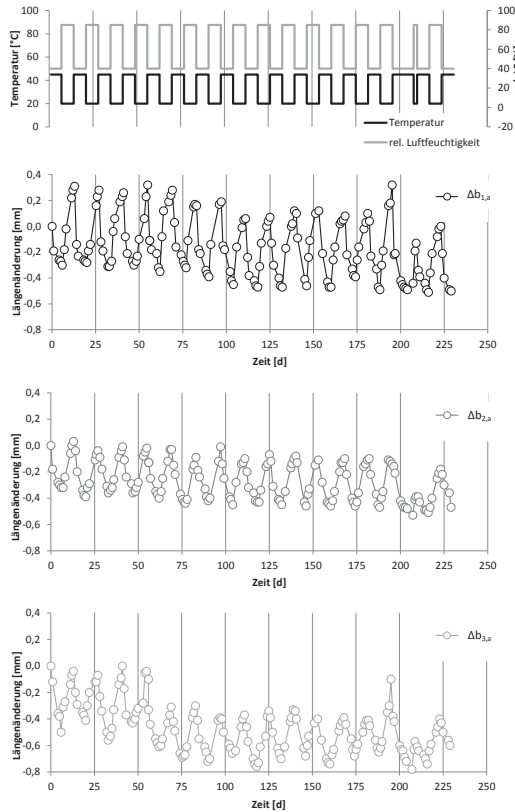


Abbildung A.1: thermisch-hygrische Verformung des Holzes am freien Rand ($\Delta b_{1,a}$, $\Delta b_{2,a}$, $\Delta b_{3,a}$) während der Lagerung im Wechselklima

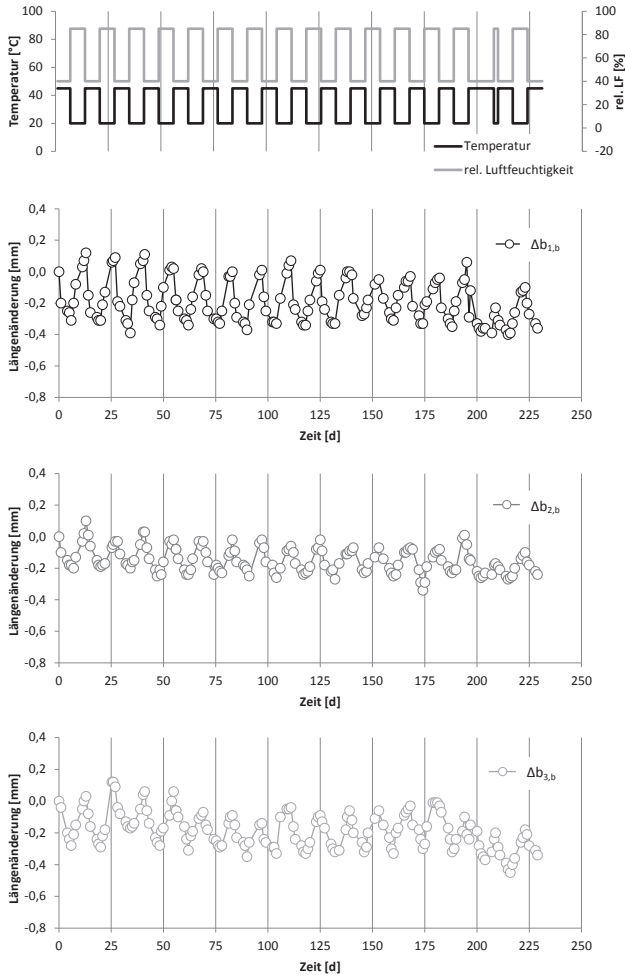


Abbildung A.2: thermisch-hygrische Verformung des Holzes an der Verbundzone ($\Delta b_{1,b}$, $\Delta b_{2,b}$, $\Delta b_{3,b}$) während der Lagerung im Wechselklima

