

Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt

Vorgespannte Konstruktionen aus Brettsperrholz

Entwicklung, experimentelle und theoretische Untersuchungen, Entwurf und Bemessung

Martin Gräfe

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigten Dissertation.

Vorsitzender:

Prof. Dr.-Ing. Christoph Gehlen

Prüfende der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter
2. Prof. Dr. techn. Andrea Frangi
3. Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer

Die Dissertation wurde am 13.01.2020 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt am 06.11.2020 angenommen.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion der Technischen Universität München.

Besonders bedanken möchte ich mich bei Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter für die Betreuung meiner Dissertation und die sehr gute persönliche und fachliche Zusammenarbeit während meiner Zeit am Lehrstuhl. Mit seiner Unterstützung hatte ich die Möglichkeit, durch Mitarbeit an verschiedenen Forschungsvorhaben und vielfältigen anderen Projekten ein großes Spektrum der Wissenschaft und Lehre im Bereich des Holzbaus kennenzulernen.

Herzlicher Dank geht auch an die Herren Prof. Dr. Andrea Frangi und Univ.-Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer für die Übernahme des Koreferates und an Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Christoph Gehlen für die Übernahme des Vorsitzes bei der Prüfungskommission.

Besonders danke ich den Kolleginnen und Kollegen am Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion und am MPA BAU der Technischen Universität München für die jederzeit angenehme Zusammenarbeit, viele konstruktive Gespräche und Diskussionen, das gute fachliche Arbeitsklima und die auch außerfachlich vielfältigen guten gemeinsamen Erlebnisse und Erfahrungen.

Danken möchte ich auch allen von mir während meiner Tätigkeit am Lehrstuhl für betreuten Studenten und wissenschaftlichen Hilfskräfte, die durch Ihre Unterstützung und Mitwirkung bei den Forschungsarbeiten sowie vielfältige fachliche Diskussionen zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

Abschließend möchte ich mich bei meinen Eltern, Geschwistern und Freunden herzlich bedanken, die mich jederzeit unterstützt und motiviert und so diese Arbeit mit ermöglicht haben.

München, im Oktober 2019

Martin Gräfe

Kurzfassung

In dieser Arbeit wird ein Bauverfahren entwickelt, untersucht und beschrieben, bei dem innerhalb von Brettsperrholzplatten geführte Spannritzen auftretende Zugkräfte in aussteifenden Wandscheiben hoher Geschossbauwerke aufnehmen, beziehungsweise abhebende Kräfte durch die Spannkkräfte überdrückt werden. Die Spannritzen werden dazu in zentrisch vertikal angeordneten Spannkanälen in den Brettsperrholzplatten ohne Verbund eingebaut und gegen das Holz vorgespannt. Auf diese Weise kann ein Klaffen horizontaler Bauteilfugen vermieden und somit die erforderliche Tragfähigkeit von Verbindungen und damit die Anzahl von mechanischen Verbindungsmitteln deutlich reduziert werden.

Anhand der Fertigung der für Bauteilversuche benötigten Prüfkörper wurde untersucht, wie die erforderlichen Spannkanäle während der Herstellung in zweckmäßiger Weise in die Brettsperrholzplatten eingebracht werden können und welche Arten von Spannsystemen sinnvoll einzusetzen sind. Für den Entwurf von Verankerungspunkten der Spannglieder wurde untersucht, welche Kräfte diese aufnehmen können und wie die nötigen Ankerplatten sinnvollerweise auszuführen sind.

Da bei der Vorspannung von verhältnismäßig dünnen Flächentragwerken die Sicherheit gegen Knicken bzw. Beulen nachzuweisen ist, beschäftigt sich ein weiterer Teil dieser Arbeit mit dem bisher nicht in technischen Regeln beschriebenen Stabilitätsverhalten intern vorgespannter Brettsperrholzbauweise und beschreibt die zweckmäßige Vorgehensweise bei der Nachweisführung.

Ein zentraler Abschnitt dieser Arbeit betrachtet das Kriechverhalten solcher Bauteile. Da die Vorspannkkräfte in der Tragwerksplanung als *günstig* wirkend gegenüber den abhebenden Kräften angesetzt werden, ist für den Tragwerksentwurf eine möglichst genaue Kenntnis der zu erwartenden Kriechverformungen und dadurch induzierten Spannkraftverluste erforderlich. Da für den speziellen Fall von in Holzfaserrichtung unter Druckspannung stehenden Bauteilen nur wenige wissenschaftliche Untersuchungen vorliegen, wurde eine eigene Serie von Kriechversuchen an originalmaßstäblichen Versuchskörpern in verschiedenen Klimata und Belastungsgraden durchgeführt. Auf Basis der Ergebnisse und Auswertung dieser Versuche werden Kriechzahlen vorgeschlagen, welche eine optimierte Bemessung erlauben.

Einen großen Vorteil bietet die vorgespannte Bauweise im Hinblick auf die Reduzierung nötiger mechanischer Verbindungsmittel und die Anwendungsmöglichkeit formschlüssiger, schub- und druckfester Bauteilverbindungen. Es wurde daher untersucht, wie solche „verzahnten“ Verbindungen entworfen, hergestellt und bemessen werden können. Hierzu wurde eine experimentelle Versuchsserie sowie eine ergänzende und den Anwendungsbereich erweiternde Finite-Elemente-Parameterstudie durchgeführt. Ergebnis dieser Untersuchungen sind Konstruktionsregeln und teilweise in Diagrammform aufbereitete Bemessungsregeln für formschlüssige Brettsperrholz-Plattenverbindungen im Geschossbau, welche auch in konventionellen, d. h. nicht-vorgespannten Konstruktionen verwendet werden können.

Abstract

In this work, an innovative construction method is developed, investigated and described, in which prestressing tendons inserted within cross laminated timber panels bear tensile forces occurring in stiffening wall slabs of high storey structures. For this purpose, the unbonded tendons are installed in centrally vertically orientated tensioning channels in CLT panels and prestressed against the timber. Thereby it is possible to avoid a gaping of horizontal component joints, and reduce significantly the required load carrying capacity and number of mechanical fasteners.

An essential practical basis for the realization of the developed construction method is the manufacturability of the cross laminated timber panels with prestressing channels. Based on the production of real-size specimens was therefore examined and demonstrated how the necessary channels can be introduced during manufacture in an appropriate manner, and what types of prestressing systems are advisable to use. For the design of anchoring points of the tendons it was investigated, which forces they can bear, and how the necessary anchor plates can be carried out.

Since relatively thin plane structures loaded by compression forces show the risk of buckling, another part of this work deals in detail with the stability behaviour of internally prestressed cross laminated timber panels, as this is not sufficiently covered until now by technical standards.

A central part of this work investigates the creep behaviour of such structures. Since the prestressing forces in the structural design are considered to be acting *favorable* in relation to the lifting forces, an accurate knowledge of the expected creep deformations and thereby induced loss of prestressing force is required for the structural design. An overestimation of creep deformations leads to an uneconomic design, while an underestimate negatively affects the desired structural behavior, or may even jeopardize the load carrying capacity. Since there are only a few scientific studies available for the special case of timber under compressive stress in fibre direction, a series of creep tests was carried out on original scale test specimens in different climates and load levels. On the basis of their results and further evaluation and extrapolation creep factors are proposed, which allow an optimized structural design.

A great advantage of the prestressed design is the possibility of reducing the necessary mechanical fasteners, by using form-fitting interlocking shear and pressure resistant timber joints. This thesis therefore deals in detail with the question of how such „interlocking“ connections can be designed, manufactured, and dimensioned. For this purpose, an experimental series of experiments as well as a supplementary finite element parameter study extending the scope of application were carried out. The result of these investigations are partially diagrammed design rules for form-fitting cross-laminated timber panel joints, which can be used as well in conventional, non-prestressed structures.

In favour of a good overview and readability, the chapters of this work are structured according to the areas of investigation mentioned above. It is intended to provide the reader, user or engineer with a comprehensive source of information on the main technical and constructive issues that may arise.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	III
Kurzfassung	V
Abstract	VII
1 Einleitung	1
1.1 Motivation	1
1.2 Ziel dieser Arbeit	3
1.3 Methodik	4
2 Technische Grundlagen und Baumaterialien	5
2.1 Aussteifung hoher Holzbauwerke	5
2.2 Anwendungsbeispiele für vorgespannte Tragwerke im Holzbau	9
2.2.1 Stabförmige Bauteile	9
2.2.2 Vorgespannte Rahmensysteme und Wandscheiben	11
2.2.3 Platten	13
2.2.4 Aussteifungssysteme	14
2.3 Anwendungsbeispiele für vorgespannte Tragwerke außerhalb des Holzbaus	15
2.3.1 Vorspannung im konstruktiven Ingenieurbau	15
2.3.2 Vertikal vorgespannte Windkrafttürme	16
2.3.3 Funktürme aus Spannbeton	17
2.4 Brettsperrholz	17
2.4.1 Herstellung und Tragverhalten	17
2.4.2 Herstellung von Brettsperrholz mit Spannkämen	20
2.5 Spannsysteme	24
2.5.1 Arten von Spanngliedern	24
2.5.2 Verbund	26
2.5.3 Korrosionsschutz	27
2.6 Spannkraftberechnung und Spannkraftverluste	27
2.6.1 Allgemeines	27
2.6.2 Vorgehensweise im Spannbetonbau	28
2.6.3 Vorgehensweise im Holzbau	31
2.6.4 Berechnungsbeispiel	35
2.7 Tragwerksentwurf und Bemessung	36
3 Kriechverhalten von Brettsperrholz unter Druckbeanspruchung in Scheibenebene	39
3.1 Allgemeines	39
3.1.1 Einführung	39

3.1.2	Begriffsdefinition	39
3.1.3	Bedeutung des Kriechverhaltens für vorgespannte Tragwerke	40
3.1.4	Ziel dieses Kapitels	41
3.2	Stand der Wissenschaft und Technik	41
3.2.1	Stand der Normung	41
3.2.2	Einflussparameter auf das Kriechverhalten von Holz	42
3.2.3	Literatur zum Kriechen von Holz unter Längsdruck	47
3.2.4	Kriechmodelle	60
3.2.5	Auswahl eines Kriechmodells für die eigenen Untersuchungen	62
3.3	Eigene experimentelle Untersuchungen	66
3.3.1	Überblick und Versuchsaufbau	66
3.3.2	Messung der Holzfeuchte	71
3.3.3	Klimatische Randbedingungen	73
3.3.4	Berücksichtigung der Relaxation des Spannstahls	77
3.4	Ergebnisse und Auswertung	79
3.4.1	Allgemeine Beobachtungen	79
3.4.2	Holzfeuchtigkeit	80
3.4.3	Vorgehensweise zur Auswertung der Verformungsmessungen	83
3.4.4	Auswertung der Verformungsmessungen	86
3.5	Fazit	96
4	Stabilitätsverhalten vorgespannter Bauteile aus Brettsperrholz	99
4.1	Einführung	99
4.1.1	Allgemeines	99
4.1.2	Stabilitätsverhalten intern vorgespannter Bauteile	99
4.2	Stand der Wissenschaft und Technik	100
4.2.1	Normative Nachweismethoden im Holzbau	100
4.2.2	Einflussfaktoren auf das Stabilitätsverhalten von Holzbauteilen	104
4.2.3	Theorie des Plattenbeulens	106
4.2.4	Plattenbeulen im Stahlbau	112
4.2.5	Plattenbeulen im Holzbau	114
4.3	Eigene Untersuchungen	115
4.3.1	Experimentelle Untersuchungen	115
4.3.2	Ziel der Untersuchung	115
4.3.3	Finite-Elemente-Studie	120
4.4	Stabilitätsnachweise zentrisch vorgespannter Bauteile aus Brettsperrholz	123
4.4.1	Konstruktive und rechnerische Randbedingungen	123
4.4.2	Mehrachsiges Stabilitätsnachweise	124
4.5	Fazit	124
5	Formschlüssige Bauteilverbindungen	127
5.1	Einführung	127

5.2	Stand der Wissenschaft und Technik	127
5.2.1	Forschung und Entwicklung	127
5.2.2	Gebaute Beispiele	130
5.3	Geometrische Parameter	131
5.4	Tragfähigkeit	133
5.4.1	Allgemeines	133
5.4.2	Experimentelle Untersuchungen	133
5.4.3	Rechnerische Werte der Holzfestigkeiten	140
5.4.4	Ansätze zur rechnerischen Bestimmung der Verzahnungstragfähigkeit	141
5.4.5	Bemessungsvorschlag im Grenzzustand der Tragfähigkeit	144
5.5	Steifigkeit	150
5.5.1	Allgemeines	150
5.5.2	Experimentelle Untersuchungen	150
5.5.3	Finite-Elemente-Modell	153
5.5.4	Steifigkeitskenngrößen	159
5.6	Erforderliche Länge von Deckenauflagern	160
5.6.1	Einführung	160
5.6.2	Lastannahmen und Nachweisführung	161
5.6.3	Vorgehensweise	163
5.6.4	Schlussfolgerung	164
5.7	Abgeleitete Entwurfsempfehlungen	165
5.7.1	Höhe h_z und Länge l_z	165
5.7.2	Flankenneigung	165
5.7.3	Ausrundung der Ecken der Verzahnung	166
5.7.4	Anordnung der Brettstöße in den Querlagen	166
5.7.5	Ablaufschema für den Verbindungsentwurf	166
5.8	Fazit	168
6	Lokale Druckbeanspruchbarkeit von Brettsper Holz in Scheibenebene	169
6.1	Einführung	169
6.2	Stand der Wissenschaft und Technik	170
6.2.1	Druckfestigkeit des Holzes	170
6.2.2	Prüfverfahren für Spannverankerungen	171
6.2.3	Arten von Ankerplatten	172
6.3	Experimentelle Untersuchungen	173
6.3.1	Versuchskonzept	173
6.3.2	Übersicht und Versuchsaufbau	173
6.3.3	Versuchsdurchführung	175
6.3.4	Ergebnisse	175
6.4	Bemessungsvorschlag	179
6.4.1	Bemessungswert der Druckfestigkeit	179

6.4.2	Rechnerische Bemessung des Lasteinleitungsbereichs	181
6.5	Fazit	182
7	Lastausbreitung unter Einzellasten in Scheibenebene	183
7.1	Einführung	183
7.2	Stand der Wissenschaft und Technik	183
7.2.1	Stand der Wissenschaft	183
7.2.2	Stand der Technik	185
7.3	Definition des Lastausbreitungswinkels	186
7.3.1	Definitionen	186
7.3.2	Einfluss der Auflagersteifigkeit	187
7.3.3	Diskussion und Auswahl eines Ansatzes	189
7.4	Numerische Untersuchungen	190
7.4.1	Untersuchungsziel	190
7.4.2	Modellierung	190
7.4.3	Ergebnisse	192
7.4.4	Schlussfolgerung	195
7.5	Experimentelle Untersuchungen	196
7.5.1	Versuchskonzept	196
7.5.2	Versuchsaufbau	197
7.5.3	Versuchsdurchführung	201
7.5.4	Ergebnisse	204
7.6	Vergleich zwischen Experiment und Rechnung	206
7.7	Fazit	207
8	Zusammenfassung und Ausblick	209
	Literaturverzeichnis	218

1 Einleitung

1.1 Motivation

Warum vorgespannte Konstruktionen im Holzbau?

Bereits heute lebt rund die Hälfte der Weltbevölkerung in Städten, entsprechend zahlreicher Prognosen wird sich dieser Anteil in den nächsten Jahrzehnten bei gleichzeitig wachsender Gesamtanzahl von Menschen weiter erhöhen. Im Jahr 1950 hatten nur New York und Tokyo mehr als 10 Millionen Einwohner, bis 2030 wird es weltweit voraussichtlich mehr als 40 solcher Megastädte geben [OECD 2015].

Es besteht also weltweit und auch in Europa ein erheblicher und weiter steigender Bedarf, neuen städtischen Wohnraum zu schaffen. Gleichzeitig ist das Bauwesen in seiner gegenwärtigen Form einer der ressourcenintensivsten Wirtschaftszweige überhaupt, alleine in Deutschland werden beispielsweise jährlich ca. 550 Millionen Tonnen mineralische Rohstoffe verbaut [VDI Zentrum Ressourceneffizienz 2013]. Hinzu kommen begrenzte Ressourcen an bebaubarer Erdoberfläche; es besteht häufig der politische Wunsch und zunehmend auch die praktische Notwendigkeit, weiteren „Flächenfraß“ durch Wohn- und Gewerbebebauung zu vermeiden.

Die Herausforderung für die Zukunft liegt also darin, mit möglichst effizientem Einsatz von – idealerweise nachwachsenden und nachhaltig erzeugten – Baumaterialien und Rohstoffen städtische Gebäude zu realisieren. Auf diesem Gebiet hat der Holzbau in technischer Hinsicht in den letzten Jahren deutliche Fortschritte gemacht, allerdings bleibt immer noch ein klar erkennbares Entwicklungs- und Innovationspotential.

Mit der Höhe der Bauwerke steigen die Anforderungen an die horizontale Steifigkeit und Tragfähigkeit, um insbesondere Wind- und Erdbebenlasten sicher in den Baugrund ableiten zu können. In den aussteifenden Bauteilen treten in Folge dieser Lasten im wesentlichen Schubspannungen sowie vertikale Zug- und Druckspannungen auf (Abbildung 1.1). Diese Spannungen werden umso größer, je schlanker die Tragstrukturen ausgeführt werden. Dieser Zusammenhang begrenzt bei gegebener Festigkeit des Baumaterials die maximale Schlankheit des Bauwerks, so dass insbesondere bei hohen Geschossbauwerken und Türmen der Entwurf des Aussteifungssystems häufig bemessungs- und konstruktionsmaßgebend wird. Aufgrund seiner natürlichen und im Hinblick auf faserparallele vertikale Lasten positiven Materialeigenschaft eines relativ geringen spezifischen Gewichtes hat Holz im Hinblick auf die Bauwerksschwingungen einen gewissen Nachteil gegenüber Stahl und Beton. Für das gleiche Schwingungsverhalten einer gegebenen Gebäudekubatur sind im Holzbau typischerweise aufwendigere Aussteifungskonstruktionen erforderlich.

In Bauweisen aus Stahl und Stahlbeton werden die vertikalen Zugkräfte durch den Baustahl selbst bzw. eingelegten Bewehrungsstahl aufgenommen. Durch das verhältnismäßig große Eigengewicht von Betontragwerken treten in diesem Fall auch häufig keine oder nur geringe Zugkräfte auf. Im Holz-

bau sind im Gegensatz dazu in vielen Fällen erhebliche vertikale Zugkräfte in den aussteifenden Bauteilen zu übertragen, da das Eigengewicht der Konstruktionen deutlich kleiner ist.

Holz hat natürlicherweise eine relativ hohe Zugtragfähigkeit in Faserrichtung, wodurch es zur Aufnahme solcher Kräfte prinzipiell geeignet ist. Allerdings können Tragwerke aus Holz nicht *monolithisch* wie im Betonbau hergestellt werden, sondern werden aufgrund verschiedener praktischer Randbedingungen und der Transportmöglichkeiten in der Regel aus vorgefertigten Elementen zusammengesetzt. Diese einzelnen Bauteile sind dabei im Verhältnis zur Größe der gesamten Konstruktion relativ klein und werden typischerweise durch eine Vielzahl einzelner Verbindungsmittel verbunden.

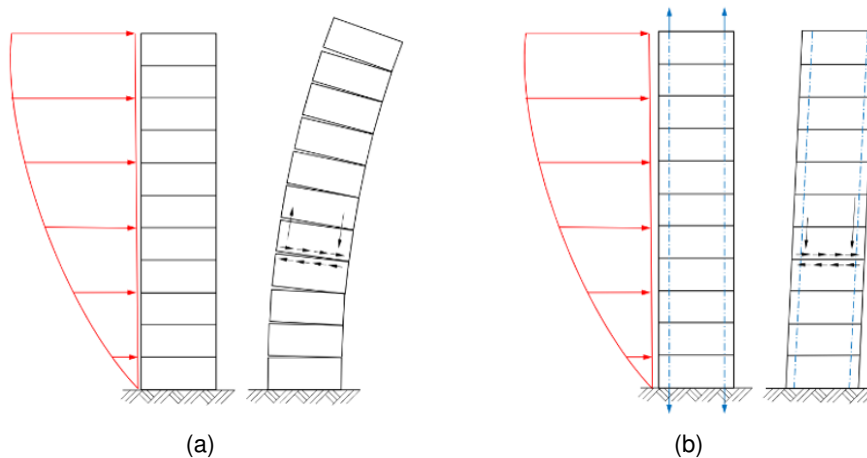


Abbildung 1.1: Anwendung vertikaler Vorspannung zur Überdrückung von Zugkräften: links eine „schlaffe“ Bauweise einer aussteifenden Wandscheibe, rechts das gleiche Bauteil mit Vorspannung

Die Erfahrung aus inzwischen zahlreichen Hochbauprojekten in Holzbauweise mit bis zu 10 oder mehr Geschossen zeigt, dass der Aufwand für die Verbindung der einzelnen Elemente mit der Höhe und Schlankheit der Bauwerke erheblich anwächst bzw. zunehmend aufwändige Aussteifungskonstruktionen erforderlich werden.

Durch den Einsatz planmäßig aufgebrachtener vertikaler Vorspannung können Zugkräfte in Bauteilverbindungen ganz oder teilweise überdrückt und so die andernfalls erforderliche Anzahl mechanischer Verbindungsmittel reduziert werden. Durch den Wegfall der Nachgiebigkeit von horizontalen Bauteilfugen erhöht sich zudem die Steifigkeit des gesamten Tragwerks (vgl. Abschnitte 2.2.2 und 2.2.4, siehe auch [Bert 2015]).

Die vertikale Vorspannung eröffnet zusätzlich die Möglichkeit der Nutzung der in dieser Arbeit auch untersuchten formschlüssigen Bauteilverbindungen, da diese nur noch Schub- aber nicht mehr Zugkräfte übertragen müssen (vgl. Abbildung 1.2). Vorteilhaft ist hierbei neben der guten statischen Leistungsfähigkeit die recyclinggerechte, demontierbare und somit wiederverwendbare Konstruktionsweise. Die Innovation in der Vorspannung von Brettsperrholzbauweisen liegt also in der Kombinati-

on aus der Tragwerksoptimierung für horizontale Lasten und der gleichzeitigen Nutzungsmöglichkeit effizienter „gesteckter“ Verbindungen.

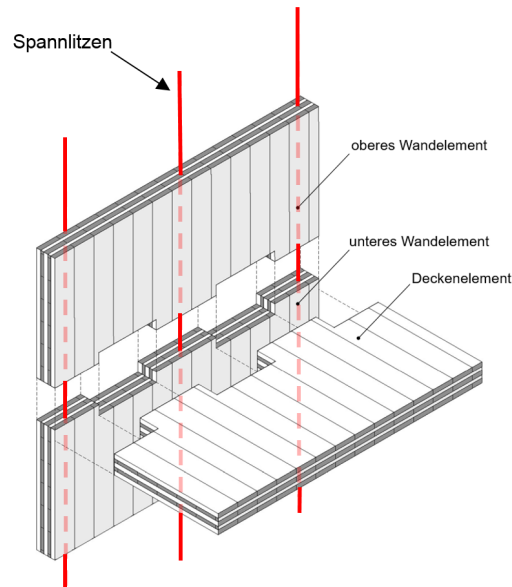


Abbildung 1.2: Formschlüssiger Horizontalstoß mit vorgespannten Wandscheiben aus Brettsperrholz

1.2 Ziel dieser Arbeit

Das Ziel dieser Arbeit ist es, die erforderlichen technischen und wissenschaftlichen Grundlagen bereitzustellen, um vorgespannte Bauteile aus Brettsperrholz – ggf. unter Verwendung formschlüssiger Verbindungen – entwerfen und effizient bemessen zu können. Dies erfolgt auf Basis eigener experimenteller und rechnerischer Untersuchungen und einem Abgleich mit der vorliegenden wissenschaftlichen Literatur.

Das Prinzip der Vorspannung ist im Bauingenieurwesen und dort insbesondere im Spannbetonbau seit Jahrzehnten gängige Praxis. Aus diesem Gebiet stammen daher auch die meisten Berechnungsverfahren und technischen Regeln für vorgespannte Bauweisen. Diese sind zwar auf viele Fragestellungen aus dem Holzbau in ihren mechanischen Grundsätzen übertragbar, aber für eine praktische Anwendung nicht hinreichend konkretisiert. So finden sich z. B. im *Eurocode 5* keine Angaben, wie mit vorgespannten Tragwerken umzugehen ist. Es fehlen einerseits konkrete Materialparameter wie etwa für die Berechnung von Spannkraftverlusten, andererseits aber auch Regelungen zu Nachweismethoden beispielsweise für Stabilitätsnachweise von Brettsperrholzplatten.

Die vorliegende Arbeit soll diese Lücken schließen und zudem praktische Fragen wie die nach der Vorgehensweise zur Bemessung formschlüssiger Brettsperrholzverbindungen und der Ausführung von Spannkanälen und Spannverankerungen klären. Sie soll auf diese Weise die Anwendung von

vorgespannten Bauteilen im Holzbau ermöglichen, die nötigen Kenntnisse zusammenstellen und an einigen Stellen bisher fehlende wissenschaftliche Grundlagen beitragen.

1.3 Methodik

Der Entwurf und die Bemessung vorgespannter Konstruktionen aus Brettsperrholz erfordern Antworten auf verschiedene technische Detailfragen, welche rein aus der vorliegenden Literatur und technischen Regeln bisher nicht zufriedenstellend zu beantworten waren. Diese Arbeit wurde daher entlang der folgenden Fragestellungen aufgebaut:

- Welche Arten von Spanngliedern sind zweckmäßigerweise anzuwenden?
- Wie können Schlitz- bzw. Spannkanäle für die Aufnahme der erforderlichen Spannglieder sinnvoll und praxisgerecht in Brettsperrholzplatten eingebracht werden?
- Wie groß sind die zu erwartenden Kriechverformungen infolge Druckspannungen in Plattenebene und mit welchen Spannkraftverlusten ist zu rechnen?
- Wie können formschlüssige Verbindungen für Geschosstöbe sinnvoll gestaltet und bemessen werden?
- Wie ist das Stabilitätsverhalten vorgespannter Brettsperrholzkonstruktionen?
- Wie breitet sich eine aus den Spanngliedern an der Stirnkante eingeleitete Einzellast in der Plattenebene nach unten aus?
- Wie sind Spanngliedverankerungen an den Stirnkanten von Brettsperrholzplatten auszuführen?

Zu diesen Fragestellungen wurden jeweils experimentelle und rechnerische Untersuchungen durchgeführt, sowie die ggf. vorliegende Literatur gesichtet, bewertet und in eigene Schlussfolgerungen einbezogen. Der Ansatz zu dieser Arbeit ist aus der Bearbeitung des Forschungsvorhabens [Gräfe et al. 2018] am Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion der TU München entstanden. Die Ergebnisse dieses Projektes bilden die Basis der vorliegenden Arbeit.

2 Technische Grundlagen und Baumaterialien

2.1 Aussteifung hoher Holzbauwerke

Bei üblichen, „nicht hohen“ Holzbauwerken bis zu ca. fünf Geschossen wird die Konstruktion aus Sicht der Tragwerksplanung vor allem durch die Festigkeit der Baumaterialien und die statischen vertikalen Lasten bestimmt. Bei gebräuchlichen Grundrissen lassen sich die anfallenden Horizontal-lasten ohne größere Probleme von aussteifenden Wandscheiben aufnehmen und in den Untergrund ableiten. Je höher die Strukturen werden, umso mehr wird neben der *Tragfähigkeit* auch die *Gebrauchstauglichkeit* bemessungsmaßgebend. Dies betrifft im Wesentlichen die Schwingungsanfälligkeit und horizontalen Auslenkungen infolge von Wind und Windböen. Bei schlanken und leichten Bauweisen treten zudem am Fußpunkt erhebliche Zugkräfte auf, die durch entsprechende Zugverankerungen aufzunehmen sind.

Entwurfsbestimmend wird in solchen Fällen das dynamische Verhalten unter der Einwirkung von Horizontallasten. ISO 10137 gibt maximal zulässige Horizontalbeschleunigungen in Abhängigkeit der Eigenfrequenz des Gebäudes an, wobei diese unabhängig von Bauweise und Baumaterial sind (Abbildung 2.1). Formeln zur Berechnung der maximalen Beschleunigung in Abhängigkeit aller Einflussparameter werden z. B. in DIN EN 1991-1-4 angegeben. Für eine vereinfachte Abschätzung der zu erwartenden Horizontalbeschleunigungen für den Tragwerksentwurf schlagen [Lamb et al. 2014] folgende Formel vor:

$$a \approx \frac{1}{\sqrt{m_l} \cdot \sqrt{EI_{ers}} \cdot \sqrt{\delta}} \quad (2.1)$$

mit:

- a maximale Horizontalbeschleunigung [m/s^2]
- m_l Masse des Gebäudes pro m Gebäudehöhe [kg/m]
- I_{ers} Ersatzbiegesteifigkeit des Gebäudes in der betrachteten Richtung [MNm^2], vgl. Abbildung 2.2
- δ Dämpfung, i. d. R. für Holzbauwerke $0,05 \leq \delta \leq 0,1$ [-], siehe auch [Feldmann 2015] und [Schmid 2018]

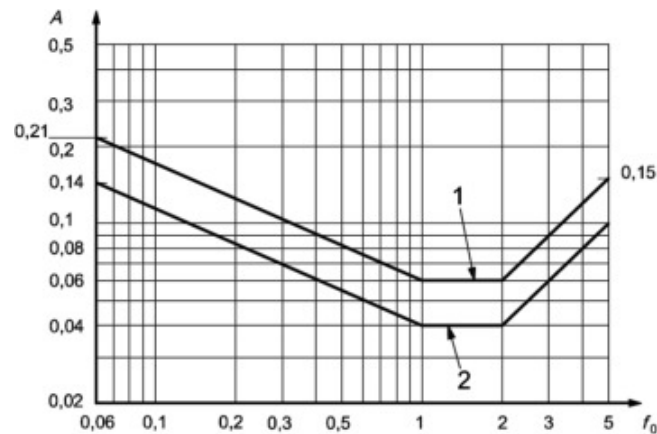


Abbildung 2.1: Zulässige Horizontalbeschleunigungen A [m/s²] in Abhängigkeit der Eigenfrequenz f_0 [s⁻¹] nach ISO 10137:2007; 1 = Büronutzung, 2 = Wohnungen

Aus Formel 2.1 folgt, dass eine Reduzierung der Gebäudemasse eine Erhöhung der Horizontalbeschleunigung ergibt. Beispielsweise führt eine Halbierung der Masse (üblich im Vergleich zu einem Bauwerk aus Stahlbeton) zu einer Erhöhung der Beschleunigung um den Faktor $\sqrt{2}$. Wenn umgekehrt die Beschleunigung halbiert werden soll, muss die Masse oder die Steifigkeit vervierfacht bzw. beide verdoppelt werden.

Aus diesen Zusammenhängen ergibt sich, dass die – in statischer und baupraktischer Hinsicht zunächst wünschenswerte – Reduzierung der Gebäudemasse bei Holzkonstruktionen eine umso höhere horizontale Steifigkeit bedingt, um horizontalen Bauwerksbewegungen auf ein für das Wohlbefinden der Bewohner bzw. Gebäudenutzer akzeptables Maß begrenzen zu können.

Die Ersatzbiegesteifigkeit EI_{ers} ist eine vereinfachende Rechengröße, um das horizontale Verformungsverhalten eines Bauwerks zu beschreiben. Sie ist als diejenige Biegesteifigkeit eines Kragarms der Bauwerkshöhe h definiert, die zu der gleichen Horizontalverformung unter einer Einheitslast H führt wie diejenige des betrachteten Bauwerks in der Realität (Abbildung 2.2). Dessen Horizontalverformung $u_{x,ges}$ setzt sich in der Regel aus den folgenden Anteilen zusammen:

$$u_{x,ges} = u_{x,EI} + u_{x,G} + u_{k_x} + u_{k_z} \quad (2.2)$$

mit:

- $u_{x,EI}$ Biegeverformung, vgl. Abbildung 2.3 a)
- $u_{x,G}$ Schubverformung, vgl. Abbildung 2.3 b)
- u_{k_x} Verformung aus Fugenverschiebung in x -Richtung (Schub), vgl. Abbildung 2.4
- u_{k_z} Verformung aus Fugenverschiebung in z -Richtung (vertikale Zug- und Druckkräfte), vgl. Abbildung 2.4

Die Ersatzbiegesteifigkeit EI_{ers} ergibt sich damit zu:

$$EI_{ers} = \frac{H \cdot h^3}{3 \cdot u_{x,ges}} \quad (2.3)$$

mit:

- H horizontale Einheitslast am obersten Punkt des Bauwerks
- h Gesamthöhe des Bauwerks
- $u_{x,ges}$ gesamte Horizontalverformung, Gleichung 2.2

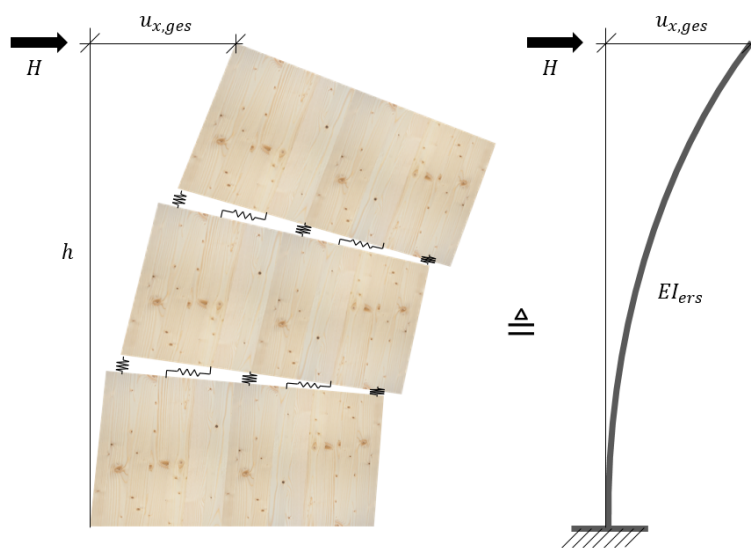


Abbildung 2.2: Prinzip der Ersatzbiegesteifigkeit EI_{ers}

Die Anteile $u_{x,EI}$ und $u_{x,G}$ in Gleichung 2.2 ergeben sich aus den Materialeigenschaften des verwendeten Baustoffs und der Geometrie des aussteifenden Bauteils. Hierauf hat eine mögliche Vorspannung also keinen Einfluss, diese Verformungen sind nicht vermeidbar.

Hinzu kommen jedoch die Anteile u_{k_x} und u_{k_z} aus der Verformung bzw. Verschiebung der Bauteilfugen (Abbildung 2.4 a)). Diese lassen sich konstruktiv beeinflussen und im Idealfall ganz vermeiden. Eine Vorspannkraft zur Aufnahme bzw. Überdrückung der Biegezugkräfte führt dazu, dass der Anteil u_{k_z} ganz verschwindet, weil sich die Fuge nicht mehr unter abhebenden Kräften öffnet (Abbildung 2.4 b)). Der Verformungsanteil u_{k_x} kann durch eine möglichst schubsteife Fugenausführung minimiert werden. Auch hier wirkt sich die Vorspannkraft positiv aus, da bei dauerhafter Überdrückung Reibung in der Fuge aktiviert werden kann und der Einsatz von besonders schubsteifen formschlüssigen Verbindungen ermöglicht wird.

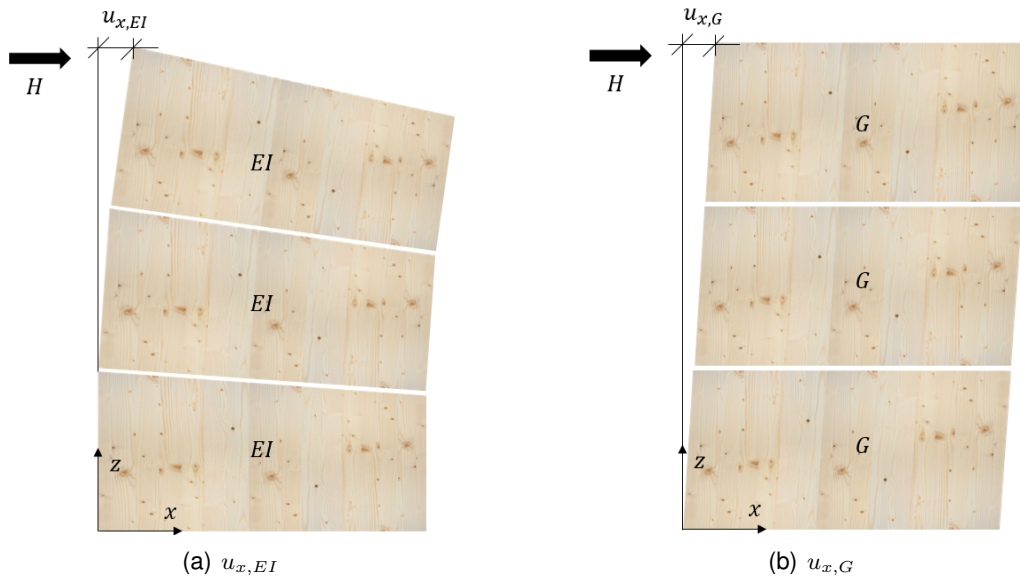


Abbildung 2.3: Verformungsanteile $u_{x,EI}$ aus der Biegesteifigkeit EI und $u_{x,G}$ aus der Schubsteifigkeit G

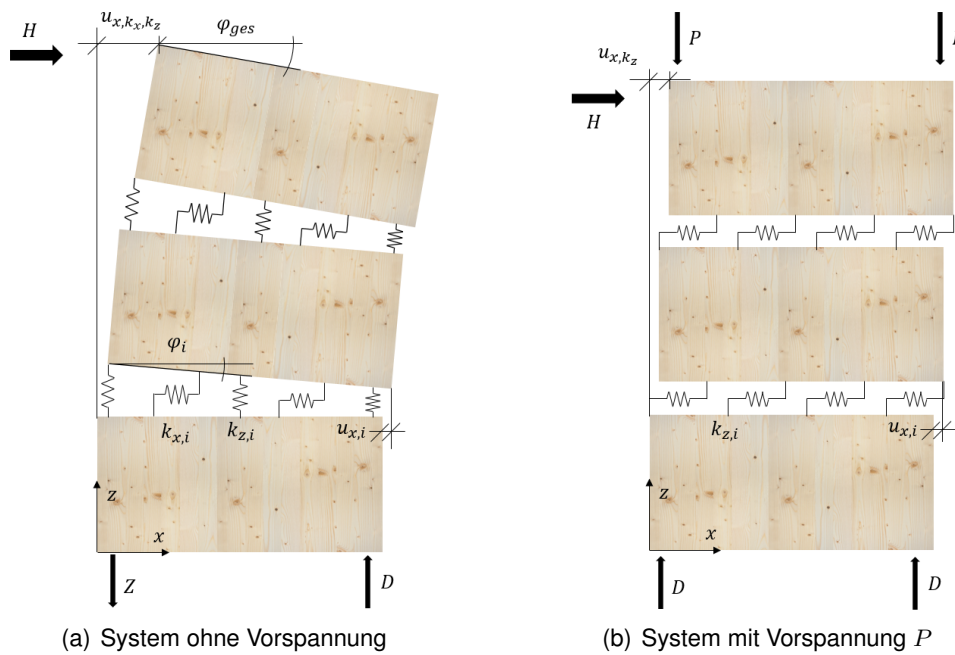


Abbildung 2.4: Verformungsanteile aus den Fugensteifigkeiten u_{k_x} und u_{k_z}

2.2 Anwendungsbeispiele für vorgespannte Tragwerke im Holzbau

2.2.1 Stabförmige Bauteile

Ausgehend von der Entwicklung des Spannbetonbaus wurden Möglichkeiten der Vorspannung im Holzbau zunächst für gerade Ein- und Mehrfeldträger untersucht und angewendet. In den Dissertationen von [Riedlbauer 1978] und [Rug 1986a] aus den 1970er Jahren werden Möglichkeiten untersucht, durch Vorspannung von Holzträgern konstruktive Verbesserungen zu erreichen. *Rug* gibt unter anderem folgende Vorteile der vorgespannten Bauweise an:

- Senkung des Holzverbrauchs bei gleichzeitigem Erhalt der Tragfähigkeit, Steifigkeit und Brandstabilität in Abhängigkeit von Belastung und Querschnittsgestaltung um 20 % bis 50 %,
- dadurch Kosteneinsparung von bis zu 30 % gegenüber nicht vorgespannten Konstruktionen,
- Veredelung von Hölzern niedrigerer Güte,
- Erhöhung von Stützweiten bei gleichbleibender Trägerhöhe

Im Jahr 1975 wurde auf dem Messegelände in Klagenfurt eine Halle mit vorgespannten Brettschicht-holzbindern auf einem Grundriss von $120\text{ m} \times 60\text{ m}$ errichtet [Holz-Kurier 1975], [Holz-Kurier 1976] (vgl. Abbildungen 2.5 und 2.6). Die verbundlos mit Spannstahlritzen vorgespannten Hauptträger hatten dabei eine Länge von $30,0\text{ m}$ bei einer Querschnittshöhe von $2,0\text{ m}$. *Riedlbauer* entwickelte in seiner Dissertation unter anderem am Beispiel dieser Halle ein Bemessungskonzept für vorgespannte Holzquerschnitte in statisch bestimmten und unbestimmten Systemen. Dieses orientiert sich an den bekannten Ansätzen für den Spannbeton, geht allerdings zusätzlich auf die Besonderheiten des Kriechverhaltens von Holz und auf die Frage der Art und Einbringung von Hüllrohren und ggf. einem Verbund zwischen Holz und Spannstahl ein. Sowohl *Rug* als auch *Riedlbauer* empfehlen dabei ein Vorspannen ohne Verbund, unter anderem um ein Nachspannen zu ermöglichen.

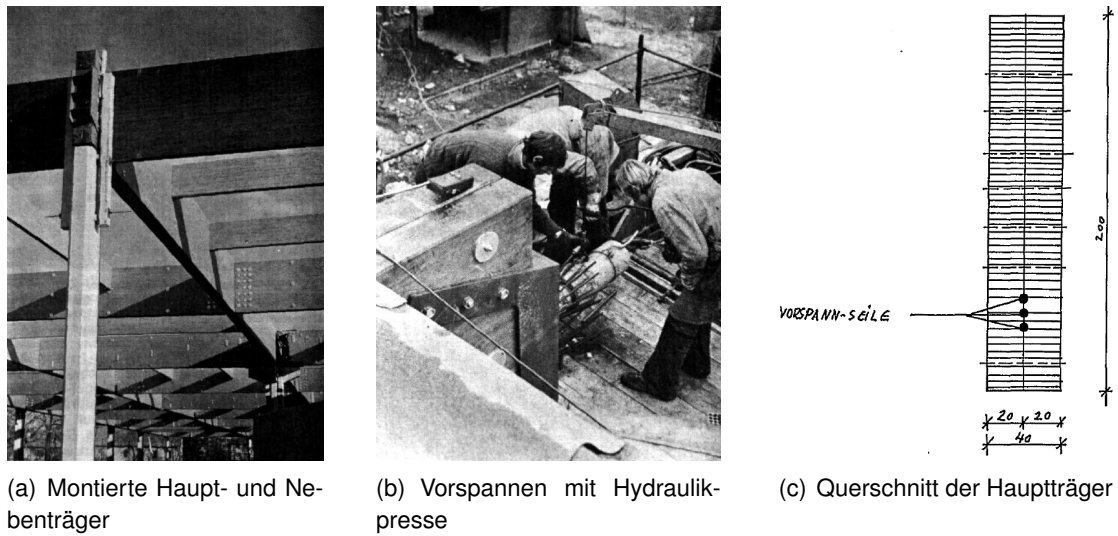


Abbildung 2.5: Vorgespanntes Holztragwerk der Messehalle Klagenfurt [Holz-Kurier 1976]

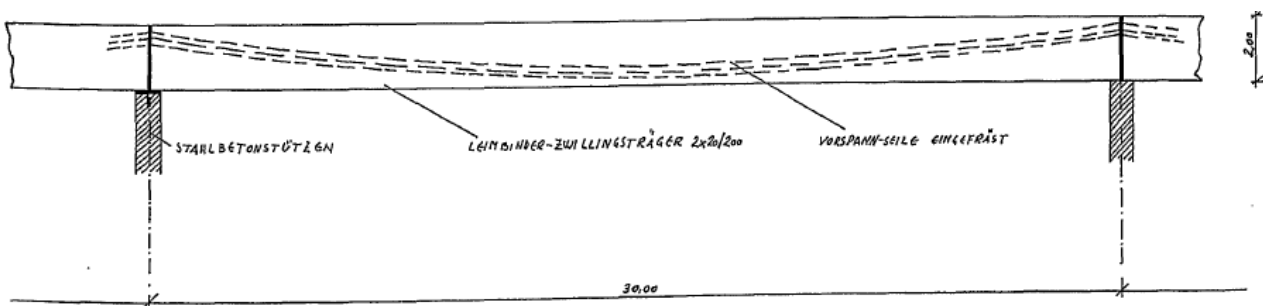
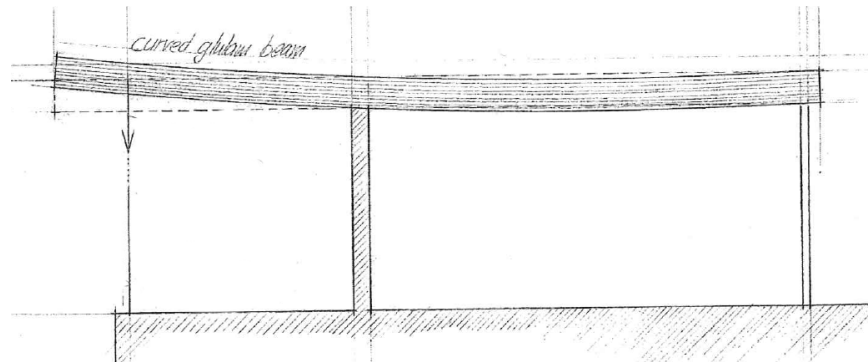


Abbildung 2.6: Girlandenförmiger Spanngliedverlauf [Holz-Kurier 1975]

In ähnlicher Konstruktionsweise entstand im Jahr 1990 das Tragwerk eines repräsentativen Bürogebäudes der *Swiss Re* in Rüschlikon, Schweiz [Conzett und Mostafavi 2006]. Es besteht aus Brettschichtholzbindern mit einer Länge von $30,0\text{ m}$, welche jeweils von einem End- und einem Mittelauf-lager getragen werden. Es ergibt sich somit eine Auskragung von $13,50\text{ m}$, welche zu einem großen Stützmoment führt. Unter dem Ende der Auskragung ist eine filigrane Glasfassade angebracht, welche von einer nach oben gerichteten Kraft infolge der Vorspannwirkung dauerhaft unter Zugspannung gehalten wird (Abbildungen 2.7 und 2.8). Besonders zu beachten ist hier der dem Biegemomenten-verlauf angepasste, girlandenförmige Spanngliedverlauf, der durch Blockverklebung zweier Hälften des $1,0\text{ m}$ hohen Brettschichtholzbinders ermöglicht wurde.