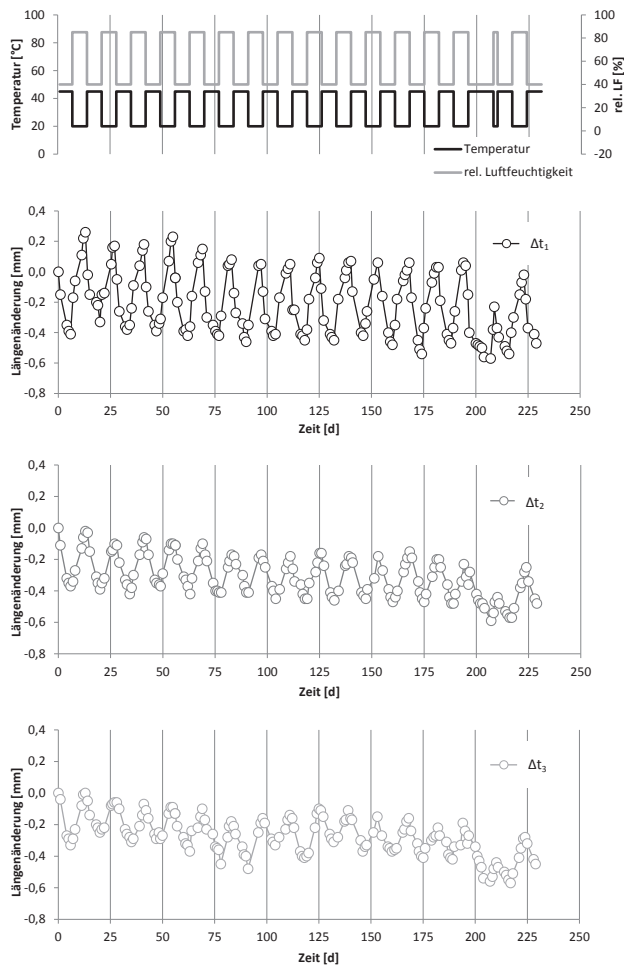


Abbildung A.3: thermisch-hygrische Verformung (Δt_1 , Δt_2 , Δt_3) der Verbundprobe während der Lagerung im Wechselklima

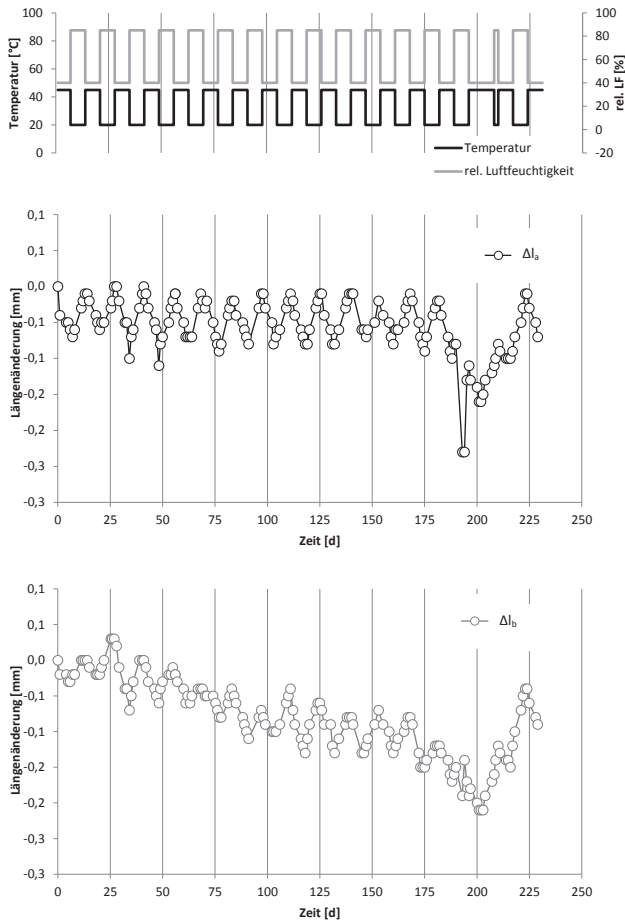
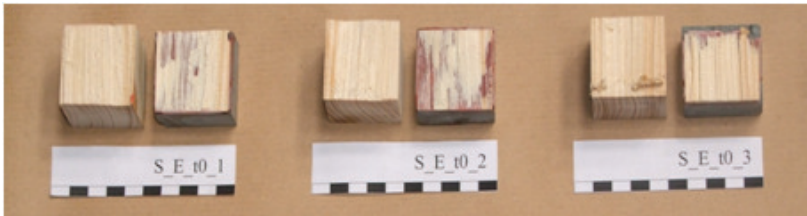


Abbildung A.4: thermisch-hygrische Verformung des Holzes in Längsrichtung (Δl_a , Δl_b) während der Lagerung im Wechselklima