(a) Innenansicht



(b) Skizze des Brettschichtholzbinders mit Vorkrümmung unter Spannkraften

Abbildung 2.7: Vorgespannte Dachbinder des *Swiss Re*-Bürogebäudes [Conzett und Mostafavi 2006]

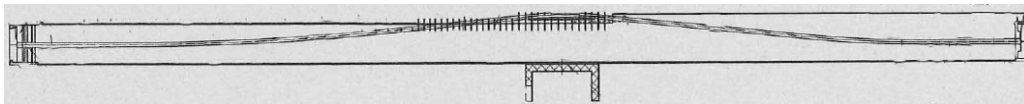


Abbildung 2.8: Gekrümmter Spanngliedverlauf im Brettschichtholz binder [Conzett und Mostafavi 2006]

2.2.2 Vorgespannte Rahmensysteme und Wandscheiben

Auf dem Campusgelände der ETH Zürich wurde im Jahr 2014 das viergeschossige Institutsgebäude *House of natural resources* als prototypisches Forschungsbauwerk errichtet. Die Tragstruktur besteht aus einem vorgespannten Rahmensystem aus Brettschichtholz nach dem von [Buchanan 2008] entwickelten Grundprinzip. Die Eckverbindungen sind durch die Vorspannkraft intern angeordneter Spannglieder vollständig überdrückt, so dass sie biegesteif wirken. Das System eignet sich durch seine Fähigkeit zur selbsttätigen Rückstellung nach horizontalen Auslenkungen besonders für Beanspruchungen durch Erdbeben. Die mit großen Druckspannungen infolge Biegemomenten beanspruchten Randbereiche der Rahmenriegel und die querdruckbeanspruchten Bereiche der Stützen sind aus Eschenholz gefertigt, die sonstigen Bereiche aus Fichtenholz [Wanninger et al. 2015] (vgl. Abbildung 2.9).

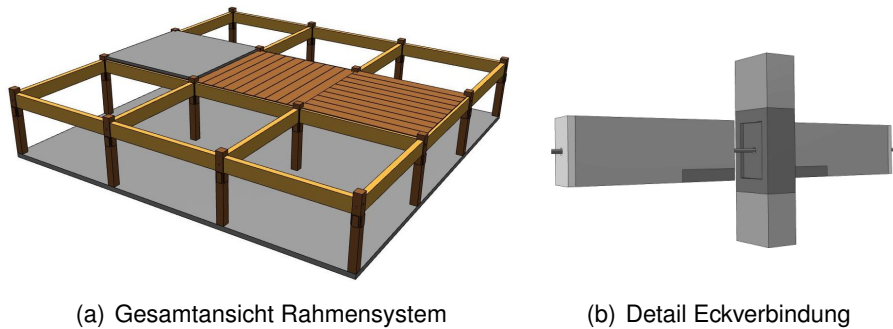


Abbildung 2.9: Rahmensystem des *House of natural resources*, ETH Zürich [Waninger et al. 2015]

Buchanan [2008] hat eine Bauweise für vorgespannte Rahmensysteme aus Furnierschichtholz für den mehrgeschossigen Holzbau entwickelt. Besonders wichtig war der Aspekt einer erdbebensicheren Bauweise für den Standort in Neuseeland. Die Rahmen wurden daher so entworfen, dass sie bei Auslenkung durch Erdbebeneinwirkung selbstrückstellende Kräfte entwickeln und gleichzeitig ein hohes Energiedissipationsvermögen aufweisen. Ersteres wird durch die zentrische verbundlose Vorspannung erreicht, letzteres durch zusätzlich angebrachte Stahlbauteile, welche sich im Erdbebenfall planmäßig plastisch verformen sollen (Abbildung 2.10).

Eine ebenfalls von *Buchanan* entwickelte Bauweise besteht aus vertikal vorgespannten und mit speziellen, energiedissipierenden Stahlbauteilen verbundenen Wandscheiben aus Furnierschichtholz (Abbildung 2.11).

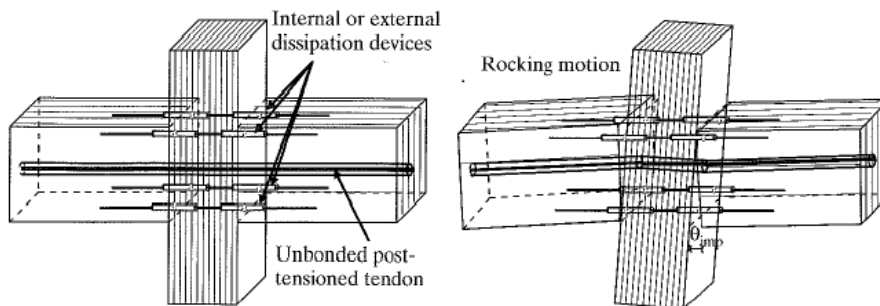


Abbildung 2.10: Vorgespannte Rahmenecken nach [Buchanan 2008]

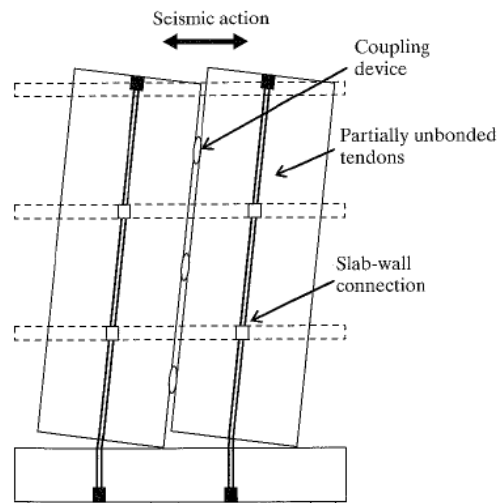
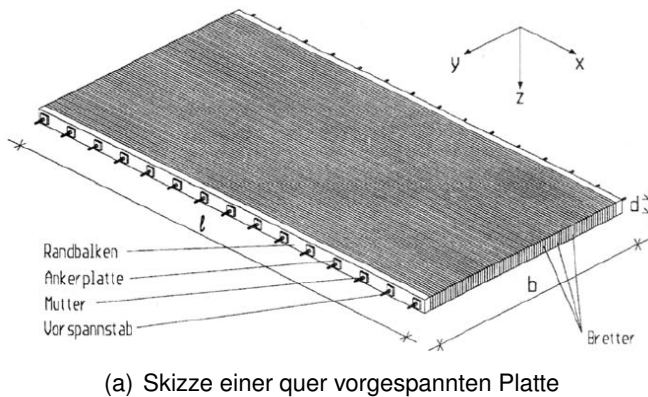


Abbildung 2.11: Vorspannte aussteifende Wandscheiben nach [Buchanan 2008]

Neben diesen Anwendungen zur Vorspannung von ganzen Tragwerken gibt es zudem auch etliche Entwicklungen und Praxisbeispiele, bei denen einzelnen Verbindungen oder Bauteile mit Spanngliedern verbunden werden. So stellt [Schmidt 1995] ein System vorgespannter Rahmenecken vor, bei dem Biegezugspannungen durch Spannkkräfte überdrückt werden und die Ecken daher biegesteif wirken. Generell schwieriger ist bei solchen Konstruktionen die dauerhafte Aufrechterhaltung der Vorspannkraft, da nur recht kurze Spannwege zur Verfügung stehen und die oft querdruckbeanspruchten Bauteile verhältnismäßig große Verformungen infolge Quellen, Schwinden und Kriechen aufweisen. *Schmidt* schlägt daher die Verwendung von Tellerfedern vor, um solche Verformungen zwängungsfrei aufnehmen zu können und gleichzeitig die Spannkraft dauerhaft aufrechterhalten zu können.

2.2.3 Platten

Eine andere Anwendung sind quer vorgespannte Holzplatten (*QS-Platten*) aus einzelnen Brettern oder Kanthölzern, welche sich für Deckenplatten und kleinere Holzbrücken eignen [Kreuzinger und Mohr 1995]. Die Vorspannkraft wird hier in der Regel durch Spannstäbe aufgebracht und erzeugt eine Querverteilung von Einzellasten. Die Steifigkeit und Tragfähigkeit werden somit gegenüber einer gleich dicken Lage lose nebeneinander liegender Holzquerschnitte deutlich erhöht. Nachteilig sind die relativ hohen Spannkraftverluste infolge großer Schwind- und Kriechverformungen quer zur Faser, welche ggf. durch Nachspannen ausgeglichen werden müssen.



(a) Skizze einer quer vorgespannten Platte



(b) fertiges Brückenbauwerk

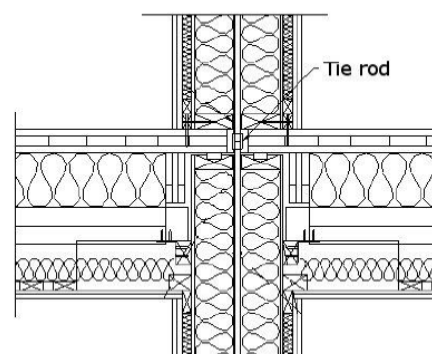
Abbildung 2.12: Quervorgespannte QS-Platten für Fußgängerbrücken [Kreuzinger und Mohr 1995]

2.2.4 Aussteifungssysteme

Ein Beispiel zur Anwendung von vertikaler Vorspannung in einem Aussteifungssystem wurde in den bis zu 8-geschossigen Gebäuden des *Limnologen*-Studentenwohnheims in Schweden realisiert [Serrano 2009]. Um die abhebenden Kräfte in den Wandscheiben infolge Wind aufzunehmen, wurden über die ganze Gebäudehöhe durchlaufende vertikale Spannstäbe eingebaut (Abbildung 2.13). Diese Zugstangen wurden im Fundament verankert und am oberen Ende mit Hilfe einer Schraubverbindung vorgespannt. Aufgrund der geringen Anfangsvorspannung und daraus resultierenden Spannkraftverlusten infolge Kriech- und Schwindverformungen wurde eine planmäßige Nachspannung vorgesehen.



(a) Ansicht des fertigen Gebäudes



(b) Wand-Deckenknoten

Abbildung 2.13: *Limnologen* Studentenwohnheim in Schweden [Serrano 2009]

Ein ähnliches Bauprinzip wurde für das 14-geschossige Holzhochhaus *Lighthouse Joensuu* in Finnland angewendet [Keskisalo 2018]. Der im Verhältnis zur Höhe von 48 m recht schlanke Grundriss in

Kombination mit dem geringen Eigengewicht der Holzkonstruktion führte zu erheblichen Zugkräften in den aussteifenden Wandscheiben aus Furnierschichtholz. Um die Anforderungen an Begrenzung von Verformungen und windinduzierten Schwingungen einhalten zu können, wurden vertikal verlaufende vorgespannte 22 mm starke Spannstahlstäbe zur Aufnahme der Zugkräfte eingesetzt. Diese Stäbe wurden in über die Wandhöhe vorgebohrte Löcher eingesteckt, nach Montage der Wände mit Muffen verbunden und anschließend einzeln auf ihre maximal zulässige Spannkraft vorgespannt. Die Anzahl der Spannstäbe wurde dabei über die Gebäudehöhe gestaffelt, so dass die zum Fundament hin zunehmenden Kräfte von einer größeren Anzahl von Spannstäben aufgenommen werden können.

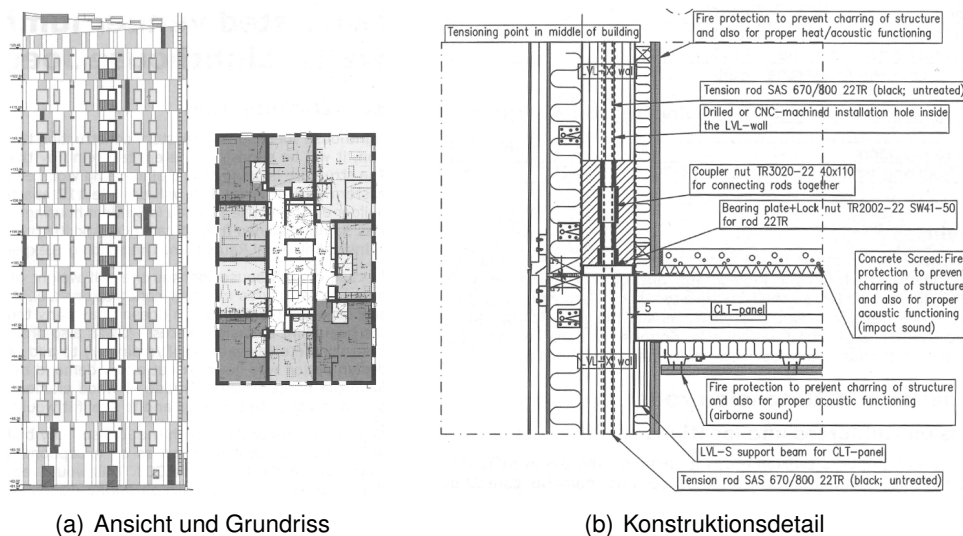


Abbildung 2.14: *Lighthouse Joensuu*: 14-geschossiges vorgespanntes Holzgebäude in Finnland [Keskisalo 2018]

Xia und van de Kuilen [2014] beschreiben rechnerische Untersuchungen an einem theoretischen 132 m hohen Holzhochhaus aus Furnierschichtholz, welches eine verbundlose, interne Vorspannung in den Wandscheiben zur Aufnahme der horizontalen Kräfte aufweist. Mit Hilfe einer Finite-Elemente-Studie wurde nachgewiesen, dass die horizontale Verschiebung durch die Wirkung der Vorspannkräfte deutlich reduziert werden kann.

2.3 Anwendungsbeispiele für vorgespannte Tragwerke außerhalb des Holzbaus

2.3.1 Vorspannung im konstruktiven Ingenieurbau

Vorgespannte Tragwerke sind in Ingenieurbauwerken weit verbreitet. Typische Beispiele sind Brückenkonstruktionen aus Spannbeton, schlanke Turmstrukturen sowie vorgespannte, hochfeste Schraubenverbindungen im Stahlbau. Vorteile sind in der Regel hohe Steifigkeiten, die Ausnutzung von

Formschluss und Reibung, sowie allgemein die Verbesserung der Trageigenschaften von Baustoffen und Verbindungen mit großer Druck-, aber niedriger Zugfestigkeit. Im Fokus auf das Thema dieser Arbeit werden zwei relevante Beispiele dargestellt:

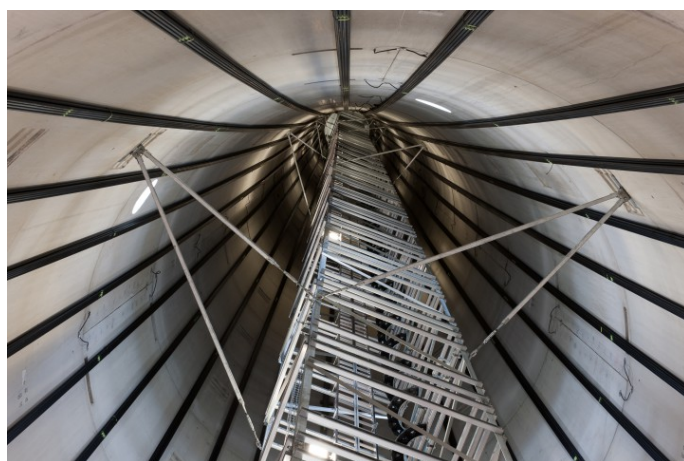
2.3.2 Vertikal vorgespannte Windkrafttürme

Im Zuge des Ausbaues der installierten Windkraftkapazitäten wurden in den letzten Jahren weltweit zunehmend höhere und leistungsstärkere Anlagen erreicht. Heutiger Stand der Technik für Anlagen im Binnenland sind in Deutschland Türme mit Nabenhöhen von ca. 150 m, Rotordurchmessern von 100 m und einer elektrischen Leistung von rund 5,0 MW. Offshore-Anlagen gehen teilweise noch deutlich darüber hinaus [Janssen 2014].

Das deutsche Bauunternehmen *Max Bögl* entwickelte einen sogenannten *Hybridturm*, der inzwischen weit verbreitet ist und von verschiedenen Anlagenherstellern als Basis genutzt wird [Max Bögl Wind AG 2018]. Typisches Merkmal ist die Verwendung von ringförmigen Turmsegmenten aus Stahlbeton, die mit einer verzahnten Kontaktfuge „lose“ aufeinandergestapelt werden und anschließend gemeinsam mit vertikal verlaufenden Spanngliedern zusammengespannt werden. Der Turm erhält somit seine horizontale Tragfähigkeit durch die aufgebrachte Spannkraft, ohne dass Verbindungsmittel in den einzelnen Fugen eingebaut werden müssen. Auf diese Weise wird eine hoch belastbare, steife und schnell zu errichtende Tragstruktur erstellt, die auch ebenso leicht nach Ende der technischen Lebensdauer zurückgebaut werden kann (Abbildung 2.15). [Bert 2015] hat in seiner vom Verfasser betreuten Masterthesis einen entsprechenden Turm aus Brettsperrholz entwickelt. Dieser besteht ähnlich dem Konstruktionsprinzip der *Hybridtürme* aus einzelnen achteckigen Turmsegmenten aus Brettsperrholz, welche durch innen verlaufende Spannritzen vertikal vorgespannt werden.



(a) Montage der Turmsegmente



(b) Fertiger Turm mit vertikalen Spanngliedern, Innenansicht

Abbildung 2.15: *Max Bögl Hybridturm* aus vertikal vorgespannten Betonsegmenten [Max Bögl Wind AG 2018]

2.3.3 Funktürme aus Spannbeton

Ein ähnliches Beispiel der Anwendung vertikaler Vorspannung zur Erhöhung der horizontalen Tragfähigkeit sind die seit den 1970er Jahren zahlreich gebauten Spannbeton-Funktürme (Abbildung 2.16). Diese enorm schlanken Tragstrukturen wären mit „schlaffer“ Stahlbetonbewehrung nicht möglich gewesen, erst durch die vertikale Vorspannung des Turmschaftes konnte eine ausreichende Steifigkeit und Tragfähigkeit erreicht werden. Der typischerweise in Gleitschalungsbauweise errichtete Betonschaft wird dabei auch unter maximalen Horizontallasten überdrückt, so dass keine Zugkräfte mit entsprechender Rissbildung auftreten können.

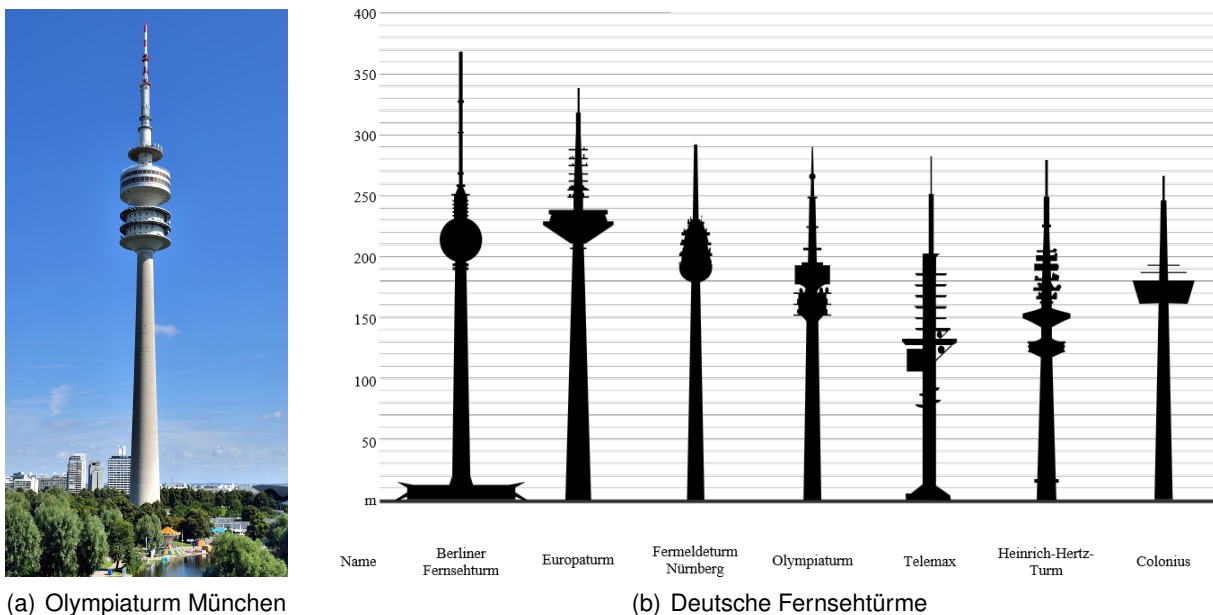


Abbildung 2.16: Typische Spannbeton-Funktürme [Wikipedia Commons]

2.4 Brettsperrholz

2.4.1 Herstellung und Tragverhalten

Brettsperrholz (Abbildung 2.17) ist bisher kein normiertes Produkt, sondern wird entsprechend herstellereinspezifischen bautechnischen Zulassungen hergestellt. Neben kleineren Variationen jedes Herstellers (u. a. Klebstoff, Verklebungstechnik, Presstechnik, Entlastungsnuten, Brettbreiten, Brettdicken, Plattenmaße) gibt es zwei wesentliche, sich auch im Tragverhalten unterscheidende Varianten: Brettsperrholz mit und ohne Schmalseitenverklebung.

Brettsperrholz ohne Schmalseitenverklebung besteht aus Brettern, die mehr oder weniger „lose“ nebeneinanderliegend mit der jeweils darüberliegenden, um 90° gedrehten Brettlage verklebt werden. Die Produktzulassungen erlauben hierbei in der Regel Fugenspalte bis zu 5 mm , wobei diese in

der Praxis häufig deutlich geringer ausfallen. Je nach verwendetem Klebstoff dringt dieser typischerweise etwas in die Schmalseitenfugen zwischen den Brettern ein, was teilweise zu einer gewissen „ungeplanten“ Schmalseitenverklebung führt.



(a) Detailansicht [Mestek und Winter 2010]



(b) konstruktiv anisotrope Struktur

Abbildung 2.17: Brettsperrholzplatten mit unterschiedlichem Lagenaufbau

Bei Brettsperrholz mit Schmalseitenverklebung werden zunächst einschichtige Massivholzplatten aus Brettern durch Verklebung der Schmalseiten hergestellt. Diese werden anschließend um jeweils 90° gedreht und nun flächig miteinander verklebt. Eine andere Herstellmethode basiert auf einer gleichzeitig mit der Flächenpressung stattfindenden Pressung auf die Schmalseiten der Platte, was allerdings nur bei kleineren Plattenabmessungen und für die in Produktionsrichtung liegenden Brettlagen möglich ist. Die Herstellung solcher Platten ist naturgemäß aufwendiger, da der zusätzliche Arbeitsschritt der Verklebung der einzelnen Brettlagen anfällt (Abbildung 2.18).

In der Baupraxis werden schmalseitenverklebte Brettsperrholzplatten in der Regel dann genutzt, wenn besondere Brandschutzanforderungen Fugenspalte verbieten oder aus architektonischen oder bauphysikalischen Gründen eine besondere Fugenfrieheit bzw. Dichtheit gefordert wird. Im Forschungsvorhaben [Gräfe et al. 2018] wurde Brettsperrholz ohne Schmalseitenverklebung verwendet, da die damit erzielten Ergebnisse sich auf der sicheren Seite liegend auf alle Produktvariationen übertragen lassen.

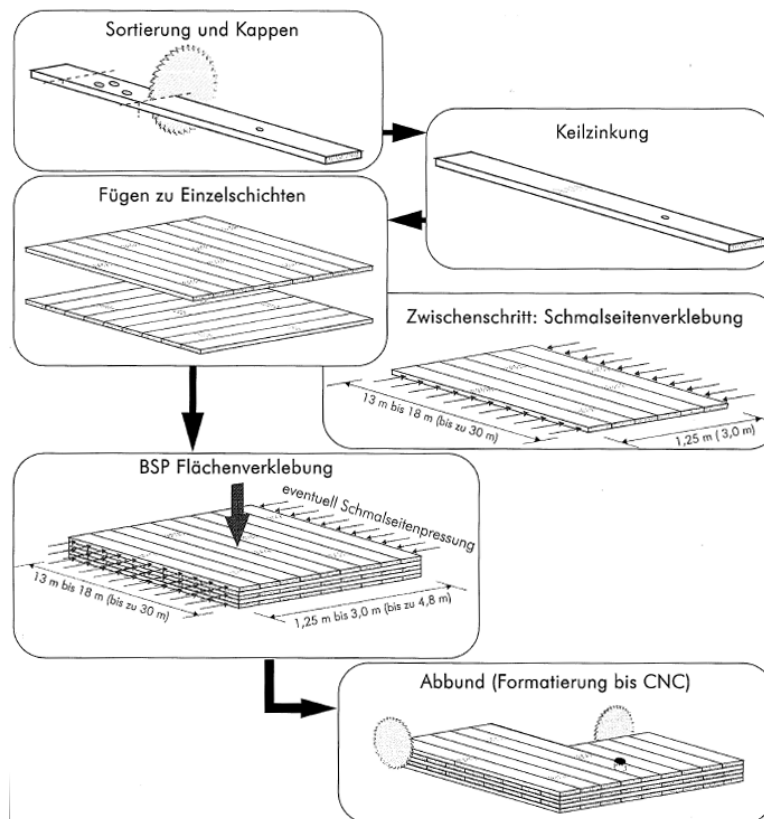


Abbildung 2.18: Allgemeiner Herstellungsablauf von Brettsperrholz, aus [Schickhofer et al. 2010]

Für die Bemessung ist neben der natürlichen Anisotropie des Werkstoffes Holz die konstruktive Anisotropie aufgrund des kreuzweisen Lagenaufbaus zu beachten. Je nach Beanspruchungsart und -richtung ergeben sich somit komplexe Spannungszustände mit Anteilen von Spannungen längs und quer zur Holzfaserrichtung, sowie Schub und Rollschub (Abbildung 2.17 b)).

Bei Belastungen in Scheibenebene findet die Lastabtragung aufgrund des Steifigkeitsunterschiedes in Längs- und Querrichtung weitgehend über die in Faserrichtung beanspruchten Bretter statt. Bei biegebelasteten Platten trägt die Rollschubbeanspruchung der Querlagen wesentlich zur Schubverformung bei und begrenzt oft die Tragfähigkeit.

Auf das genaue Tragverhalten, die Bemessungsmethoden, Details der Herstellung, die geschichtliche Entwicklung und die gegenwärtigen normativen Vorschriften wird an dieser Stelle nicht weiter eingegangen, da diese bereits in zahlreichen Arbeiten in sehr ausführlicher und umfassender Form enthalten sind. Es kann dazu insbesondere auf die Veröffentlichungen [Schickhofer et al. 2010], [Mestek 2011], [Winter et al. 2008] und [Scholz 2004] verwiesen werden, den aktuellen Stand der Wissenschaft repräsentiert [Brandner et al. 2018]. Die in dieser Arbeit verwendeten Bezeichnungen sind in Abbildung 2.19 dargestellt.

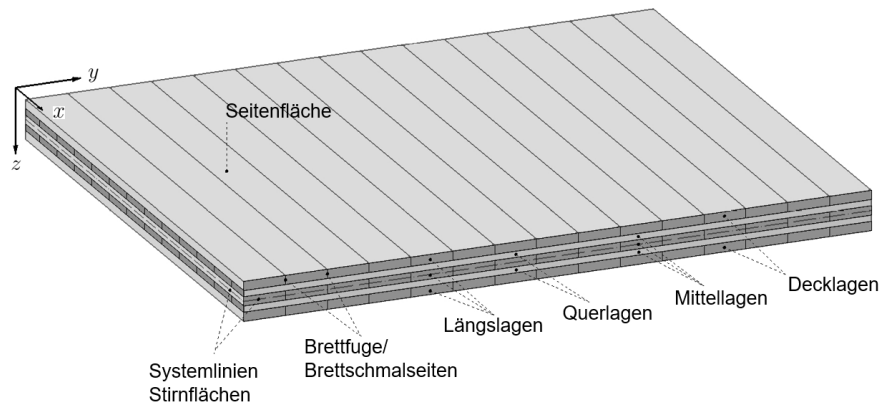


Abbildung 2.19: Bezeichnungen [Hipper 2017]

2.4.2 Herstellung von Brettsperrholz mit Spannkanälen

2.4.2.1 Allgemeines

Voraussetzung des hier vorgeschlagenen Bauverfahrens ist es, Brettsperrholz mit zentrisch angeordneten Spannkanälen herzustellen. Hierzu gibt es grundsätzlich zwei Möglichkeiten:

1. Aussparung von entsprechenden Bereichen während der Produktion oder
2. nachträgliches Ausfräsen bzw. Bohren der Spannkanäle in einer Massivplatte

Die zweite Möglichkeit ist abhängig von der Verfügbarkeit präziser maschineller Bearbeitungsanlagen. Obwohl es möglich ist, entsprechend lange Bohrungen in Plattenebene herzustellen [Keskisalo 2018], trifft diese Variante in der Praxis auf Schwierigkeiten, eine ausreichende Genauigkeit (seitliches Ausweichen des Bohrers von der Sollgemometrie) zu erreichen. Zudem ist die Länge der Bohrungen durch die verfügbaren Bohrwerkzeuge und den Arbeitsraum der Bearbeitungsmaschinen begrenzt. Die Querschnitte weisen in diesem Fall produktionsbedingt einen runden Querschnitt auf und eignen sich daher nur für einzelne Spannglieder.

Die Spannkanäle können ebenfalls durch Ausfräsen in teilgefertigten Platten hergestellt werden. Die anschließende Verklebung zweier Plattenhälften erfolgt entsprechend dem Verfahren der Blockverklebung bei großen Brettsperrholzquerschnitten. Grundsätzlich sind allerdings bei allen spanabhebenden Bearbeitungsprozessen die teils erheblichen Maschinenzeiten einzukalkulieren, was die Eignung dieses Verfahrens auch aus wirtschaftlicher Sicht in Frage stellt.

Besser geeignet und daher im Rahmen des Forschungsvorhabens [Gräfe et al. 2018] erprobt und angewendet, ist das Aussparen der Spannkanäle bereits bei der Produktion des Brettsperrholzes. Hierbei werden bei dem Verlegen der Bretter in der Mittellage entsprechende Abstandhalter eingefügt und vor dem Aufbringen der nächsten (Quer-)Lage wieder entfernt. Wesentlich ist dabei die präzise Anordnung der Abstandhalter in Plattenlängsrichtung, um in dem fertigen Element die plan-

mäßige Positionierung der Spannkanäle sicherzustellen. Das im Rahmen des Forschungsvorhabens verwendete Herstellungsverfahren hat sich sowohl hinsichtlich der erzielten Genauigkeit, als auch in der praktischen Handhabung bewährt.

2.4.2.2 Geometrische Randbedingungen

Die Brettstärke der Mittellage mit Spannkanälen muss dem erforderlichen Querschnitt für die verwendeten Spannglieder angepasst werden. Hierbei ist der Querschnitt der Spannglieder, ein ausreichender Spielraum zum „Einfädeln“, ein Vorhaltemaß zur Berücksichtigung von möglichen Klebstoffanhaftungen, sowie eine ausreichende Toleranz für unvermeidliche Ungenauigkeiten in der Herstellung zu berücksichtigen.

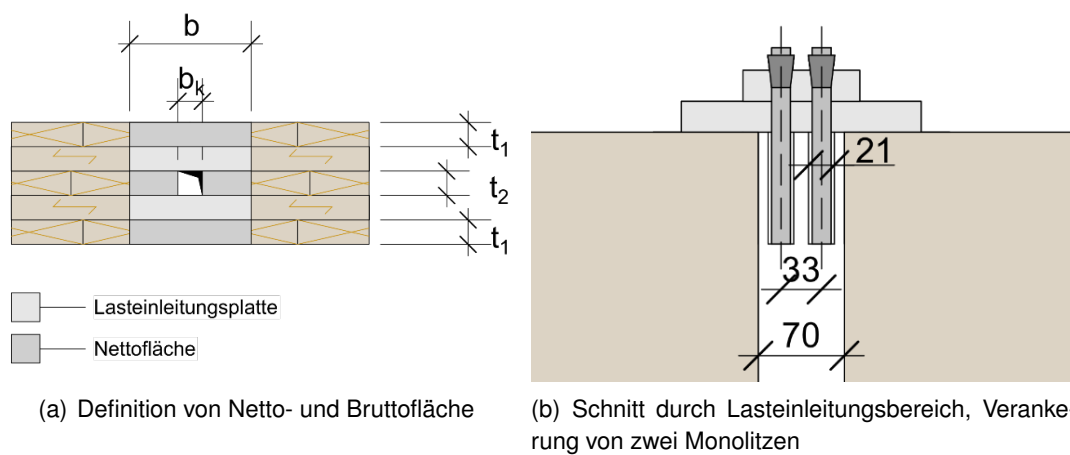


Abbildung 2.20: Details Lasteinleitung

Im Forschungsvorhaben wurden Spannkanäle mit Querschnitten von $34 \text{ mm} \times 34 \text{ mm}$ und $34 \text{ mm} \times 70 \text{ mm}$ verwendet. Diese bieten bei Monolitzen mit PE-Mantel ($A_P = 150 \text{ mm}^2$, Außen- \varnothing inklusive PE-Mantel $18,7 \text{ mm}$) rund 15 mm seitliches Spiel ohne die Berücksichtigung von Klebstoffanhaftungen. Die maximale Dicke der Klebstoffanhaftungen im Spannkanal wurde mit ca. 2 mm festgestellt (vgl. Abbildung 2.23), wodurch das Spiel auf rund 10 mm eingeschränkt wird. Die maximale seitliche Abweichung von der Sollgeometrie sollte daher in diesem Fall 10 mm nicht überschreiten. Das Einfädeln der Litzen war bei allen Versuchskörpern aus dem Forschungsvorhaben (maximale Länge $8,0 \text{ m}$) problemlos per Hand möglich.

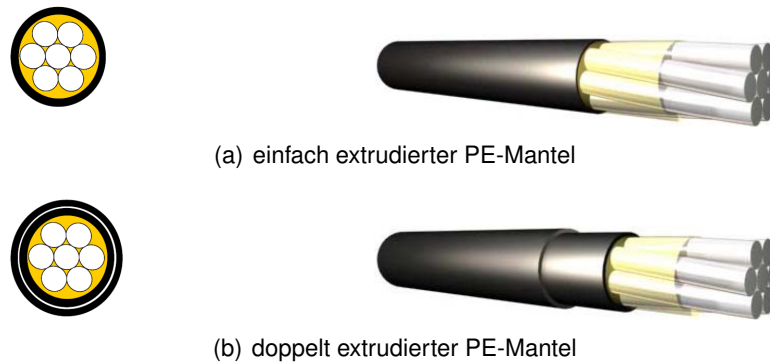


Abbildung 2.21: Querschnitt und Isometrie von Monolitzen mit Korrosionsschutzmantel [Weiher 2016]

2.4.2.3 Herstellungsmethode

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte im Forschungsvorhaben [Gräfe et al. 2018] entsprechend dem üblichen Produktionsablauf des Herstellwerkes im Vakuum-Pressbettverfahren.

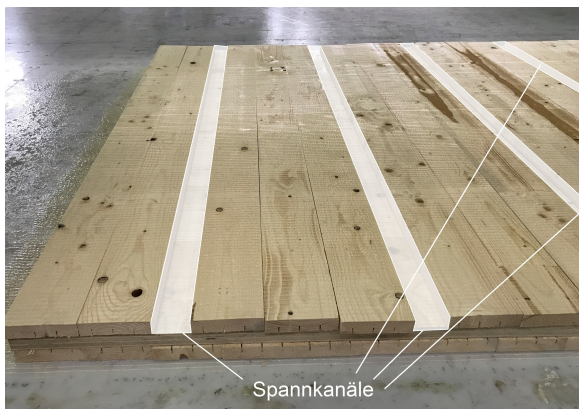
Die verwendeten Bretter aus Fichtenholz der Festigkeitssortierung C24 wurden der laufenden Produktion entnommen, die Holzfeuchte betrug $u = 10 \pm 2 \%$. Es wurden ausschließlich Bretter einheitlicher Abmessungen $34 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$ verwendet, welche durch eine Keilzinkenanlage zu Endloslamellen verbunden wurden. In alle Bretter wurden einseitig Entlastungsnuten eingefräst.

Der Lagenaufbau erfolgte teilautomatisch, wobei der Klebstoffauftrag und die Verlegung der Längslagen in Querrichtung des Pressbettes maschinell durchgeführt und die Querlagen manuell aufgelegt wurden (Abbildung 2.22). Nach dem Verlegen der Deck- und der ersten Querlage auf dem Pressbett wurden anstelle des späteren Spannkanals in die Mittellage des Brettsperrholzaufbaues passend angefertigte Abstandshalter der Breite 34 mm bzw. 70 mm eingelegt. Nach dem Fixieren der Brettlamellen im Bereich des späteren Spannkanals mittels kleiner Aluminiumnägel wird die verlegte Lamellenschicht beleimt und anschließend die zuvor eingelegten Abstandshalter wieder entfernt. Abbildung 2.22 b) zeigt das Verlegen der darauffolgenden Querlage, der restliche Herstellungsprozess erfolgt entsprechend der üblichen Vorgehensweise. Ergebnis ist ein Brettsperrholzaufbau mit quadratischen bzw. rechteckigen Aussparungen für den Einbau der Spannlitzen in der Mittellage.

Die Erfahrung aus der Herstellung der Prototypen zeigt, dass das Einbringen der Spannkanäle gut in den üblichen Herstellvorgang integriert und deren Position mit ausreichender Genauigkeit sichergestellt werden kann. Anfängliche Befürchtungen, der verwendete Einkomponenten-PU-Klebstoff würde übermäßig in die Spannkanäle eindringen und diese möglicherweise verstopfen, haben sich nicht bewahrheitet. Es waren bei keinem der Versuchskörper größere oder störende Klebstoffansammlungen innerhalb der Kanalquerschnitte festzustellen (vgl. Abbildung 2.23). Vorteilhaft ist zudem die Tatsache, dass Position und Breite der Spannkanäle weitestgehend frei gewählt werden können. Denk-

bar ist nach diesem Verfahren auch die Herstellung von exzentrischen Spannkanälen, beispielsweise in einer zweiten Decklage des Plattenaufbaus.

Zur Verstärkung von Lasteinleitungsbereichen können die Randbereiche der Brettsperrholzelemente mit höherfesten Holzwerkstoffen verstärkt werden. Eine solche Verstärkung wurde in Abschnitt 6 praktisch erprobt und deren grundsätzliche Eignung und Machbarkeit nachgewiesen. In der realen Anwendung stellt sich hier allerdings die Frage nach der Wirtschaftlichkeit, da die mögliche Einsparung in der Größe der erforderlichen Ankerplatte dem zusätzlichen Aufwand für die Verstärkung des Holzes gegenübergestellt werden muss.



(a) Anordnung der Spannkanäle



(b) Auflegen der nachfolgenden Querlage

Abbildung 2.22: Herstellung der Spannkanäle



Abbildung 2.23: Spannkanal mit sichtbaren Klebstoffanhaftungen

2.5 Spannsysteme

2.5.1 Arten von Spanngliedern

2.5.1.1 Unterscheidungsmerkmale

Spannsysteme können entsprechend der folgenden Kriterien unterschieden werden:

1. nach dem Werkstoff und den Materialeigenschaften der Spannglieder
2. nach der Verarbeitungsform (bei Stahl in der Regel Stab oder Litze)
3. nach dem Verbund zum umgebenden Bauteil (mit oder ohne Verbund)
4. bei Stahlspanngliedern nach der Art des Korrosionsschutzes

Im Folgenden werden diese Merkmale genauer beschrieben.

2.5.1.2 Materialeigenschaften

Grundlegende Anforderungen an der Werkstoff von Spanngliedern sind eine möglichst große Dehnbarkeit und Festigkeit. Zur Sicherstellung einer wirksamen Vorspannung müssen Werkstoffe verwendet werden, deren Dehnung um ein Vielfaches größer ist als die nachträgliche Verkürzung des vorgespannten Bauteils: Das Spannglied kann als Feder betrachtet werden, deren Federweg zu Beginn dem Spannweg entspricht. Diese Feder verliert anschließend linear mit der Verkürzung des vorgespannten Bauteils an Federkraft. Daher muss der Federweg zu Beginn im Verhältnis zur nachträglichen Bauteilverkürzung möglichst groß sein, um langfristig eine ausreichende Federkraft zu erhalten. Bei mehr oder weniger unbeeinflussbarem Elastizitätsmodul ($E \approx 200.000 \text{ N/mm}^2$) ergibt sich daraus die Forderung nach einer möglichst hohen Zugfestigkeit.

In den Anfängen des Spannbetonbaus (u. a. *Monier, Freyssinet, Dischinger*) waren zunächst nur Stähle mit verhältnismäßig niedriger Festigkeit verfügbar (in der Größenordnung des heute gebräuchlichen Betonstahls), so dass festgestellt wurde, dass die Spannkraft im Laufe der Zeit erheblich abnahm. Durch Fortschritte in der Werkstofftechnologie sind heute Spannstähe mit Festigkeiten von typischerweise z. B. 1860 N/mm^2 verfügbar, was eine Voraussetzung für die wirtschaftliche und technisch sinnvolle Anwendung der Vorspanntechnik im Bauwesen ist.

Für die Anwendung im Holzbau sind entsprechend diesen grundlegenden Betrachtungen auch andere Werkstoffe als Stahl denkbar. Insbesondere verschiedene Faserwerkstoffe (Kohle- oder Glasfasern) kommen aufgrund ihrer guten Festigkeitseigenschaften und E-Moduli sowie aufgrund ihrer technischen Verfügbarkeit in Betracht. Der axiale E-Modul von kohlefaserverstärkten Kunststoffe (CFK) liegt mit 120.000 bis 580.000 N/mm^2 in der Größenordnung von Spannstaahl bzw. überschreitet diesen je nach Verarbeitungsform deutlich. Die Zugfestigkeit ist ebenfalls sehr hoch und beträgt mit der Größenordnung von 600 bis 3.500 N/mm^2 ein Vielfaches von Betonstaahl. Die Bruchdehnung

zeigt eine deutliche Abhängigkeit vom verwendeten Harz, Fasertyp und Fasergehalt und liegt bei CFK zwischen 4,0 und 17,0 ‰ [Pritschow 2016].

Problematisch im Vergleich zu Stahlspannsystemen sind jedoch nach wie vor die Verankerungstechnik, die praktische Handhabung auf der Baustelle, die technische Verfügbarkeit, die Kosten und die Frage der baurechtlichen Verwendbarkeit. Aus diesen Gründen kann für die Anwendung im Holzbau die Verwendung von handelsüblichen Spanngliedern aus Stahl empfohlen werden, insbesondere da diese kostengünstig, handhabungssicher und vielfach praxiserprobt sind.

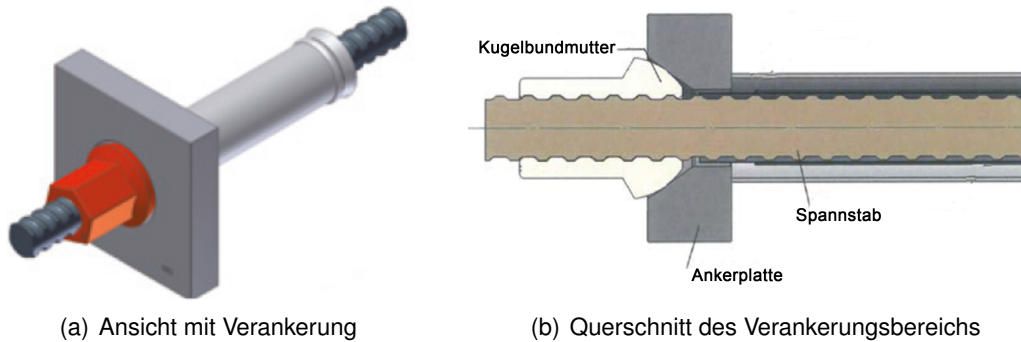
2.5.1.3 Verarbeitungsform

Spannglieder aus Stahl sind in den Formen *Spannstab* (Abbildung 2.24) und *Spannlitze* (Abbildung 2.25) verfügbar. Die typischen Eigenschaften beider Systeme sind in der folgenden Tabelle 2.1 zusammengestellt:

Tabelle 2.1: Typische Eigenschaften von Stab- und Litzenspannsystemen

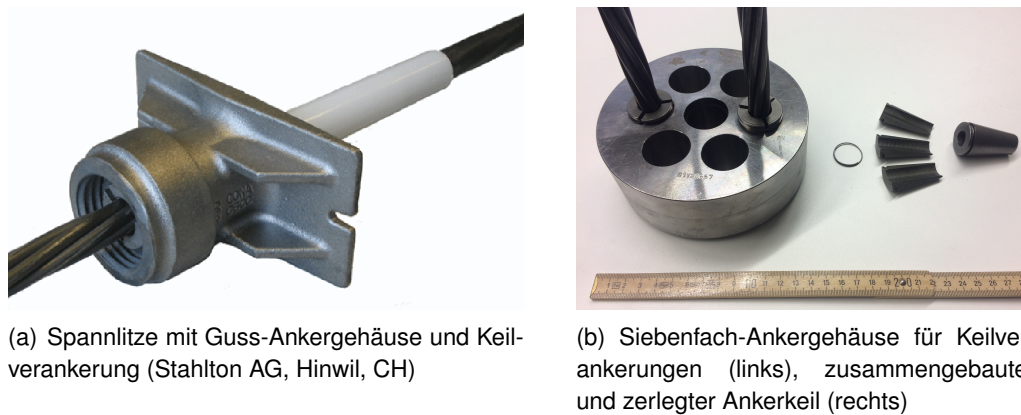
Eigenschaft	Stab	Monolitze
Zugfestigkeit [N/mm^2] ca.	1100	1860
Elastizitätsmodul [N/mm^2]	195.000	195.000
Durchmesser [mm]	18 – 40	15,7
Abstufung der Spannkraft	Durchmesser, Anzahl Stäbe	Anzahl Litzen
Herstellung	warmgewalzter Stabstahl	zu Litzen verseilter kaltgezogener Draht
Lieferform	Stange bis 18 m	Wickel oder Trommel
Verankerung	Kugelbundmutter	Keilverankerung
Korrosionsschutz	Verpressmörtel oder werksmäßiger Korrosionsschutz	

Beide Typen sind grundsätzlich für die Anwendung im Holzbau geeignet. Die Vorteile von Stäben sind ihre verhältnismäßig geringen Kosten sowie die einfache Handhabung auf der Baustelle. Nachteilig gegenüber Litzen ist jedoch ihre deutlich geringere Zugfestigkeit, was zu entsprechend größeren Spannkraftverlusten führt. Größere Längen müssen bei der Verwendung von Stäben durch Muffen verbunden werden, deren Außendurchmesser nur schwierig in den durch die Brettdicken des Brettsperrholzes begrenzten Spannkanalquerschnitten unterzubringen ist. Aus diesem Grund sind von den handelsüblichen Stabdurchmessern für die hier vorgesehene Anwendung nur die dünnsten mit 18 mm praktisch geeignet. Für die in dieser Arbeit durchgeführten Versuche und weiteren Betrachtungen wurden daher *Spannlitzen* als die sinnvollste Variante ausgewählt.



(a) Ansicht mit Verankerung

(b) Querschnitt des Verankerungsbereichs

Abbildung 2.24: Stabspannsystem, Ansicht und Schnitt (Dywidag Systems)


(a) Spannlitze mit Guss-Ankergehäuse und Keilverankerung (Stahlton AG, Hinwil, CH)

(b) Siebenfach-Ankergehäuse für Keilverankerungen (links), zusammengebauter und zerlegter Ankerkeil (rechts)

Abbildung 2.25: Litzenspannsysteme

2.5.2 Verbund

Hinsichtlich des Tragverhaltens ist zwischen Spanngliedern *mit oder ohne Verbund* zu unterscheiden. Vorteil der Bauweise mit Verbund ist im Spannbetonbau die Mitwirkung der Spannglieder bei der Rissbreitenbeschränkung und die erhöhte Tragfähigkeit von biegebeanspruchten Bauteilen. Nachteilig ist der Aufwand zur Herstellung des Verbundes, da die Spannglieder in einem zusätzlichen Arbeitsschritt verpresst werden müssen. Zudem sind die Spannglieder im eingebauten Zustand nicht mehr sichtbar, optisch kontrollierbar oder austauschbar.

Obwohl es einige Vorschläge für vorgespannte Biegeträger mit Verbund zwischen Spannglied und Holz gegeben hat ([Rug 1986b], [Riedlbauer 1978]), ist aufgrund des Quell- und Schwindverhaltens des Holzes und der unterschiedlichen Temperaturendeckungskoeffizienten von Holz und Stahl die Sicherstellung eines dauerhaften Verbundes zumindest fraglich.

Bei Vorspannung ohne Verbund können sich lokale Dehnungen des vorgespannten Bauteils auf die gesamte Länge des Spannglieds verteilen, weshalb z. B. im Rissbereich keine entsprechende riss-

breitenreduzierende Zunahme der Spannkraft auftritt. Vorteilhaft sind die geringeren Schwingbreiten bei zyklischer Beanspruchung, was die Bauweise z. B. für turmartige Bauwerke unter Beanspruchung aus windinduzierten Schwingungen besonders geeignet macht.

Unter Betrachtung dieser Randbedingungen ist für zentrisch vorgespannte Bauteile im Holzbau die Herstellung eines dauerhaften Verbundes weder technisch notwendig, noch aus praktischen Gesichtspunkten sinnvoll. Es wurden daher in dieser Arbeit verbundlose Monolithenspannsysteme verwendet.

2.5.3 Korrosionsschutz

Spannglieder aus hochfestem Stahl sind grundsätzlich empfindlich gegen Korrosionserscheinungen, was zu schlagartigem Versagen führen kann (Spannungsrissskorrosion). Obwohl bei der Anwendung im Holzbau in den Nutzungsklassen 1 und 2 und bei der Spanngliedführung im Inneren der Bauteile nur geringe korrosive Beanspruchungen vorliegen, ist die Sicherstellung eines dauerhaften Korrosionsschutzes wesentliche Voraussetzung für die praktische Anwendung.

Es wird daher empfohlen, grundsätzlich werkseitig korrosionsgeschützte Litzen zu verwenden. Eine eventuelle Verpressung oder Verfüllung des Spannkanales ist somit im Hinblick auf den Korrosionsschutz nicht erforderlich, an das ggf. vorhandene Verfüllmaterial werden keine entsprechenden Anforderungen gestellt.

2.6 Spannkraftberechnung und Spannkraftverluste

2.6.1 Allgemeines

Die Spannkkräfte können nur dann planerisch berücksichtigt werden, wenn diese auch tatsächlich im Laufe der Lebensdauer des Bauwerks in ausreichendem Maß erhalten bleiben. Aufgrund des Materialverhaltens (Kriechen, Schwinden, Relaxation) und äußerer Einflüsse (Temperatur- und Feuchteänderungen) nehmen diese üblicherweise im zeitlichen Verlauf ab.

Wesentlich für die Bemessung vorgespannter Tragwerke ist daher eine möglichst gut zutreffende Vorusberechnung der für den Zustand „ $t = \infty$ “ zu erwartenden Spannkraftverluste bzw. für die Spannkraft P_{∞} (vgl. Abbildung 2.26). Sowohl eine Unter- als auch eine Überschätzung können sich negativ auf die Gebrauchseigenschaften und die Tragfähigkeit auswirken.

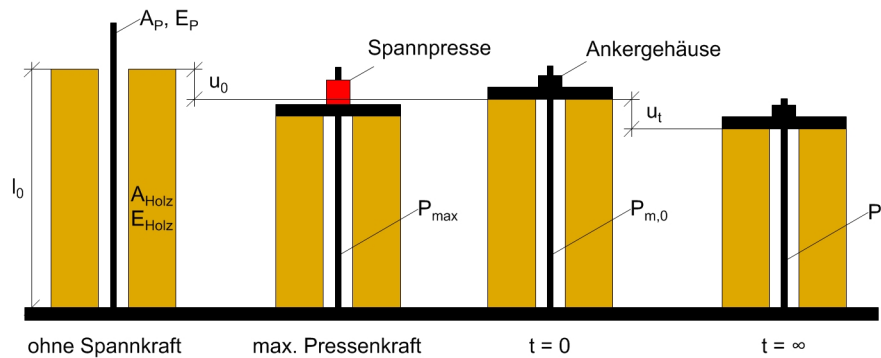


Abbildung 2.26: Verformungen am zentrisch verbundlos vorgespannten Stab; u_t setzt sich aus *Kriechen* und *Schwinden*, sowie ggf. *Temperaturänderung* zusammen, P_∞ wird zusätzlich durch die Relaxation des Spannstahls beeinflusst

Die tägliche Baupraxis zeigt, dass die langfristigen Spannkraftverluste im Spannbetonbau infolge aller Einflussfaktoren über die Lebensdauer insgesamt typischerweise bei 15 % bis 30 % der Anfangsvorspannung liegen. Diese Größenordnung bildet kein Hindernis für eine sinnvolle und wirtschaftliche Anwendung vorgespannter Tragwerke und lässt sich ohne Schwierigkeiten im Tragwerksentwurf berücksichtigen.

2.6.2 Vorgehensweise im Spannbetonbau

2.6.2.1 Kriechen

Für das Verhalten von Bauteilen aus Spannbeton liegen seit Jahrzehnten umfangreiche Erfahrungen vor. So ist die Größe von Kriechverformungen und den resultierenden Spannkraftverlusten auch durch die langjährige Anwendungspraxis empirisch gut bestätigt. Für die Tragwerksplanung werden die Kriechverformungen üblicherweise nach DIN EN 1992-1-1 ermittelt. Da Beton bei makroskopischer Betrachtung am ganzen Bauteil ein isotropes Material ist, ist das Kriechverhalten in jeder Richtung gleich.

Das Kriechverhalten von Beton wird im Wesentlichen durch die Parameter

- Betonalter bei Belastungsbeginn
- Betonfestigkeitsklasse
- Zementart
- relative Luftfeuchte in der Umgebung
- der Querschnittform bzw. der Dicke des Bauteils

bestimmt. Für die praxisgerechte Ermittlung der Endkriechzahlen wurden diese Zusammenhänge in Form von Diagrammen aufbereitet und normativ geregelt (vgl. Abbildung 2.27).

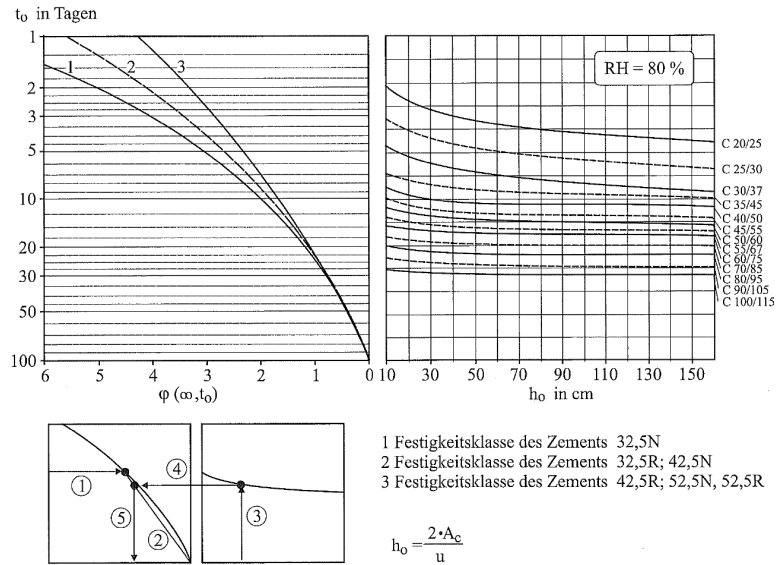


Abbildung 2.27: Endkriechzahl φ für Normalbeton nach DIN EN 1992-1-1

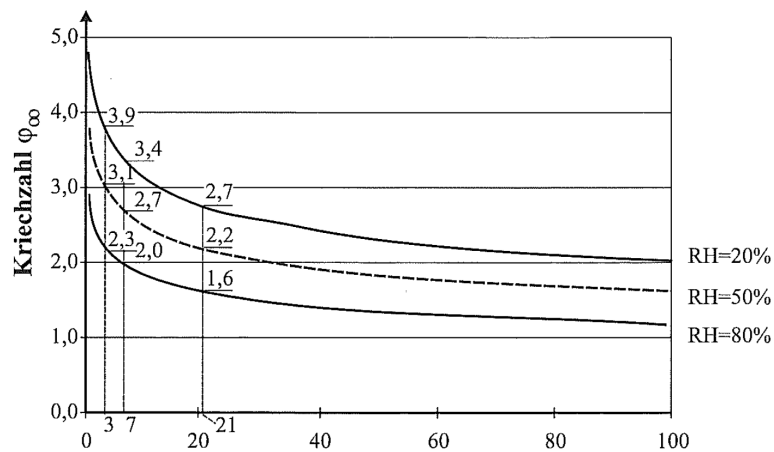


Abbildung 2.28: Endkriechzahlen φ_∞ in Abhängigkeit von der Luftfeuchtigkeit RH und dem Betonalter t_0 bei Belastungsbeginn ($h_0 = 50 \text{ mm}$) [DAfStb 2010]

Wirksames Betonalter t_0 (in Tagen)	mittlere Dicke $h_m = 2A_s/u$ (in mm)					
	50	150	600	50	150	600
	Lage des Bauteils					
	trocken, in Innenräumen (rel. Luftfeuchte $\approx 50\%$)			feucht, im Freien (rel. Luftfeuchte $\approx 80\%$)		
	2	3	4	5	6	7
1	5,4	4,4	3,6	3,5	3,0	2,6
7	3,9	3,2	2,5	2,5	2,1	1,9
28	3,2	2,5	2,0	1,9	1,7	1,5
90	2,6	2,1	1,6	1,6	1,4	1,2
365	2,0	1,6	1,2	1,2	1,0	1,0

Abbildung 2.29: Endkriechzahlen φ_∞ in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter und der mittleren Dicke des Bauteils nach DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 3.1, Tabelle 3.3 [Härtel 2000]

Die Kriechverformungen von Betontragwerken liegen üblicherweise bei bis zu $\varphi \approx 2,5$, können aber bei ungünstigen Bedingungen (niedrige Betonfestigkeitsklasse, früher Belastungsbeginn) durchaus auch Größen von $\varphi \approx 5,0$ annehmen (vgl. Abbildung 2.27). Beispielhaft kann aus Diagramm 2.27 für ein Bauteil aus C40/50, $h_0 = 30$ cm, Belastungsbeginn nach 7 Tagen, Luftfeuchtigkeit 80 % rF und einer Zementfestigkeitsklasse 42,5N eine Kriechzahl $\varphi_{\infty, t_0} = 2,0$ abgelesen werden. Ähnliche Diagramme und Berechnungsvorschriften sind z. B. im Heft 525 des DAfStb [DAfStb 2010] enthalten (vgl. Abbildung 2.28).

Aus dem Vergleich dieser Zahlenwerte mit den in Kapitel 3 betrachteten Kriecheigenschaften von Holz längs zur Faser wird deutlich, dass die Kriechverformungen von Beton jedenfalls nicht geringer sind, tendenziell sogar größer.

2.6.2.2 Schwinden

Die Schwindverformungen von Betontragwerken setzen sich additiv aus zwei Anteilen zusammen: der Schrumpfdehnung ε_{cas} und der Trocknungsdehnung ε_{cds} . Beide Schwindmaße können üblicherweise aus ähnlichen Diagrammen wie denen zur Ermittlung des Kriechverhaltens abgelesen werden. Die wesentlichen Eingangsgrößen sind die Querschnittsform, die Druckfestigkeitsklasse des Betons, die Zementfestigkeitsklasse und die Luftfeuchtigkeit. Übliche Schwindmaße $\varepsilon_{cds\infty}$ liegen bei 0,2 bis 0,4 ‰ (vgl. Abbildung 2.30), hinzu kommen noch die Schrumpfdehnung ε_{cas} in etwa gleicher Größenordnung. In Summe ist typischerweise mit Bauteilverkürzungen infolge von Schrumpf- und Trocknungseffekten in Höhe von bis zu 0,6 ‰ zu rechnen.

Im Vergleich mit dem Materialverhalten von Brettsperrholz (vgl. Abschnitt 2.6.3.2) zeigt sich, dass die Schwindverformungen von Spannbetonbauteilen in Summe gleich groß oder größer als diejenigen im Holzbau sind.

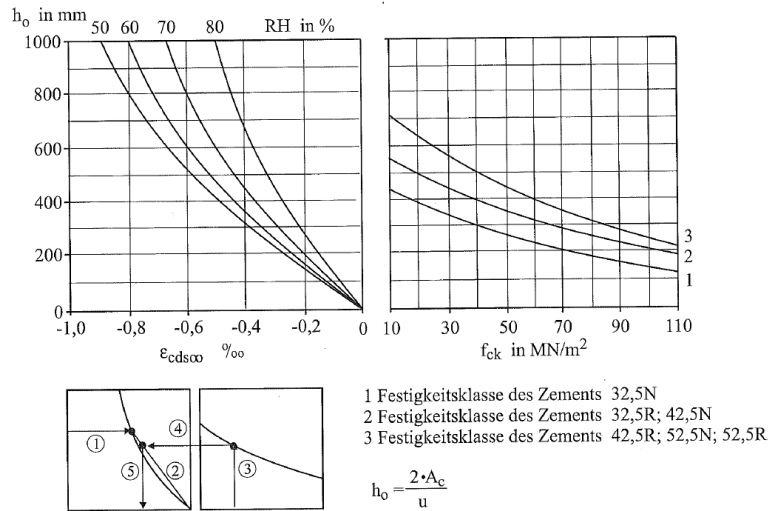


Abbildung 2.30: Schwindmaße für Normalbeton aus DIN EN 1992-1-1

2.6.3 Vorgehensweise im Holzbau

2.6.3.1 Kriechen

Das Kriechen des Holzes wird durch die Endkriechzahl k_{def} berücksichtigt. Im allgemeinen Fall kann k_{def} den Angaben in DIN EN 1995-1-1 oder entsprechender Literatur entnommen werden. Verbesserte Ansätze speziell für Brettsperrholz unter Längsdruckbeanspruchung werden in dieser Arbeit in Kapitel 3 dargestellt. Kriecherzeugend wirken alle dauerhaft vorhandenen Lasten, die sich in der Regel aus Vorspannung und den quasi-ständigen Anteilen von Nutzlasten und Eigengewichten zusammensetzen.

Der Dehnungsverlust infolge Kriechen des Holzes ergibt sich zu:

$$\Delta \varepsilon_{cr} = \varepsilon_{quasi-staendig} \cdot \varphi(t) = \frac{P_{m0} + F_{quasi-staendig}}{E_{0,mean} \cdot A_{netto,Holz}} \cdot \varphi(t) \tag{2.4}$$

Daraus lässt sich der Kraftverlust bestimmen:

$$\Delta P_{cr} = A_P \cdot E_P \cdot \Delta \varepsilon_{cr} \tag{2.5}$$

mit:

$\Delta\varepsilon_{cr}$	Dehnungsverlust des Spannstahls infolge Kriechen [–]
ΔP_{cr}	Spannkraftverlust infolge Kriechen [kN]
$\varepsilon_{quasi-staendig}$	Stauchung des Bauteils unter quasi-ständigen Lasten zum Zeitpunkt $t = 0$ [‰]
$\varphi(t)$	Kriechzahl [–] (zum Zusammenhang mit k_{def} vgl. Abschnitt 3.1.2)
P_{m0}	Vorspannkraft nach Absetzen der Presse [kN]
$F_{quasi-staendig}$	Kraft auf das Bauteil aus quasi-ständigen Lasten [kN]
$E_{0,mean}$	Mittelwert des Elastizitätsmoduls des Holzes [N/mm^2]
E_P	Elastizitätsmodul des Spannglieds [N/mm^2]
$A_{netto,Holz}$	Nettoquerschnitt der Holzlagen in Krafrichtung des vorgespannten Bauteils [mm^2]
A_P	Querschnitt des Spannglieds [mm^2]

2.6.3.2 Quellen und Schwinden

Eine Zunahme der Holzfeuchte gegenüber dem Einbauzustand wirkt sich infolge des Quellen des Holzes erhöhend auf die Spannkraften aus, somit *günstig* und den sonstigen Verlusten entgegenwirkend. Das Quellen kann daher in der Regel für die Verlustberechnung vernachlässigt werden. Austrocknungen und damit verbundenes Schwinden des Holzes kann dagegen einen relevanten Einfluss auf die Spannkraften haben. Es ist daher generell sinnvoll, möglichst trockenes Holz zu verwenden und eine weitere Austrocknung während der Nutzungsdauer zu vermeiden. Je nach den tatsächlichen Randbedingungen sollte daher für die Bemessung ein erwartetes Δu festgelegt und dessen Einhaltung bei der Fertigung und Montage (Verwendung trockenen Holzes) sichergestellt werden. Das Quell- und Schwindmaß für Brettsperrholz in Plattenebene kann nach DIN EN 1995-1-1 mit $\alpha = 0,02$ % je % Holzfeuchteänderung angenommen werden [Lißner und Rug 2016]. Wenn also beispielsweise Holz mit $u = 11$ % eingebaut wird und es im Laufe der Zeit auf $u = 9$ % austrocknet, ist eine Schwinddehnung von $\varepsilon_s = 0,4$ ‰ zu erwarten und rechnerisch für die Ermittlung der Spannkraftverluste anzusetzen.

Wird die Quellung/Schwindung durch äußere Kräfteeinwirkungen verhindert, so führt das nach [Kollmann 1982] zu einer Veränderung des Zellgefüges. Bei behinderter Quellung und nachfolgender Wiedertrocknung auf den ursprünglichen Feuchtegehalt tritt eine dauernde Schwindung (plastische Verformung) ein. In Faserrichtung können bei Befeuchtung von darr trockenem Holz Spannungen von bis zu $30 N/mm^2$ auftreten, wobei der Quellungsdruck mit dem Feuchtegehalt und der Dichte des Holzes steigt [Niemz und Sonderegger 2017].

Im Fall von vorgespannten Bauteilen wird das Quellen zwar nicht *verhindert*, aber je nach Vorspannkraft mehr oder weniger stark *behindert*. Es liegt somit ein *behindertes Quellen* nach DIN EN 1995-1-1 vor, wofür normativ eine Halbierung des Quellmaßes vorgeschlagen wird. Diese Angabe deckt sich gut mit den eigenen Versuchsergebnissen zum Kriechverhalten unter Wechselklima (Kapitel 3). Hier war zu beobachten, dass die *Verlängerung* der Prüfkörper infolge Feuchtigkeitszunahme in etwa die Hälfte des Wertes der *Verkürzung* infolge Austrocknung erreichte.

Der rechnerische Dehnungsverlust infolge Schwinden kann mit dem o. g. Schwindmaß nach DIN EN 1995-1-1 wie folgt bestimmt werden:

$$\Delta\varepsilon_s = \alpha \cdot \Delta u \quad (2.6)$$

daraus lässt sich der Kraftverlust bestimmen:

$$\Delta P_s = A_P \cdot E_P \cdot \Delta\varepsilon_s \quad (2.7)$$

2.6.3.3 Ankerschlupf

Der rechnerische Ankerschlupf hängt von dem gewählten Spannsystem ab und ist den Zulassungen der Spannsystemhersteller zu entnehmen. Der Dehnungsverlust infolge Ankerschlupf ergibt sich zu:

$$\Delta\varepsilon_0 = \frac{u_0}{l_0} \quad (2.8)$$

Daraus lässt sich der Kraftverlust bestimmen:

$$\Delta P_0 = A_P \cdot E_P \cdot \Delta\varepsilon_0 \quad (2.9)$$

2.6.3.4 Relaxation des Spannstahls

Die Relaxation des Spannstahls wird nach den üblichen Regelungen aus dem Spannbetonbau bzw. den Angaben in den bautechnischen Zulassungen der Spannsysteme berücksichtigt. Wesentlichen Einfluss auf das Relaxationsverhalten haben die Materialeigenschaften des Stahls und dessen Ausnutzungsgrad. Für die üblicherweise verwendeten Spannilitzen mit sehr niedriger Relaxation gilt nach DIN EN 1992-1-1 der folgende Relaxationsverlauf:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (2.10)$$

mit:

$\Delta\sigma_{pr}$	Spannungsänderung infolge Relaxation [N/mm^2]
σ_{pi}	initiale Vorspannung nach Absetzen der Presse [N/mm^2]
ρ_{1000}	Relaxationsverlust nach 1000 h, gemäß Zulassung, hier: 2,5 %
μ	Ausnutzung des Spannstahles, σ_{pi}/f_{pk}
f_{pk}	charakteristische Bruchspannung des Spannglieds [N/mm^2]
t	Zeit [h]

Der Spannkraftverlust ergibt sich daraus zu:

$$\Delta P_{pr} = \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} \cdot P_{pi} \quad (2.11)$$

2.6.3.5 Temperaturunterschiede

Der Einfluss von Temperaturänderungen auf die Verformungen und somit die Spannkraften ist eher gering. Sie treten in der Praxis normalerweise nicht isoliert auf, sondern werden mehr oder weniger stark von gleichzeitigen Änderungen der Holzfeuchte und daraus entstehenden Schwind- und Quellverformungen überlagert.

Die Temperatureausdehnungskoeffizienten der Materialien Beton und Stahl sind näherungsweise gleich groß, so dass sich im Stahlbetonbau gleichmäßige Temperaturänderungen zwar auf die Verformung des gesamten Bauteils auswirken, aber die innere Spannungsverteilung nicht beeinflussen. Dies ist bei der Materialkombination Holz-Stahl anders, da sich die Temperatureausdehnungskoeffizienten dieser beiden Baustoffe unterscheiden. Wenn bei vorgespannten Bauteilen erhebliche Temperaturänderungen zu erwarten sind, sollte dies daher rechnerisch berücksichtigt werden.

Temperaturerhöhungen nach dem Spannen führen zu verringerten Spannkraften, da Stahl einen mindestens doppelt so großen Temperatureausdehnungskoeffizient aufweist wie Holz in Faserrichtung. Abkühlungen führen zu erhöhten Spannkraften und wirken den sonstigen Verlusten entgegen, sie können daher in der Regel (bei im Geschossbau üblichen Anwendungen) vernachlässigt werden.

Niemz und Sonderegger [2017] geben unter Verweis auf [Vorreiter 1949] für *trockenes Fichtenholz in Faserrichtung* einen Temperatureausdehnungskoeffizient im Bereich von $3,15 \leq \alpha_T \leq 3,5 \cdot 10^{-6} K^{-1}$ an. Für andere Holzarten kann dieser Wert nach Niemz auch höher liegen, z. B. für Eiche bei $\alpha_T \approx 8,0 \cdot 10^{-6} K^{-1}$. Christoph und Brettel [1977] stellen eine Korrelation zwischen der Rohdichte ρ und dem Temperatureausdehnungskoeffizienten α_T fest und schlagen längs zur Faser folgenden Zusammenhang vor:

$$\alpha_{T,L} = 3,786 \cdot 10^{-6} + 0,437 \cdot 10^{-6} \cdot \rho \quad (\rho \text{ in } [t/m^3]) \quad (2.12)$$

Bei einer Rohdichte von $400 \text{ kg}/m^3$ ergibt sich so ein $\alpha_{T,L}$ von ca. $4,0 \cdot 10^{-6} K^{-1}$. Für die praktische Anwendung können daher die folgenden Temperatureausdehnungskoeffizienten empfohlen werden:

$$\begin{aligned} \alpha_{T,Stahl} &= 12,0 \cdot 10^{-6} K^{-1} \text{ (DIN EN 1993-1-1:2010)} \\ \alpha_{T,Holz,||} &= 4,0 \cdot 10^{-6} K^{-1} \end{aligned}$$

Der Dehnungsverlust infolge Temperaturerhöhung ergibt sich zu:

$$\Delta \varepsilon_{\Delta T} = (\alpha_{T,Stahl} - \alpha_{T,Holz}) \cdot \Delta T \quad (2.13)$$

Daraus lässt sich der Kraftverlust bestimmen:

$$\Delta P_{\Delta T} = A_P \cdot E_P \cdot \Delta \varepsilon_{\Delta T} \quad (2.14)$$

2.6.3.6 Summe der Verluste

Die Summe der Spannkraftverluste setzt sich aus diesen Anteilen zusammen:

$$\Delta P_{gesamt} = \Delta P_0 + \Delta P_{cr} + \Delta P_{pr} + \Delta P_{\Delta T} + \Delta P_s \quad (2.15)$$

Die Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t = \infty$ ergibt sich danach zu:

$$P_\infty = P_{m,0} - \Delta P_{gesamt} \quad (2.16)$$

Für abschnittsweise Vorspannungen oder statisch unbestimmte Systeme sind die üblichen Berechnungsmethoden aus dem Spannbetonbau nach DIN EN 1992-1-1 anzuwenden (z. B. [Rombach 2012]).

2.6.4 Berechnungsbeispiel

Mit den oben zusammengestellten Formeln lassen sich die Spannkraftverluste eines Holzbauteils innerhalb eines bestimmten Zeitraums rechnerisch vorausbestimmen. Üblicherweise ist für die Bemessung der Zustand $t = \infty$ relevant, der für praktische Zwecke mit 500.000 h (entsprechend ca. 57 Jahren) angenommen wird. Exemplarisch wurde diese Berechnung für eine Wandscheibe aus Brettsper Holz mit den folgenden Eigenschaften durchgeführt:

- Wandscheibenhöhe 15 m, entsprechend 5 Geschossen zu jeweils 3 m
- Wandscheibenbreite 2,5 m
- Brettsper Holz CL24, Aufbau **34-24-34-24-34**
- 2 vertikal eingebaute Spannlitzen $A_P = 150 \text{ mm}^2$, St 1660/1860 an den Wandscheibenrändern
- volle Ausnutzung der zulässigen Pressenkraft
- Ankerschlupf und Relaxation nach Zulassung SUSPA Monolitenspannverfahren, Z-13.2-147
- 30°C Temperaturerhöhung gegenüber $t = 0$
- Schwindmaß $\alpha = 0,02$ in Plattenebene, Trocknung $\Delta u = 3 \%$
- Kriechzahl $\varphi = 0,6$ nach DIN EN 1995-1-1
- betrachtete Zeitdauer 500.000 h
- Belastung aus Dauerlasten (*quasi-ständiger* Anteil) $5,0 \text{ N/mm}^2$
- E-Modul des Holzes 11.000 N/mm^2

In diesem Beispiel ergeben sich insgesamt Spannkraftverluste von rund 13 % gegenüber $P_{m,0}$. Die Pressenkraft P_{max} beträgt insgesamt für beide Litzen 440 kN , die Anfangskraft $P_{m,0}$ 432 kN , die Kraft nach 500.000 h (Zustand $t = \infty$) 377 kN . Der Spannweg beträgt ca. 226 mm , die Anfangsdehnung des Spannstahls $\varepsilon_P = 15,6 \%$ (vgl. Abbildung 2.31).

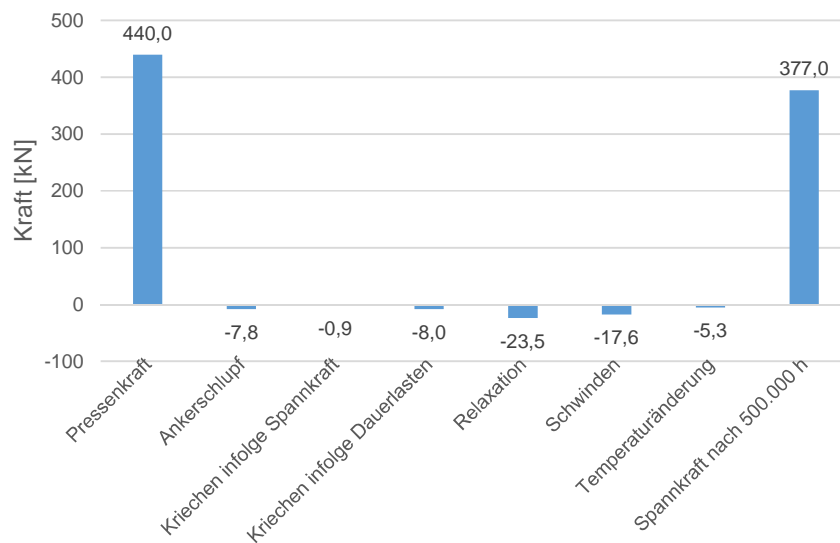


Abbildung 2.31: Beispielrechnung für Spannkraftverluste

Insgesamt ist festzustellen, dass sich die Spannkraftverluste in auch im Spannbetonbau üblichen Größenordnungen bewegen. Die Verluste infolge Kriechen sind bei Holz tendenziell geringer als bei Beton, die sonstigen Verluste sind identisch.

2.7 Tragwerksentwurf und Bemessung

Für den Tragwerksentwurf sollte zunächst zwischen schwingungsanfälligen und nicht schwingungsanfälligen Bauwerken unterschieden werden. Wenn horizontale Schwingungen maßgebend werden könnten (bei hohen bzw. schlanken Bauwerken oder Sonderanwendungen wie z. B. Glocken- oder Windkrafttürmen), ist als Entwurfskriterium die erforderliche Steifigkeit zu betrachten (vgl. Abschnitt 2.1). Durch die Vorspannung ist es möglich, die betrachtete Bauwerksstruktur ohne Nachgiebigkeiten bzw. Aufklaffen der Bauteilfugen zu berechnen, was eine erste Abschätzung der erforderlichen Querschnitte der aussteifenden Bauteile erlaubt.

Nach der Festlegung der Bauteilquerschnitte kann die auf jedes Aussteifungsbauteil entfallende Horizontalkraft ermittelt werden. Aus den Gleichgewichtsbedingungen am Bauteil ergibt sich daraus die erforderliche Vorspannkraft, um die abhebenden Kräfte zu überdrücken. Hieraus kann die erforderliche Anzahl von Spannritzern und deren Anordnung im Bauteil bestimmt und die einzelnen Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit geführt werden. Der schematische Ablauf dieser Vorgehensweise ist in Abbildung 2.32 dargestellt.

Die Bemessung und Nachweisführung entsprechen im Wesentlichen der Vorgehensweise bei entsprechenden nicht vorgespannten Konstruktionen, da bei Vorspannung ohne Verbund die Vorspann-

kraft als äußere Einwirkung zu betrachten ist. Als zusätzliche Eingangsgröße treten nur die Spannkraften auf, welche bei dem in dieser Arbeit entwickelten Verfahren als Einzellasten in der Regel an der Bauteiloberkante einwirken. Die Nachweisführung unterscheidet sich für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit:

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Verformungen, Bauwerksschwingungen) sind die Mittelwerte der Vorspannkraft P_{mt} für den betrachteten Zeitpunkt (in der Regel nach Abklingen der Spannkraftverluste, d. h. für $t = \infty$) als äußere Lasten anzusetzen. Die Berechnung und Nachweisführung folgt dann den üblichen Methoden im Holzbau.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist zu beachten, dass infolge der äußeren Lasten ein Zuwachs der Spannkraften auftritt. Aufgrund des fehlenden Verbundes zwischen Spannglied und vorgespanntem Bauteil ist der Spannungszuwachs im Spannglied von der Verformung des gesamten Systems abhängig. Dieser Spannungszuwachs wird für die Bemessung üblicherweise entweder vernachlässigt oder aufgrund von normativen bzw. tabellierten Anhaltswerten abgeschätzt. Für Kragträger wird dazu im Spannbetonbau der Wert $\Delta\sigma_p = 50 \text{ N/mm}^2$ empfohlen [Kordina 1983], [Leonhardt 1980], [Rombach 2012]. Alternativ kann der Spannungszuwachs auch durch elastische Berechnung des gesamten Tragwerks ermittelt werden, was aber eine aufwendige rechnerische Modellierung erfordert und daher – auch aufgrund der eher geringen Spannungszuwächse – zumindest für den Tragwerksentwurf nicht zweckmäßig ist.

Die Spannkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit F_{p1} wird wie folgt ermittelt:

$$F_{p1} = A_p \cdot (\sigma_{pm\infty} + \Delta\sigma_p) \leq A_p \cdot \frac{f_{p,0,1k}}{\gamma_s} \quad (2.17)$$

mit:

$\sigma_{pm\infty}$	Spannstahlspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$ [N/mm^2]
$\Delta\sigma_p$	Spannungszuwachs im GZT, für Kragträger: $\Delta\sigma_p = 50 \text{ N/mm}^2$
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert für Spannstahl, nach DIN EN 1992-1-1 $\gamma_s = 1,0$
A_p	Querschnitt des Spannglieds [mm^2]
$f_{p,0,1k}$	charakteristischer Wert der 0,1 % Dehngrenze des Spannstahls [N/mm^2]

Mit dieser Spannkraft können anschließend alle Querschnittsnachweise (u. a. Zug- und Druckspannungen, Verbindungsmittel, Bauteilfugen, Stabilität) in üblicher Weise nach DIN EN 1995-1-1 geführt werden.

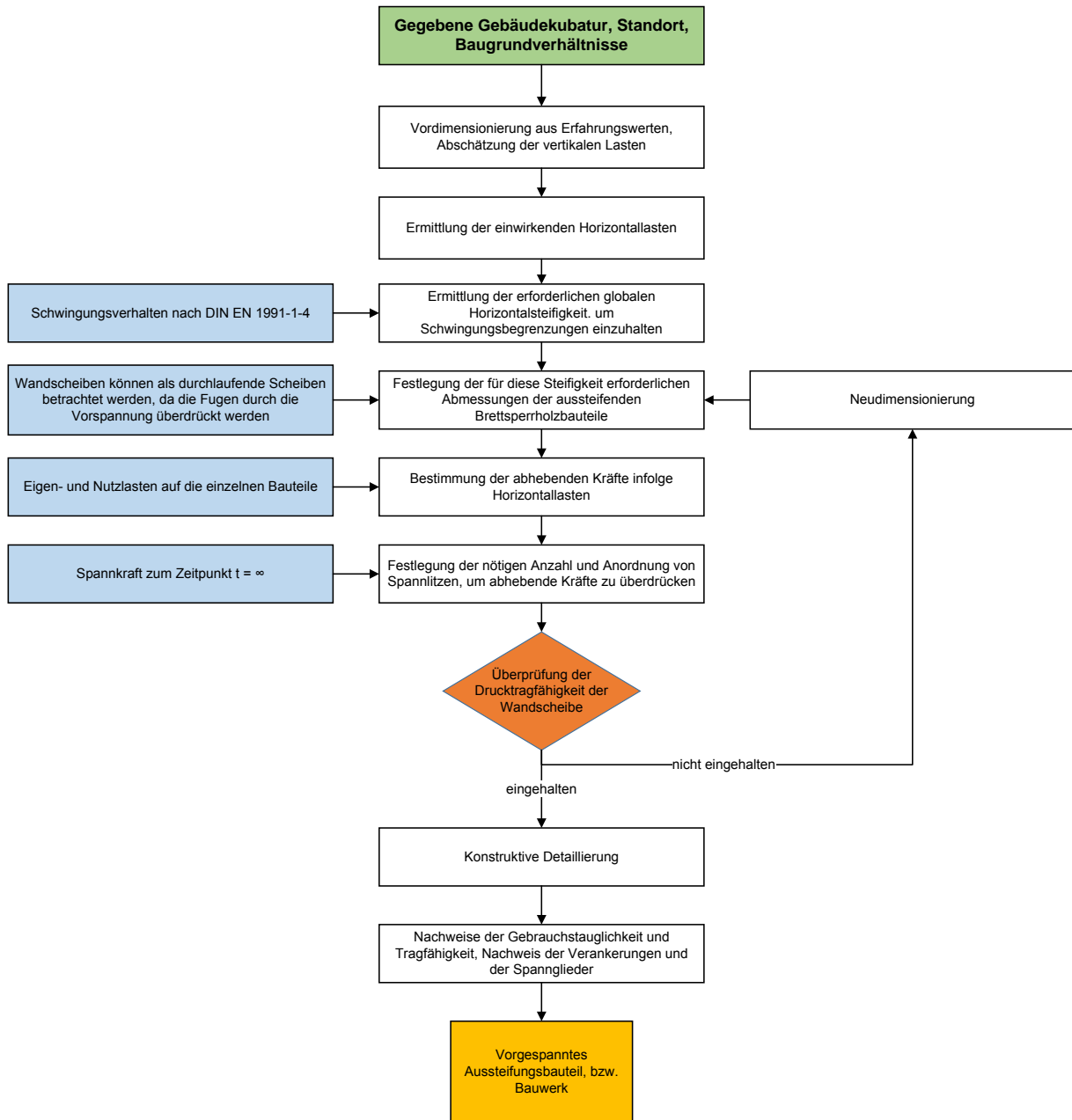


Abbildung 2.32: Ablaufschema für den Entwurf vorgespannter Brettsperrholzbauteile

3 Kriechverhalten von Brettsperrholz unter Druckbeanspruchung in Scheibenebene

3.1 Allgemeines

3.1.1 Einführung

Holz hat die natürliche Eigenschaft, sich zusätzlich zur elastischen Anfangsverformung unter Dauerlasten zeitabhängig weiter zu verformen. Dieses Verhalten wird als *Kriechen* bezeichnet und tritt je nach Materialtemperatur bei allen bekannten Konstruktionswerkstoffen mehr oder weniger ausgeprägt auf. Es wirkt sich teilweise erheblich auf die Gebrauchseigenschaften und unter Umständen auch auf die Standsicherheit von Bauwerken aus.

Für den organischen Werkstoff Holz wird die ingenieurmäßige Beschreibung des Kriechverhaltens dadurch erschwert, dass sich zahlreiche natürliche Einflüsse auf das Ergebnis auswirken, sich gegenseitig überlagern und beeinflussen und zusammen hochgradig nichtlineare und zudem stochastisch verteilte Eigenschaften des betrachteten Bauteils bzw. Werkstoffes ergeben.

So können beispielsweise Biegekriechversuche je nach Wahl der Holzsortierung, der Form und Größe der Versuchskörper, des Umgebungsklimas, des zeitlichen Belastungsverlaufs und der Intensität der Belastung stark unterschiedliche Ergebnisse ergeben. Ein biegebelasteter Balken aus relativ feucht eingebautem Vollholz in einem ungedämmten Dachstuhl wird sich hinsichtlich seines Kriechverhaltens stark von dem einer großflächigen Wandscheibe aus Brettsperrholz in einem dauerhaft trockenen Umgebungsklima unter vorwiegender Druckbeanspruchung unterscheiden.

3.1.2 Begriffsdefinition

In der Fachliteratur werden verschiedene Begriffe für das Phänomen des Kriechens und die daraus resultierenden Rechenwerte verwendet. Häufig treten die Begriffe *relatives Kriechen*, *Kriechfaktor*, *Kriechzahl* oder *Kriechbeiwert* auf, die unterschiedliche Bedeutungen haben können. Um Unklarheiten zu vermeiden, werden für diese Arbeit einheitlich die folgenden Bezeichnungen definiert:

$$u_{(t=\infty)} = u_0 \cdot (1 + k_{def}) \quad (3.1)$$

u_0 ist die (elastische) Anfangsverformung eines Objektes infolge einer relativ zur Gesamtversuchsdauer schnellen Lastaufbringung. k_{def} wird als *Kriechzahl* bezeichnet. Sie ist mit der z. B. im Stahlbetonbau üblichen Kriechzahl $\varphi(t)$ und dem in einigen Literaturstellen verwendeten Begriff *relatives Kriechen* identisch. Sie beschreibt den Anteil an der elastischen sofortigen Verformung u_0 eines Objektes, der infolge von Krieeffekten bis zu einem bestimmten Zeitpunkt t bzw. bis $t = \infty$ hinzukommt. Die Rechnung geht dabei von einer konstant bleibenden Belastung aus. Variiert im Laufe

der Zeit die mechanische Belastung, werden die Anteile der einzelnen Zeiträume in der praktischen Anwendung linear überlagert. In technischen Regelwerken und den meisten Literaturangaben gelten die angegebenen Werte für k_{def} in der Regel für den Zeitpunkt $t = \infty$. Der Zeitpunkt „Unendlich“ wird dabei für praktische und rechnerische Zwecke mit 50 Jahren angenommen. Versuchsergebnisse werden in der Regel auf einen bestimmten Zeitpunkt nach Belastungsbeginn bezogen, z. B. φ_{2000} für die Kriechzahl nach 2000 Stunden Belastungsdauer.

Kriechverformungen können für ingenieurmäßige Anwendungen auch als eine Abminderung des E-Moduls berücksichtigt werden. Es gilt dann:

$$E_{\infty} = \frac{E_0}{(1 + k_{def})} \quad (3.2)$$

E_0 ist hierbei der elastische E-Modul beim erstmaligen Aufbringen einer Last und E_{∞} ein „Kriech-E-Modul“, der sich aus der zum Zeitpunkt $t = 0$ aufgebrachten Last und einer (theoretischen) Verformungsmessung zum Zeitpunkt $t = \infty$ ergibt.

3.1.3 Bedeutung des Kriechverhaltens für vorgespannte Tragwerke

Für die Beurteilung des Langzeitverhaltens von längs vorgespannten Bauteilen aus Holz ist zweckmäßigerweise zwischen zwei Fragestellungen (vgl. Abbildung 3.1) zu unterscheiden:

1. Welche *Biegesteifigkeit* und somit Traglast hat das Bauteil langfristig bzw. welche *Biegeverformungen* treten auf?
2. Welche Verformungen in *Längsrichtung* des Stabes treten auf und wirken sich auf die *Größe der Spannkraftverluste* aus?

Zur Beantwortung der ersten Frage ist das *Kriechverhalten unter Biegung* bzw. *Biegung und Längsdruck* maßgebend. Hierfür kann auf die umfangreich vorliegende Literatur sowie die Normung verwiesen werden, weshalb hierzu keine eigenen Untersuchungen durchgeführt wurden.

Die Antwort auf die zweite Frage ist abhängig von dem Kriechverhalten der vorgespannten Bauteile *unter Längsdruck*. Hierzu liegen bisher nur wenige Versuchsergebnisse vor, die zudem teilweise (z. B. wegen der sehr unterschiedlichen Prüfkörpergröße) nur schlecht auf den hier betrachtenden Anwendungsfall übertragbar sind. Aus diesem Grund wurden für diese Arbeit entsprechende eigene Kriechversuche konzipiert und durchgeführt.

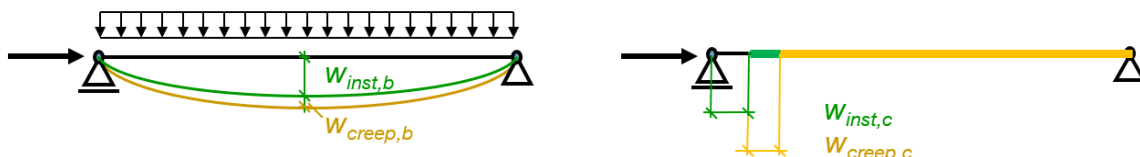


Abbildung 3.1: Unterschied Biege- und Längskriechen

3.1.4 Ziel dieses Kapitels

Anlass für die eigenen Untersuchungen und die Betrachtungen in diesem Kapitel war die Frage, inwieweit die normativ angegebenen Kriechzahlen für die Berechnung und insbesondere die Ermittlung von Spannkraftverlusten längs vorgespannter Tragwerke aus Brettsper Holz geeignet sind. Ziel war es daher, anhand von eigenen originalmaßstäblichen Versuchen und im Vergleich mit einer Literaturstudie diese Kriechzahlen entweder für die vorgesehene Anwendung zu verifizieren oder eigene Werte anzugeben.

Hierzu wurden insgesamt sieben Kriechversuche in drei verschiedenen Klimata und mit drei Belastungsgraden durchgeführt.