A.3 Bruchbilder

A.3.1 Scherproben



(a)



(b)



(c)

Abbildung A.5: Bruchbilder der Scherproben (a) S-E-t0-1 bis S-E-t0-3; (b) S-E-t3-1 bis S-E-t3-3; (c) S-E-t6-1 bis S-E-t6-3



(a)



(b)



(c)

Abbildung A.6: Bruchbilder der Scherproben (a) S-E-t10-1 bis S-E-t10-3; (b) S-E-t15-1 bis S-E-t15-3; (c) S-E-t21-1 bis S-E-t21-3



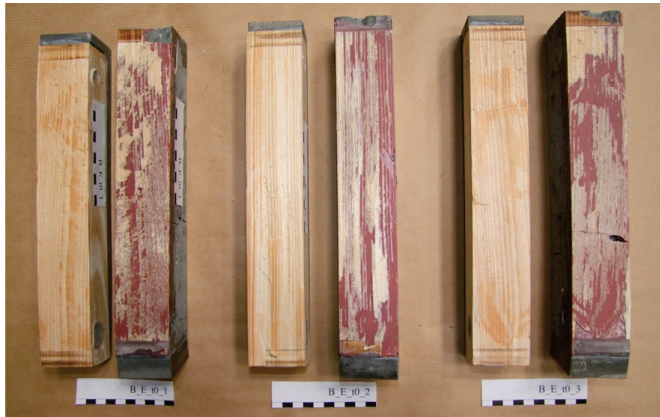
(a)



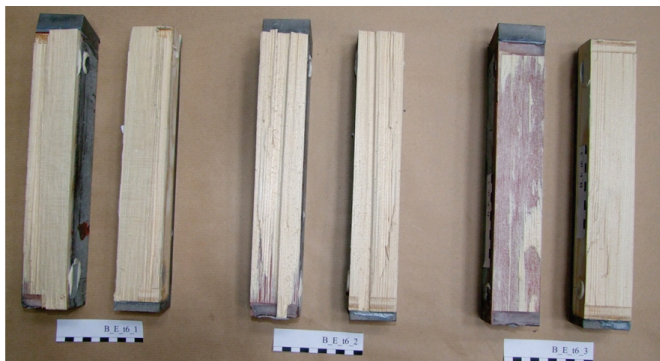
(b)

Abbildung A.7: Bruchbilder der Scherproben (a) S-E-t27-1 bis S-E-t27-3; (b) S-E-t38-1 bis S-E-t38-3; (c) S-E-t52-1 bis S-E-t52-3

A.3.2 Verbundproben



(a)



(b)

Abbildung A.8: Bruchbilder der Verbundproben (a) B-E-t0-1 bis B-E-t0-3; (b) B-E-t6-1 bis B-E-t6-3



(a)



(b)

Abbildung A.9: Bruchbilder der Verbundproben (a) B-E-t15-1 bis B-E-t15-3; (b) B-E-t27-1 bis B-E-t27-3

A.4 Holzeigenschaften

A.4.1 Scherfestigkeit des Holzes für die Scher- und Verbundproben

Bezeichnung		Prüfkraft $F_{v,exp}$ [kN]	Scherfestigkeit f_v [N/mm ²]
S-1	-1	35,5	3,59
	-2	44,6	4,51
	-3	39,2	3,96
S-2	-1	49,7	5,02
	-2	53,2	5,38
	-3	56,0	5,66
S-3	-1	58,0	5,86
	-2	61,7	6,24
	-3	62,5	6,32
S-4	-1	65,5	6,62
	-2	67,7	6,84
	-3	58,7	5,94
S-5	-1	61,9	6,25
	-2	62,9	6,36
	-3	34,6	3,50
S-6	-1	54,0	5,46
	-2	52,0	5,25
	-3	54,8	5,54
S-7	-1	61,1	6,17
	-2	57,1	5,77
	-3	57,5	5,81
S-8	-1	45,4	4,59
	-2	41,3	4,18
	-3	51,1	5,16
S-9	-1	50,2	5,07
	-2	46,6	4,71
	-3	57,5	5,81
Mittelwert		53,3	5,39
Standardabw.		8,9	0,90

Tabelle A.4: Scherfestigkeit des Holzes, das für die Scher- und Verbundproben verwendet wurde

A.4.2 Druck-Elastizitätsmodul der Holzgurte

Bauteil	Träger	E-Modul [N/mm ²]	Standardabweichung [N/mm ²]
E 1.1	T 1.1.1	13483	2235
	T 1.1.2	10902	2746
E 1.2	T 1.2.1	16812	4477
	T 1.2.2	14169	1610
E 2.1	T 2.1.1	19043	1305
	T 2.1.2	15072	1686
E 2.2	T 2.2.1	12855	1572
	T 2.2.2	15546	3808
Mittelwert		14735	

Tabelle A.5: Druck-Elastizitätsmodul in Faserrichtung des Holzes nach [DIN EN 408] an Proben, die aus den Holzgurten der Bauteile herausgeschnitten wurden (Mittelwerte aus drei Proben)

A.5 Durchbiegung der Bauteile

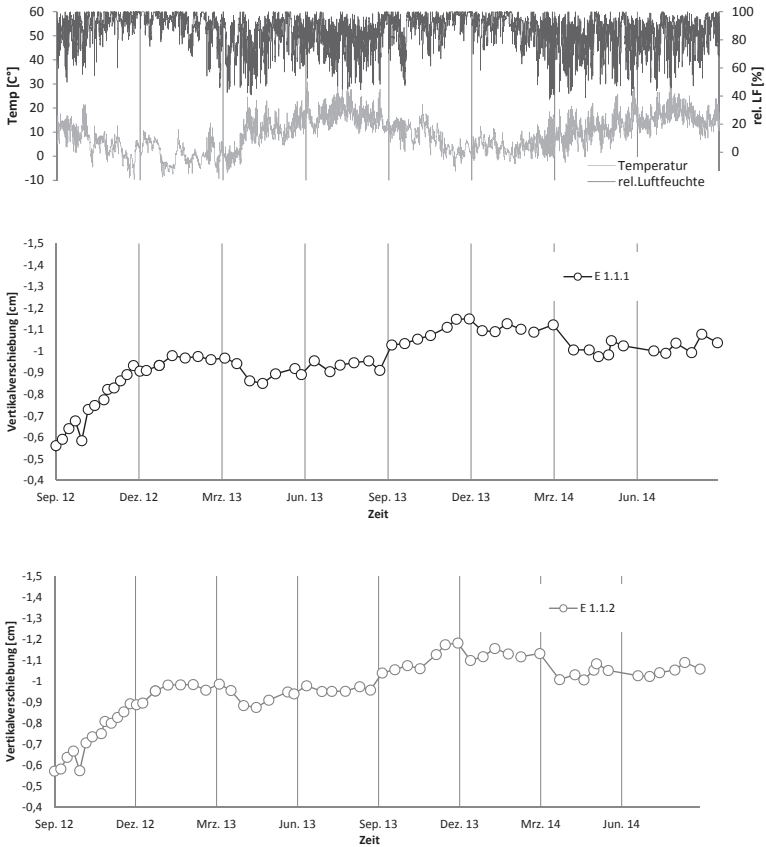


Abbildung A.10: Durchbiegung des Bauteils E 1.1 in Feldmitte an den Gurten E 1.1.1 und E 1.1.2