Aus der vergleichenden Betrachtung von Literaturangaben wurden anschließend spezifische Empfehlungen für die ingenieurmäßige Beurteilung des Kriechverhaltens von vorgespannten Brettsper Holzbauteilen abgeleitet.

3.2 Stand der Wissenschaft und Technik

3.2.1 Stand der Normung

Die Kriechzahlen nach DIN EN 1995-1-1:2010 sind in Tabelle 3.1 dargestellt. Es wird normativ nicht nach der Belastungsart, Belastungsrichtung und dem Belastungsgrad unterschieden. Der Belastungsgrad wird durch den Faktor k_{mod} begrenzt, der für Vollholz, Brettschichtholz, Brettsper Holz und Massivholzplatten zwischen 0,6 für *ständige* und 1,1 für *sehr kurze* Einwirkungen liegt.

Tabelle 3.1: Kriechzahlen k_{def} nach DIN EN 1995-1-1:2010 für Vollholz und Brettschichtholz in den Nutzungsklassen 1 bis 3

Nutzungsklasse	1	2	3
k_{def}	0,6	0,8	2,0

Der Bemessungswert der Druckfestigkeit $f_{c,0,d}$ für ständige Einwirkungen für Holz der Festigkeitsklasse C24 ist somit:

$$f_{c,0,d} = \frac{f_{c,0,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{24 \cdot 0,6}{1,3} \approx 11,1 \text{ N/mm}^2 \quad (3.3)$$

Der Belastungsgrad wird in dieser Arbeit als das Verhältnis der aufgetragenen mechanischen Spannung zum Mittelwert der kurzzeitigen Druckbeanspruchbarkeit definiert. Mit $f_{c,0,mean} \approx 40 \text{ N/mm}^2$ für Fichtenholzlamellen bei $u = 12 \%$ [Frese et al. 2012] ergibt sich damit ein normativ zulässiger Belastungsgrad für Dauerlasten von ca. 25 %.

3.2.2 Einflussparameter auf das Kriechverhalten von Holz

3.2.2.1 Konstante und zeitlich veränderliche Holzfeuchtigkeit

Die Holzfeuchtigkeit und deren zeitliche Änderungen wirken sich stark auf das Kriechverhalten aus, es wird hier von *mechano-sorptiven* Kriecheffekten gesprochen. Größere Holzfeuchten gehen mit größeren Kriechverformungen einher, ebenso wirken sich Änderungen der Holzfeuchtigkeit vergrößernd auf die Kriechverformungen aus [Morlier 2007], [Schänzlin 2003]. Je größer die Amplituden der Holzfeuchteschwankung und dementsprechend länger die Aufweichungs- und Trocknungszyklen, umso größer fällt die Kriechverformung aus (Gressel [1983b], Toratti [1992a], Blaß [1988]). Mołiński und Raczkowski [1988] haben Biegekriechversuche von Holz bei unterschiedlicher Befeuchtung durchgeführt (vgl. Abbildung 3.2). Gut erkennbar ist, dass die Verformung mit dem Feuchteinfluss stark zunimmt. Bei einer trockenen Probe konvergiert die Verformungszunahme dagegen bereits nach 72 Stunden gegen Null. Mit den Einflüssen der Holzfeuchteverteilung auf das Kriechverhalten druckbeanspruchter Bauteile haben sich u. a. *Becker, Härtel, Hartnack, Toratti, Hanjiärvi, Schänzlin* und *Blaß* intensiv befasst und entsprechende rechnerische Modelle entwickelt. Besonders anspruchsvoll ist dabei die Erfassung des Effektes, dass das Holz in Bereichen hoher Feuchtigkeit stärker kriecht als in solchen geringer Feuchtigkeit und sich daraus eine ungleichmäßige Spannungsverteilung im Querschnitt ergibt. Diese wirkt sich wiederum wegen der Abhängigkeit des Kriechens vom Belastungsgrad auf die Größe der Kriechverformungen aus, so dass zusammen mit der nichtlinearen und zeitvariablen Feuchteverteilung über den Querschnitt ein hochgradig nichtlinearer Zusammenhang entsteht.

Der Einfluss schwankender Holzfeuchte kann die Kriechverformung im Verhältnis zur konstanten Holzfeuchte bis zu verfünffachen. *Blaß* gibt an, dass bei „üblichen Bauwerken“ eine Amplitude der Gleichgewichtsfeuchte von $u \geq 7\%$ äußerst ungewöhnlich sei und die gemessenen Werte von Fichtenholzproben über längere Zeiträume immer zwischen $u = 12\%$ und $u = 19\%$ gelegen hätten. Übereinstimmend mit *Gressel* schlägt er vor, dass für eine ingenieurmäßige Abschätzung der Kriecheffekte eine Verdoppelung der Kriechzahlen für konstante Holzfeuchtigkeit ausreichend und angemessen sei. Gleichwohl kann es im Einzelfall (z. B. Eissporthallen, landwirtschaftliche Lagerhallen) zu erheblich größeren Schwankungen der Holzfeuchte kommen.

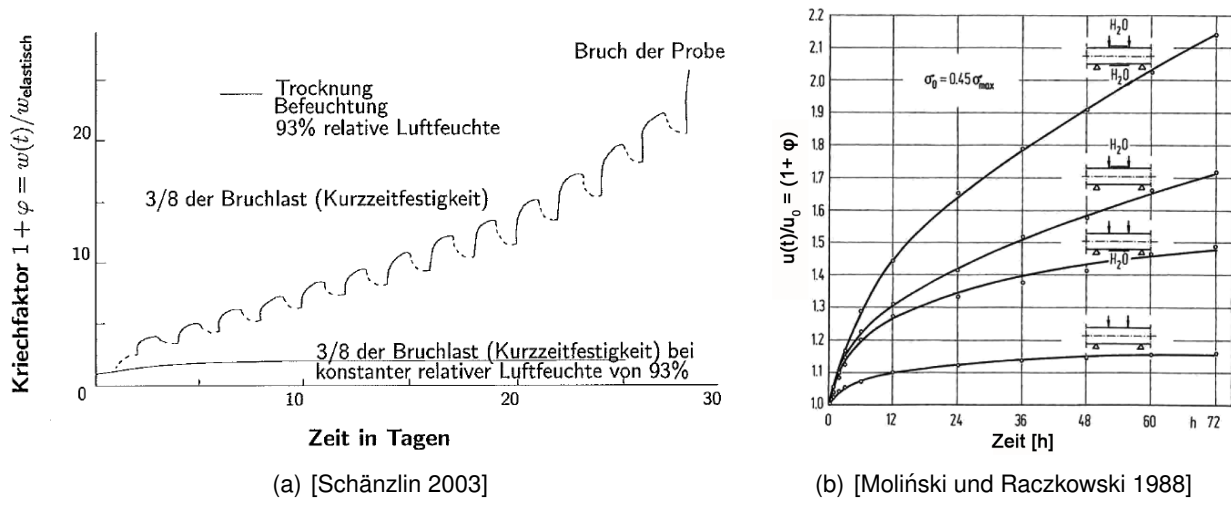
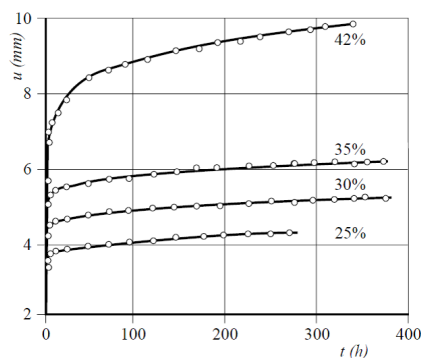


Abbildung 3.2: Einfluss von Feuchteänderungen auf die Kriechverformung

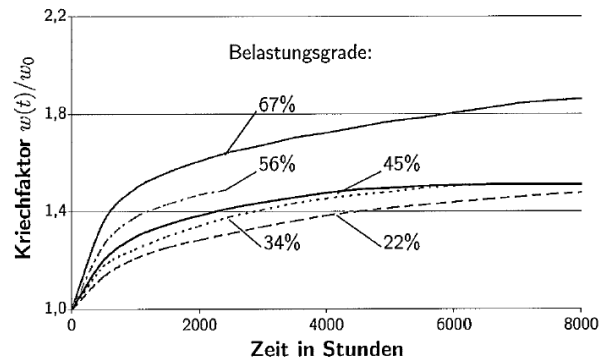
3.2.2.2 Belastungsgrad

Der Belastungsgrad (vgl. Abschnitt 3.2.1) wirkt sich erheblich auf die Größe der Kriechverformungen aus (vgl. Abbildung 3.3). Gressel [1983b] gibt an, dass unter einem Belastungsgrad von 5 % bis 15 % keine Kriechverformungen zu erwarten sind. Oberhalb von ca. 40 % nähmen die Kriechverformungen stark zu, bei Belastungsgraden von über 60 % sei mit Kriechbrüchen zu rechnen. Glos et al. [1987] stellen für Längsdruckbeanspruchung bei Belastungsgraden unter ca. 40 % sehr kleine Kriechzahlen von unter $\varphi = 0,1$ fest.

Zur Planung der eigenen Versuche wurde aus diesen Erkenntnissen abgeleitet, dass Belastungsgrade unter ca. 15 % voraussichtlich zu keinen sinnvollen Messwerten führen werden, während Belastungsgrade von deutlich über 40 % ebenfalls nicht zweckmäßig sind und zudem in praktischen Anwendungen aufgrund der Bemessungsregeln nach DIN EN 1995-1-1:2010 planmäßig nicht vorkommen.



(a) Informationsdienst Holz [1995]



(b) Gressel [1983b]

Abbildung 3.3: Einfluss des Belastungsgrades auf die Kriechverformung (vgl. auch Abbildung 3.6)

3.2.2.3 Belastungsrichtung

Das Kriechverhalten ist je nach Belastungsrichtung stark unterschiedlich. Holz hat im Allgemeinen aufgrund der Faserausrichtung und der natürlichen radialen Wuchsrichtung der Baumstämme in allen drei Raumrichtungen unterschiedliche Materialeigenschaften. Zusammen mit den möglichen Richtungen einer aufgetragenen mechanischen Spannung ergeben sich neun verschiedene Kombinationen aus Faser- und Belastungsrichtung und drei verschiedene Verzerrungsrichtungen für Schubbeanspruchung. Grundsätzlich hat jede dieser Richtungen auch ein potentiell unterschiedliches Kriechverhalten.

Für baupraktische Zwecke wird in der Regel nur zwischen Biegung, Zug, Druck, Schub und (eher selten) Torsion unterschieden. Dabei wird im Allgemeinen von einer Beanspruchung stabförmiger Bauteile mit Holzfaserrichtung in Stabrichtung durch Biegung um die Stabquerachse oder Zug/Druck in Stablängsrichtung ausgegangen.

Die größten Kriechverformungen treten bei Schub- und Torsionsbelastungen auf, die niedrigsten bei Zugbelastungen in Faserrichtung. Kriechversuche zu reiner Schub- oder Torsionsbeanspruchung sind bisher nur selten durchgeführt worden [Schniewind und Barrett 1972], [Morlier 2007].

In der Praxis treten bei Biegebeanspruchungen in der Regel gleichzeitig auch Schubbeanspruchungen auf. Die gemessene Kriechverformung setzt sich daher bei Biegeversuchen üblicherweise je nach dem Länge/Höhe-Verhältnis des betrachteten Bauteils aus diesen beiden Anteilen zusammen. *Gressel* gibt dazu an, dass die Kriechverformung fehlerfreier Fichtenholzproben im trockenen Innenklima bei einem Stützweitenverhältnis $l/h = 5$ etwa 4 mal und bei $l/h = 10$ etwa 2 mal so groß sei wie bei $l/h = 22$ (vgl. Abbildung 3.5).

Bei Biegekriechversuchen an Brettsperrholzbauteilen kommt hinzu, dass in den einzelnen in Längsrichtung angeordneten Lamellen Biege- und Schubspannungen gleichzeitig auftreten und zusätzlich

noch die Verformungsanteile aus der Rollschubbeanspruchung der Querlagen hinzukommen. Folgerichtig haben [Jöbstl und Schickhofer 2007] festgestellt, dass die Kriechzahlen von biegebeanspruchtem Brettsperrholz je nach Klimabedingungen und Lastniveau um bis zu 46,5 % höher liegen als bei Brettschichtholz.

Es fehlen weiterhin systematische Untersuchungen, welche die Abhängigkeit des Kriechens von der Belastungsrichtung betrachtet haben. Wie oben erwähnt, ist das Kriechverhalten je nach Randbedingung sehr unterschiedlich, so dass der Vergleich verschiedener Versuche unterschiedlicher Autoren mit unterschiedlichen Randbedingungen in dieser Hinsicht schwierig ist. Für die Angaben von *Gressel* zum Verhältnis des Kriechens nach Belastungsrichtung sind die Art der Zug- und Druckversuche nicht dokumentiert und das Schubkriechen wurde nur indirekt anhand des unterschiedlichen Verhaltens von Biegeversuchen mit variabler Stützweite ermittelt.

Als gesichert kann angenommen werden, dass Zug in Faserrichtung die kleinsten Kriechverformungen ergibt und Schub sowie Querdruck die größten. Biegeverformungen (als Kombination von Zug, Druck und Schub) liegen dazwischen. Zum reinen Druckkriechen liegen nur wenige aussagefähige Untersuchungen vor, insbesondere mit größeren Abmessungen der Versuchskörper. Die Ergebnisse von *Blaß* und *Glos* deuten darauf hin, dass das reine Druckkriechen in Faserrichtung wesentlich geringer sei als bei Biegung und vermutlich in ähnlicher Größenordnung liegt wie bei Zugbeanspruchung.

3.2.2.4 Geometrie und Abmessungen der Prüfkörper

Geometrie und Abmessungen der Versuchskörper haben einen wesentlichen Einfluss auf die Größe der Kriechverformungen, insbesondere dann, wenn Feuchteschwankungen auftreten (vgl. Abbildung 3.4). Je großformatiger die Querschnitte sind, umso geringer ist deren Empfindlichkeit für schnelle Klimaschwankungen und umso kleiner werden die gemessenen Kriechzahlen. Auch die Inhomogenität des Holzes kann einen Einfluss haben, da diese bei kleinen Versuchskörpern zu größeren Streuungen der Materialeigenschaften führt. Viele Kriechversuche aus Literaturangaben wurden an relativ kleinformatischen fehlerfreien Prüfkörpern durchgeführt (z. B. [Wanninger et al. 2015]). Vorteilhaft sind dabei der geringere Aufwand für den Versuchsaufbau und die geringere Menge an Probenmaterial. Nachteilig ist jedoch, dass die Ergebnisse oft nicht ohne weiteres auf originalmaßstäbliche Bauteile übertragbar sind. Kleine Proben kriechen gemäß [Gressel 1984] wesentlich stärker als große Querschnitte, was auf die größere Trägheit bei Feuchteänderungen (vgl. auch [Gamper et al. 2014]) zurückgeführt werden kann. [Toratti 1992b] führte Untersuchungen mit Proben gleichen Belastungsgrades, aber unterschiedlichem Querschnitt bei wechselnder Feuchtebeanspruchung durch. Auch hier zeigt sich ein deutlich stärkeres Kriechverhalten von kleinformatischen Probekörpern.

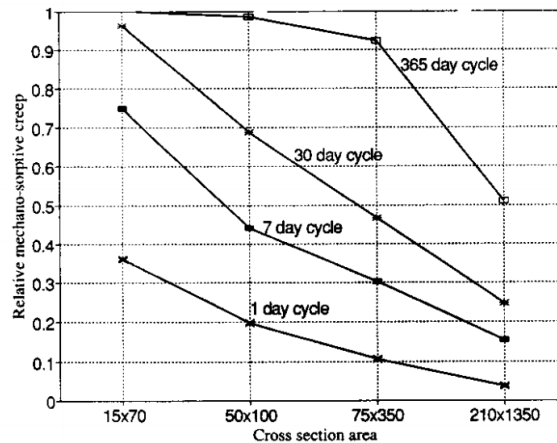


Abbildung 3.4: Kriechen bei wechselnder Luftfeuchtigkeit und unterschiedlichen Querschnittsabmessungen [Toratti 1992b]

Ein weiterer Einfluss kann in der Messtechnik liegen: Kleine Proben ergeben sehr kleine Verformungen, was entsprechend hohe Anforderungen an die verwendeten Messgeräte stellt. Auch der relative Messfehler steigt bei kleiner Probengröße unvermeidbar an. In den in diesem Forschungsvorhaben durchgeführten Versuchen mit Probengrößen von 8 m Länge wurden Gesamtverformungen von rund 10 mm gemessen, die Kriechverformungen lagen in der Größenordnung von 1 bis 2 mm. Eine Messuhr oder ein Wegaufnehmer mit einer Genauigkeit von 1/100 mm erscheint somit als geeignet. Wenn jedoch Probengrößen von einigen 100 mm gewählt werden (z. B. [Gressel 1983b], [Wanninger et al. 2015], [Becker und Rautenstrauch 1998]), sind dementsprechend höhere Anforderungen an die Messtechnik zu stellen. Aufgrund der geringen Absolutwerte der Verformungen wirken sich Ungenauigkeiten der Messwerkzeuge, Temperaturschwankungen und ähnliche Störgrößen erheblich aus, wenn die Messgrößen zu klein werden.

Für die eigenen experimentellen Untersuchungen wurde auch aus dieser Betrachtung der Schluss gezogen, die Abmessungen der Versuchskörper möglichst groß zu wählen, jedenfalls so groß, dass Messfehler infolge nicht auszuschließender Störgrößen keinen dominanten Einfluss bekommen.

3.2.2.5 Temperatur

Morlier [2007] gibt an, dass auch die Temperatur einen Einfluss auf das Kriechverhalten hat. Unterhalb von ca. 45° C ist jedoch kein Einfluss festzustellen, erst mit höheren Temperaturen steigen die Kriechverformungen an. Für baupraktisch übliche Fälle kann daher der Temperatureinfluss vernachlässigt werden.

3.2.2.6 Sortierung, Rohdichte, Ästigkeit, Holzart, Verarbeitung

Die Holzsortierung, Rohdichte, Ästigkeit und Holzart beeinflussen ebenfalls das Kriechverhalten. Bereits das Vorhandensein von Keilzinkenstößen in den einzelnen Lamellen ergibt nach [Blaß 1987] bei Stützen ein anderes Verhalten als das von Vollholzquerschnitten.

Ein großer Teil der vorliegenden Kriechversuche wurde entweder an *fehlerfreien* Proben oder Vollhölzern durchgeführt. Die Übertragung auf großformatige Brettsperrholzelemente unter Längsdruck ist entsprechend schwierig, da sich z. B. Äste bei Druckbeanspruchung günstig (festigkeits- bzw. steifigkeitssteigernd) auswirken.

3.2.3 Literatur zum Kriechen von Holz unter Längsdruck

3.2.3.1 Allgemeines

Bei Betrachtung des großen Spektrums an Literatur zum Kriechverhalten von Holz kann zunächst eine Einteilung in Versuche an kleinen und oft *fehlerfrei* ausgewählten Probekörpern auf der einen und Versuche mit Proben in baupraktischen Abmessungen auf der anderen Seite vorgenommen werden. Zu Ersteren liegen zahlreiche Untersuchungsergebnisse vor, während Versuche mit großformatigen Versuchskörpern schon wegen des deutlich größeren Aufwandes seltener durchgeführt wurden.

Weitere Unterschiede sind typischerweise in der Versuchsdauer, den Umgebungsbedingungen und der Art der verwendeten Hölzer bzw. Holzprodukte vorzufinden.

Für die in dieser Arbeit betrachtete Fragestellung besteht ein wesentlicher Parameter in der Richtung der aufgebrachten Belastung in Relation zur Holzfaserrichtung. Zahlreiche Autoren beschreiben Versuche an biegebeanspruchten Bauteilen oder solchen unter Kombinationen aus Längsdruck und Biegung und messen dementsprechend Verformungen *quer* zur Stab- bzw. Faserrichtung. Deutlich weniger Versuche – vor allem mit Bauteilen in baupraktischen Abmessungen – wurden unter reinem Längsdruck und mit Messung der Verformung in Stabrichtung durchgeführt.

Dies ist nachvollziehbar, da bei Bauteilen ohne Vorspannung die Verformung in Längsrichtung häufig gegenüber der Biegekriechverformung von untergeordneter Bedeutung ist. Dies gilt auch für Untersuchungen, die das *Stabilitätsverhalten* von Stützen unter dem Einfluss von Kriechverformungen zum Gegenstand hatten und daher ebenfalls Verformungen quer zur Stabachse betrachtet haben.

3.2.3.2 Bandbreite von Literaturangaben

In Tabelle 3.2 sind Kriechzahlen aus Literaturangaben zum Kriechen unter Längsdruck zusammengestellt. Es fällt auf, dass die Angaben von Glos et al. [1987] gegenüber denen aus DIN EN 1995-1-1 ca. um den Faktor fünf geringer sind. [Wanninger et al. 2015] und [Fragiacomo und Batchelar 2012] kommen umgekehrt zu erheblich höheren Kriechzahlen als normativ angegeben. Wie in Abschnitt

3.2.3 beschrieben wurde, ist das Kriechverhalten stark von verschiedenen äußeren und inneren Faktoren abhängig, so dass unterschiedliche Versuchsaufbauten – insbesondere hinsichtlich der Größe der Versuchskörper, Klimabedingungen und Beanspruchungsrichtung – nur schlecht vergleichbar bzw. übertragbar auf andere Verhältnisse sind.

Tabelle 3.2: Literaturangaben für Kriechzahlen von Nadelholz längs zur Faser

Autor, Jahr	Baustoff	Belastungsart	Belastungsgrad	k_{def} (NKL 1)
DIN EN 1995-1-1	VH und BSH	alle	k. A.	0,6
[Wanninger et al. 2015]	Brettschichtholz	Druck	ca. 8 %	0,5
[Fragiacomo und Batchelar 2012]	Brettschichtholz	Druck	28 %	0,6 – 2,8, $\varnothing \approx 2,0$
[Härtel 2000]	Brettschichtholz	Druck	20 – 25 %	„kaum messbare Verformungen“
[Glos et al. 1987]	Vollholz	Druck	14 – 21 %	0,05 nach $\approx 2.000 h$
[Glos et al. 1987]	Vollholz	Druck	14 – 21 %	0,1 für $t = \infty$

3.2.3.3 Gressel, 1983

Die Untersuchungen von Gressel [1983b] bilden nach wie vor die wesentliche Grundlage für normativ (z. B. in DIN EN 1995-1-1) verankerte Kriechzahlen und entsprechende Bemessungsverfahren (z. B. das Ersatzstabverfahren für Biegeknicken). *Gressel* verwendete relativ kleinformatige Biegeprüfkörper aus fehlerfreien Proben, die in Vierpunkt-Biegeversuchen verschiedenen, wechselnden und konstanten Klimata und Belastungsgraden ausgesetzt wurden. Die Probenquerschnitte betragen $20 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$ bei variabler Stützweite von maximal 500 mm . Um den Einfluss des Schubkriechens indirekt ermitteln zu können, verglich *Gressel* Messwerte von Proben mit unterschiedlicher Stützweite aber sonst gleichen Randbedingungen.

Die von *Gressel* ermittelten Verhältnisse der Kriechzahlen für Biegung, (Torsions-)Schub, Zug und Druck (vgl. Abbildung 3.5 a)) sind heute noch in zahlreichen Sekundärpublikationen enthalten und in Technik und Wissenschaft allgemein anerkannt.

Es ist allerdings nicht mehr nachvollziehbar, wie *Gressel* die Zug- und Druckversuche durchgeführt hat. Der Versuchsaufbau für die Biegeversuche ist eindeutig beschrieben, diese Angaben fehlen jedoch für Zug und Druck. Aufgrund der Geometrie der Probekörper und des sonstigen Versuchsaufbaus ist zu vermuten, dass *Gressel* die Druckprüfkörper mit einer gewissen Exzentrizität belastet und die *seitliche* Biegeverformung gemessen hat. Verformungsmessungen in Stabrichtung wären zudem aufgrund der geringen Länge der Versuchskörper und den daher zu erwartenden sehr kleinen Verformungen hinsichtlich der Genauigkeit der Messwerkzeuge nicht einfach durchführbar gewesen.

Das Diagramm aus dem Forschungsbericht zum Vergleich der Kriechzahlen nach Belastungsgraden ist nur mit geringer Genauigkeit ablesbar (Abbildung 3.5 b)). Auffallend und nicht ohne Weiteres zu erklären ist, dass das Druckkriechen bei einem Belastungsgrad von 12 % und 21 % deutlich *größer* sein soll, als bei einem Belastungsgrad von 54 %.

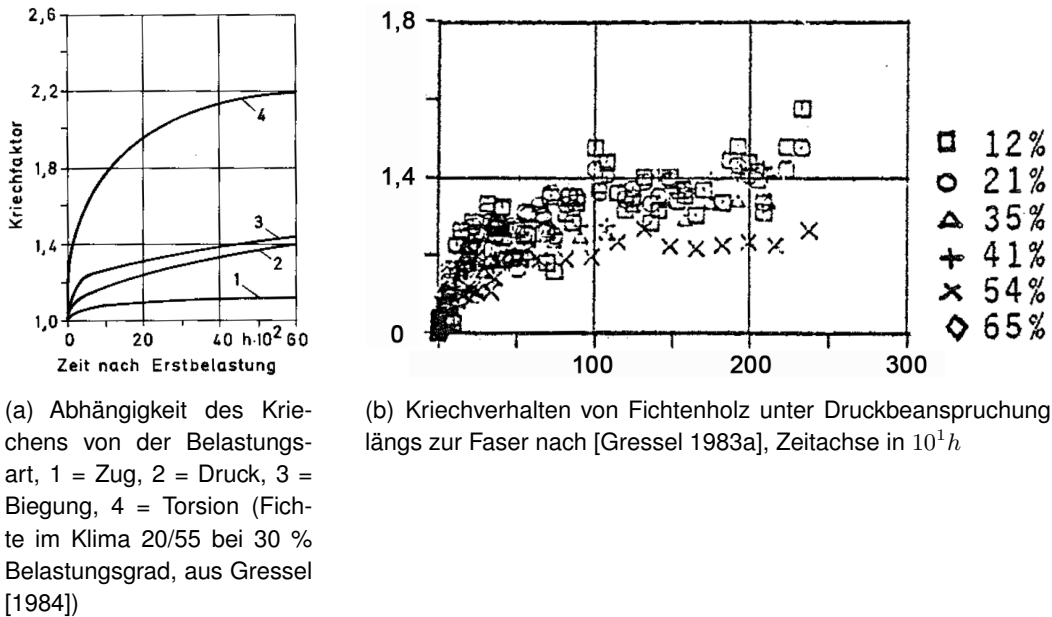


Abbildung 3.5: Kriechverhalten von Holz nach *Gressel*

3.2.3.4 Blaß, 1987

Blaß [1987] untersuchte in seiner Dissertation das Tragverhalten von Druckstäben aus Brettschichtholz. Hierzu hat er anhand eines stochastischen Modells die Traglasten von Brettschichtholzstützen ermittelt, zunächst ohne Berücksichtigung der Kriechverformungen. Das verwendete Modell besteht aus einem Stab mit diskreten Abschnitten, die jeweils aus einer variablen Anzahl Brettlamellen n zusammengesetzt waren. Diesen Lamellen wurden jeweils einzeln mit Hilfe der stochastischen Verteilung Materialeigenschaften zugewiesen. Berücksichtigt wurden die Einflüsse der Rohdichte, Ästigkeit, Holzfeuchte, der Anordnung der Keilzinkungen und der streuenden Werkstoffkennwerte. Aus dem „Lamellenpaket“ mit stochastisch verteilten Eigenschaften der einzelnen Bretter wurde das mechanische Verhalten des Stababschnittes insgesamt ermittelt. Aus diesen Abschnitten setzt sich anschließend der untersuchte Druckstab zusammen, für den die Traglast rechnerisch bestimmt wurde. Abschließend wurden die erreichten Traglastspannungen auf dem 5 % Fraktilniveau mit den zulässigen Knickspannungen nach DIN 1052:1988 verglichen und die Sicherheit gegenüber dem normativen Verfahren ermittelt.

Der Einfluss des Kriechens auf die Traglast wurde weniger umfangreich betrachtet. *Blaß* schlägt vor, dies als Verschiebung der Druckarbeitslinie zu berücksichtigen und führt die Berechnung anhand von zehn Stützen jeder untersuchten Schlankheit mit einer angepassten Druckarbeitslinie durch. Das Verhältnis der Traglasten zum Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$ wird als *Traglastquotient* definiert und angegeben. Es zeigt sich, dass sich das Kriechen vor allem auf Stützen mittlerer Schlankheit ($60 \leq \lambda \leq 100$) traglastmindernd auswirkt, da bei diesen die aufgebrauchten Spannungen bereits groß genug

sind, um nennenswerte Kriecheffekte hervorzurufen und gleichzeitig die Stützen schlank genug sind, dass sich Effekte nach Theorie II. Ordnung auswirken. Sehr gedrungene und sehr schlanke Stützen seien nach *Blaß* wesentlich weniger von Kriecheffekten betroffen.

3.2.3.5 Glos, 1987 und Blaß, 1988

Eine der wenigen Untersuchungen von Vollholz unter reiner Druckbeanspruchung haben Glos et al. [1987] durchgeführt. Als Versuchskörper wurden Bretter aus europäischem Fichtenholz der Länge 2,4 m und Querschnitten von 30 mm x 120 mm und 30 mm x 180 mm verwendet, welche mit einer hydraulischen Belastungseinrichtung mit konstanten Druckspannungen von 14 und 21 N/mm² belastet wurden. Die Last wurde zentrisch aufgebracht, Ausknicken der Lamellen wurde durch Knickhalterungen im Abstand von 300 mm verhindert. Die Versuche wurden im konstanten Normalklima bei 20 °C und 65 % rF durchgeführt, die Probekörper wurden vor Beginn der Belastung auf Ausgleichsfeuchte konditioniert. Die Belastung wurde 6 Monate aufrechterhalten, die Kriechfaktoren wurden nach 3000 h ausgewertet.

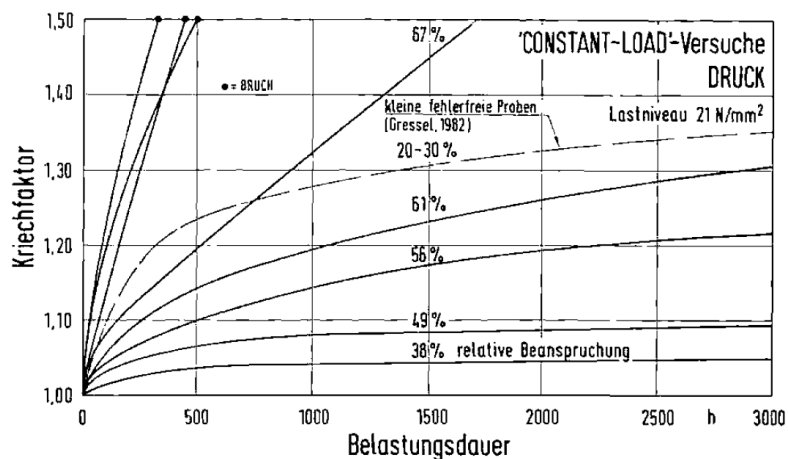


Abbildung 3.6: Kriechfaktoren nach [Glos et al. 1987] für unterschiedliche Belastungsgrade

Bemerkenswert sind die im Vergleich zu Biegekriechversuchen und den Angaben von *Gressel* sehr kleinen, festgestellten Verformungen. *Glos* ermittelt bei einem Belastungsgrad von 38 % bezogen auf den Mittelwert der Kurzzeitfestigkeit nach 3000 h eine Kriechzahl von ca. $\varphi = 0,05$. Für diesen Belastungsgrad ist bereits nach rund 1000 h keine weitere Zunahme der Verformung erkennbar, die Proben scheinen hier bereits ihre *Endkriechzahl* erreicht zu haben (vgl. Abbildung 3.6). *Glos* führt diese Unterschiede auf die Verwendung *kleiner, fehlerfreier Proben* durch *Gressel* zurück, während er selbst Probekörper mit natürlichem Astanteil und in größeren Abmessungen verwendete.

Diese Versuche wurden von *Blaß* [1988] für die numerische Ermittlung der Tragfähigkeit von Stützen ausgewertet, extrapoliert und entsprechende Kriechzahlen abgeleitet. *Blaß* entnimmt aus den Ergebnissen von *Glos* Kriechzahlen von $\varphi_{Druck} = 0,05$ und $\varphi_{Zug} = 0,06$ für 3000 h und extrapoliert

entsprechende Endkriechzahlen von 0,1 bzw. 0,12. Diese gelten für Belastungsgrade von bis zu 38 % bezogen auf den Mittelwert der Kurzzeitfestigkeit. Die größeren und nach 3000 h weiter zunehmenden Verformungen bei höheren Belastungsgraden sind für praktische Zwecke im Ingenieurwesen nicht relevant, da die normativ zulässige Ausnutzung deutlich kleiner ist (vgl. Abschnitt 3.2.1). Für die Bestimmung der Stützentragslasten berücksichtigt *Blaß* noch die natürliche Streuung der Versuchsergebnisse und schätzt hierzu den Variationskoeffizienten übereinstimmend mit [Itani et al. 1986] zu 33 %.

Die Versuche von *Glos* sind die bisher einzigen unter reiner Druckbeanspruchung an größeren Probekörpern aus europäischem Fichtenholz. Sie können daher als gute Vergleichsbasis zu den eigenen Versuchen dienen.

3.2.3.6 Rautenstrauch, 1989

Rautenstrauch [1989] untersuchte in seiner Dissertation das Kriechverhalten von Biegeträgern aus Voll- und Brettschichtholz aus Fichte. Er verwendete hierzu Vollholzquerschnitte der Länge 4,0 m von $b/h = 80/80$ bis $80/240$ mm und Brettschichtholzquerschnitte der Länge 10 m von $b/h = 100/200$ bis $100/600$ mm und belastete diese im Vierpunkt-Biegeversuch mit $1/3$ bis $1/1$ der nach DIN 1052 zulässigen Biegespannung σ_{zul} . Dies entsprach einer Biegerandspannung von bis zu 14 N/mm^2 . Die Last wurde über ein Seilzugsystem als Dauerlast aus Gewichten bzw. wassergefüllten Fässern aufgebracht. Die Versuchskörper wurden in unterschiedlichen Einbaufeuchten von $u = 10$ bis 30 % eingebaut, das Umgebungsklima wird als *Normalklima* beschrieben, unterlag aber gewissen technisch bedingten Schwankungen über die Versuchsdauer von im Mittel ca. 3600 h . Die Messwerte der Verformungen wurden um Einflüsse aus Schwinden und Querschnittsverdrehungen korrigiert und mit verschiedenen Kriechmodellen (Potenzfunktion, Burgers-Modell, Standard-Festkörper-Modell) ausgewertet. Anschließend untersuchte *Rautenstrauch* unter Verwendung seiner Ergebnisse das Verhalten von Druckstützen mit dem Programm *ISOBEAM*, welches von [Hartnack 2004] entwickelt wurde und nach dem Ansatz von [Blaß 1987] mit isoparametrischen Stababschnitten arbeitet. Endkriechzahlen werden in der Arbeit nicht angegeben, da sich diese nach Aussage *Rautenstrauchs* je nach verwendetem Kriechmodell stark unterschieden und zudem von der Belastungsgeschichte abhängig seien. Die *Kriechlast* müsse anhand der Berücksichtigung des tatsächlichen Lastverlaufs eines Bauteils im Laufe seiner Lebensdauer mit stochastischen Methoden bestimmt werden.

3.2.3.7 Härtel, 2000

Härtel [2000] betrachtete in seiner Dissertation das Verhalten hölzerner Druckstäbe aus Fichtenholz. Ziel war es, den Einfluss des Kriechens auf die Tragfähigkeit von Stützen in baupraktischen Abmessungen und Klimabedingungen zu untersuchen. Er führte dazu ein umfangreiches Versuchsprogramm mit ausmittig belasteten Druckstäben durch. Auf Basis der Versuchsergebnisse wurde das Kriechverhalten anhand eines erweiterten Standard-Festkörpermodells beschrieben und extrapoliert.

Aufgrund von Einschränkungen der verfügbaren Klimakammer wurde die Länge der Stäbe zu 1,75 m gewählt. Bei der festgelegten Schlankheit von $\lambda = 100$ ergaben sich Querschnittsabmessungen von 80 mm x 60 mm bzw. 60 mm x 60 mm für Voll- und Brettschichtholz. Härtel stellte anhand von Vorversuchen fest, „dass bei zentrisch belasteten Prüfkörpern [...] kaum messbare Kriechverformungen auftreten.“ Er wählte daher eine Belastung mit einer erheblichen Lastausmitte von 10 mm, was einer Lasteinleitung am Rand der ersten Kernweite entspricht. Gemessen wurden nicht die Längsverformungen, sondern die Ausbiegung der Stützen in der Mitte zwischen den Auflagerpunkten. Es handelte sich somit um einen kombinierten Druck-/Biegekriechversuch, bei dem die Biegeverformung gemessen wurde. Die Versuche wurden bei drei verschiedenen Klimata durchgeführt: konstant trocken bei $\varphi 45\%$ rF, konstant feucht bei $\varphi 85\%$ rF und im wöchentlichen Zyklus zwischen maximal 24 % rF und 93 % rF. Aufgrund verschiedener, technischer Gründe schwankten die Luftfeuchten um bis zu 9 % rF um ihre jeweiligen Sollwerte. Die Temperaturen betragen 19,7 bis 21,2°C. Die Versuchsdauern waren unterschiedlich lang und betragen maximal 4108 h.

Die Versuche im konstanten Klima ergaben Kriechzahlen $\varphi(t) \approx 1,3$, wobei kein signifikanter Unterschied zwischen der trockenen und der feuchten Versuchsreihe festgestellt wurde. Im Wechselklima traten dagegen bei den Versuchskörpern aus Brettschichtholz Kriechzahlen von $\varphi(t) \approx 1,8$ auf, bei Fichtenvollholz zwischen $\varphi(t) \approx 1,9$ und $\varphi(t) \approx 3,0$.

3.2.3.8 Moorkamp, 2001

Moorkamp et al. [2001] untersuchten das Verhalten von druckbelasteten Vollholzstützen aus Douglasie in verschiedenen Klimata. Die Stützen hatten Querschnitte von 80 mm x 60 mm bis 95 mm x 95 mm und Längen von einheitlich 1,75 m. Die resultierenden Schlankheiten lagen dementsprechend bei ca. $\lambda = 64$ bis 101. Moorkamp stellte fest, dass es wichtig sei, für Kriechversuche in wechselnden Klimata die Querschnitte so zu wählen, wie es der vorgesehenen Anwendung entspricht:

„It seems important, that for creep experiments, which are performed under variable environmental conditions, structural-size specimens are taken. Results of small clear specimens can't be simply transferred to structural-size members. In addition to a much more delayed reaction to humidity changes the inhomogeneity of the natural grown material wood (varying knot density, annual ring width, etc.) becomes more significant. Structural-size specimens were therefore selected for creep tests with columns reported in this paper.“

Die Stützen wurden mit einer Exzentrizität von 10 mm mit Druckkräften in der Höhe der rechnerischen Traglast nach dem Ersatzstabverfahren nach DIN 1052:1988 belastet. Die Exzentrizität war mit 1/175 deutlich größer als die nach DIN 1052 als Vorkrümmung anzusetzende Exzentrizität von 1/400. Es handelte sich somit ähnlich wie in den Untersuchungen von Härtel um einen kombinierten Biege/Druckkriechversuch. Die Verformung wurde quer zur Stabrichtung mit Messuhren gemessen.

Für ein konstantes Klima mit 43 % rF wurde nach 3000 h eine durchschnittliche Kriechzahl $\varphi = 0,6$ festgestellt, während dieser Wert bei einem konstant feuchten Klima (90 % rF) bei 2,5 bis 3,0 lag. Bei einem Wechselklima 40/90 wurden bei „guter“ Holzqualität ähnliche Messwerte wie bei dem kon-

stant feuchten Klima festgestellt, während diese bei weniger guter Sortierung auf über 4,0 anstiegen. *Moorkamp* schlussfolgert daraus, dass

„*The results of the creep experiments with columns indicate, that climatic conditions are quite influential to the long-term performance of compressive members. If the moisture content is kept below 12 %, the deformation behaviour doesn't seem to become problematic.*“

3.2.3.9 Becker, 2002

Becker [2002] untersuchte in seiner Dissertation das zeit- und feuchteabhängige Materialverhalten von Druckstäben aus Holz und modellierte deren Langzeittragverhalten. Er verfolgt einen sehr ähnlichen Ansatz wie u. a. *Blaß* und *Härtel*: Zunächst werden die stabilitäts- und steifigkeitsrelevanten Materialparameter Kriechen, Rohdichte, Ästigkeit, Imperfektionen, Querschnittsabmessungen sowie Feuchtetransmissionsverhalten untersucht und beschrieben. *Becker* beschäftigte sich in seiner Arbeit ausführlich mit der Simulation des feuchte-, last- und zeitabhängigen Materialverhaltens, um dieses anschließend in das Stützenmodell implementieren zu können. Für viskoelastisches Kriechen verwendete *Becker* eine Kriechzahl von $\varphi = 0,6$. Diese Eigenschaften werden jeweils einer stochastischen Verteilung zugeordnet und in geometrisch zufälliger Anordnung auf ein rechnerisches Stützenmodell übertragen. An diesem wurden dann mit jeweils einer Serie von Simulationen die Traglasten der Stützen ermittelt. Die Modellierung einer Vielzahl einzelner Bauteile ermöglichte die Angabe stochastischer Verteilungen der Traglast.

Becker führte Simulationen für verschiedene Schlankheiten an jeweils 10 identischen Stützen durch, um deren Dauertraglast zu ermitteln. Die quadratischen Stützenquerschnitte lagen hierbei zwischen 100 mm und 180 mm Kantenlänge. Die Ergebnisse unterschied er nach *schlanken* ($\lambda = 125/150$), *gedrungenen* ($\lambda = 25/50$) und *mittelschlanken* Stützen ($\lambda = 75/100$). Die Dauertraglasten der gedrungenen Stützen blieben hinter seinen Erwartungen zurück, was er v. a. auf Schwierigkeiten bei der wirklichkeitsgetreuen Erfassung des Kriechens zurückführte. Für mittelschlank Stützen stellte er fest, dass deren Tragverhalten am schwierigsten zu erfassen sei und deswegen eine große Streuung der Ergebnisse auftrat. Die Dauertraglast schlanker Stützen sei durch die Materialsteifigkeit und damit Stabilität begrenzt, da infolge der geringen Lasten kein nichtlineares Kriechen aufträte.

Das Ersatzstabverfahren führt nach *Beckers* Untersuchungen bei kurzzeitigen Lasten zu eher konservativen Ergebnissen (unterschätzt die Traglast), überschätzt die Traglast aber bei Dauerbeanspruchung in den NKL 2 und 3. Er schlägt hier ähnlich wie *Blaß* [1988] eine Modifizierung des k_c -Wertes in Abhängigkeit des Dauerlastanteils vor.

Dem Rechenverfahren nach Theorie II. Ordnung aus DIN 1052:2004 mit einer Vorverformung von $l/400$ und der Verwendung charakteristischer Steifigkeitseigenschaften bescheinigt *Becker* in allen Nutzungsklassen eine zuverlässige Abbildung des realen Tragverhaltens für Schlankheiten $\lambda \geq 70$. In Nutzungsklasse 1 gelte dies auch für Stützen mit kleinerer Schlankheit, deren Traglast in den Nutzungsklassen 2 und 3 nach diesem Verfahren eher überschätzt werde. Hier hält er das Verfahren für problematisch und schlägt daher auf Basis seiner Simulationsergebnisse die Festlegung einer mo-

difizierten Grenzspannung in Abhängigkeit der Nutzungsklassen vor, um die Proportionalitätsgrenze nicht zu überschreiten.

3.2.3.10 Hartnack, 2004

Hartnack [2004] untersuchte in seiner Dissertation das Langzeittragverhalten von druckbeanspruchten Bauteilen aus Holz. Er versteht seine Arbeit als die Zusammenführung und Fortsetzung der Arbeiten von [Rautenstrauch 1989] und [Becker und Rautenstrauch 2001], indem er deren Ergebnisse in einem eigenen, stochastischen Modell untersucht. Versuchsstechnische Grundlage der Untersuchung sind die Biegekriechversuche von *Rautenstrauch*, der das Verhalten von Voll- und Brett-schichtholzquerschnitten mit praktisch üblichen Abmessungen ($b/h = 80/80$ bis $80/240 \text{ mm}$) unter Biegebeanspruchung untersuchte. *Hartnack* wendete dann das (etwas modifizierte) Kriechmodell von *Becker* an, um ein Bemessungskonzept für das Langzeittragverhalten von Druckgliedern aus Holz herzuleiten.

Für die Simulation des Tragverhaltens entwickelte *Hartnack* das Programm *ISOBEAM* Hartnack [2004]. Dieses ermöglicht die Zerlegung eines Stabes in diskrete Elemente in Längsrichtung und zudem einen schichtweisen Aufbau in Stabquerrichtung. *Hartnack* legte eine Länge der Elemente von 150 mm fest, bei einer Schichtanzahl in Querrichtung von 70 Lagen. Jedem dieser einzelnen Elemente wurden dann individuelle und stochastisch verteilte Materialparameter zugewiesen, die sich in Abhängigkeit der Zeit, den Umgebungsbedingungen, der Holzfestigkeit und des Sorptions- und Kriechverhaltens des Holzes ergaben. Unter Ansatz der (ebenfalls stochastisch verteilten) Imperfektionen konnte so für jeden Stab die kritische Knicklast rechnerisch bestimmt werden. Als Ansatz für die Imperfektionen der Stäbe verwendete *Hartnack* die Ergebnisse von [Ehlbeck und Blaß 1987].

Die Ergebnisse der Simulationen von *Hartnack* sind im Wesentlichen abhängig von den zu Beginn gewählten Materialparametern. Je nach Qualität der verwendeten Versuchsdaten, der gewählten Modelle z. B. zum Feuchtetransportverhalten und der den Versuchen zugrundeliegenden Randbedingungen ergeben sich mehr oder weniger gut mit der Realität übereinstimmende Simulationsergebnisse.