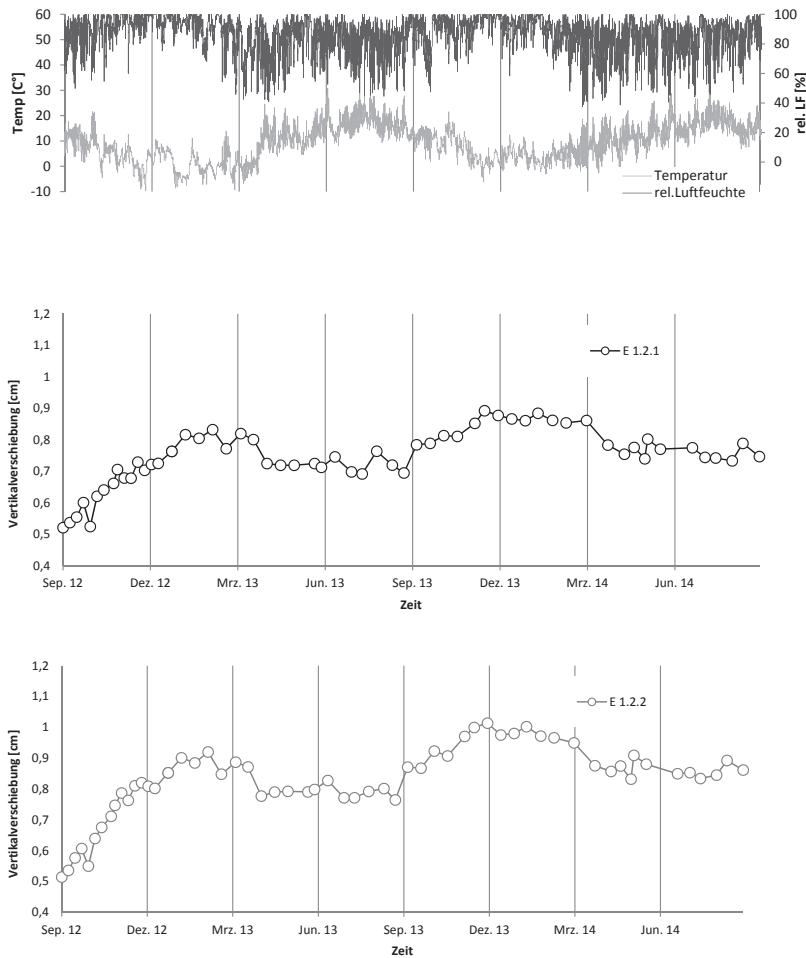


Abbildung A.11: Durchbiegung des Bauteils E 1.2 in Feldmitte an den Gurten E 1.2.1 und E 1.2.2

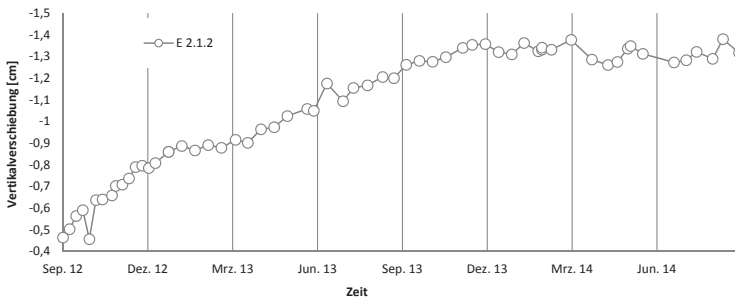
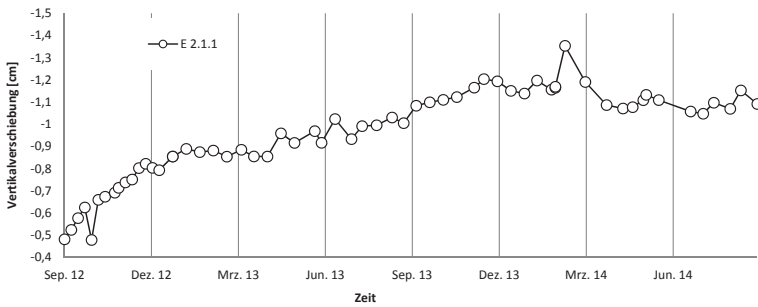
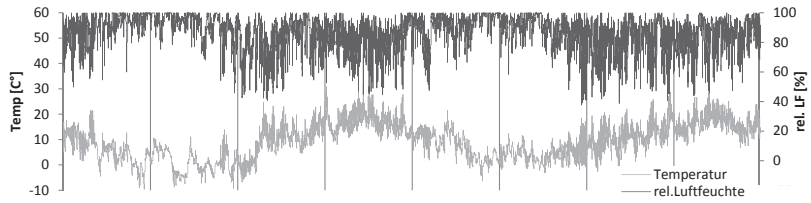


Abbildung A.12: Durchbiegung des Bauteils E 2.1 in Feldmitte an den Gurten E 2.1.1 und E 2.1.2