3.2.3.11 Morlier (Hrsg.), 2007

In [Morlier 2007] (Erstausgabe 1994) ist eine umfangreiche Zusammenstellung von Kriechversuchen zusammengetragen. Von verschiedenen Autoren (u. a. *Govic, Itani, van der Put, Morlier, Palka, The-landersson, Hunt, Ranta-Maunus*) werden die Zusammenhänge und Einflussfaktoren auf das Kriechen von Holz dargestellt und Vorschläge für die rechnerische Analyse und Extrapolation gemacht. Es wurden rund 50 Kriechversuche von verschiedenen Autoren tabellarisch zusammengefasst. Es handelt sich dabei weitestgehend um Biegekriechversuche an verhältnismäßig kleinen Vollholzquerschnitten, oft unter wechselnden Klimabedingungen. Insgesamt sind nur vier Druckversuche beschrieben, wobei hier der maximale Querschnitt bei ca. $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ (4 x 4 Zoll) lag, die anderen Ver-

suchskörper waren wesentlich kleiner. *Morlier* zieht u. a. die folgenden Schlüsse aus der Gesamtbeurteilung:

- „From the references quoted in this report, we have obtained very scattered data without any logical classification.“
- es fehlen Versuchsergebnisse für Zug, Druck, Schub, jeweils in Faserrichtung und quer zur Faserrichtung
- der Einfluss von Ästen, Faserwinkelabweichungen und sonstigen Störungen sei unbekannt und daher die Übertragung von Ergebnissen aus *kleinen fehlerfreien Proben* auf reale Holzquerschnitte schwierig und mit Unsicherheiten behaftet

Diesen Ausführungen ist auch heute noch weitgehend zuzustimmen. Es fehlen Versuche an großformatigen (originalmaßstäblichen) Bauteilen unter den genannten Beanspruchungsarten bei definierten und damit reproduzierbaren klimatischen Randbedingungen.

In *Morlier* sind u. a. die Versuchsergebnisse von [Itani et al. 1986] beschrieben, die hier wegen ihrer Relevanz für diese Arbeit kurz wiedergegeben werden: *Itani* untersuchte 40 Stück $100\text{ mm} \times 100\text{ mm}$ Vollholzstützen aus nordamerikanischer Douglasie auf ihr Kriech- bzw. Tragverhalten. Die Stützen in den Längen $l = 2,67\text{ m}$ und $l = 3,43\text{ m}$ wurden mit planmäßigen Vorkrümmungen von 11 mm bzw. 14 mm eingebaut. Die Lasteinleitung war exakt zentrisch, die Last betrug 70% der rechnerischen *Eulerlast* unter Annahme ideal gerader Stäbe und der Verwendung des Mittelwertes des an allen Probekörpern gemessenen Biegeelastizitätsmoduls. Gemessen und ausgewertet wurde die *seitliche* Auslenkung, also eine Biegeverformung, die Verformungen *in Längsrichtung* wurden nicht gemessen. *Itani* stellte fest, dass zahlreiche der Stützen bereits innerhalb von ca. 400 Stunden Versuchsdauer versagten. Diejenigen, die nicht versagten, zeigten jedoch schnell eine konstant bleibende Verformung (vgl. Abbildung 3.7).

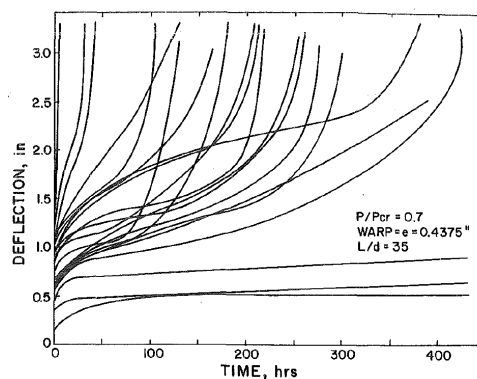


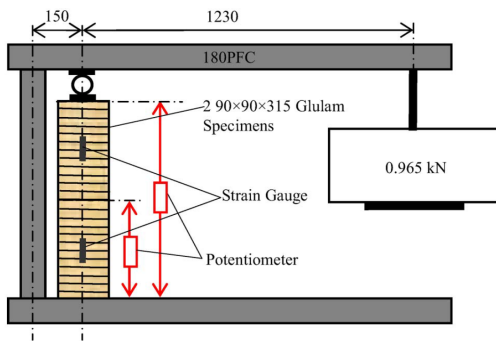
Abbildung 3.7: Versuchsergebnisse von *Itani* für Stützen $L/d = 35$ [Morlier 2007]

Aus der umfangreichen Zusammenstellung von Kriechversuchsergebnissen in [Morlier 2007] lässt sich der Schluss ziehen, dass bisher nur wenige Untersuchungen zum Kriechen unter Längsdruck

vorliegen und diese auf kleinformatischen Versuchskörpern beruhen. Es besteht daher der Bedarf, diese Ergebnisse durch originalmaßstäbliche Kriechversuche zu ergänzen.

3.2.3.12 Fragiaco, 2012

Fragiacomo und Batchelar [2012] haben anlässlich einer Untersuchung zum Langzeitverhalten von Rahmenecken mit eingeklebten Gewindestangen ebenfalls Kriechversuche unter Längsdruck durchgeführt. Hierbei wurden jeweils zwei übereinandergestapelte Versuchskörper aus Brettsperrholz aus Fichtenholz der Abmessungen $L \times B \times H = 90 \text{ mm} \times 90 \text{ mm} \times 315 \text{ mm}$ mit Hilfe einer hebelverstärkten Gewichtskraft mit $9,7 \text{ N/mm}^2$ belastet (Abbildung 3.8 a)). Die Messung der Stauchung bzw. Verformung erfolgte über Dehnmessstreifen und potentiometrische Wegaufnehmer über eine Zeitspanne von 275 Tagen.



(a) Versuchsaufbau (Maße in mm)

Table 3. Summary of Material Creep Coefficient Predictions from Lever Specimens, $\phi(t) = at^b$

Instrument type	Minimum Maximum Average (50-year prediction)				
	ϕ	ϕ	ϕ	a	b
Potentiometers—parallel	1.7	2.7	2.2	0.15	0.28
Strain gauges—parallel	0.6	2.8	1.8	0.04	0.37
Potentiometers—perpendicular	3.9	4.4	4.1	0.38	0.24
Strain gauges—perpendicular	4.3	8.7	7.9	0.28	0.34

(b) Extrapolationen mit dem Exponentialmodell

Abbildung 3.8: Versuchsaufbau und Messergebnisse aus [Fragiacomo und Batchelar 2012]

Die Autoren stellten erhebliche Streuungen der Messwerte mit Dehnmessstreifen fest. Die daraus mit dem Exponentialmodell auf 50 Jahre extrapolierten Kriechzahlen liegen zwischen $\phi = 0,6 - 2,8$, im Mittel bei $\phi = 1,8$. Auch die Messwerte der Wegaufnehmer lieferten bemerkenswerte Abweichungen zwischen den einzelnen Versuchskörpern ($1,7 \leq \phi \leq 2,7$, im Mittel 2,2), vgl. Abbildung 3.8 b)).

Eine mögliche Erklärung der Abweichungen der Messungen mit Dehnmessstreifen liegt in den lokal streuenden Steifigkeitseigenschaften des Holzes. Je nach der exakten Position eines Dehnmessstreifens kann dieser z. B. aufgrund von Ästen oder Faserwinkelabweichungen bei gleicher Gesamtverformung des Versuchskörpers unterschiedliche Dehnungen anzeigen. Für die Streuungen der Messwerte der Wegaufnehmer ist eine entsprechende Erklärung nicht ohne weiteres ersichtlich. Vermutlich hat die Größe der gemessenen Verformungen im Bereich der Messgenauigkeit gelegen (vgl. Abschnitt 3.2.3.13). Da die Verformung des jeweils oberen Versuchskörpers als Differenz der Gesamtverformung und der Verformung des unteren Versuchskörpers ermittelt wurde (vgl. Abbildung 3.8 a), „Potentiometer“), wirken sich Messfehler des unteren Prüfkörpers auch auf die Ergebnisse des oberen Prüfkörpers aus.

3.2.3.13 Wanninger, 2015

Wanninger [2015] untersuchte in seiner Dissertation das Tragverhalten des vorgespannten Rahmensystems des *House of Natural Resources* in Zürich.

Ziel des Vorhabens war es, ein Rahmensystem mit biegesteifen Stützen-Träger-Verbindungen zu entwickeln, welches weitgehend ohne mechanische Verbindungsmittel auskommt und gleichzeitig ein gutes Tragverhalten bei Beanspruchung durch Erdbeben aufweist. Aus diesen Anforderungen heraus wurde ein System gewählt, bei dem die horizontalen Träger in Längsrichtung vorgespannt wurden. Die Vorspannkraft presst die Träger an die Stützen und ermöglicht so eine momententragfähige Verbindung (Abbildung 2.9). Dieses System basiert auf der von [Buchanan 2008] vorgeschlagenen Bauweise für vorgespannte Wandscheiben und Rahmenecken aus Furnierschichtholz (Abbildung 2.10).

Im Jahr 2014 wurde auf dem Campusgelände der ETH Zürich ein nach diesem System konstruiertes viergeschossiges Institutsgebäude als Prototyp und Forschungsgebäude errichtet. Hierbei wurde die grundsätzliche Machbarkeit und die einfache Montierbarkeit unter Beweis gestellt und seitdem auch das Langzeitverhalten laufend erfasst.

Systembedingt problematisch ist bei dieser Bauweise die Querdruckbelastung der Stützen im Verbindungsbereich. Die Querdrucktragfähigkeit begrenzt die maximale Vorspannkraft, zudem werden für die Verformungen und Spannkraftverluste die deutlich größeren Kriechzahlen quer zur Faser maßgebend. Um dem zu begegnen wurden hier höherwertige Lamellen aus Laubholz (Esche) verwendet (Abbildung 2.9 b)).

Um die Spannkraftverluste genauer vorhersagen zu können, hat *Wanninger* im Zuge seiner Untersuchungen Kriechversuche an längs- und querdruckbelasteten Proben durchgeführt. Diese Versuche sind auch in [Wanninger et al. 2015] beschrieben.

Als Versuchskörper wurden Würfel mit 120 mm Kantenlänge aus Esche und Fichte verwendet, die aus drei Brettlagen der Dicke 40 mm verklebt waren. Jeweils acht solcher Probewürfel wurden dann in einem „Turm“ mit Zwischenlagen aus Stahl übereinandergestapelt und mit Hilfe von Spannstaabstählen auf eine Druckspannung $\sigma_c = 3,0 \text{ N/mm}^2$ (entsprechend einem Belastungsgrad von ca. 8 % im Verhältnis zum Mittelwert der Kurzzeitfestigkeit) belastet. Die Versuchskörper wurden so angeordnet, dass die Proben aus Fichte parallel (\parallel) zur Faser belastet wurden und die aus Esche senkrecht (\perp) zur Faser. Die Druckkraft wurde mit elektrischen Kraftaufnehmern gemessen und durch regelmäßiges Kontrollieren und ggf. Nachspannen im Bereich $2,8 \leq \sigma_c \leq 3,2 \text{ N/mm}^2$ ($\pm \approx 7 \%$) konstant gehalten (Abbildung 3.9).

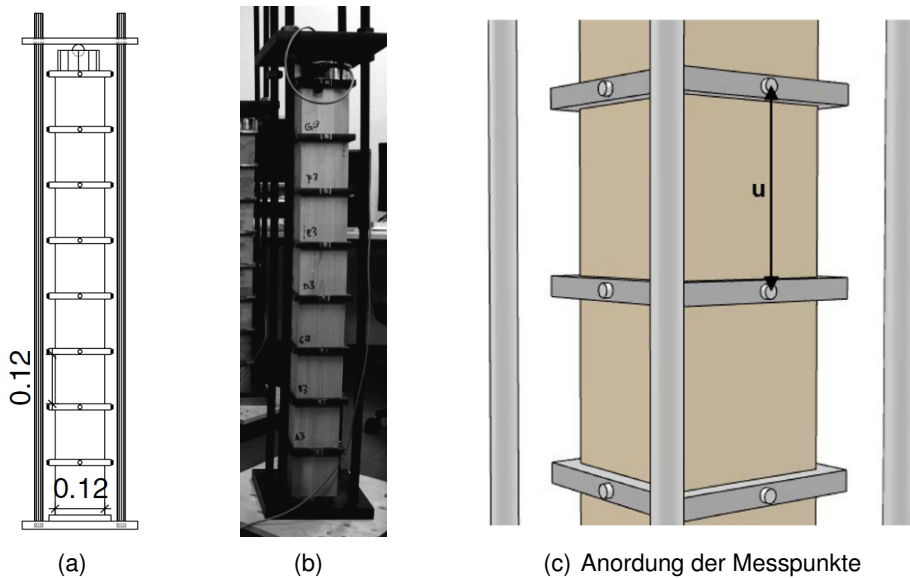


Abbildung 3.9: Versuchsaufbau aus [Wanninger 2015]

Die Verformungen wurden mit einer Messlehre zwischen Messmarken an den Zwischenplatten aus Stahl (Abbildung 3.9 c) gemessen. Die Messergebnisse wurden über ca. 400 Tage ($\approx 10.000 h$) aufgetragen und mit dem Exponentialmodell (vgl. Abschnitt 3.2.5) in die Zukunft extrapoliert. Die Messwerte für Esche \perp und Fichte \parallel zur Faser sind zusammen mit den jeweiligen Modellen in Abbildung 3.10 dargestellt.

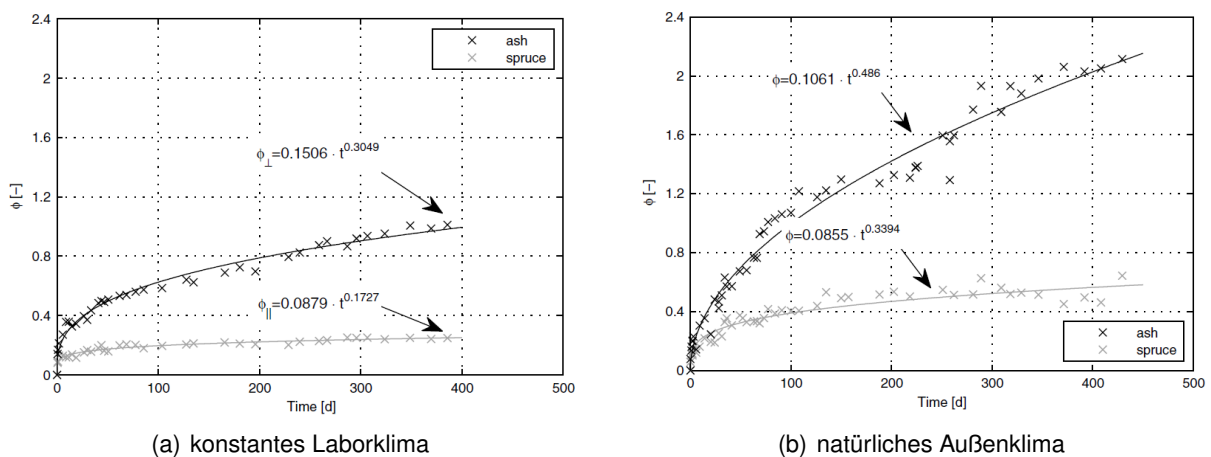


Abbildung 3.10: Messwerte und rechnerische Modellierung [Wanninger et al. 2015] (Anmerkung: ϕ entspricht der Kriechzahl φ , Fichte (spruce) ist \parallel zur Faser belastet, Esche (ash) \perp zur Faser)

Auffallend ist insbesondere bei den Messwerten für Fichte \parallel zur Faser, dass diese zu Beginn nahezu schlagartig auf eine Kriechzahl von $\varphi \approx 0,2$ ansteigen, dann aber nahezu konstant bleiben (Abbildung 3.10 a)) bzw. im Außenklima (Abbildung 3.10 b)) nach rund 100 Tagen nicht mehr weiter ansteigen. Dies ist im Vergleich zu anderen Kriechversuchsergebnissen ungewöhnlich, da in der Regel langsam ansteigende Verformungen beobachtet und erst nach längerer Zeit (z. B. ca. 100 Tage) ein Abklingen der Kriechgeschwindigkeit festgestellt wurde.

Ein Grund hierfür könnte in den aufgrund der Abmessungen der Prüfkörper sehr kleinen Verformungen in Verbindung mit der Messgenauigkeit liegen: Unter der Annahme eines Elastizitätsmoduls von $E_{0,mean} = 10.000 \text{ N/mm}^2$ ergibt sich mit der aufgebrachtten Druckspannung von $3,0 \text{ N/mm}^2$ eine (elastische) Anfangsstauchung von $\varepsilon = 0,3 \text{ ‰}$, was bei einem 120 mm langen Prüfkörper einer Verformung von ca. $3,6/100 \text{ mm}$ entspricht. Die angegebene Kriechzahl von ca. $\varphi = 0,2$ führt somit zu einer Kriechverformung je Probekörper von ca. $0,7/100 \text{ mm}$. Dieser Wert liegt im Bereich der Genauigkeit der verwendeten Messwerkzeuge, zumal diese von Hand an den Messmarken angelegt und abgelesen wurden. Die angegebenen Schwankungen der Spannkraft in Höhe von $\pm \approx 7 \%$ führen zu Verformungsänderungen von rund $0,25/100 \text{ mm}$, was bereits rund 35% der gesamten Kriechverformung entspricht. Grundsätzlich gilt, dass die Genauigkeit der erzielten Ergebnisse umso besser wird, je größer die Messgröße im Verhältnis zur Messgenauigkeit und der Größe von Störeinflüssen ist.

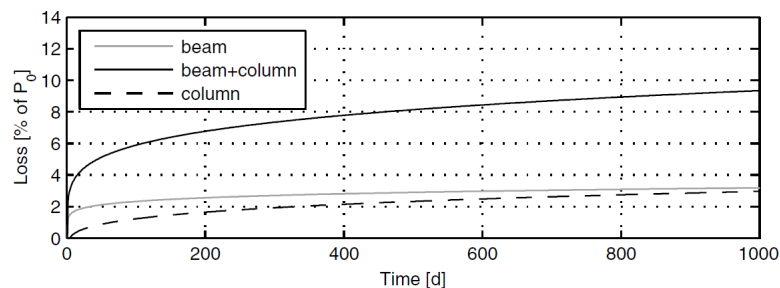


Abbildung 3.11: Berechnung von Spannkraftverlusten infolge Kriechen und Relaxation [Wanninger 2015]

Mit Hilfe des Exponentialmodells extrapolierte *Wanninger* für Fichte unter Belastung längs zur Faser im konstanten Klima eine Endkriechzahl von $\varphi = 0,5$ und im natürlichen Außenklima $\varphi = 2,4$. Für das System aus querdruckbelasteten Stützen und längsdruckbelasteten Trägern wurden auf dieser Basis Spannkraftverluste ermittelt. Hierbei ist der erhebliche Einfluss der quer beanspruchten Stützen zu erkennen, während das Kriechen längs zur Faser nach diesem Modell zu Beginn nahezu schlagartig ansteigt und bereits nach deutlich unter 100 Tagen nicht mehr erkennbar zunimmt (Abbildung 3.11).

3.2.4 Kriechmodelle

3.2.4.1 Allgemeines

Da es sich bei Kriecheffekten um langfristige Vorgänge handelt (die betrachtete Größenordnung entspricht typischerweise etwa 50 Jahre), besteht das Bedürfnis, aus verhältnismäßig kurz andauernden Versuchen das Kriechverhalten in die Zukunft zu extrapolieren und vorauszuberechnen. Dies ist insbesondere aufgrund der Vielfältigkeit und zeitlichen Variabilität der äußeren Einflüsse mit gewissen Schwierigkeiten behaftet. Die Herausforderung bei allen Kriechmodellen liegt einerseits darin, einen möglichst gut geeigneten Ansatz zu wählen und andererseits die Parameter für die mathematische Beschreibung richtig aus Versuchsdaten zu entnehmen.

Zur Beschreibung und Extrapolation des Kriechverhaltens von Holz wurden verschiedene theoretische Arbeiten zu teils sehr komplexen Kriechmodellen veröffentlicht. Am weitesten verbreitet sind mathematische Ansätze, rheologische Modelle und die molekularkinetische Betrachtungsweise. Ausführliche vergleichende Betrachtungen und Literaturzusammenfassungen zu Kriechmodellen finden sich u. a. in [Hartnack 2004], [Becker 2002], [Aondio 2014], [Schänzlin 2003] und [Schänzlin 2010], weshalb an dieser Stelle und im Hinblick auf die Zielrichtung dieser Arbeit auf eine umfangreichere Wiedergabe verzichtet wird.

Zwei in der Fachwelt bekannte Modelle werden hier kurz in ihren Grundzügen beschrieben:

Toratti [1992b] hat in seiner Dissertation das Kriechverhalten von Holz unter der Einwirkung von Klimaschwankungen mit einem Modell aus sechs *Kelvin*-Körpern untersucht und beschrieben. Die Kalibrierung der Parameter erfolgte an speziell konzipierten 4-Punkt-Biegeversuchen an Querschnitten von $33 \text{ mm} \times 33 \text{ mm}$ bis $70 \text{ mm} \times 70 \text{ mm}$, welche wechselnden Umgebungsklimata ausgesetzt wurden. Die Güte des Modells wird überprüft, indem es zunächst auf einen geringen Zeitbereich zu Versuchsbeginn angepasst, bis Versuchsende extrapoliert und anschließend mit den Versuchsergebnissen verglichen wird. Die Modellierung stimmt bei geringen Holzfeuchten recht gut mit den Versuchen überein, zeigt allerdings deutliche Abweichungen bei größeren Feuchtigkeiten. Die Übertragbarkeit auf größere Bauteile mit realen Abmessungen wurde nicht überprüft.

Hanhijärvi [1995] hat ebenfalls ein rheologisches Modell zum Kriechverhalten entwickelt. Er schaltet dazu neun *Maxwell*-Elemente parallel und ergänzt diese mit jeweils einem in Reihe geschalteten Element zur Berücksichtigung hygrischer Effekte. Auf diese Weise entsteht ein komplexes nichtlineares System mit über 70 unbekanntem Modellparametern. *Hanhijärvi* passte dieses Modell anschließend empirisch an Versuchsergebnisse an.

Bis vor einigen Jahren wurden aufgrund weniger guter Möglichkeiten der rechnerischen Simulation eher einfache, leicht nachvollziehbare und mathematisch beschriebene Ansätze genutzt. Heute wird dagegen zunehmend auf teils sehr komplexe Modelle zurückgegriffen. Es bleibt jedoch auch bei diesen teils unklar, ob sie nun genauer oder weniger genau als die einfacheren mathematischen Modelle sind, da Versuchsergebnisse zur Kalibrierung über entsprechend lange Zeiträume nach wie vor fehlen. Die praktischer Handhabung solche Modelle ist schwierig und die Fehlerwahrscheinlich-

keit (allein schon bei der Eingabe von Daten und Definition von Randbedingungen) steigt mit der zunehmenden Anzahl von einfließenden Parametern stark an. Bei komplexeren Modellen mit 5 oder mehr Variablen (u. a. [Hanhijärvi 1995], [Toratti 1992b]) besteht zwar potentiell die Möglichkeit einer besseren Anpassung an das reale Materialverhalten, allerdings bleibt die Schwierigkeit bestehen, die entsprechenden sich gegenseitig in komplexer Weise beeinflussenden Parameter korrekt festzulegen.

Außerdem entziehen sich sehr komplexe Modelle weitgehend einer einfachen Beurteilung und Plausibilitätsprüfung, da sie nur noch mit aufwendiger Simulationssoftware zu nutzen sind. Auch *Aondio* stellt in seiner Dissertation fest, dass die praktische Handhabung der zahlreichen komplexen Modelle schwierig sei und diese deswegen kaum Anwendung fänden. Die effizientesten Modelle seien die nach *Pfefferle* und *Eyring*, da diese in ihrem Aufbau relativ einfach seien und das rheologische Verhalten des Holzes sehr gut beschrieben.

Aus der Gesamtbetrachtung der vorliegenden Literatur kann der Schluss gezogen werden, dass einfachere Modelle mit weniger Parametern durchaus ebenso gute Anpassungen an Versuchsergebnisse ermöglichen und das reale Materialverhalten nicht notwendigerweise schlechter abbilden als komplexere Modelle.

3.2.4.2 Verfügbare mathematische Modelle

Für die Auswertung und Extrapolation der eigenen Kriechversuche wurde aus der oben dargestellten Literaturstudie die Schlussfolgerung gezogen, einen der folgenden drei gebräuchlichsten mathematischen und rheologischen Ansätze zu verwenden:

1. Eine Potenzfunktion des Typs:

$$\varphi(t) = a \cdot t^b \quad (3.4)$$

2. Das Standard-Festkörper-Modell nach Abbildung 3.15 b):

$$\varphi(t) = a \cdot \left(1 - e^{-b \cdot t}\right) \quad (3.5)$$

3. Das *Pfefferle*-Modell nach Abbildung 3.15 a):

$$\varphi(t) = a \cdot \left(1 - e^{-b \cdot \sqrt{t}}\right) \quad (3.6)$$

mit:

- $\varphi(t)$ = Kriechzahl [–]
- t = Zeit, üblicherweise in [h]
- a, b = aus Versuchsergebnissen zu ermittelnde Parameter
- e = *Euler'sche* Zahl [–]

Die Modelle 2) und 3) haben eine physikalische Entsprechung in einem rheologischen Modell (vgl. Abbildung 3.15). Der Parameter a repräsentiert dabei die Endkriechzahl $\varphi(t \rightarrow \infty)$, während b die Kriechgeschwindigkeit beeinflusst. Im Modell des Typs 1) haben die Parameter a und b keine mechanische Entsprechung.

3.2.5 Auswahl eines Kriechmodells für die eigenen Untersuchungen

3.2.5.1 Studie zur Eignung verschiedener Kriechmodelle

Um die Frage zu beantworten, welches der in Abschnitt 3.2.4.2 genannten Modelle am besten geeignet ist und wo die jeweiligen Vor- und Nachteile liegen, wurde eine Vergleichsstudie durchgeführt.

Ein wesentliche Problematik bei der Anpassung der Parameter eines Kriechmodells auf gemessene Daten ergibt sich aus der Länge des betrachteten Zeitraumes. Um das Verhalten der drei genannten Modelle besser beurteilen zu können, wurden die Parameter a und b zunächst so gewählt, dass sich für den Zeitbereich bis 10.000 h (entsprechend ungefähr einem Jahr) typische und auch in den eigenen Versuchen beobachtete Kriechkurven ergeben (vgl. Tabelle 3.3).

Tabelle 3.3: Gewählte Parameter a und b für die Anpassung an den Zeitraum bis 10.000 h

Modell	a	b
Potenzmodell	0,05	0,3
Standard-Festkörper-Modell	0,9	0,00025
Pfefferle-Modell	1,5	0,008

Wie in Abbildung 3.12 a) erkennbar ist, lassen sich alle drei Modelle mit recht hoher Genauigkeit in einem kleineren Zeitbereich (hier 10.000 h) an typische Kriechverläufe (vgl. z. B. Abbildungen 3.37 a) oder 3.36 a)) anpassen. Insbesondere die Potenzfunktion und das *Pfefferle*-Modell liefern näherungsweise gleich gute Anpassungsergebnisse, das Standard-Festkörper-Modell etwas schlechtere.

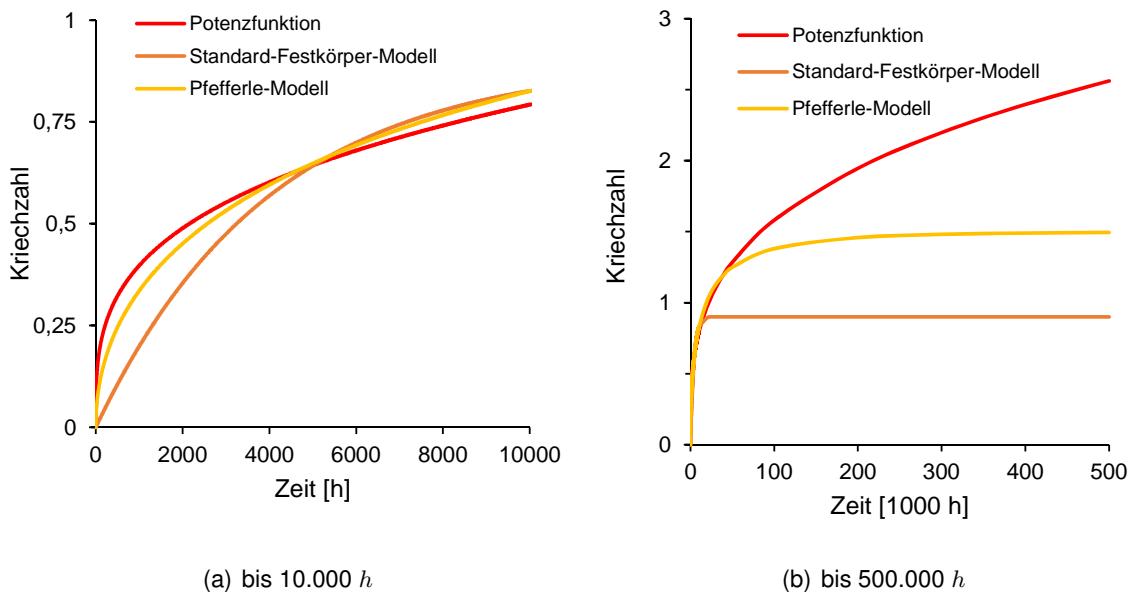


Abbildung 3.12: Vergleich verschiedener Kriechmodelle, Modellparameter auf einen kleinen Zeitbereich (bis 10.000 h) optimiert

Es zeigt sich jedoch, dass die so angepassten Kurven in einem größeren Zeitraum betrachtet sehr unterschiedliche – und teils völlig unrealistische – Verläufe ergeben (Abbildung 3.12 b)). Das Potenzmodell nach Typ 1) steigt unbegrenzt weiter an, d. h. es führt zu keiner Endkriechzahl und überschätzt daher die langfristigen Verformungen deutlich. Das Standard-Festkörper-Modell hat in Bezug auf die Materialeigenschaften von Holz die Eigenschaft, sich im Anfangsbereich bis ca. 5000 h zu langsam zu verformen, dann aber deutlich zu schnell seinem Endwert anzunähern (Abbildung 3.12 a) und b)). Nach dieser Betrachtung wurden die Modellparameter so gewählt, dass sich für einen langen Zeitraum bis 500.000 h gute Anpassungen an typische Kurvenverläufe ergeben (Tabelle 3.4).

Tabelle 3.4: Gewählte Parameter a und b für die Anpassung an den Zeitraum bis 500.000 h

Modell	a	b
Potenzmodell	0,21	0,15
Standard-Festkörper-Modell	1,5	0,000015
Pfefferle-Modell	1,5	0,005

Die entsprechenden Kurvenverläufe sind in Abbildung 3.13 dargestellt. Es zeigt sich zwar, dass das Potenzmodell auch hier zu keiner Endkriechzahl kommt, aber die Abweichungen insgesamt bei Betrachtung der großen Zeitskala doch vertretbar erscheinen (Abbildung 3.13 a)). In diesem Fall kommt es allerdings zu sehr unrealistischen Verläufen im experimentell verifizierbaren kurzfristigen Bereich

(Abbildung 3.13 b)). Hier zeigt sich, dass das Standard-Festkörper-Modell vollkommen ungeeignet erscheint und die Potenzfunktion ebenfalls aufgrund ihres zu schnellen Anstiegs eine schlechte Anpassung an gemessene Kriechverläufe ergibt.

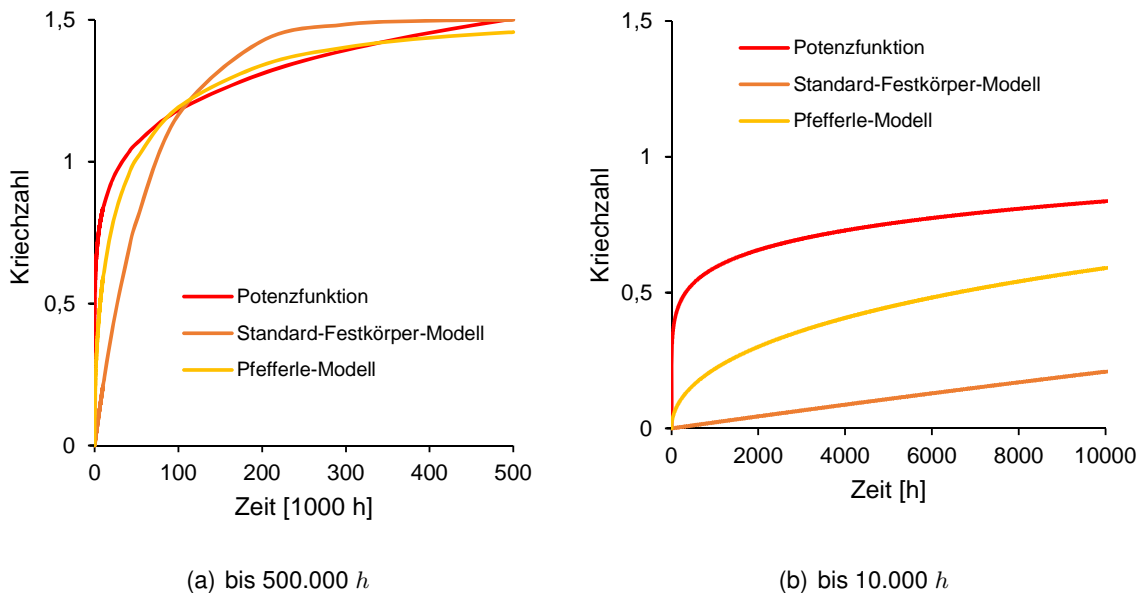


Abbildung 3.13: Vergleich verschiedener Kriechmodelle, Modellparameter auf einen großen Zeitbereich (bis 500.000 h) optimiert

Die im Zeitbereich bis 10.000 h angepassten Kurven sind in Abbildung 3.14 mit logarithmischer Zeitachse dargestellt. Hier wird besonders deutlich, dass das Potenzmodell die mit der Zeit abnehmende Kriechgeschwindigkeit nicht abbildet und keinen Endwert erreicht. Trotz zufriedenstellender Anpassungsgenauigkeit der drei Modelle bis 10.000 h (Abbildungen 3.12 a) und 3.14 b)) ergeben sich völlig unterschiedliche Endkriechzahlen nach 500.000 h .

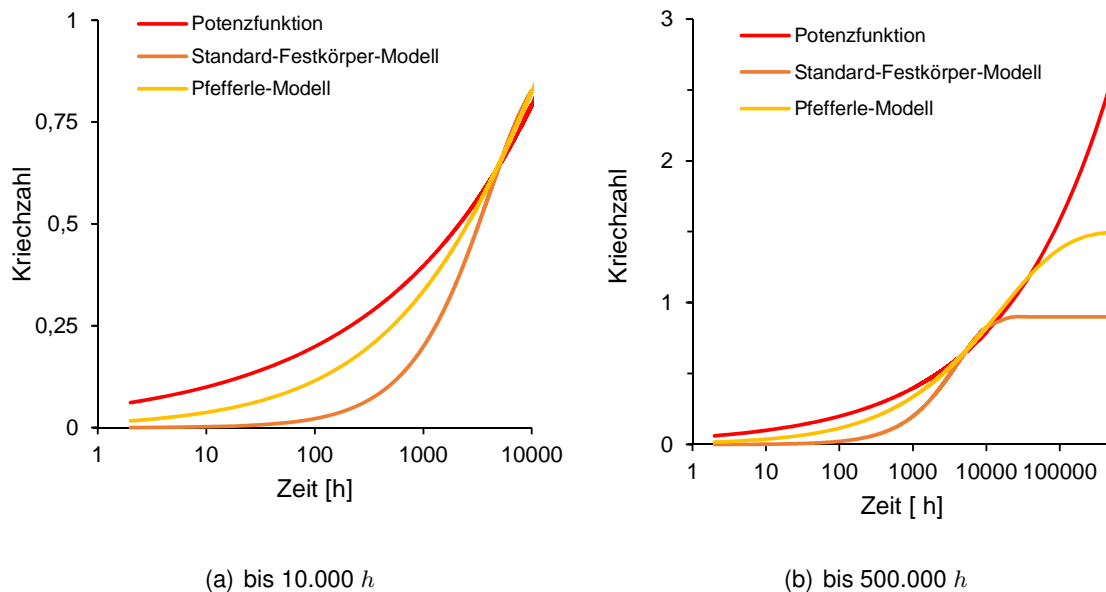


Abbildung 3.14: Darstellung der auf einen Bereich von 10.000 h angepassten Kurven aus Abbildung 3.12 auf logarithmischer Zeitachse

Aus dieser Betrachtung kann Folgendes abgeleitet werden:

- Aussagen über Endkriechzahlen ausschließlich aufgrund einer Kurvenanpassung an Messdaten aus einem eher kurzen Zeitraum sind kritisch zu betrachten. Wichtig ist der Vergleich von Messwerten vergleichbarer Versuche zu bestimmten Zeitpunkten, um qualitative Aussagen über die Größe der erwarteten Endverformungen treffen zu können.
- Das Potenzmodell erscheint schlecht geeignet, das natürliche Materialverhalten des Holzes abzubilden. Im Anfangsbereich steigt es erheblich zu schnell – fast schlagartig an – (vgl. Abbildungen 3.12 a) und 3.13 b), während es anschließend keinen Endwert anstrebt. Dieses Verhalten lässt sich daraus erklären, dass kein physikalischer Dämpfer abgebildet wird.
- Das Standard-Festkörper-Modell lässt sich sowohl kurz- als auch langfristig ebenfalls nur mäßig gut an gemessene Kriechverläufe anpassen. Zu Beginn der Kriechverformung tendiert es dazu, zu langsam anzusteigen (Abbildung 3.12 a)) und liefert umgekehrt bei Anpassung an größere Zeiträume keine sinnvollen Ergebnisse im Anfangsbereich (Abbildung 3.13 b)).
- Die beste Anpassung an das natürliche Materialverhalten in beiden betrachteten Zeiträumen liefert das *Pfefferle-Modell*.

Zur Auswertung und Extrapolation der eigenen Kriechversuche wurde entsprechend den Ergebnissen der Vergleichsstudie das *Pfefferle-Modell* nach [Pfefferle 1971] ausgewählt. Dieses wurde für die Beschreibung des Kriechens von Beton entwickelt, von [Reinhardt 1973] auf Holz angepasst und an Versuchsergebnissen von Kollmann [1964] und [Möhler und Maier 1970] bestätigt. Vorteilhaft an

diesem Modell ist die einfache Interpretierbarkeit bei gleichzeitig guter Anpassung an das natürliche Materialverhalten von Holz. In Abbildung 3.15 a) ist das rheologische Modell dargestellt, in Formel 3.7 die entsprechende Funktionsgleichung:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_0} + \frac{\sigma_0}{E_1} \cdot \left(1 - e^{-\frac{E_1}{\eta} \cdot \sqrt{t}}\right) \quad (3.7)$$

mit:

- σ_0 = aufgebrachte mechanische Spannung [N/mm^2]
- E_0 = elastischer Elastizitätsmodul [N/mm^2]
- E_1 = Kriech-Elastizitätsmodul [N/mm^2]
- η = nichtlinearer Dämpfungswert [–]
- t = Zeit [h]

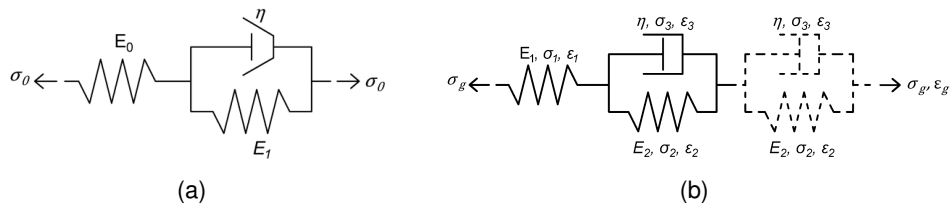


Abbildung 3.15: Pfeifferle-Modell nach [Pfeifferle 1971] (a) und Standard-Festkörper-Modell (b)

Das Modell entspricht grundsätzlich dem Standard-Festkörper-Modell, verwendet jedoch im Gegensatz zu diesem einen nichtlinearen Dämpfer. Dessen Kraft steigt nicht proportional zur Zeit an, sondern proportional zur Wurzel der Zeit. Der Dämpfer verformt sich daher zu Beginn schneller, nähert sich seinem Endwert jedoch wesentlich langsamer an als das Standard-Festkörper-Modell (vgl. Abbildung 3.12).

3.3 Eigene experimentelle Untersuchungen

3.3.1 Überblick und Versuchsaufbau

3.3.1.1 Allgemeines

Die eigenen Versuche sollen anhand von originalmaßstäblichen Versuchskörpern aus Brettsperrholz unter verschiedenen, realitätsnahen Belastungsgraden und klimatischen Umgebungsbedingungen die Frage beantworten, wie das Kriechverhalten längs zur Faser zur Ermittlung von Spannkraftverlusten zu beurteilen ist.

Insgesamt wurden sieben Kriechversuche durchgeführt (vgl. Tabelle 3.5). Dazu wurden 8,0 m lange Prüfkörper aus Brettspertholz in Richtung der Längslagen durch eine zentrisch ohne Verbund eingebaute Spannlitze unter Druckspannung gesetzt und die Verformungen über die Zeit gemessen. Die Prüfkörper wurden mit drei unterschiedlichen Druckspannungen von 5, 10 und 15 N/mm^2 in den Längslagen belastet. Die Druckkraft wurde durch je eine Monolitze $A_P = 150 \text{ mm}^2$ aufgebracht. Die Litze entsprach der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-12.3-84, Stahlgüte St 1660/1860 mit *sehr niedriger Relaxation*. Die unterschiedlichen Belastungsgrade im Holz wurden durch Variation der Querschnitte erzeugt (Abbildung 3.20). Die Prüfkörper wurden jeweils paarweise in einem Stahlrahmen montiert, wobei ein Ende des Holzes gegenüber dem Stahl fixiert und das andere Ende beweglich gelagert wurde. Zur Verhinderung eines seitlichen Ausweichens wurden Knickhalterungen im Abstand $a = 2,0 \text{ m}$ eingebaut. Die Knickhalterungen und beweglichen Lager wurden mit Rollenlagern und teilweise Kunststoffplatten („Teflon“) als Zwischenlagen ausgestattet, um eine freie Längsverschiebung der Prüfkörper zu ermöglichen (Abbildungen 3.16 und 3.17).

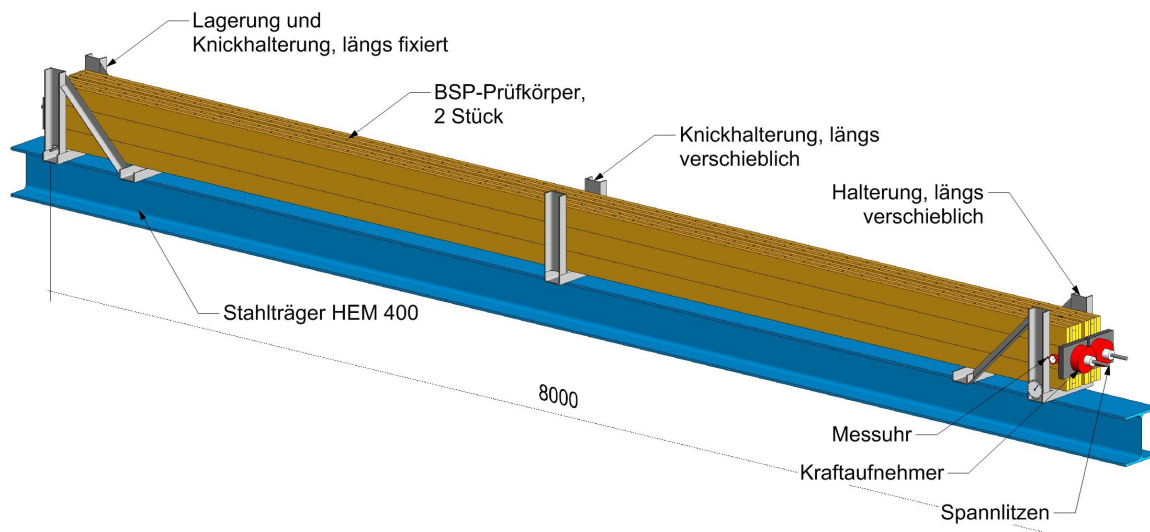


Abbildung 3.16: Ansicht Versuchsaufbau Kriechversuche

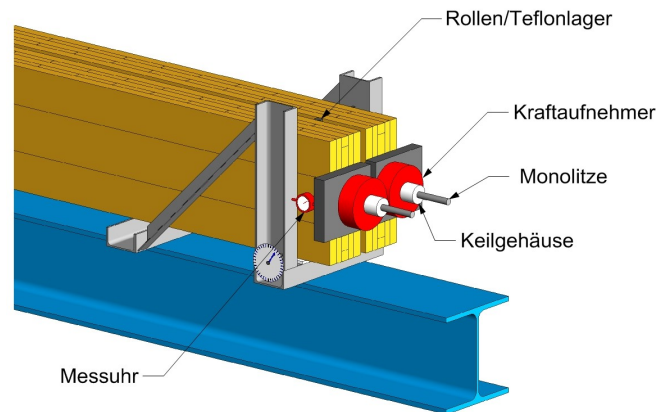


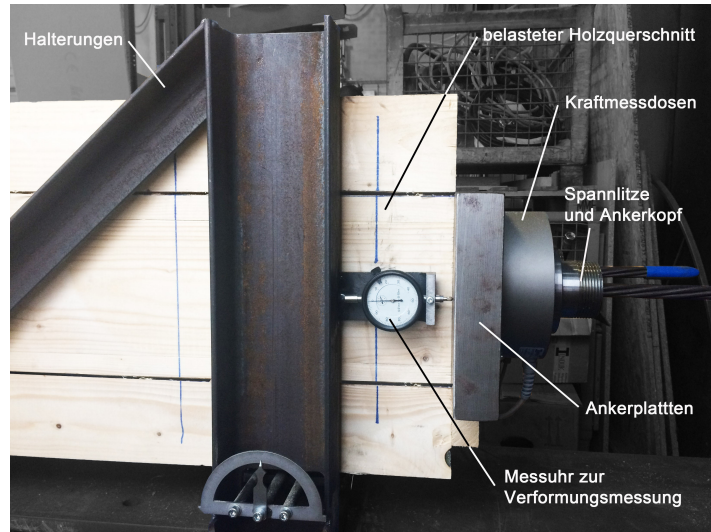
Abbildung 3.17: Detail des verschieblichen Endes, Spannverankerung, Wegmessung und Kraftaufnehmer

Die Kriechversuche wurden in konstantem Normklima (20°C, 60 % relative Luftfeuchtigkeit (rF)), bei künstlichem Wechselklima und im natürlichen Außenklima (auf dem Firmengelände des Projektpartners Züblin Timber in Aichach, vgl. Abschnitt 3.3.3) durchgeführt. Bei den Versuchen unter Laborbedingungen wurde kontinuierlich die Kraft in den Spannlitzen mit je einer 500 kN-Kraftmessdose (Fa. Induk, Typ 722B) in Kombination mit einem Messverstärker Induk Typ BA660 gemessen. Bei den Versuchen im Außenklima ist diese Messung entfallen.

Bei allen Versuchen wurde die Längsverschiebung des losen Endes der Prüfkörper gegenüber dem Stahlträger gemessen, bei den Versuchen im Außenklima erfolgte diese Messung elektronisch mit induktiven Wegaufnehmern (Schreiber Messtechnik Typ SM347) und einer kontinuierlichen Messdatenspeicherung; bei den Versuchen in der Laborhalle durch manuelles regelmäßiges Ablesen von entsprechend angeordneten mechanischen Messuhren. Alle verwendeten Wegmesser hatten eine Genauigkeit von $1/100 \text{ mm}$. Bei allen Versuchen wurde kontinuierlich die Luftfeuchtigkeit, Lufttemperatur und Stahltemperatur gemessen. Zur Messdatenaufnahme und -speicherung wurden Bauteile aus dem Elektronik-Baukastensystem *Tinkerforge* (www.tinkerforge.com) verwendet. Mit diesem System wurden alle Messwerte in 15-Minuten-Zeitintervallen gespeichert (Abbildungen 3.19 und 3.18). Bei den Versuchen im künstlichen Wechselklima wurde außerdem die Holzfeuchtigkeit verschiedener Messstellen kontinuierlich aufgezeichnet (vgl. Abschnitt 3.3.2).

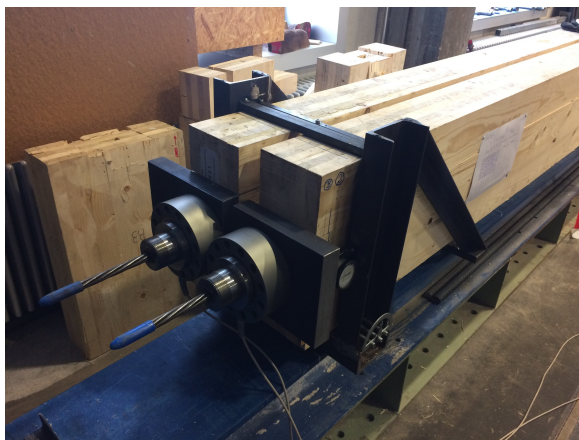


(a)



(b)

Abbildung 3.18: Spannpresse und Keilgehäuse (a), Anordnung der Messeinrichtungen (b)



(a)



(b)

Abbildung 3.19: Ansicht des verschieblichen Endes der Versuchskörper (a), elektro-nischer Datenlogger (b)

Das Brettsperrholz mit dem Lagenaufbau **34-24-34-24-34** wurde der laufenden Fertigung des Projektpartners entnommen. Die Rohdichte lag im Mittel bei 440 kg/m^3 , die Holzfeuchte bei Beginn der Versuche im Mittel bei $u = 10,8 \%$. Der Mittelwert der Druckfestigkeit $f_{c,mean}$ wurde mit 36 N/mm^2 aus der Prüfserie C aus Kapitel 6 bestimmt, für welche die gleiche Charge von Holzlamellen verwendet wurde. Die E-Moduli der einzelnen Prüfkörper wurden durch Messung und Umrechnung der Verformungen beim Vorspannen für jeden Versuchskörper individuell bestimmt (vgl. Tabelle 3.6).

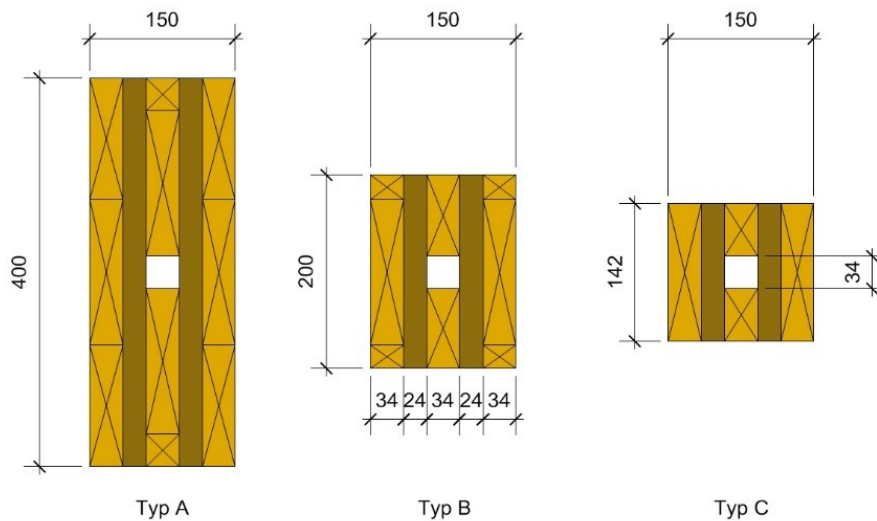


Abbildung 3.20: Querschnitte der drei Versuchskörper-Typen A, B, C, Maße in [mm]

3.3.1.2 Nummerierung der Prüfkörper

Die Prüfkörper wurden wie folgt nummeriert: Der Buchstabe gibt die Druckspannung an: A für 5 N/mm^2 , B für 10 N/mm^2 und C für 15 N/mm^2 . Die folgende Ziffer definiert die Klimarandbedingungen: die 1 steht für konstantes Innenklima, die 2 für Außenklima und die 3 für geregeltes Wechselklima. Wenn mehrere Versuche bei einem Klima und einer Druckspannung durchgeführt wurden, erhielten die Versuchskörper noch eine dritte Ziffer zur Nummerierung (A1.1 und A1.2). Versuchskörper C1 wurde zweifach ausgewertet, C1a für die anfängliche Phase mit konstantem Klima und C1b für die Gesamtdauer mit anfänglich konstantem und später Wechselklima (vgl. Tabelle 3.5).

Tabelle 3.5: Daten und Eigenschaften der Kriechversuche

Nr.	Belastung* [N/mm^2]	Belastungs- grad* [%]	Klima	Querschnitts- höhe [mm]	Nettfläche* [mm^2]	Laufzeit [h]
A1.1	5,0	14	Normklima	400	39.644	1.400
A1.2	5,0	14	Normklima	400	39.644	1.400
B1	10,0	28	Normklima	200	19.244	2000
B2	10,0	28	Außenklima	200	19.244	12.000
C1a	15,0	42	Normklima	142	13.328	2.760
C1b	15,0	42	Norm + Wechsel	142	13.328	10.000
C2	15,0	42	Außenklima	142	13.328	10.000
C3	15,0	42	Wechselklima	142	13.328	8.000

*) bezogen auf die Querschnittsfläche der Längslagen

3.3.1.3 Zeitlicher Ablauf

Die ersten Versuche im Normalklima wurden im März 2017 begonnen, ab Mai 2017 folgten die Versuche im Außen- und Wechselklima. Die Versuche mit der längsten Laufzeit wurden im November 2018 nach ca. 12.000 *h* beendet (vgl. Abbildung 3.21).

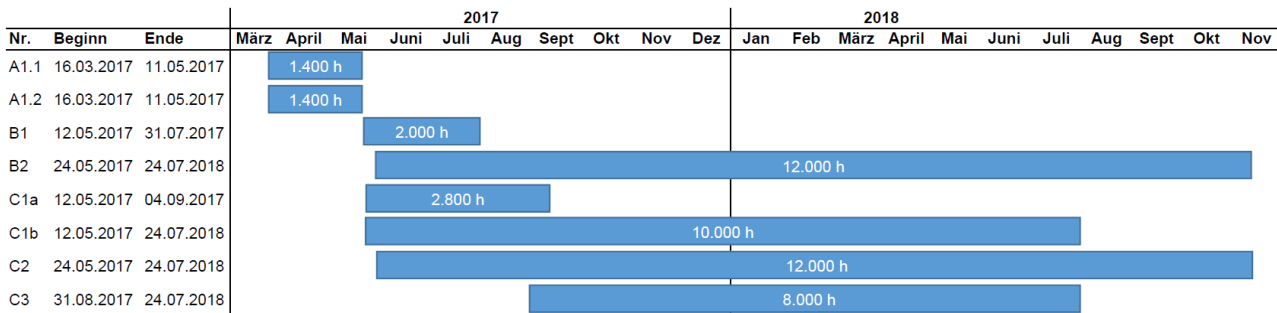
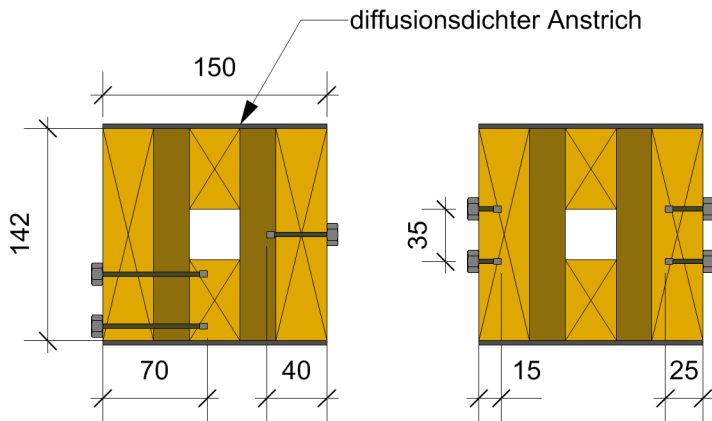


Abbildung 3.21: Übersicht Zeitachse und Versuchsdauern der Kriechversuche

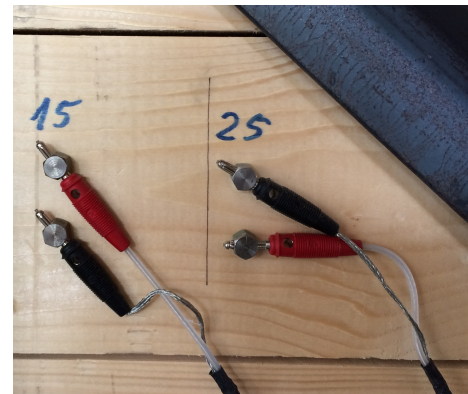
3.3.2 Messung der Holzfeuchte

Die Holzfeuchte der Versuchskörper C1 und C3 wurde kontinuierlich an acht Messpunkten mit dem elektrischen Widerstandsmessverfahren gemessen. Zur Messung und Aufzeichnung der Daten wurde das Messsystem *Gigamodul* der Fa. Mugrauer verwendet (zur Beschreibung und technischen Einzelheiten siehe [Gamper et al. 2014]). Die Umrechnung der elektrischen Widerstände in Holzfeuchtwerte erfolgte nach dem von [Gamper et al. 2014] entwickelten Verfahren. Alle Messungen wurden zusätzlich in regelmäßigen Abständen mit einem kalibrierten Hand-Messgerät (Typ *Gann M4050*) kontrolliert. Die Abweichung zwischen den *Gigamodul*- und *Gann*-Messgeräten betrug maximal ca. 1,0 %, wobei das Handmessgerät i. d. R. etwas geringere Messwerte anzeigte.

Die Elektroden mit isolierten Schäften wurden mit größtmöglichen Abständen verteilt über die Prüfkörper eingebaut, die Anordnung im Querschnitt und in der Seitenansicht ist in den Abbildungen 3.22 und 3.23 dargestellt. Es wurden drei Paare der Länge 15 *mm*, drei Paare der Länge 25 *mm*, 1 Paar der Länge 40 *mm* und ein Paar der Länge 70 *mm* verwendet. Die 70 *mm* langen Elektroden waren dabei gegenüber der Längsachse des Versuchskörpers ausmittig angebracht (vgl. Abbildung 3.22 a) links), da sie andernfalls in den Spannkanaal hineingeragt hätten. Das 40 *mm* lange Elektrodenpaar waren gegenüber den anderen Paaren um 90° gedreht angeordnet, damit die Messspitzen in der Querlage des Brettspertholzes ebenfalls quer zur Faser orientiert waren.



(a) Anordnung der Elektrodenpaare im Bauteilquerschnitt



(b) Eingebaute Elektroden (hier an Versuchskörper C2)

Abbildung 3.22: Elektroden zur Messung der Holzfeuchte

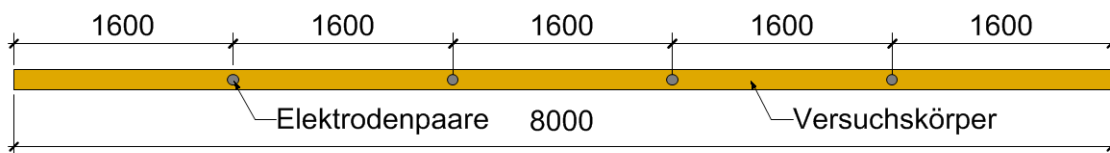


Abbildung 3.23: Anordnung der Messelektroden in der Seitenansicht, Maße in [mm]

Die Versuchskörper C1 und C3 wurden an den Schnittflächen in Längsrichtung mit einem diffusionsdichten Anstrich versehen (Abbildung 3.22 a)). Als Anstrichmaterial wurde ein handelsüblicher einkomponentiger kunstharzgebundener Bootslack verwendet und in zwei Durchgängen mit einem Pinsel aufgebracht. Diese Maßnahme sollte sicherstellen, dass der Feuchtetransport nur in Querrichtung der Versuchskörper bzw. orthogonal zur Plattenebene stattfindet. Dies entspricht typischerweise der Einbausituation und Feuchtebeanspruchung von Brettsperrholz, welche in den Versuchen realitätsnah repräsentiert werden sollte.

Bei den Versuchskörpern B2 und C2 (Außenklima) wurde auf diesen Anstrich verzichtet und jeweils vier Elektrodenpaare der Längen 15 mm und 25 mm verwendet (Abbildung 3.22 b)). Die Messung und Aufzeichnung der Holzfeuchte war ebenfalls mit dem System *Gigamodul* geplant. Nach einiger Zeit wurde allerdings festgestellt, dass keine sinnvollen Messergebnisse aufgezeichnet wurden. Auch nach Austausch der Kabel, teilweise der Elektroden und des Messgerätes blieb dieser Effekt bestehen. In der Folge wurde daher auf eine manuelle Messung im Abstand von ca. 4 Wochen mit dem Handgerät *GANN M4050* zurückgegriffen.

3.3.2.1 Spannvorgang

Nach dem Einbau der Versuchskörper im Versuchsstand und der Montage der Knickhalterungen wurden die Spannlitzen eingefädelt, die Ankerplatten und Keilgehäuse montiert, sowie die Kraftaufnehmer und Messuhren installiert (vgl. Abbildungen 3.16, 3.17, 3.18, 3.19). Anschließend wurde mit einem hydraulischen Hohlkolbenzylinder eine Vorkraft von ca. 1 kN aufgebracht und die Kraft- und Wegmessung genullt. Nun wurden die Monolitzen auf ca. 220 kN gespannt und die entsprechende Verformung abgelesen. Nach dem Spannen wurde der Ankerkeil eingeschlagen und die Presse gelöst. Der Kriechversuch beginnt somit mit der Kraft nach Absetzen der Presse ($P_{m,0}$) und der zugehörigen Verformung u_0 . Der Spannweg setzt sich aus der Stauchung des Holzes und der Dehnung der Litze zusammen. Der Elastizitätsmodul der einzelnen Versuchskörper wurde nach folgendem Zusammenhang berechnet:

$$E_{\parallel} = \frac{P_{m,0} \cdot l_0}{A_{netto} \cdot u_0} \quad (3.8)$$

mit:

E_{\parallel}	Elastizitätsmodul bezogen auf den Querschnitt der Längslagen [kN]
$P_{m,0}$	Spannkraft nach Absetzen der Presse [kN]
l_0	Länge der unbelasteten Versuchskörper, hier: 8,0 m
A_{netto}	Nettoquerschnitt der Längslagen, vgl. Tabelle 3.5 [mm^2]
u_0	Stauchung des Versuchskörpers nach Absetzen der Presse [mm]

Die gemessenen Spannkraft, Verformungen und nach Formel 3.8 berechneten E-Moduln sind in der folgenden Tabelle 3.6 zusammengestellt:

Tabelle 3.6: Kräfte und Verformungen beim Spannvorgang und errechnete E-Moduln

Versuch	A1.1	A1.2	B1	B2	C1	C2	C3
P_{max} [kN]	220,0	221,0	222,0	221,5	222,9	220,5	222,5
$P_{m,0}$ [kN]	203,7	206,5	207,7	209,5	210,3	208,2	210,5
u_0 [mm]	4,40	3,76	7,65	7,40	9,91	10,1	11,02
E_{\parallel} [N/mm^2]	9.379	11.083	11.292	12.738	12.373	11.466	11.466

3.3.3 Klimatische Randbedingungen

3.3.3.1 Normklima

Die Versuche im Normklima wurden in der Holzbau-Laborhalle des Materialprüfungsamtes für das Bauwesen der TU München (MPA BAU) durchgeführt. Diese ist mit einer Luftbefeuchtungsanlage ausgestattet, die eine relativ konstante Luftfeuchtigkeit von 60 % rF erzeugt. Kurzzeitige Schwankun-

gen ergeben sich typischerweise beim Öffnen des Hallentores oder der Fenster. Die Halle wird bei kalten Außentemperaturen beheizt, aber im Sommer nicht gekühlt. Die Lufttemperatur während der Versuchsdurchführung lag in einem Bereich von ca. 19 – 26 °C (Abbildung 3.24).

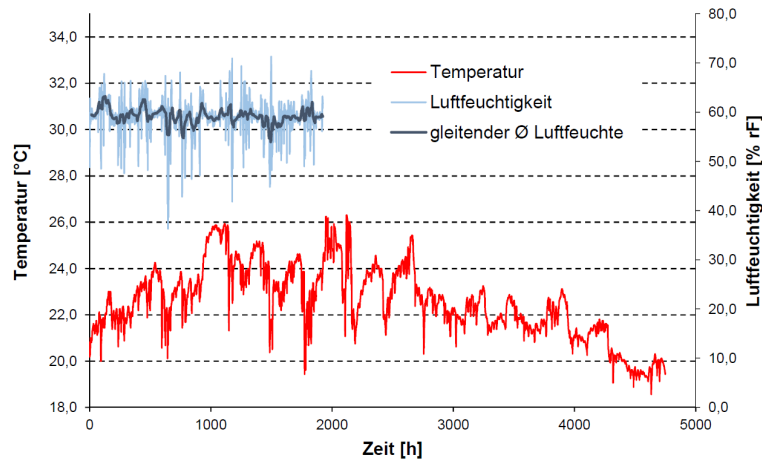


Abbildung 3.24: Luftfeuchtigkeit und -temperatur im Normklima. Die Luftfeuchtigkeit ist nur bis ca. 2000 h dargestellt, da ab diesem Zeitpunkt das Wechselklima begonnen wurde.

3.3.3.2 Labor-Wechselklima

Die Versuche C3 und im späteren Verlauf C1 wurden in einem geregelten Wechselklima durchgeführt. Hierzu wurde um den Versuchsaufbau nach Abschluss der Versuche bei konstantem Normklima eine Hüllkonstruktion aus diffusionsdichter Kunststoffolie aufgebaut. Dieser Klimaversuchsstand hatte einen Rauminhalt von ca. 10 m³. Durch einen eingebauten Rohrventilator mit einer Förderleistung von 125 m³/h wurde eine ständige Luftumwälzung und somit gleichmäßige Klimaverhältnisse innerhalb der Umhüllung sichergestellt. Die Luftbefeuchtung und Lufttrocknung wurde mit einem handelsüblichen Ultraschall-Luftbefeuchter und einem Kondensationslufttrockner realisiert. Diese Geräte waren jeweils mit einem integrierten Luftfeuchtesensor und Regler ausgestattet und ermöglichten so die Vorwahl und anschließende selbsttätige Regelung eines gewünschten Luftfeuchtigkeitswertes (Abbildung 3.25).

Gewählt wurde ein Klimaverlauf mit wöchentlichem Wechsel zwischen 40 % rF und 90 % rF, wobei jeweils vier trocken- und vier Feuchtephasen durchgeführt wurden. Im Anschluss an die letzte siebentägige Trockenphase folgte jeweils eine vierwöchige Feucht- und Trockenphase. Die „Spitzen“ in den Feuchtwerten (insbesondere bei der dritten 7-tägigen und der vierwöchigen Feuchtephase) resultierten aus einem zeitweisen technischen Defekt des Reglers des Luftbefeuchters, so dass dieser eine Luftfeuchtigkeit bis zu 100 % erzeugte. Der unregelmäßige Verlauf vor Beginn der ersten Feuchtephase ergab sich aus verschiedenen Probeläufen der Be- und Entfeuchtungstechnik (vgl. Abbildung 3.26).



Abbildung 3.25: Ultraschall-Luftbefeuchter Fa. Steba (a) und Kondensationsluftentfeuchter Fa. Trotec (b)

3.3.3.3 Natürliches Außenklima

Die Außenversuche B2 und C2 wurden auf dem Werksgelände der Fa. Züblin Timber in D-86573 Aichach durchgeführt. Als Standort wurde eine allseitig offene Lagerhalle gewählt, die Versuchskörper wurden trocken, durchgängig beschattet und frei belüftet aufgestellt (Abbildung 3.27). Das Klima über die Versuchsdauer ist in Abbildung 3.28 dargestellt. Es ist erkennbar, dass die relative Luftfeuchtigkeit von anfangs ca. 40 % rF (im Mai 2017) bis auf ca. 90 % rF (im Winter) anstieg und im Frühjahr wieder sank. Die Lufttemperatur im 24-stündigen Mittel lag im gleichen Zeitraum zwischen minimal -4°C und maximal 22°C .

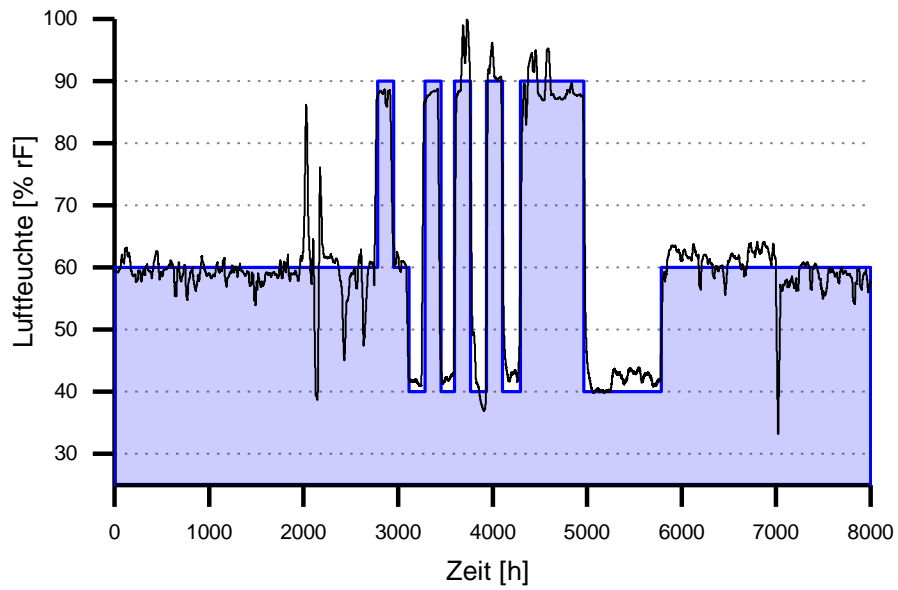


Abbildung 3.26: Sollwerte (blau) und gemessene Istwerte (schwarz) der Luftfeuchtigkeit der Versuche im Wechselklima



Abbildung 3.27: Versuchsaufbau auf dem Firmengelände von Züblin Timber in Aichach

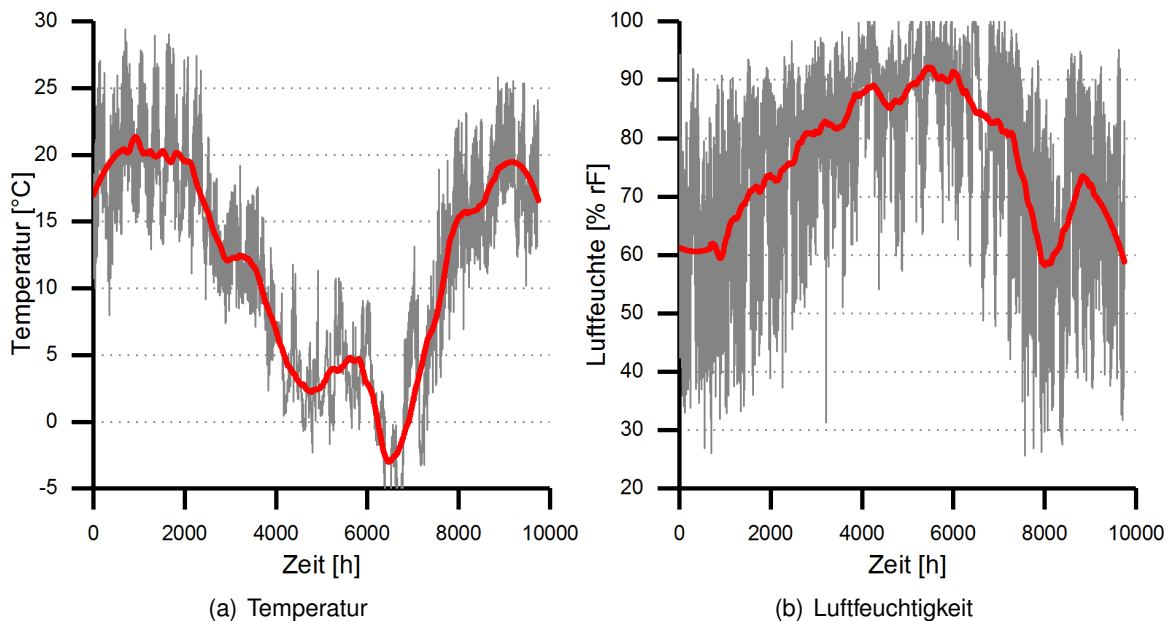


Abbildung 3.28: Klimatische Bedingungen in Aichach von Mai 2017 bis Juli 2018, grau: Messwerte, rot: über acht Wochen geglättete Kurven

3.3.4 Berücksichtigung der Relaxation des Spannstahls

Spannstahl *relaxiert*, was auch ohne Verformungen des vorgespannten Bauteils stattfindet und zu Spannkraftverlusten führt. Jede Verringerung der Spannkraft wirkt sich in Form einer elastischen Verlängerung des Prüfkörpers aus und ergibt somit dem Kriechen entgegengesetzte Verformungen. Bei der Ermittlung der Kriechverformung ist daher der Kraftverlust zu berücksichtigen. Wenn keine Kraftmessung vorhanden ist, muss das Maß des Relaxationsverlustes rechnerisch bestimmt werden.

Die Versuche im Außenklima waren nicht mit Kraftmessdosen ausgestattet, daher liegen keine Messdaten für den Kraftverlauf über die Zeit vor. Es wurde daher zur Auswertung dieser Versuche der Relaxationsverlust des Spannstahles anhand der in DIN EN 1992-1-1 angegebenen Formel abgeschätzt. Für den verwendeten Litzentyp *Nedri Spannbetonlitze 7-drähtig glatt* nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung Z-12.3-84 St 1660/1860 mit *sehr niedriger Relaxation* gilt danach folgender Relaxationsverlauf:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} * e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (3.9)$$

mit:

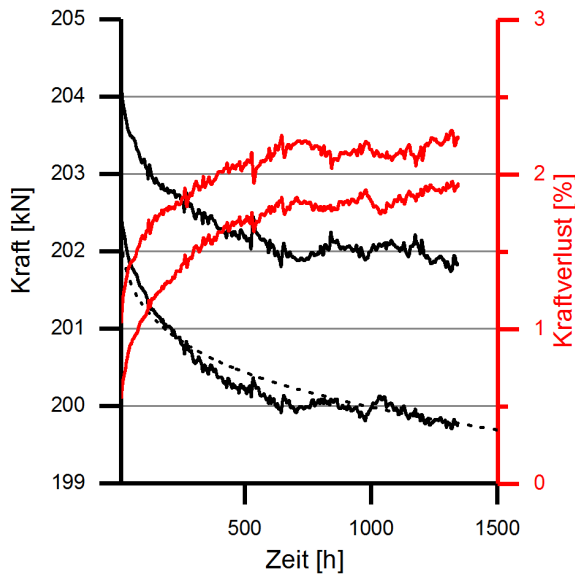
$\Delta\sigma_{pr}$	Spannungsänderung infolge Relaxation [kN]
σ_{pi}	initiale Vorspannkraft nach Absetzen der Presse [kN]
ρ_{1000}	Relaxationsverlust nach 1000 h [–], gemäß Zulassung, hier: 2,5 %
μ	Ausnutzung des Spannstahles, σ_{pi}/f_{pk} [–]
t	Zeit [h]

Der Spannkraftverlust ergibt sich daraus zu:

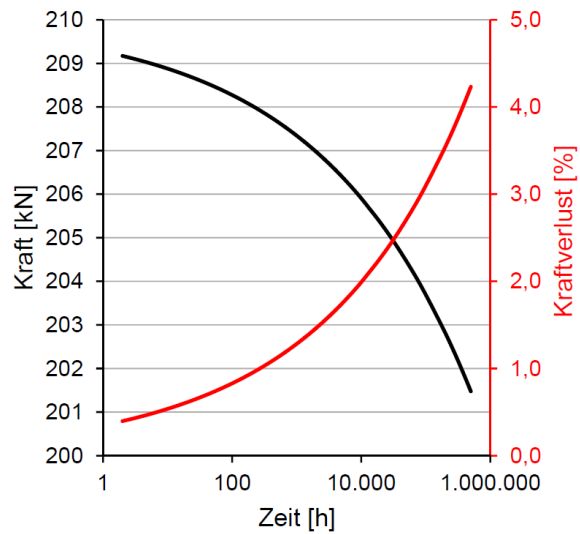
$$\Delta P_{pr} = \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} \cdot P_{pi} \quad (3.10)$$

In Abbildung 3.29 b) sind die beiden Formeln 3.9 und 3.10 beispielhaft für eine Monolitze des in dieser Arbeit verwendeten Typs ausgewertet. Es ist erkennbar, dass der Relaxationsverlust nach 500.000 h (entsprechend ca. 57 Jahren) bei etwas über 4 % liegt.

Anhand der gemessenen Spannkraftverläufe über die Zeit aus den Versuchen des Typs A ($5 N/mm^2$) wurde die o. g. Formel 3.9 überprüft. Da diese Versuchskörper nahezu keine Kriechverformung aufwiesen (vgl. Abschnitt 3.4.4.1), ergab sich der Spannkraftverlust hier fast ausschließlich aus der Relaxation der Litze. Die gemessenen und nach Gleichung 3.9 rechnerisch ermittelten Relaxationsverluste sind in Diagramm 3.29 a) dargestellt. Es ist erkennbar, dass der rechnerische Wert (strichlierte Linie) sehr gut mit den im Versuch gemessenen Verlusten übereinstimmt. Es ist daher gerechtfertigt, für die Versuche ohne Kraftmessung den Kraftverlust infolge Relaxation des Spannstahls anhand der Formel 3.9 zu bestimmen.



(a) Spannkraft und -verluste der Versuchskörper A1.1 und A1.2



(b) Rechenbeispiel zur Relaxation nach den Formeln 3.9 und 3.10 für $P_{pi} = 210 \text{ kN}$, $\rho_{1000} = 2,5 \%$, $\mu = 0,75$, $0 \leq t \leq 500.000 \text{ h}$, Zeitachse logarithmisch

Abbildung 3.29: Relaxation und Spannkraftverluste

3.4 Ergebnisse und Auswertung

3.4.1 Allgemeine Beobachtungen

3.4.1.1 Absolutwerte der Verformungen

Die absoluten Verformungen aller Versuchskörper waren trotz deren vergleichsweise großen Abmessungen gering. Die Versuchskörper mit der größten Druckspannung (Typ C, 15 N/mm^2) wurden während des Spannvorgangs elastisch um ca. $10,0 - 11,0 \text{ mm}$ gestaucht (vgl. Tabelle 3.6). Im Laufe der Versuchsdauer von maximal ca. 12.000 h kamen infolge aller Einflüsse Verformungen von maximal ca. $2,0 \text{ mm}$ (C2) bis $3,0 \text{ mm}$ (C1) hinzu (Abbildung 3.30 a)). Die Spannwege lagen bei allen Versuchen bei rund 90 mm . Bereits aus diesem einfachen Vergleich des Langzeitverformungen des Holzes mit dem Spannweg wird deutlich, dass die Spannkraftverluste aus Schwinden und Kriechen relativ klein geblieben sind.

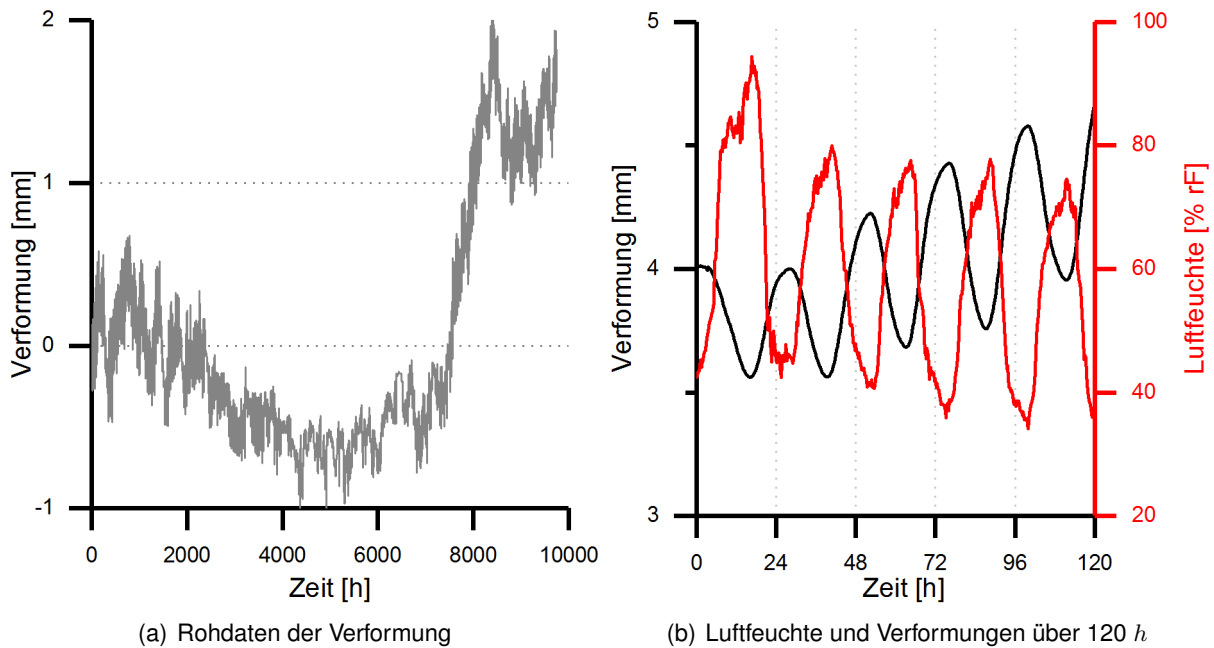


Abbildung 3.30: Zusammenhang zwischen Verformungen und Luftfeuchte, Versuchskörper C2

3.4.1.2 Sensitivität bei Schwankungen der Luftfeuchtigkeit

Alle Versuchskörper haben mit hoher Sensitivität auf Änderungen der Luftfeuchte reagiert. Dies ist insbesondere bei den Versuchen im Außenklima zu erkennen: In Abbildung 3.30 b) sind die Verformungen des Versuchskörpers C2 gemeinsam mit der relativen Feuchte der Umgebungsluft dargestellt. Die Verformungen folgen dem Verlauf der Luftfeuchte im Tagesrhythmus mit einer Amplitude von ca. 0,5 mm. In diesem Fall ist zwar gleichzeitig ein Einfluss der ebenfalls schwankenden Umgebungstemperatur vorhanden, allerdings wurde auch bei den Versuchen unter Laborbedingungen mit relativ konstanter Temperatur eine ähnlich hohe Sensitivität gegenüber Änderungen der Luftfeuchtigkeit beobachtet.

3.4.2 Holzfeuchtigkeit

3.4.2.1 Versuche im Laborklima

Die gemessene Holzfeuchte der Versuchskörper C1 und C3 ist in den Abbildungen 3.31 und 3.32 dargestellt. Für eine bessere Übersichtlichkeit wurden die Messwerte der je drei Elektrodenpaare der Längen 15 mm und 25 mm gemittelt und in jeweils einer gemeinsamen Linie dargestellt. In Abbildung 3.31 ist die Holzfeuchte gemeinsam mit dem Sollwert der Luftfeuchte dargestellt, um den Zusammenhang zwischen Holz- und Luftfeuchte zu verdeutlichen. Der Verlauf von Soll- und Istwert

der Luftfeuchtigkeit ist in Abbildung 3.26 dargestellt. Die Abweichungen sind bis auf einige Spitzenwerte gering (siehe auch Abschnitt 3.3.3.2).

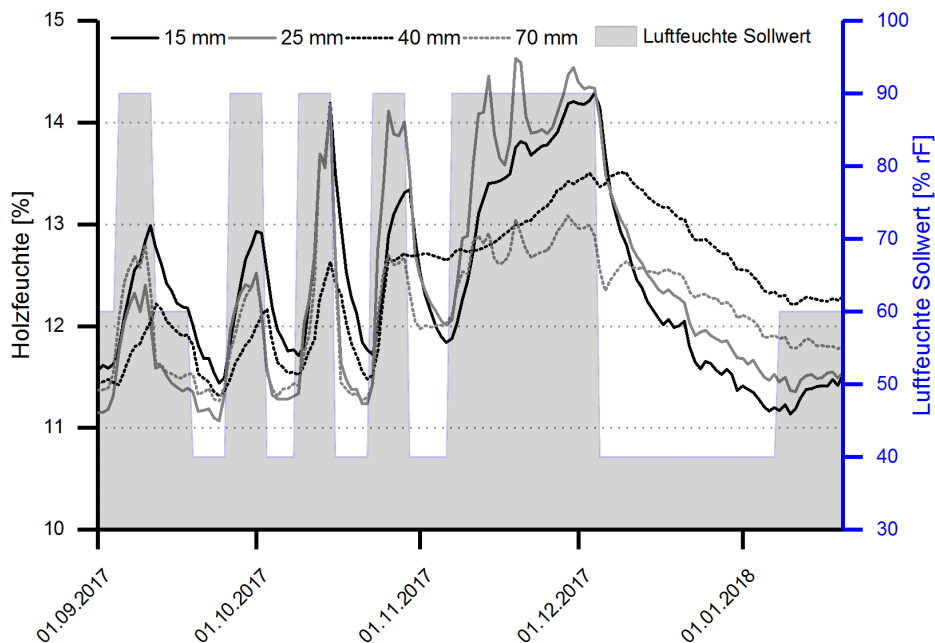


Abbildung 3.31: Gemessene Holzfeuchte der Versuchskörper C1 und C3, Sollwert der Luftfeuchte, Phase mit Wechselklima

Es ist gut erkennbar, dass die Holzfeuchte dem zyklischen Verlauf der Luftfeuchte folgt. Im Verlauf der jeweils einwöchigen Trocken- und Feuchtphasen stieg die Holzfeuchte langsam an, d. h. die Austrocknung war jeweils etwas geringer als die Auffeuchtung. Die Holzfeuchtigkeit von zu Beginn im Mittel $u \approx 11,5\%$ wurde am Ende der Versuchsdauer (April 2018) wieder erreicht, ist zwischenzeitlich jedoch auf bis zu maximal $u = 14,5\%$ angestiegen.

Die Messstellen in 70 mm Länge zeigen die geringste Amplitude, hier ist die Holzfeuchte von $u = 11,5\%$ auf nur $u = 13\%$ angestiegen. Der Anstieg in 40 mm Tiefe war etwas größer und erreichte maximal $u \approx 13,5\%$. Nicht direkt nachvollziehbar ist, dass die Messung in 25 mm Tiefe etwas größere Holzfeuchten ergab als die Messung in 15 mm Tiefe. Auch die Schwankungen der Messwerte um bis zu ca. $\pm 0,7\%$ (Messung in 25 mm Tiefe im November 2017) finden keine direkte, aus dem Versuchsaufbau ableitbare Erklärung.

Generell zu Berücksichtigen ist jedoch die hohe Empfindlichkeit des elektrischen Widerstandsmessverfahrens auch auf geringe Störeinflüsse, sowie die systembedingte Messgenauigkeit von ca. $\pm 1\%$. Da die Elektroden in 40 mm und 70 mm Länge in der Querlage des Brettsperrholzes eingebracht waren war zudem visuell nicht festzustellen, ob dort evtl. Äste, Astlöcher oder sonstige Störungen im inneren des Versuchskörpers vorhanden waren.

Abbildung 3.32 enthält die Messwerte der Holzfeuchtigkeit über die gesamte Versuchsdauer inklusive der auf die Wechselklimaphase folgenden Phase mit konstantem Normklima. In diesem Diagramm ist erkennbar, dass die Holzfeuchte einige Wochen nach der letzten Trocknungsphase (bis Anfang Januar, vgl. Abbildung 3.31) sich im Mittel wieder dem Ausgangswert von $u = 11,5\%$ angenähert hat und dann konstant geblieben ist. Die Versprünge in den Kurven ca. Anfang Februar 2017 und Mitte April 2017 (Abbildung 3.32) lassen sich nicht direkt mit einem äußeren Einfluss in Verbindung bringen. Da der Effekt an allen Messstellen in gleicher Weise synchron aufgetreten ist, ist dies vermutlich auf das Messgerät selbst zurückzuführen. Denkbar ist auch eine Störung durch elektromagnetische Felder in der Nähe betriebener Maschinen und Versuchseinrichtungen.

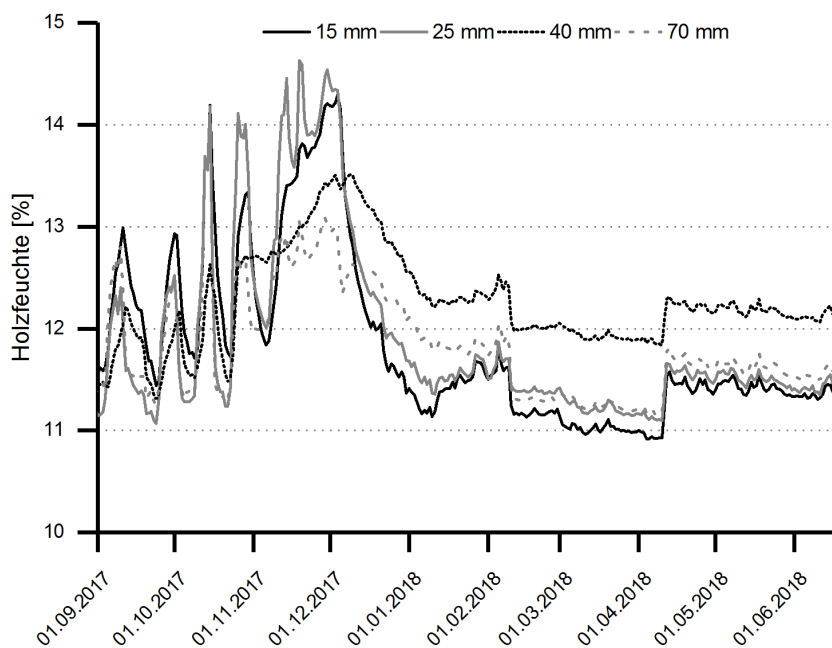


Abbildung 3.32: Gemessene Holzfeuchte der Versuchskörper C1 und C3, Gesamtdauer

3.4.2.2 Versuche im Außenklima

In Abbildung 3.33 sind die Verläufe der Holz- und Luftfeuchte der Versuche B2 und C2 über die Versuchsdauer von knapp 10.000 h dargestellt. Die Holzfeuchte ist dabei in Form der Minimal- und Maximalwerte aus den jeweils vier Messstellen in 15 mm und 25 mm Tiefe angegeben. Eine Unterscheidung zwischen diesen beiden Tiefen ist nicht sinnvoll, da die Messwerte im Rahmen der technisch bedingten Schwankungen und der Messgenauigkeit keine klare Unterscheidung zulassen. Der im Vergleich zum wöchentlichen Klimawechsel im Labor eher langfristige natürliche Klimazyklus (vgl. Abbildung 3.28) führt dazu, dass sich der Holzquerschnitt der jeweils vorherrschenden Luft-

feuchte auf die Holzgleichsfeuchte anpassen kann und (zumindest bis in 25 mm Tiefe) keine Feuchtigkeitsunterschiede messbar sind.

Es ist deutlich erkennbar, dass die Holzfeuchte der Luftfeuchte folgt. Zu Beginn der Versuche betrug die Holzfeuchte $u \approx 10,5\%$, das Maximum wurde im Februar 2018 (bei ca. 5500 h) mit 15,6 % erreicht. Am Ende der Versuchsdauer (Juli 2018) lag die Holzfeuchte im Mittel bei ca. 12,0 %.