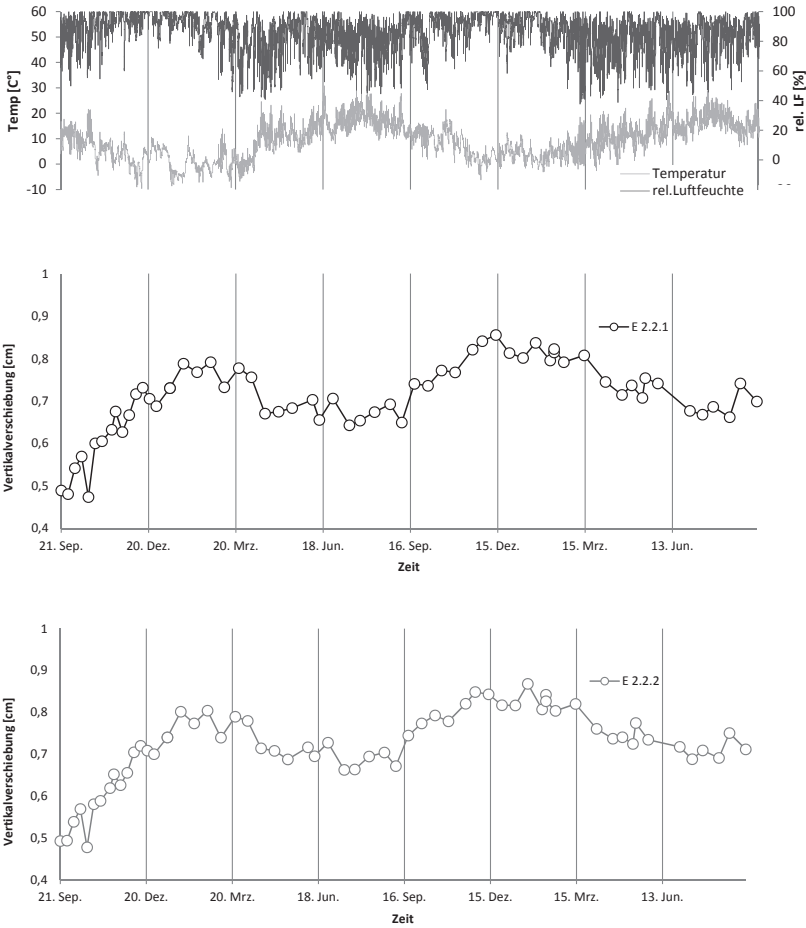


Abbildung A.13: Durchbiegung des Bauteils E 2.2 in Feldmitte an den Gurten E 2.2.1 und E 2.2.2

Schriftenreihe

Bauwerkserhaltung und Holzbau

Universität Kassel

- Heft 1 Karsten Schilde: *Untersuchungen zum Verbund zwischen Beton und nachträglich aufgeklebten Kohlefaserlamellen am Zwischenrisselement*. Universität Kassel, 2005. ISBN 3-89958-149-0.
- Heft 2 Carsten Pörtner: *Untersuchungen zum Verbund zwischen eingeklebten stiftförmigen faserverstärkten Kunststoffen und Holz*. Universität Kassel, 2005. ISBN 3-89958-191-1.
- Heft 3 Uwe Pfeiffer: *Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Klebeverbund zwischen Mauerwerk und Faserverbundwerkstoffen*. Universität Kassel, 2009. ISBN 978-3-89958-780-7.
- Heft 4 Martin Schäfers: *Entwicklung von hybriden Bauteilen aus Holz und hochfesten bzw. ultrahochfesten Betonen – Experimentelle und theoretische Untersuchungen*. Universität Kassel, 2010. ISBN 978-3-89958-986-3.
- Heft 5 Heiko Koch: *Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten historischer Holztragwerke – Der abgestirnte Zapfen*. Universität Kassel, 2011. ISBN 978-3-86219-140-6.
- Heft 6 Tobias Vogt: *Entwicklung eines Berechnungsmodells zur Beschreibung des Tragund Verformungsverhaltens von Holzrahmenwänden unter Berücksichtigung lokaler Effekte*. Universität Kassel, 2015. ISBN 978-3-86219-920-4.
- Heft 7 Lars Eisenhut: *Geklebter Verbund aus Holz und hochfestem Beton – Untersuchungen zum Langzeitverhalten*. Universität Kassel, 2015. ISBN 978-3-86219-994-5.

Herausgeber

Prof. Dr.-Ing. Werner Seim
Fachgebiet Bauwerkserhaltung und Holzbau
Fachbereich Bauingenieur-
und Umweltingenieurwesen
Universität Kassel
Kurt-Wolters-Straße 3
34125 Kassel
Tel. +49 (0) 561 804-2625
Fax +49 (0) 561 804-7647
wseim@uni-kassel.de
www.uni-kassel.de/fb14/tragwerk/

ISBN 978-3-86219-994-5



9 783862 199945 >