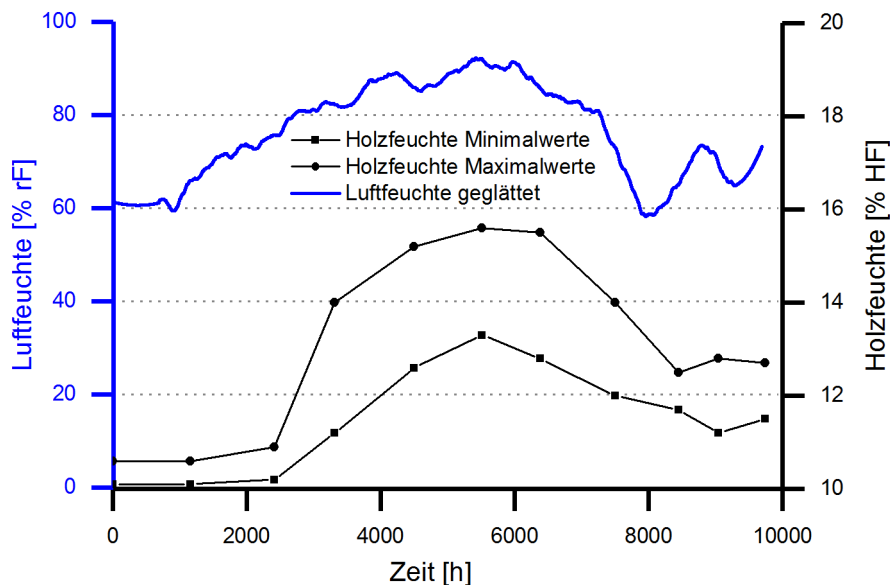


Abbildung 3.33: Verlauf von Luftfeuchte und Minimal- und Maximalwerten der Holzfeuchte der Versuche B2 und C2

3.4.3 Vorgehensweise zur Auswertung der Verformungsmessungen

Als direktes Ergebnis der Versuche liegen für jeden Versuchskörper Messwerte der Verformungen über die Versuchsdauer vor. Diese setzen sich zusammen aus Kriechverformungen, Temperaturverformungen, Quellen, Schwinden und elastischen Verformungen aus Schwankungen der Spannkraft. Um Aussagen über das Kriechverhalten treffen zu können, müssen zunächst die anderen Einflüsse rechnerisch berücksichtigt oder versuchstechnisch ausgeschlossen werden.

Das statische System des Versuchsaufbaus ist in Abbildung 3.34 dargestellt. Aus der Anordnung der Bauteile ergibt sich, mit welchem Vorzeichen die einzelnen Verformungsanteile in Formel 3.11 zu berücksichtigen sind.

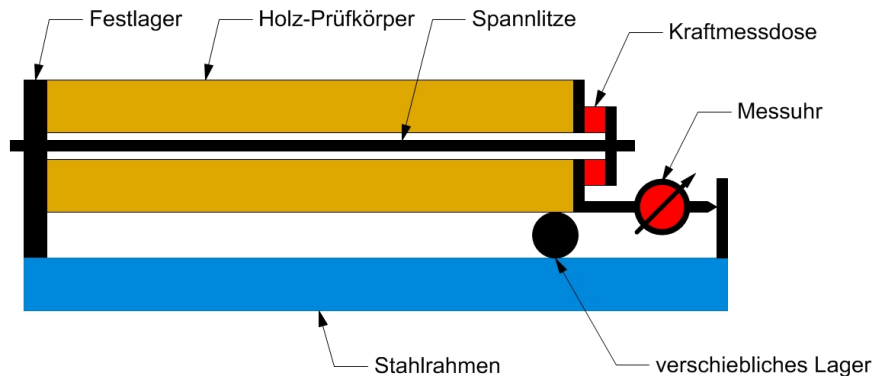


Abbildung 3.34: Statisches Grundsystem des Versuchsaufbaus, vgl. auch Abbildungen 3.16 und 3.17

Die an den Messuhren bzw. elektrischen Wegaufnehmern gemessene Gesamtverformung ist:

$$u_{\text{gemessen}} = u_{\text{creep}} + u_{\Delta T, \text{gesamt}} + u_{\Delta P} + u_{Q+S} \quad (3.11)$$

mit:

u_{gemessen}	gemessene Verformung ab Versuchsbeginn [mm]
u_{creep}	Kriechverformung [mm]
$u_{\Delta T, \text{gesamt}}$	Temperaturverformung, aus $u_{T, \text{Stahl}}$ und $u_{T, \text{Holz}}$ [mm]
$u_{\Delta P}$	Verformung infolge Änderungen der Spannkraft [mm]
u_{Q+S}	Verformungen aus Quellen und Schwinden [mm]

Die Anteile $u_{T, \text{Stahl}}$ und $u_{T, \text{Holz}}$ ergeben sich aus den temperaturinduzierten Längenänderungen der Bauteile. Die Temperaturendeckungskoeffizienten für Stahl und Holz wurden dabei mit $\alpha_{T, \text{Stahl}} = 12,0 \cdot 10^{-6}$ und $\alpha_{T, \text{Holz}} = 4,0 \cdot 10^{-6}$ angenommen (vgl. Abschnitt 2.6.3.5). Eine Temperaturerhöhung gegenüber dem Spannzeitpunkt wirkt sich somit im Messwert als scheinbare Verkürzung des Prüfkörpers aus.

Im Außenversuch (Klima 2) wurden die Luft- und Stahltemperatur getrennt gemessen, bei den Laborversuchen nur die Lufttemperatur. Die Unterschiede sind gering und im relativ konstanten Innenklima vernachlässigbar. Im Außenklima sind Unterschiede nur in den Spitzenwerten frühmorgens (niedrigste Temperatur) und nachmittags (höchste Temperatur) aufgrund der thermischen Trägheit der Materialien messbar, der Unterschied beträgt ca. $2 - 3^\circ\text{C}$. Für die Verformungsberechnung der Versuchskörper im Außenversuch wurde die Stahltemperatur genutzt, bei den Versuchen unter Laborbedingungen die Lufttemperatur. Die relative Verschiebung aus Temperatureinfluss ergibt sich somit aus der Differenz beider Werte:

$$u_{\Delta T, \text{gesamt}} = (\alpha_{T, \text{Stahl}} - \alpha_{T, \text{Holz}}) \cdot \Delta T \cdot l \quad (3.12)$$

mit:

$\alpha_{T, \text{Stahl}}$	Temperaturausdehnungskoeffizient Stahl [K^{-1}]
$\alpha_{T, \text{Holz}}$	Temperaturausdehnungskoeffizient Holz [K^{-1}]
ΔT	Temperaturänderung gegenüber dem Versuchsbeginn [K]
l	Länge des Versuchskörpers bei Versuchsbeginn [mm]

Die Vorspannkraft variiert im Laufe der Versuchsdauer infolge Relaxation des Spannstahls und Verformungen des Holzes. Eine Verringerung der Vorspannkraft wirkt sich als eine elastische Verlängerung des Prüfkörpers aus. Da die Spannkraft bei den Versuchen im Labor kontinuierlich aufgezeichnet und bei den Versuchen im Außenklima rechnerisch ermittelt wurde (vgl. Abschnitt 3.3.4), kann die zugehörige Längenänderung wie folgt bestimmt werden:

$$u_{\Delta P} = \Delta P \cdot \frac{l_0}{E_{\parallel}} \cdot A_{\text{netto}} \quad (3.13)$$

mit:

ΔP	Änderung der Vorspannkraft gegenüber P_{m0} [kN]
l_0	Länge des Versuchskörpers vor der Belastung (Zeitpunkt $t = 0$) [m]
E_{\parallel}	Elastizitätsmodul des Versuchskörpers in Längsrichtung nach Formel 3.8 [N/mm^2]
A_{netto}	Nettoquerschnitt der Längslagen, Tabelle 3.5 [mm^2]

Quellen und Schwinden wirkt sich erheblich auf die gemessenen Verformungen aus. So betrug z. B. im Versuch C1.2 und C3 im wöchentlichen Klimawechselzyklus die Amplitude der Verformungen rund $1,0 \text{ mm}$, was in der Größenordnung der maximalen Kriechverformung liegt bzw. diese sogar übertrifft. Ideal ist daher die Ermittlung von Kriechverformungen bei gleicher Holzfeuchte am Anfang und Ende des Versuchs.

DIN EN 1995-1-1:2010 gibt als Quell- und Schwindmaß längs zur Faser $\alpha = 0,01 \%$ je 1% Holzfeuchteänderung Δu an. Bei behindertem Quellen und Schwinden ist dieser Wert zu halbieren.

$$u_{Q+S} = \alpha \cdot \Delta u \cdot l_0 \quad (3.14)$$

mit:

- α Quell- und Schwindmaß [-]
 Δu Änderung der Holzfeuchtigkeit [%]
 l_0 Länge des Versuchskörpers vor der Belastung (Zeitpunkt $t = 0$) [m]

Da die Holzfeuchte allerdings in der Regel nicht gleichmäßig über den Querschnitt verteilt ist, kann diese Formel bei der Versuchsauswertung nur für eine Abschätzung der Quell- und Schwindverformungen verwendet werden. Bei den in dieser Arbeit beschriebenen Versuchen wurden daher entweder nur Zeitpunkte mit gleicher Holzfeuchte für die Auswertung verwendet oder es wird gesondert auf den Einfluss von Feuchteänderungen eingegangen.

Mit der Annahme $u_{Q+S} = 0$ bei konstanter Holzfeuchte kann Formel 3.11 zur Ermittlung der tatsächlichen Kriechverformung wie folgt umgestellt werden:

$$u_{creep} = u_{gemessen} + u_{T,gesamt} + u_{\Delta P} \quad (3.15)$$

Mit dieser Formel wurden die Rohdaten der Verformungsmessungen auf den reinen Anteil der Kriechverformungen u_{creep} umgerechnet. Die gesuchte Kriechzahl $\varphi(t)$ ergibt sich danach mit der elastischen Anfangsverformung u_0 (vgl. Tabelle 3.6) zu:

$$\varphi(t) = \frac{u_{creep}(t)}{u_0} \quad (3.16)$$

Für die so ermittelten Verläufe von $\varphi(t)$ wurden anschließend mit der Messdaten-Analysesoftware *OriginPro 2017* mit der Methode der orthogonalen Distanzregression die Parameter für das *Pfefferle-Modell* (vgl. Abschnitt 3.2.5.1) bestimmt.

3.4.4 Auswertung der Verformungsmessungen

3.4.4.1 Versuche A1.1 und A1.2

Der Versuch A1 (Druckspannung $\sigma_{\parallel} = 5 \text{ N/mm}^2$, Normklima) wurde an den beiden identisch aufgebauten Versuchskörpern A1.1. und A1.2 zeitgleich durchgeführt. Da die Verformungen kaum unterschiedlich waren, wurden für die Auswertung die Mittelwerte aus beiden Versuchskörpern gebildet. Die Kriechverformungen waren insgesamt sehr gering und erreichten ihr Maximum bei einer Verformungsmessung von ca. 0,3 mm bzw. einer Kriechzahl $\varphi = 0,06$ (Abbildung 3.35). Aufgrund der geringen absoluten und relativen Verformungen wirkten sich Effekte aus Temperatureinflüssen und leichten Schwankungen der Luftfeuchtigkeit verhältnismäßig stark aus. Es konnte keine eindeutige Kriechkurve festgestellt werden. Bereits nach ca. 500 h war keine weitere Zunahme der Verformungen feststellbar bzw. sind diese sogar wieder zurückgegangen. Die Versuche wurden daher außerplanmäßig bereits nach ca. 1.500 h abgebrochen und gegen die höher belasteten Versuchskörper ausgetauscht. Die Vermutung aus Literaturangaben, dass unterhalb von ca. 15 % Belastungsgrad

keine Kriechverformungen auftreten würden (vgl. Abschnitt 3.2.2.2), kann danach aus den eigenen Versuchen bestätigt werden.

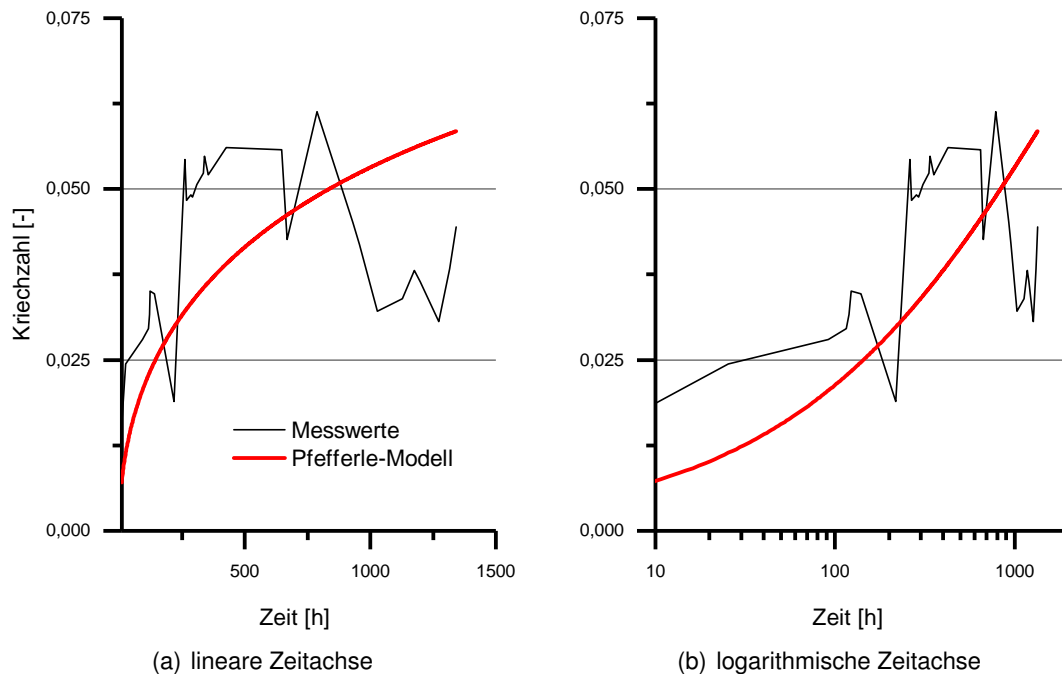


Abbildung 3.35: Messergebnisse und *Pfefferle-Modell* für Versuche A1 über 1500 h

Aufgrund der unregelmäßigen und stark durch Störeinflüsse überlagerten Kurvenform war keine direkte Anpassung von Parametern für eine Kriechfunktion möglich. Im Vergleich mit den anderen Versuchsergebnissen der Typen B und C wurden solche Parameter trotzdem „visuell“ bestimmt:

$$\varphi(t) = 0,1 \cdot \left(1 - e^{-0,0240 \cdot \sqrt{t}}\right) \quad (3.17)$$

Die Endkriechzahl liegt hiernach bei $\varphi = 0,1$.

3.4.4.2 Versuch B1

Der Versuch B1 (Druckspannung $\sigma_{\parallel} = 10 \text{ N/mm}^2$, Normklima) wurde über eine Versuchsdauer von 2.000 h durchgeführt (Abbildung 3.36). Da die Verformungen deutlich größer waren als bei Versuch A1, haben Störeinflüsse und Messungenauigkeiten erheblich geringere Auswirkungen auf die Messergebnisse. Der Kurvenverlauf war daher gleichmäßiger, was eine zuverlässigere Anpassung des Kriechmodells erlaubte.

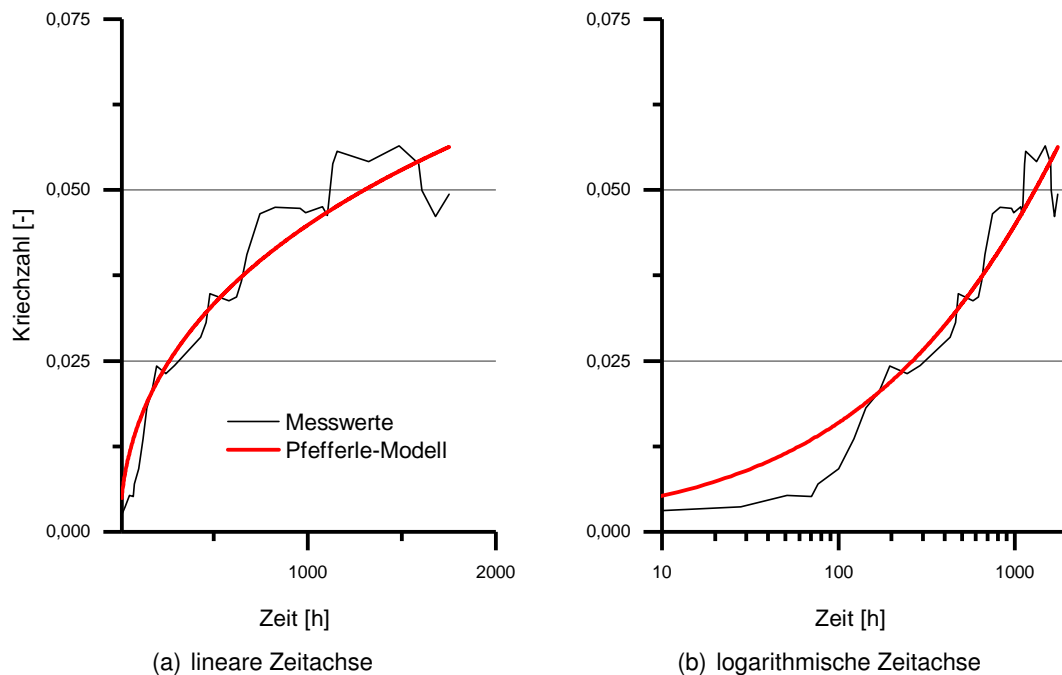


Abbildung 3.36: Messergebnisse und *Pfefferle-Modell* für Versuch B1 über 2000 h

Es wurde folgende Kriechfunktion ermittelt:

$$\varphi(t) = 0,15 \cdot \left(1 - e^{-0,01125 \cdot \sqrt{t}}\right) \quad (3.18)$$

Die Endkriechzahl liegt hiernach bei $\varphi = 0,15$.

3.4.4.3 Versuch C1a

Der Versuch C1 (Druckspannung $\sigma_{\parallel} = 15 \text{ N/mm}^2$) wurde über eine Gesamtdauer von 10.000 h durchgeführt. Im ersten Zeitbereich bis 2.000 h fand der Versuch bei Normklima statt, im Bereich von 2.000 h bis ca. 6.000 h bei geregelter Wechselklima und die restliche Zeit erneut bei Normklima. Für die Auswertung wird der Versuch daher in die Abschnitte C1a (Normklima zu Beginn) und C1b (Gesamtdauer) unterschieden (vgl. Abschnitt 3.3.1.2 und Tabelle 3.5). Eine direkte Ermittlung einer Kriechzahl über die gesamte Versuchsdauer ist nicht möglich, da der Einfluss der schwankenden Luftfeuchtigkeit und der folgenden Quell- und Schwindeffekte die Kriechverformungen deutlich überlagert.

Die Auswertung für den Abschnitt C1a (bis 2.000 h) ist in Abbildung 3.37 dargestellt. Der Einfluss von Störgrößen ist nochmals geringer als bei Versuch B1, insgesamt ist ein sehr gleichmäßiger

Kurvenverlauf erkennbar. Die ermittelten Parameter für die Kriechfunktion haben daher die größte Zuverlässigkeit der drei untersuchten Belastungsgrade.

Es wurde folgende Kriechfunktion ermittelt:

$$\varphi(t) = 0,2 \cdot \left(1 - e^{-0,01652 \cdot \sqrt{t}}\right) \quad (3.19)$$

Die Endkriechzahl liegt hiernach bei $\varphi = 0,2$.

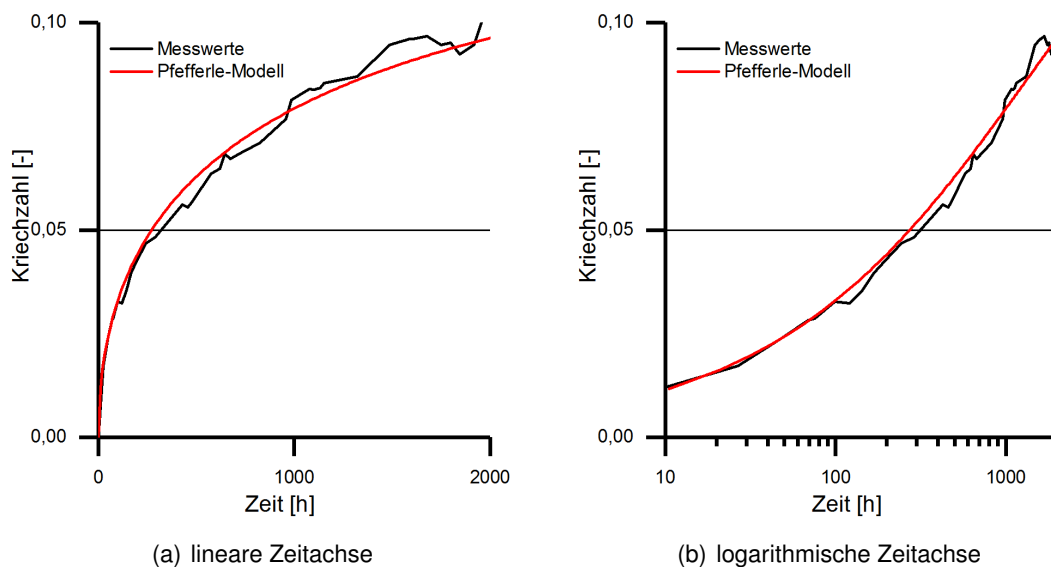


Abbildung 3.37: Messergebnisse und *Pfefferle-Modell* für Versuch C1a über 2000 *h*

3.4.4.4 Versuch C3

Die Bestimmung einer Endkriechzahl für Versuch C3 ist mit einer größeren Unsicherheit verbunden als für die Versuche A1, B1 und C1a, da der „sägezahnartige“ Verlauf der Verformungen eine Kurvenanpassung erschwert. Trotzdem konnte eine Kriechfunktion bestimmt werden, welche sich allerdings auf den Bereich bis ca. 2.000 *h* mit dem wöchentlichen Wechsel von Trocken- und Feuchtphasen beschränkt. Der Gesamtzeitraum mit den anschließenden je vierwöchigen Trocken- und Feuchtphasen (vgl. Abbildung 3.40) lässt sich mit dem hier verwendeten Kriechmodell nicht sinnvoll abbilden.

Es wurden die folgende Kriechfunktion ermittelt:

$$\varphi(t) = 0,4 * \left(1 - e^{-0,01193 * \sqrt{t}}\right) \quad (3.20)$$

Die Endkriechzahl liegt hiernach bei $\varphi = 0,4$.

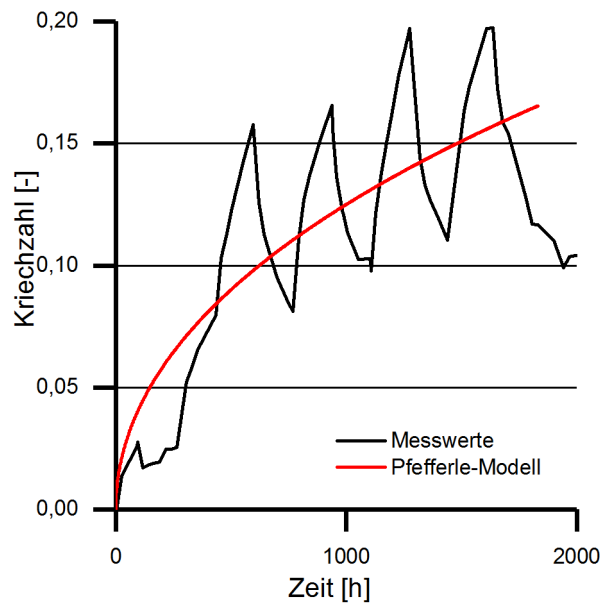


Abbildung 3.38: Messergebnisse und *Pfefferle-Modell* für Versuch C3 über 2000 h

3.4.4.5 Versuche C1b und C3 - qualitative Bewertung

Versuch C1b (Abbildung 3.39) wurde über eine Gesamtdauer von 10.000 h , Versuch C3 über 8.000 h durchgeführt. Die Druckspannung betrug in beiden Fällen $\sigma_{\parallel} = 15 \text{ N/mm}^2$. Versuch C1b fand zu Beginn im Normklima statt (vgl. Abschnitt 3.4.4.3), C3 (Abbildung 3.40) wurde mit der ersten Feuchtephase (90 % rF) des Wechselklimas begonnen. Nach Abschluss des Wechselklimas lagerten beide Versuchskörper wieder im Normklima.

Die Auswertung der Versuche C1b und C3 für die Gesamtdauer ließ keine direkte Ermittlung einer Kriechzahl zu, da das Kriechverhalten stark von Quell- und Schwindvorgängen überlagert war. Es lassen sich allerdings aus dem Verlauf der Kriechkurven in Kombination mit der Luftfeuchtigkeit einige Erkenntnisse entnehmen. Hier ist erkennbar, dass die Feuchtwechsel und insbesondere die fünfwöchige Trocknungsphase (ca. 5.000 h bis 6.000 h bei Versuch C1b) zu einem deutlichen Anstieg der relativen Verformung geführt haben. Im Zeitbereich von ca. 7.000 h bis zum Ende bei 12.000 h wurden dagegen keine weiteren Verformungen mehr gemessen, die Kriechkurve geht in eine nahezu horizontale Linie über. Hier erreichte der Versuchskörper wieder seine Ausgleichfeuchte (vgl. Abbildungen 3.31 und 3.32 in Abschnitt 3.4.2.1). Versuch C3 hat sich nahezu gleich verhalten, wie aus dem Vergleich der beiden Grafiken deutlich wird.

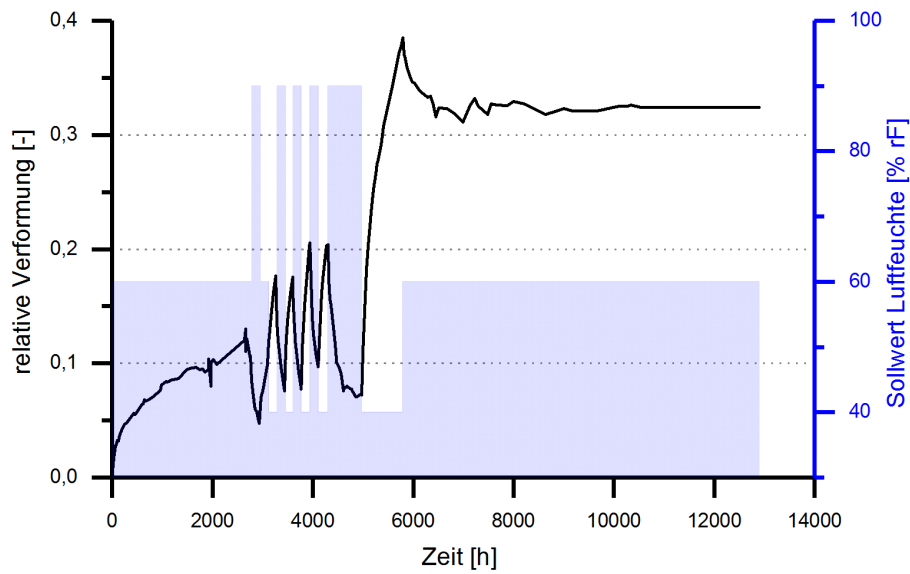


Abbildung 3.39: Relative Verformung und Soll-Luftfeuchte von Versuch C1b über 12.000 *h*

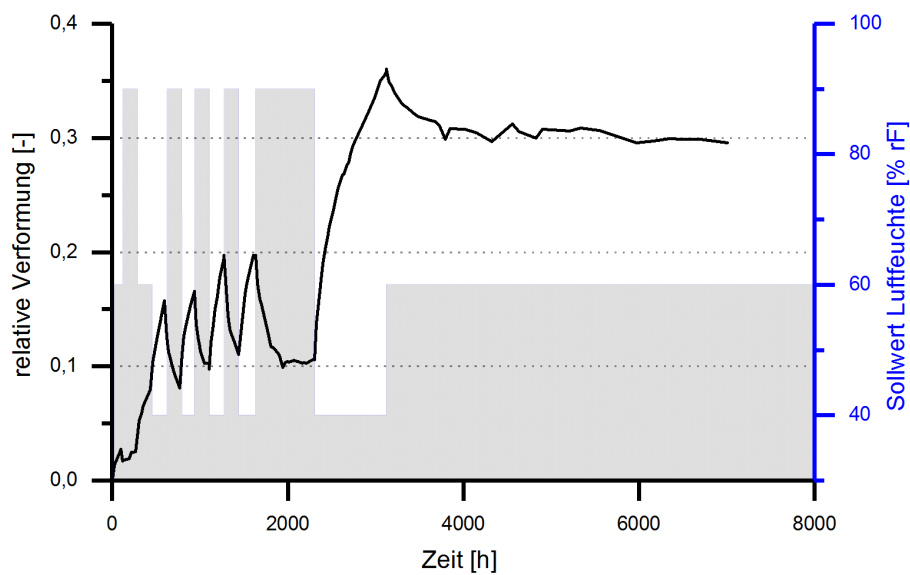


Abbildung 3.40: Relative Verformung und Soll-Luftfeuchte von Versuch C3 über 8.000 *h*

Die grafische Überlagerung der relativen Verformung mit der gemessenen Spannkraft (Abbildung 3.41) zeigt, wie diese zyklisch den Feuchteänderungen und damit induzierten Verformungen des Prüfkörpers folgt.

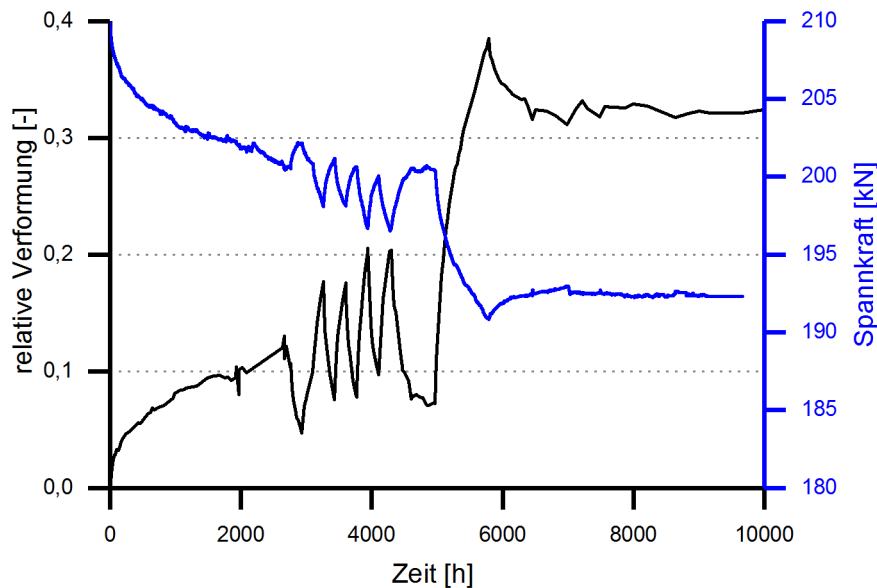
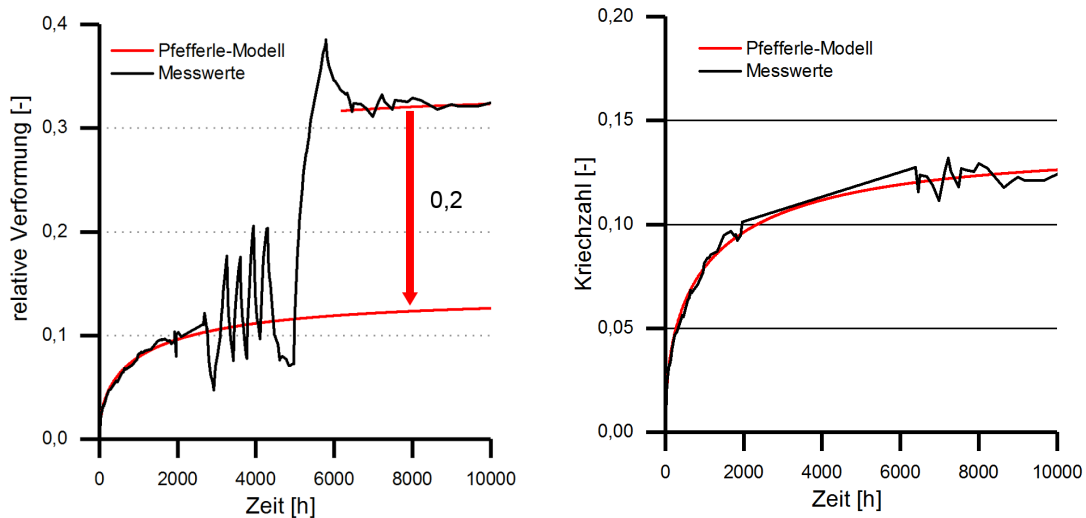


Abbildung 3.41: Relative Verformung und Spannkraft von Versuch C1 über 10000 h

Aus der qualitativen Betrachtung der beiden Versuche C1b und C3 lassen sich die folgenden Schlussfolgerungen ziehen:

- Die Verformungen folgen sehr deutlich dem Verlauf der Luftfeuchtigkeit. Im wöchentlichen Wechsel ist ein „sägezahnartiger“ Verlauf der Verformungen erkennbar.
- In den vierwöchigen Trocknungs- und Aufwechungsphasen fällt im Vergleich auf, dass die Verformungen infolge Quellen wesentlich geringer sind als diejenigen infolge Schwinden. Die Quellverformung des Versuchs C1b zwischen ca. 4.300 – 5.000 h beträgt weniger als die Hälfte der anschließenden Schwindverformung zwischen 5.000 – 5.700 h .
- Es ist gut erkennbar, dass die Kriechverformung nach Abschluss der Wechselklimabeanspruchung (nach ca. 6500 h , C1b) nicht mehr weiter ansteigt, der Kurvenverlauf geht näherungsweise in eine horizontale Linie über. Die Spannkraft geht dementsprechend ebenfalls nicht mehr messbar zurück. Auch nach rund 13.000 h (nicht mehr grafisch aufgezeichnet, aber vor Abbau des Versuchsstandes gemessen) wurde keine zusätzliche Verformung oder Spannkraftabnahme mehr beobachtet.

In Abbildung 3.42 a) ist die relative Verformung des Versuchs C1b gemeinsam mit der für den Abschnitt C1a ermittelten Kriechfunktion (Formel 3.19) dargestellt. Die bleibende relative Verformung aufgrund der Feuchtwchsel kann daraus etwa mit dem Wert 0,2 bestimmt werden. Wenn dieser Anteil von dem Kurvenverlauf ab 7.000 h abgezogen und der Zeitbereich des Wechselklimas mit einer Geraden verbunden wird, zeigt sich der Kurvenverlauf aus Abbildung 3.42 b). Dieser wäre zu erwarten, wenn der Versuch C1 über die Gesamtdauer bei konstantem Normklima durchgeführt würde.



(a) Verschiebung der gemessenen Werte ab 7000 h

(b) verschobene Kurve über 10.000 h

Abbildung 3.42: Auswertung von Versuch C1 über die gesamte Dauer, Entfernung des Einflusses der Feuchtewechsel

3.4.4.6 Vergleich der Versuche C1a und C3

Versuch C1a wurde in konstantem Normklima durchgeführt, Versuch C3 mit wöchentlichem Klimawechsel zwischen 40 % rF und 90 % rF. Um den Einfluss des Wechselklimas auf das Kriechverhalten zu quantifizieren, wurden daher die Verformungen beider Versuche jeweils gemeinsam mit ihren Kriechmodellen in einem gemeinsamen Diagramm dargestellt (Abbildung 3.43).

Die Verformung des Kriechmodells von C3 beträgt nach 2.000 h ca. das 1,7-fache von C1. Dieses Verhältnis ist zwar aufgrund der Unsicherheiten bei der Ermittlung der Kriechfunktion für C3 (vgl. Abschnitt 3.4.4.4) nicht „exakt“ anzugeben, bestätigt aber in seiner Größenordnung den Ansatz von *Blaß*, dass bei wechselnder Feuchte eine Verdoppelung der Kriechzahlen gegenüber konstanter Feuchte zu erwarten sei (vgl. Abschnitt 3.2.2.1).

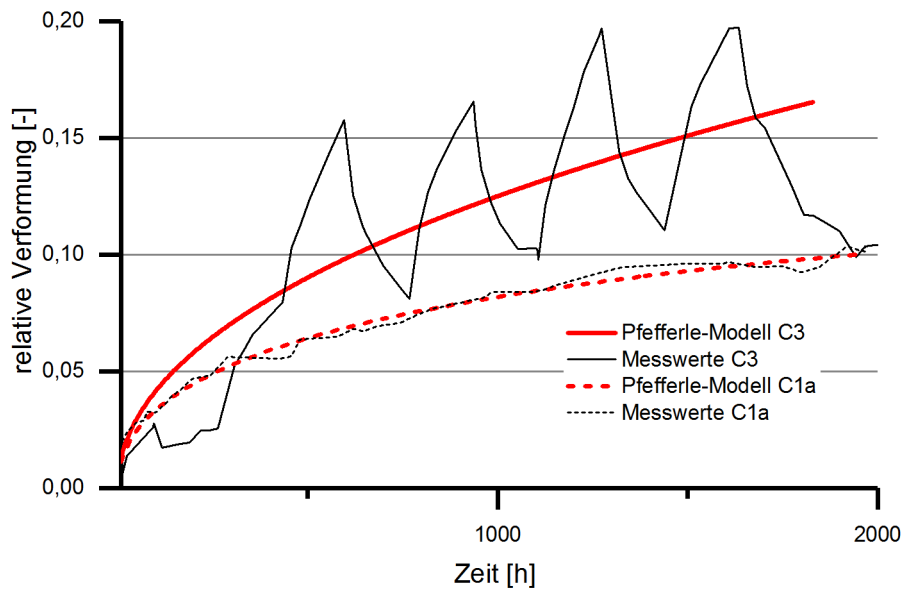


Abbildung 3.43: Vergleich der relativen Verformungen der Versuchskörper C1 und C3 über 2000 h

3.4.4.7 Versuche B2 und C2

Diese beiden Versuche wurden im natürlichen Außenklima (vgl. Abschnitt 3.3.3.3) bei Druckspannungen $\sigma_{\parallel} = 10 \text{ N/mm}^2$ bzw. 15 N/mm^2 durchgeführt. Die gesamte Betrachtungsdauer beträgt 12.500 h. Aufgrund eines Ausfalls der Stromversorgung der Messtechnik wurden zwischen ca. 10.000 – 12.000 h keine Messwerte aufgezeichnet, so dass in den nachfolgenden Abbildungen teilweise nur der Zeitraum bis 10.000 h dargestellt und zur Auswertung genutzt wird. Die Messergebnisse der Holzfeuchte sind in Abschnitt 3.4.2.2 und in Abbildung 3.33 dargestellt und erläutert.

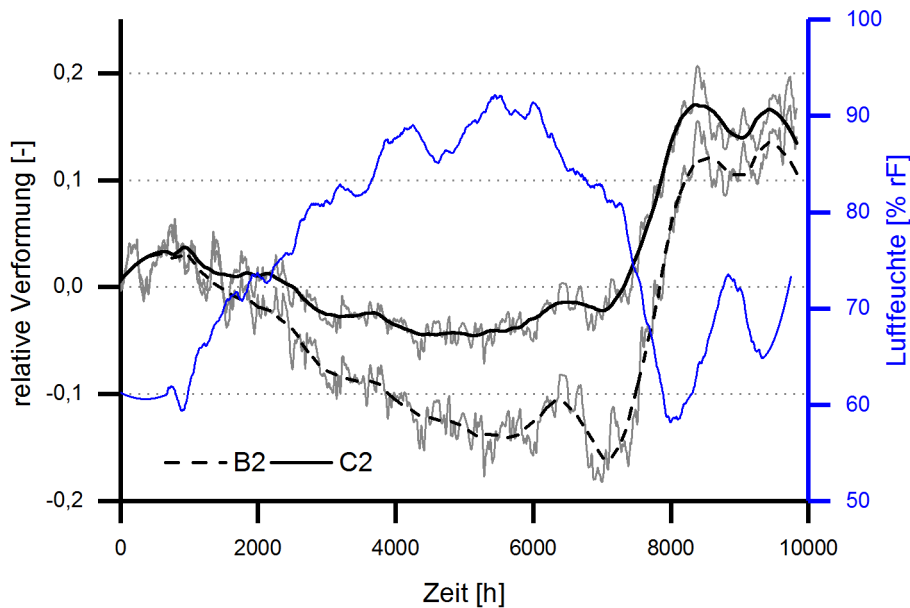


Abbildung 3.44: relative Verformung der Versuchskörper B2 und C2, Rohdaten (grau) und geglättete Kurve, Darstellung in Kombination mit der Luftfeuchte

In Abbildung 3.44 sind die relativen Verformungen beider Versuchskörper gemeinsam mit dem geglätteten Verlauf der Luftfeuchte dargestellt (zur Temperatur und den ungeglätteten Messdaten der Luftfeuchte vgl. Abbildung 3.28). Es ist erkennbar, dass die relative Verformung der Versuchskörper B2 und C2 stark durch die Luftfeuchte, beziehungsweise die entsprechende Holzfeuchte beeinflusst wird. Infolge des Quellens durch Zunahme der Holzfeuchte (vgl. Abbildung 3.33) hat sich zunächst eine negative relative Verformung eingestellt (d. h. die Länge des Versuchskörpers ist *größer* geworden) und erst im Frühjahr (ab ca. 5000 h) mit Beginn der Rücktrocknung wurde wieder eine Verkürzung der Versuchskörper gemessen. Auffallend ist auch, dass das Quellen des Versuchskörpers C2 deutlich geringer ausgefallen ist, als bei Versuchskörper B2 bzw. durch stärkere Kriechverformungen überlagert wurde. Diese Beobachtung kann mit dem höheren Belastungsgrad erklärt werden, da durch die größeren Druckspannungen das Quellen stärker behindert wird und zugleich stärkere Kriecheffekte auftreten.

Die Angabe von Parametern für das *Pfefferle*-Modell ist auf Basis der Messdaten nicht möglich. Hierzu wäre eine wesentlich längere Beobachtungszeit (mindestens einige Jahre) erforderlich, damit die im Jahresverlauf zyklischen Verformungen geglättet werden können. Sinnvoll ist allerdings eine vergleichende Betrachtung mit Versuch C3 kontrollierten Wechselklima (Abschnitt 3.4.4.8).

3.4.4.8 Vergleich der Versuche B2 und C2 mit dem Modell für C3

Da aus den Versuchen B2 und C2 aufgrund der im Verhältnis zum Jahreszeitenverlauf kurzen Versuchsdauer keine Kriechfunktionen direkt ableitbar sind (vgl. Abschnitt 3.4.4.7), wurde ein Vergleich

mit dem Modell für Versuch C3 durchgeführt. In Abbildung 3.45 sind die relativen Verformungen von B2 und C2 gemeinsam mit dem Kriechmodell von C3 und der gemessenen Außenluftfeuchte dargestellt.

Das Kriechen der Versuchskörper wird im Bereich von ca. 1.000 – 7.500 h durch das Quellen überkompensiert, so dass insgesamt *negative*, relative Verformungen gemessen wurden. Erst mit deutlich fallender Luft- und damit Holzfeuchte (vgl. auch Abbildung 3.33) im Bereich ab ca. 7.500 h kommt es wieder zu einer Zunahme der Verformungen.

Insgesamt bleiben über den Zeitraum von mehr als 12.500 h die relativen Verformungen aber deutlich kleiner als diejenigen der Kriechfunktion für C3 (vgl. Abschnitt 3.4.4.5). Hieraus kann der Schluss gezogen werden, dass das Modell C3 die Kriechverformungen in Klimabedingungen der Nutzungs-kategorie 2 eher über- als unterschätzt.

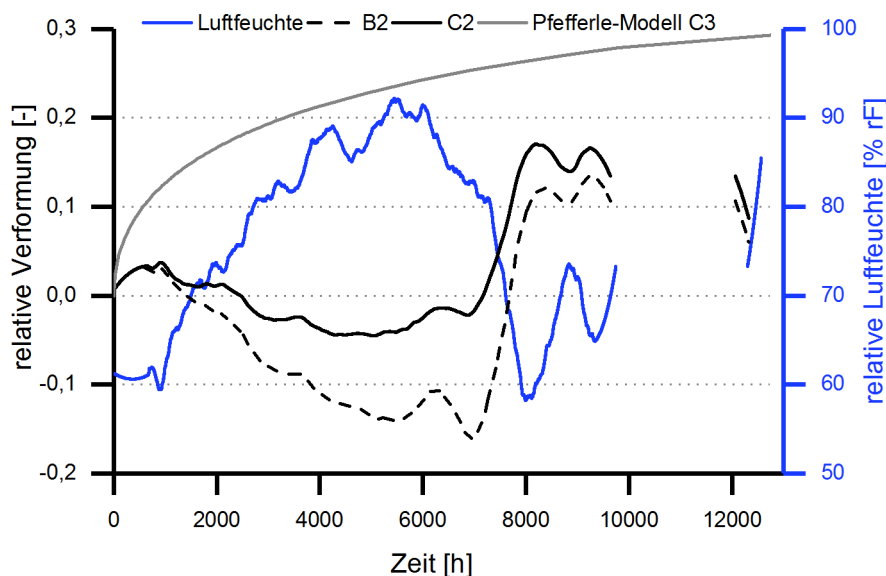


Abbildung 3.45: Vergleich der relativen Verformungen der Versuchskörper B2 und C2 mit dem Modell für C3, Darstellung gemeinsam mit der relativen Luftfeuchte

3.5 Fazit

Das Ziel der durchgeführten Untersuchungen war, auf der Basis eigener Kriechversuche und dem Abgleich mit einer Literaturstudie Kriechzahlen für Brettsperrholz unter Längsdruck abzuleiten, insbesondere im Hinblick auf die Spannkraftberechnung vorgespannter Tragwerke. Hierzu wurden sechs originalmaßstäbliche Kriechversuche in drei verschiedenen Klimata durchgeführt, welche jeweils mit einer Spannlatze in Längsrichtung vorgespannt wurden. Aus den gemessenen Verformungen wurden Kriechfunktionen aufgestellt, um anschließend durch Extrapolation Endkriechzahlen für die praktische Anwendung ableiten zu können.

Die Kriechverformungen von Holz unter Längsdruck sind nach den Ergebnissen dieser Versuche kleiner als diejenigen, die in der Literatur für Biegebeanspruchungen angegeben werden. Dies wird besonders deutlich bei konstantem Umgebungsklima und typischerweise in Nutzungsklasse 1 auftretenden Holzfeuchtigkeiten, gilt aber ebenso für die im Außenklima und bei einem zyklisch wechselnden Laborklima durchgeführten Versuche.

Diese Beobachtungen werden durch Literaturangaben zum Kriechen von Holz in Faserrichtung bestätigt, allerdings liegen dazu nur wenige Untersuchungsergebnisse vor.

Der Belastungsgrad hat nach den Versuchsergebnissen ebenfalls eine Auswirkung auf die Größe der Kriechverformungen. Bei einem Belastungsgrad von 14 % des Mittelwertes der Kurzzeitfestigkeit wurden nur sehr kleine, kaum messbare Verformungen festgestellt, erst bei der mittleren Belastungsstufe von 28 % zeigten sich deutliche Kriecherscheinungen. Diese Beobachtung deckt sich mit zahlreichen Literaturangaben. In der praktischen Anwendung sind die Druckspannungen im quasi-ständigen Lastfall normativ auf ca. 25 % des Mittelwertes der Kurzzeitfestigkeit begrenzt.

Aus diesem Grund kann eine Abstufung der rechnerischen Kriechverformung nach der mechanischen Spannungsauslastung des Bauteils vorgenommen werden. Als praktisch orientierter Ansatz bietet sich eine Einteilung in Belastungsgrade infolge Dauerlasten von 0 – 15 %, 15 – 30 % und über 30 % der Kurzzeitfestigkeit an. Diese Abstufung entspricht derjenigen der durchgeführten Versuche.

Die aus den Versuchen abgeleiteten Endkriechzahlen φ entsprechen dem normativ verwendeten *Verformungsbeiwert* k_{def} . Für die praktische Anwendung zum Beispiel zur Berechnung von Spannkraftverlusten können daher die in Tabelle 3.7 zusammengestellten Werte k_{def} verwendet werden. Diese gelten für Verformungen in Holzfaserrichtung von Brettsperrholz aus Fichtenholz bei vorwiegend ruhender Druckbeanspruchung in Plattenebene.

Tabelle 3.7: Verformungsbeiwerte k_{def} für Kriechen unter Längsdruckbeanspruchung in den Nutzungsklassen 1 und 2

Belastungsgrad	NKL1	NKL2
$f_{c,quasi-staendig} / f_{c,mean}$		
über 30 %	0,2	0,4
15 – 30 %	0,15	0,3
bis 15 %	0,1	0,2

4 Stabilitätsverhalten vorgespannter Bauteile aus Brettsperrholz

4.1 Einführung

4.1.1 Allgemeines

Vorgespannte Bauteile sind aufgrund ihrer Schlankheit und der Beanspruchung durch Druckspannungen potentiell knick- oder beulgefährdet. In diesem Kapitel wird zunächst der Stand der Wissenschaft und Technik zur Nachweisführung gegen Stabilitätsversagen flächiger Holzbauteile zusammengestellt und mit der Vorgehensweise im Stahlbau verglichen. Für die Bestimmung der maßgebenden inneren Kräfte eines vorgespannten Bauteils ist es erforderlich zu beurteilen, inwieweit sich Spannkkräfte auf das Stabilitätsverhalten auswirken. Hierzu wurden zwei Knickversuche durchgeführt und ausgewertet. Aus den Versuchsergebnissen und der Literaturstudie werden Empfehlungen zum Stabilitätsnachweis vorgespannter Bauteile abgeleitet.

4.1.2 Stabilitätsverhalten intern vorgespannter Bauteile

Die ideale Knicklast P_{crit} eines durch zentrischen Druck belasteten, an den Enden gelenkig gelagerten Stabes der Länge l und der Biegesteifigkeit $E \cdot I$ ist nach *Euler*:

$$P_{crit} = \frac{E \cdot I \cdot \pi^2}{l^2} \quad (4.1)$$

Wird die Druckkraft durch Spannglieder ausgeübt, die außerhalb des Stabquerschnittes oder frei in einer ziemlich weiten Röhre innerhalb des Querschnittes (d. h. ohne Verbund) liegen, ändert sich diese Knicklast nicht. Die Vorspannkraft reduziert den bis zum Knicken noch zur Verfügung stehenden Nutzlastanteil der Gesamtkraft.

Wenn die Spannglieder allerdings mit dem gedrückten Stab in Querrichtung unverschieblich verbunden werden, dann stützen diese den Druckstab seitlich ab. Biegemomente und Querkräfte aus seitlicher Auslenkung des Stabes mit entsprechenden werden durch gleich große, entgegengesetzte Kräfte u aus dem Spannglied kompensiert. Knicken unter Vorspannung kann nicht auftreten, wenn das Spannglied in Querrichtung kraftschlüssig mit dem vorgespannten Bauteil verbunden ist (vgl. Abbildungen 4.1 und 4.2).

Wenn die Spannglieder abschnittsweise im Spannkkanal seitlich gestützt sind, wird die Knicklänge auf den Abstand zwischen den Stützpunkten reduziert. Bei einer Halterung in der Mitte des Stabes wird beispielsweise die Knicklänge halbiert und entsprechend der Euler'schen Gleichung (Formel 4.1) die Knicklast vervierfacht.

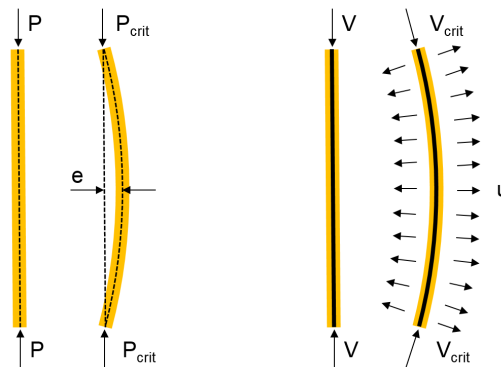


Abbildung 4.1: Knicken eines Stabes unter äußerer Last P (links) und Verhalten unter Vorspannkraft V (rechts)

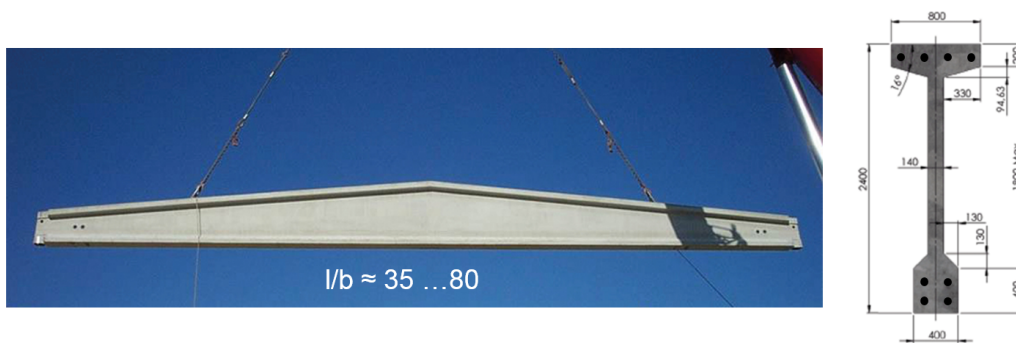


Abbildung 4.2: Schlanker Spannbetonbinder [Laumer Fertigteile]

4.2 Stand der Wissenschaft und Technik

4.2.1 Normative Nachweismethoden im Holzbau

4.2.1.1 Ersatzstabverfahren

Die Stabilität von Druckstäben aus Holz kann mit dem *Ersatzstabverfahren* nach DIN EN 1995-1-1 nachgewiesen werden. Hierbei wird in Abhängigkeit der Schlankheit λ und einem Imperfektionsbeiwert β_c der Knickbeiwert k_c ermittelt. Das Verfahren beruht auf den Untersuchungen [Ehlbeck und Blumer 1985], [Blaß 1988] und der Dissertation von [Blaß 1987]. In [Blaß et al. 1995] ist eine Zusammenfassung der wesentlichen Hintergründe des Verfahrens enthalten.

Vorteil des Verfahrens ist die einfache Handhabung, da die Schnittgrößen am unverformten System ermittelt werden und Imperfektionen nicht einzeln bestimmt und als Einwirkung angesetzt werden müssen. Der Nachweis erfolgt auf Spannungsebene:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c \cdot f_{c,0,d} = \frac{k_c \cdot k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} \quad (4.2)$$

mit:

$\sigma_{c,0,d}$	Bemessungswert der Druckbeanspruchbarkeit [N/mm^2]
k_c	Knickbeiwert
$f_{c,0,d}$	Bemessungswert der Druckfestigkeit [N/mm^2]
k_{mod}	Modifikationsbeiwert nach DIN EN 1995-1-1:2010
γ_M	Materialsicherheitsbeiwert nach DIN EN 1995-1-1:2010

k_c wird auf Basis der *relativen Schlankheit* λ_{rel} nach einer empirischen Formel ermittelt:

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} \quad \text{mit} \quad k = 0,5 \cdot (1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0,5) + \lambda_{rel}^2) \quad (4.3)$$

β_c bildet dabei die unterschiedlichen Imperfektionen für Voll- und Brettschichtholz ab. Nach DIN EN 1995-1-1 ist $\beta_c = 0,2$ für Vollholz und $\beta_c = 0,1$ für Brettschichtholz. Dieser Wert darf auch für Brettsperrholz angenommen werden. λ_{rel} ergibt sich aus den geometrischen Eigenschaften des Stabes und dessen Druckfestigkeit:

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} \quad (4.4)$$

mit:

λ_{rel}	relative Schlankheit
$f_{c,0,k}$	charakteristischer Wert der Druckfestigkeit [N/mm^2]
$\sigma_{c,crit}$	Knickspannung des Stabes nach <i>Euler</i> , vgl. Formel 4.1

Die Abhängigkeit des Beiwertes k_c von der geometrischen Schlankheit λ ist für Vollholz der Festigkeitsklasse C24 in Abbildung 4.3 dargestellt. Die geometrische Schlankheit λ ist für Brettsperrholz immer unter Verwendung der *wirksamen Biegesteifigkeit* EI_{eff} zu ermitteln. Diese berücksichtigt den Einfluss des nachgiebigen Verbundes der einzelnen Brettlagen durch den Einfluss der Rollschubsteifigkeit der Querlagen und kann z. B. nach dem γ -Verfahren nach Anhang B aus DIN EN 1995-1-1:2010 ermittelt werden. Für die Materialsteifigkeit wird der 5-% Quantilwert des Elastizitätsmoduls verwendet, da das Rechenverfahren und die empirische Formel 4.3 auf dieser Basis entwickelt wurden.

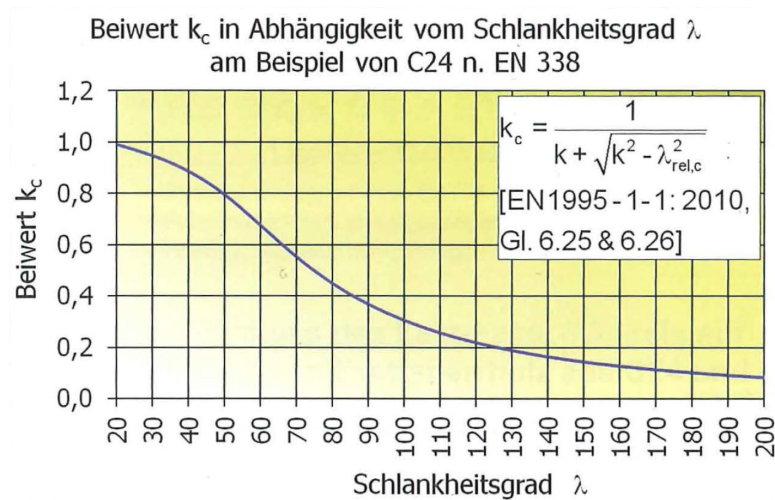


Abbildung 4.3: Knickbeiwert k_c in Abhängigkeit der Schlankheit λ für Nadelholz C24, aus [Lißner und Rug 2016]

4.2.1.2 Nachweis nach Theorie II. Ordnung

Für komplexere statische Systeme oder zur genaueren Nachweisführung eignet sich die Berechnung nach Theorie II. Ordnung. Das Verfahren für Holztragwerke ist u. a. in [Neuhaus 2017], [Möller 2007] und [Blaß et al. 2004] beschrieben.

Grundlage ist dabei eine Berechnung der Schnittgrößen am verformten System unter Ansatz von Imperfektionen und Verbindungssteifigkeiten. Imperfektionen werden üblicherweise als äquivalente Ersatzlasten angesetzt [Kindmann 2008]. Für Einzelstäbe kann die Vergrößerung der Momente nach Th. II. Ordnung vereinfacht mit Hilfe des *Dischinger-Faktors* bestimmt werden. Diese Lösung ist dann genau, wenn die Momente nach Theorie I. und II. Ordnung affin zu einander sind. Für andere Fälle können aus der Literatur entsprechende Korrekturwerte entnommen werden (Abbildung 4.4). Das Moment nach Theorie II. Ordnung wird mit dem *Dischinger-Faktor* wie folgt bestimmt:

$$M_{II.O.} = M_{I.O.} \cdot \frac{1 + \frac{P}{P_{crit}} \cdot \delta}{1 - \frac{P}{P_{crit}}} \quad (4.5)$$

mit:

$M_{I.O.}$	Biegemoment nach Theorie I. Ordnung am unverformten System [kNm]
$M_{II.O.}$	Biegemoment nach Theorie II. Ordnung am verformten System [kNm]
P	einwirkende Druckkraft [kN]
P_{crit}	ideale Knicklast nach <i>Euler</i> , vgl. Formel 4.1 [kN]
δ	Faktor zur Berücksichtigung verschiedener Lastfälle, vgl. Abbildung 4.4

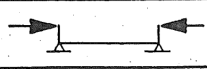
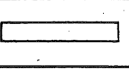
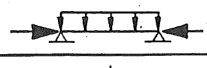
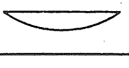
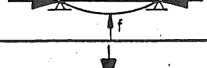
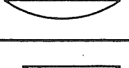
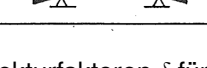
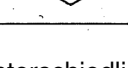
System	Momentenlinie $M_{I,0}$	δ
		0,27
		- 0
		- 0
		-0,19

Abbildung 4.4: Korrekturfaktoren δ für unterschiedliche Momentenverläufe eines Sta-
bes

Der Nachweis erfolgt anschließend als Spannungsnachweis unter Biegung und Normalkraft:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}^{II}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}^{II}}{f_{m,y,d}} + k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}^{II}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \tag{4.6}$$

und

$$\left(\frac{\sigma_{f,0,d}^{II}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}^{II}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}^{II}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \tag{4.7}$$

mit:

- $\sigma_{f,0,d}^{II}$ Bemessungswert der Druckbeanspruchung nach Th. II. O. [N/mm^2]
- $f_{c,0,d}$ Bemessungswert der Druckfestigkeit [N/mm^2]
- $\sigma_{m,y,d}^{II}$ Bemessungswert der Biegebeanspruchung um die y-Achse nach Th. II. O. [N/mm^2]
- $f_{m,y,d}$ Bemessungswert der Biegefestigkeit um die y-Achse [N/mm^2]
- $\sigma_{m,z,d}^{II}$ Bemessungswert der Biegebeanspruchung um die z-Achse nach Th. II. O. [N/mm^2]
- $f_{m,z,d}$ Bemessungswert der Biegefestigkeit um die z-Achse [N/mm^2]
- k_{red} 0,7 für Rechteckquerschnitte und 1,0 für andere Querschnitte (nach DIN EN 1995-1-1 Abschnitt 6.1.6)

4.2.1.3 Druckbeanspruchte ebene Flächen nach DIN EN 1995-1-1:2010

Nach NCI NA 9.3.3 zu DIN EN 1995-1-1:2010 sind die Schnittgrößen ebener Flächen mit Druckkräften aus Scheibenbeanspruchung nach Theorie II. Ordnung zu berechnen. Hierzu sollen für die Schnittgrößenermittlung die durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_M dividierten Mittelwerte der Steifigkeitskennwerte verwendet werden. Diese Berechnung ist bei Einhaltung der folgenden Bedingung nicht erforderlich:

$$l_{eff} \cdot \sqrt{\frac{N_d \cdot \gamma_M}{E_{0,mean} \cdot I}} \leq 1 \tag{4.8}$$

mit:

l_{eff}	Ersatzstablänge der Fläche, bei Wänden ist l_{eff} die Geschosshöhe oder der halbe Abstand der Aussteifungen durch Querwände (der kleinere Wert ist maßgebend) [m]
$E_{0,mean} \cdot I$	Biegesteifigkeit für die Breite $b = 1$ m nach DIN EN 1995-1-1:2010 NA 5.6 [Nmm ²]
N_d	Druckkraft für die Breite $b = 1$ [N]

4.2.2 Einflussfaktoren auf das Stabilitätsverhalten von Holzbauteilen

4.2.2.1 Materialsteifigkeit

In allen Stabilitätsbetrachtungen hat die angesetzte Materialsteifigkeit bzw. wesentlichen Einfluss auf die rechnerische Tragfähigkeit (vgl. Abbildung 4.5). Je nach Anwendung und Verfahren wird entweder der Mittelwert der Steifigkeitseigenschaften (z. B. $E_{0,0,05}$) verwendet oder deren 5-% Quantilwert ($E_{0,mean}$).

Das Ersatzstabverfahren basiert auf den 5-% Quantilwerten, daher sind diese bei dessen Anwendung immer zu verwenden [Blaß et al. 2004]. Bei Berechnungen nach Theorie II. Ordnung kann die Entscheidung nach DIN 1052:2004 nach der Art des betrachteten Systems getroffen werden: Für *einzelne* Druckglieder (gemeint sind einzelne Bauteile aus Vollholz oder Brettschichtholz) ist der 5-% Quantilwert $E_{0,05}$ zu verwenden, während für *Tragsysteme* der Mittelwert der Steifigkeit E_{mean} anzusetzen ist [Blaß et al. 2004], [Neuhaus 2017]. Hintergrund dieser Regelung war, dass die Steifigkeit eines *einzelnen* Stabes aus Voll- oder Brettschichtholz aufgrund der natürlichen Streuung gemäß dem Teilsicherheitskonzept mit dem 5-% Quantilwert anzusetzen ist. Die Streuung der Steifigkeit ist mindestens so groß wie die der jeweiligen Festigkeitseigenschaft [Frangi und et al. 2015], vgl. auch [Westermayr 2016].

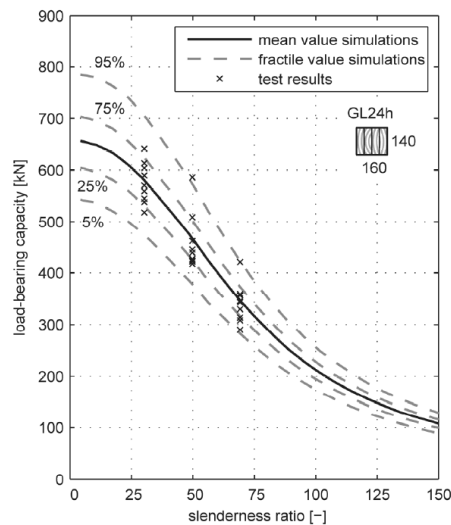


Abbildung 4.5: Vergleich zwischen Versuchsdaten und Simulationen von Stützen aus GL24h bei verschiedenen Quantilwerten der Steifigkeit [Frangi und et al. 2015]

Das Verhalten eines *Tragsystems* aus vielen redundant zusammenwirkenden Bauteilen strebt mit steigender Größe dagegen gegen den Mittelwert der Materialeigenschaften. [Köhler 2008] und [Frangi und et al. 2015] haben das Tragverhalten von Druckstäben aus Brettschichtholz analog zur Vorgehensweise von [Blaß 1987] mit einer umfangreichen Monte-Carlo-Simulation unter Variation der Steifigkeitseigenschaften untersucht. Auch von diesen Autoren wird empfohlen, für *einzelne Bauteile* die 5-% Quantilwerte der Steifigkeiten und für *Tragsysteme* („structural systems“) deren Mittelwerte zu verwenden.

Diesem Ansatz folgt DIN EN 1995-1-1:2010 (Abschnitt 4.2.1.3) mit der Empfehlung, für die Schnittgrößenermittlung *ebener Flächen nach Theorie II. Ordnung* Mittelwerte der Steifigkeiten zu verwenden. Im Ergebnis ähnlich ist die Regelung für die anzusetzende Steifigkeit bei der Ermittlung des bezogenen Kippschlankheitsgrades $\lambda_{rel,m}$ von biegedrillknickgefährdeten Brettschichtholzträgern in NCI 6.3.3(2). Hier dürfen die Steifigkeitskennwerte auf 5 %-Quantilniveau mit dem Faktor 1,4 multipliziert werden.

4.2.2.2 Geometrische Imperfektionen

Als *geometrische Imperfektionen* werden alle geometrischen Abweichungen eines Bauteils oder Bauwerks von seiner in der Tragwerksplanung zugrundegelegten Sollgeometrie bezeichnet. Dies sind insbesondere Vorkrümmungen der Stabachse, nicht planmäßige Schiefstellungen und Abweichungen der Querschnitte von den Sollmaßen. Diese Imperfektionen resultieren aus Ungenauigkeiten bei Herstellung und Montage und aus Verwerfungen, Verkrümmungen und Verdrehungen nach der Montage infolge von Alterung und Umgebungseinflüssen.

Ehlbeck und Blaß [1987] haben die Imperfektionen von unterschiedlich ausgelasteten Holzdruckstäben aus 13 verschiedenen, von einander unabhängigen Bauwerken untersucht. Hierzu wurden die Krümmungen der Stabachsen, die Schrägstellung, die Querschnittsabmessungen sowie die Holzfeuchte bestimmt. Ein Teil der Bauwerke wurde unmittelbar nach der Montage vermessen, andere erst mehrere Jahre nach der Fertigstellung. Die gemessenen Stützen wiesen zum größten Teil Rechteckquerschnitte auf, nur in wenigen Fällen handelte es sich um Rund- oder Achteckquerschnitte. Der Mittelwert der Holzfeuchte lag bei $u = 14,8\%$ mit einer Standardabweichung $s = 1,2$. Die Messwerte wurden anschließend getrennt nach Vollholz- und Brettschichtholzbauteilen statistisch ausgewertet und als Häufigkeitsverteilungen dargestellt.

Aus der Auswertung von 176 Brettschichtholz- und 142 Vollholzstützen wurde festgestellt, dass die bezogenen Ausmitten bei Vollholz deutlich größer als bei Brettschichtholz waren. Brettspertholz war zu diesem Zeitpunkt noch nicht marktüblich und daher nicht in die Untersuchung einbezogen. Alle gemessenen Werte waren geringer als die rechnerisch anzusetzenden Werte der damals gültigen DIN 1052:1969. Diese gab anzusetzende Vorkrümmungen von $l/400$ bzw. $l/250$ für Vollholz der Güteklassen I und II, sowie $l/500$ für Brettschichtholz an. In der aktuellen DIN EN 1995-1-1:2010 wird als Ausmittigkeit für Druckstäbe aus Brett- und Furnierschichtholz mit $l/500$ und mit $l/300$ für Bauteile aus Vollholz angegeben.

4.2.3 Theorie des Plattenbeulens

4.2.3.1 Allgemeines

Der Begriff *Beulen* bezeichnet die Instabilität dünnwandiger Flächentragwerke, in deren Ebene Normal- und/oder Schubspannungen wirken (Abbildung 4.6). Das Tragverhalten ist ähnlich zu dem von druckbelasteten Stäben, wobei hier der Spannungszustand in der Fläche als *Membranspannungszustand* bezeichnet wird.

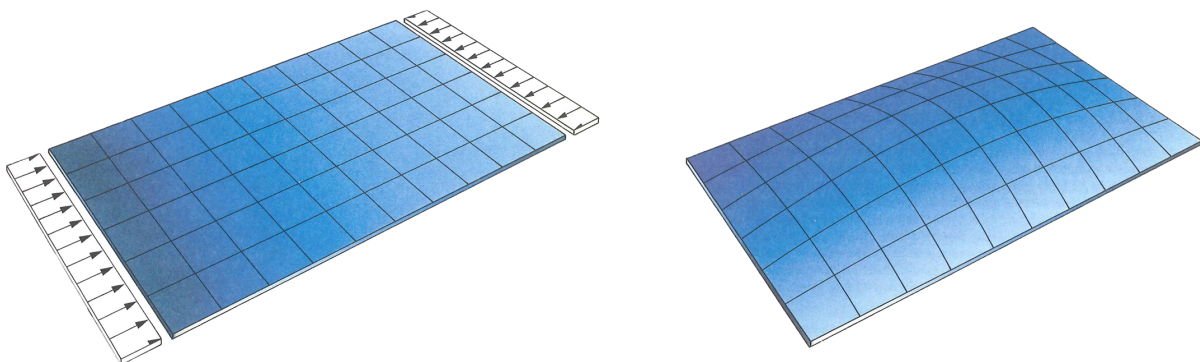


Abbildung 4.6: *Beulen* einer rechteckigen, allseitig gelenkig gelagerten Platte unter Druckspannungen in Plattenebene: links das statische System mit Belastung, rechts der verformte Zustand [Hirt und Bez 1998]

Plattenbeulen tritt vor allem bei dünnwandigen Bauteilen im Stahl- und Leichtbau auf. Für traditionell stabförmige und eher gedrungene Bauteile im Holzbau war dies bisher in der Regel nicht relevant. Erst seit der Verwendung großflächiger und relativ dünner Scheiben aus Brettspertholz und bei dünnen Schalentragerwerken können Beulfälle auftreten. Entsprechend gibt es bisher keine spezifischen normativen Regelungen. Nach DIN EN 1995-1-1:2010 sind „*Schalen auf Beulen zu untersuchen, wenn die Beulsicherheit nicht offensichtlich ist*“, es werden aber keine Berechnungsansätze genannt.

Die theoretischen Grundlagen zum Plattenbeulen sind in der Literatur insbesondere aus dem Stahlbau, dem Leichtbau und der technischen Mechanik ausführlich hergeleitet und erläutert (u. a. [Kindmann 2008], [Hirt und Bez 1998], [Petersen 2013], [Wiedemann 2007], [Hertel 1960]).

Das Prinzip des Plattenbeulens kann anhand von Abbildung 4.7 erläutert werden: Eine *ideal ebene*, allseitig gelenkig gelagerte Platte wird in einer Achse mit Druckspannungen beansprucht. Solange die Druckspannungen unterhalb der idealen Beulspannung bleiben, kehrt die Platte nach Wegfall einer seitlichen Störung bzw. Belastung w in ihre ebene Ausgangslage zurück. Wenn die Druckspannung σ_x bis zur idealen Beulspannung σ_{crB} gesteigert wird, verbleibt die Platte nach Aufheben der Störung in einer seitlich ausgebeulten, *indifferenten* Gleichgewichtslage (Abbildungen 4.6 und 4.7 b)).

Im Unterschied zum Knicken eines Druckstabes oder Kippen eines Biegeträgers ist die Traglast jedoch hier noch nicht erreicht: Die Platte hält nach Aufbringen der idealen Beulspannung noch einer weiteren Lasterhöhung stand. Dies kann mit dem Ausbilden eines *Membranspannungszustandes* erklärt werden und wird als *überkritische Tragreserve* bezeichnet. Bei einem Knickstab ist die Traglast beim Erreichen der idealen *Eulerschen* Knicklast erreicht, da die Verformung quer zur Stabachse nicht behindert wird. Der Membranspannungszustand der Platte wirkt jedoch einer weiteren Verformung entgegen. Das „Ausknicken“ der Druckfasern in Krafrichtung in Plattenmitte wird durch die rechtwinklig dazu verlaufenden Zugfasern zurückgehalten (vgl. Abbildung 4.7 c)).

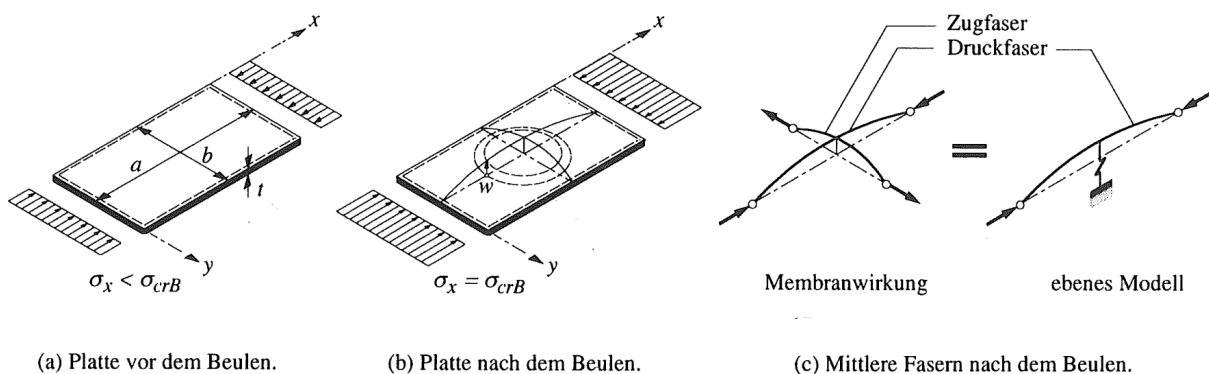


Abbildung 4.7: Beulen einer Platte, Membranwirkung und ebenes Modell [Hirt und Bez 1998]

4.2.3.2 Ideale Beulspannungen der isotropen Platte

Die ideale Beulspannung einer vierseitig gelenkig gelagerten Rechteckplatte kann als Verzweigungs-
lastproblem anhand einer Differentialgleichungslösung ermittelt werden. Hierzu werden die folgenden
Annahmen getroffen:

- die Platte ist bei Belastungsbeginn vollkommen eben
- die Beulverformungen rechtwinklig zur Plattenebene sind klein
- die Beanspruchungen wirken ausschließlich in der Plattenebene
- der Werkstoff verhält sich isotrop und linear-elastisch

Die Differentialgleichung des Plattenbeulens beschreibt das Gleichgewicht im ausgelenkten Zustand;
ist dieses bezüglich der Auslenkung w quer zur Plattenebene indifferent, so ist die zugehörige Druck-
kraft N_x *beulkritisch*. Die Differentialgleichungslösung zur Betrachtung des Gleichgewichts der ver-
formten Platte kann wie folgt aufgestellt werden:

$$\frac{d^4 w}{dx^4} + \frac{d^4 w}{dx^2 dy^2} + \frac{d^4 w}{dy^4} = \frac{N_x}{D} \cdot \frac{d^2 w}{dx^2} \quad (4.9)$$

mit:

w	Verformung der Platte rechtwinklig zur Plattenebene
N_x	Normalkraft pro Längeneinheit ($N_x = \sigma_x \cdot t$)
D	Plattensteifigkeit bezogen auf die Einheitsbreite b ($D = \frac{t^3 E}{12(1-\nu^2)}$)
E	Elastizitätsmodul
t	Plattendicke
ν	Querdehnzahl (Poissonzahl)

Unter der Annahme, dass die Plattenverformung einen sinusförmigen Verlauf besitzt:

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn} \cdot \sin \frac{m\pi x}{a} \cdot \sin \frac{m\pi y}{b} \quad (4.10)$$

mit:

m	Anzahl der Halbwellen (Beulen) in x -Richtung
n	Anzahl der Halbwellen (Beulen) in y -Richtung
a	Länge der Platte in Krafrichtung
b	Breite der Platte quer zur Krafrichtung

kann durch Einsetzen von w aus Gleichung 4.10 in Gleichung 4.9 die ideale Beullast N_{crB} bestimmt werden. Unter Berücksichtigung der Plattenrandbedingungen ergibt sich nach Integration:

$$N_x = \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2 \cdot \frac{\pi^2 a^2 D}{m^2} \quad (4.11)$$

Nach Einsetzen der Plattensteifigkeit D und des Seitenverhältnisses $\alpha = a/b$ folgt:

$$N_{crB} = \left(\frac{m}{\alpha} + \frac{\alpha}{m} \right)^2 \frac{\pi^2 E t}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (4.12)$$

Hieraus kann die ideale Beulspannung ermittelt werden:

$$\sigma_{crB} = \frac{N_{crB}}{t} = \left(\frac{m}{\alpha} + \frac{\alpha}{m} \right)^2 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (4.13)$$

Mit dem *Beulwert* k :

$$k = \left(\frac{m}{\alpha} + \frac{\alpha}{m} \right)^2 \quad (4.14)$$

und der Eulerschen Bezugsspannung σ_e :

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (4.15)$$

kann die ideale Beulspannung wie folgt ausgedrückt werden:

$$\sigma_{crB} = k \cdot \sigma_e \quad (4.16)$$

Für Stahl ist

$$\sigma_{e,Stahl} = 190.000 \cdot \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (4.17)$$

Für Holz der Festigkeitsklasse C24 wäre dies entsprechend ungefähr (ohne Berücksichtigung der anisotropen Materialeigenschaften und des Einflusses des BSP-Lagenaufbaus):

$$\sigma_{e,Holz} = 10.500 \cdot \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (4.18)$$

Der Unterschied ergibt sich im Wesentlichen aus dem ca. um den Faktor 20 geringeren E-Modul.

Gleichung 4.16 zeigt, dass sich die ideale Beulspannung σ_{crB} direkt proportional zum Beulwert k verhält. Bei quadratischen Platten tritt beim Beulen eine einzige Halbwelle ($m = 1$) auf:

$$k = \left(\frac{1}{\alpha} + \frac{\alpha}{1} \right)^2 \quad (4.19)$$

Auch für größere Anzahlen von Halbwellen erreicht dieser Ausdruck einen Minimalwert von $k_{min} = 4$ (vgl. Abbildung 4.8). Vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend kann daher für den Beulwert k die untere Grenze der *Girlandenkurve* nach Abbildung 4.8 c) verwendet werden, die durch eine Gerade mit dem Wert $k = 4,0$ ersetzt wird.

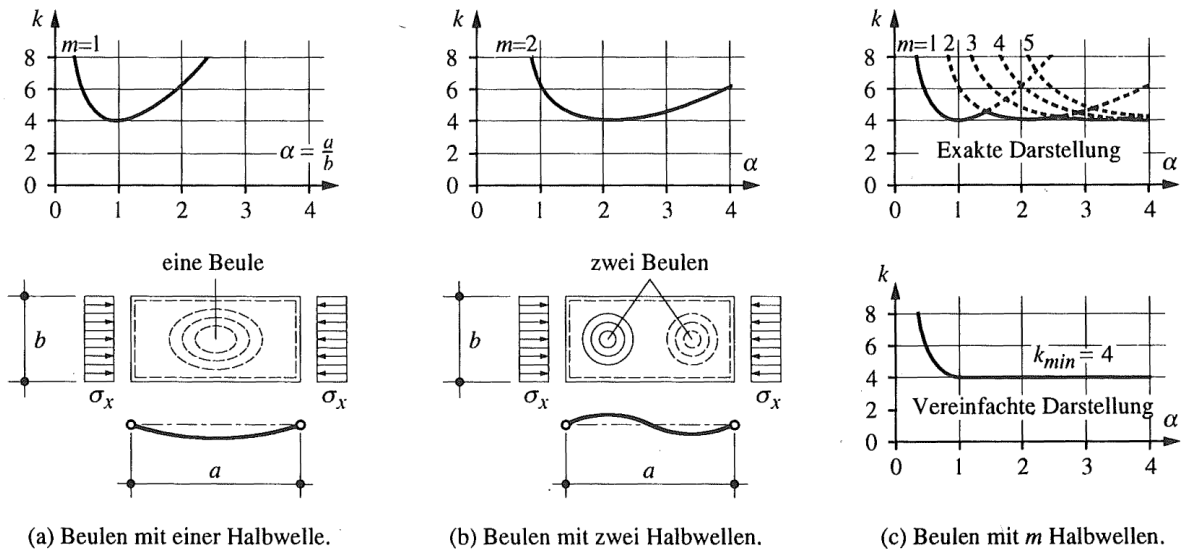


Abbildung 4.8: Beulwerte k in Abhängigkeit von α und m [Hirt und Bez 1998]

In der Literatur zum Beulverhalten sind ausgehend von dem Elementarfall der allseitig gelagerten Rechteckplatte unter einachsiger Druck noch zahlreiche andere Fälle für verschiedene Lagerungs- und Belastungsbedingungen durch entsprechende Anpassung der Differentialgleichung gelöst (vgl. z. B. die Tafeln von *Klöppel* [Klöppel et al. 2001]).

4.2.3.3 Berücksichtigung von Orthotropie

Die oben dargestellten mechanischen Grundlagen des Beulens gelten für isotrope Materialeigenschaften. Für den Werkstoff Brettsperrholz ist aufgrund der natürlichen Eigenschaften von Holz und des lagenweisen Aufbaus zusätzlich die Anisotropie zu berücksichtigen. Für eine kreuzweise Anordnung der Brettlagen im Winkel $0^\circ/90^\circ$ ergeben sich *orthotrope* Eigenschaften der Platte.

Zur Beschreibung des Beulverhaltens *orthotroper* Platten werden die Längs- und Quersteifigkeiten B_x , B_y und die Drillsteifigkeit B_{xy} benötigt. Diese sind im isotropen Fall identisch. Die *Kreuzzahl*

$$\eta = B_{xy} / \sqrt{B_x \cdot B_y} \quad (4.20)$$

nimmt dann den Wert $\eta = 1,0$ an. Sie ist am kleinsten ($\eta = 0$) für den *drillweichen* Kreuzrost (Ausrichtung $0^\circ/90^\circ$) und am größten ($\eta_{max} = 3$) für den Scherenrost ($+45^\circ/-45^\circ$).

Die Eulersche Bezugsspannung σ_e wird für orthotrope Platten üblicherweise in der Form einer Streckenlast p_e angegeben:

$$p_e = \frac{\pi^2 \sqrt{B_x B_y}}{b^2} \quad (4.21)$$

Mit dem Beulwert k kann damit die ideale Beulspannung p_{crB} wie folgt ausgedrückt werden:

$$p_{crB} = k \cdot p_e \quad (4.22)$$

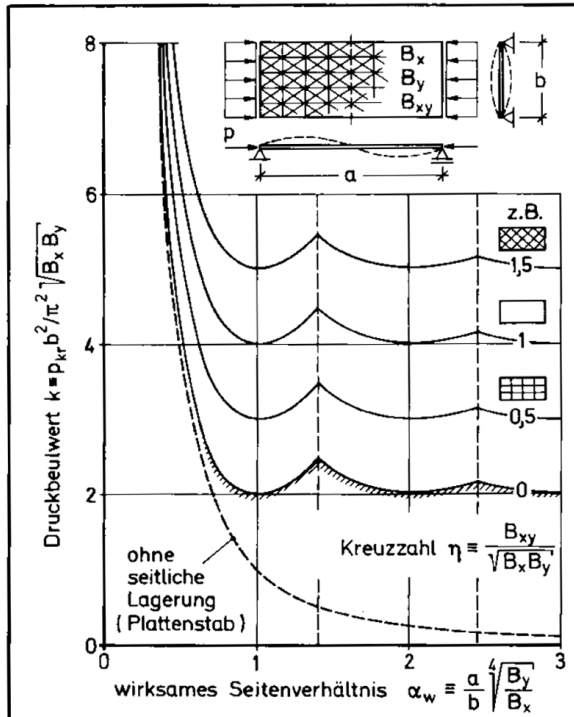
Der Beulwert k hängt vom Seitenverhältnis α , der Anzahl der Beulen in Lastrichtung m und der Kreuzzahl η ab (Abbildung 4.9 a)). Er wird im Fall der orthotropen Platte nach [Wiedemann 2007] zu:

$$k = \left(\frac{m}{\alpha} + \frac{\alpha}{m} \right)^2 + 2(\eta - 1) \quad (4.23)$$

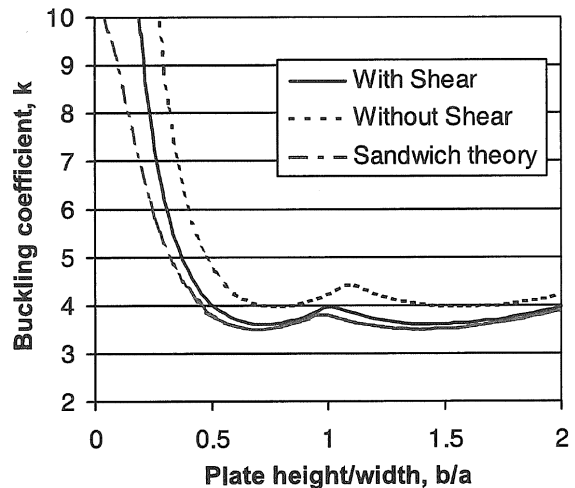
4.2.3.4 Berücksichtigung der Schubsteifigkeit

Die verhältnismäßig geringe Rollschubsteifigkeit der Querlagen des Brettsperrholzes führt zu einer Verringerung der wirksamen Biegesteifigkeit. Zudem wirkt sich die Plattenschubsteifigkeit auf die Beulspannung aus. Dieser Einfluss ist analytisch durch die Anpassung der Differentialgleichung des Plattenbeulens (vgl. Gleichung 4.9) berechenbar.

Nordstrand [2004] hat das Beulverhalten schubweicher orthotroper Platten analytisch hergeleitet, mit der Sandwichtheorie verglichen und anhand von FE-Simulationen und Versuchen verifiziert. Es zeigt sich, dass die Beulwerte insgesamt niedriger sind als bei der schubstarreren isotropen Platte, aber qualitativ den gleichen Verlauf haben. Die analytische Lösung stimmt gut mit den Ergebnissen seiner Finite-Elemente-Berechnung und Versuchen überein (vgl. Abbildung 4.9 b)).



(a) Beulwerte k allseitig gestützter orthotroper Rechteckplatten, abhängig von Seiten- und Steifigkeitsverhältnis und dem Einfluss der seitlichen Lagerung [Wiedemann 2007]



(b) Beulwerte k für schubweiche orthotrope Platten [Nordstrand 2004]

Abbildung 4.9: Beulen orthotroper und schubweicher Rechteckplatten

4.2.4 Plattenbeulen im Stahlbau

4.2.4.1 Beulnachweise nach DIN EN 1993-1-1

Für den Nachweis der Tragsicherheit auf Basis der analytisch bestimmten *idealen Beulspannungen* ist es erforderlich,

- einen Sicherheitsabstand gegenüber der realen Grenztragfähigkeit einzuhalten,
- ggf. die *überkritischen Tragreserve* und
- Imperfektionen und den Einfluss idealisierender Modellannahmen (z. B. ideal-elastisches Materialverhalten)

zu berücksichtigen.

Im Stahlbau nach DIN EN 1993-1-3 erfolgt dieser Nachweis auf Basis von Abminderungsfaktoren κ in Abhängigkeit der Plattenschlankheit $\bar{\lambda}_P$, der Belastung und der Lagerungsbedingungen. Diese

Faktoren beruhen auf umfangreichen Traglastversuchen und analytischen Berechnungen und sind in Form von Formeln und grafisch in Form der *Beulspannungslinien* aufbereitet (vgl. Abbildung 4.10).

Der *bezogene Plattenschlankheitsgrad* $\bar{\lambda}_P$ ist folgendermaßen definiert:

$$\bar{\lambda}_P = \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\sigma_{crB}}} \tag{4.24}$$

mit:

$f_{y,k}$ charakteristischer Wert der Materialfestigkeit [N/mm^2]
 σ_{crB} ideale Beulspannung [N/mm^2] (vgl. Gleichung 4.16)

Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt auf Spannungsebene:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{P,R,d}} \leq 1 \text{ mit } \sigma_{P,R,d} = \frac{\kappa \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} \tag{4.25}$$

mit:

σ_d Bemessungswert der einwirkenden Druckspannung [N/mm^2], für σ_x
 bzw. σ_y
 σ_{crB} Bemessungswert des Beulwiderstands [N/mm^2]

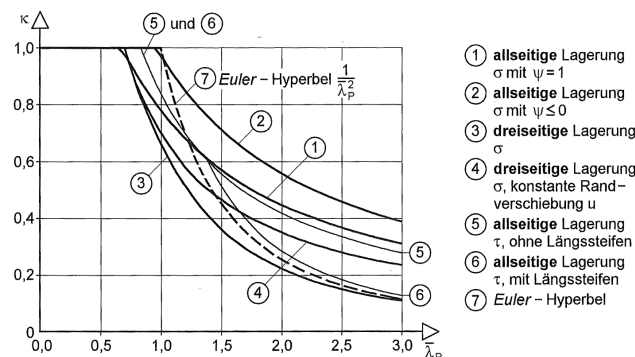


Abbildung 4.10: Beulspannungslinien κ in Abhängigkeit verschiedener Randbedingungen und der Schlankheit $\bar{\lambda}_P$ [Kindmann 2008]

4.2.4.2 Überkritisches Tragverhalten

Auffallend an den Beulspannungslinien nach Abbildung 4.10 ist, dass diese zu großen Teilen *über* der *Euler-Hyperbel* liegen. Dies liegt an der Ausnutzung der überkritischen Tragreserve, die Spannungen oberhalb der idealen Beulspannungen erlaubt. Aufgrund des Membranspannungszustandes nach Erreichen und Überschreiten der idealen Beulspannung kann in vielen Fällen eine weitere Laststeigerung aufgenommen werden.

4.2.5 Plattenbeulen im Holzbau

4.2.5.1 Allgemeines, Übertragbarkeit, Grenzen

Für Stabilitätsnachweise von Brettsperrholzplatten wird in der Regel ein maßgebender (maximal belasteter) Plattenstreifen einer Einheitsbreite betrachtet und an diesem ein Knicknachweis für Biegeknicken aus der Plattenebene mit dem Ersatzstabverfahren oder nach einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung geführt. Dies führt ab mittleren Schlankheiten (λ größer ≈ 30 , vgl. Abschnitt 4.2.1.1) zu deutlichen Abminderungen der Drucktragfähigkeit durch den Knickbeiwert k_c .

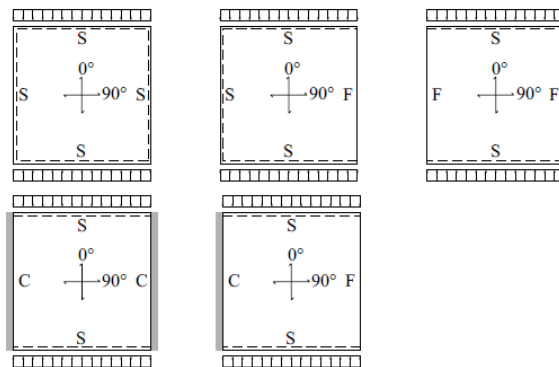
Die Beultragfähigkeit ist jedoch in der Regel größer als die Knicktragfähigkeit. In Abbildung 4.10 ist erkennbar, dass für typische Fälle (Platten mit eher kompaktem h/b -Verhältnis und mäßiger Schlankheit, $\bar{\lambda}_P \leq 1$) die Materialdruckfestigkeit voll ausgenutzt werden kann. Der im Stahlbau übliche Beulnachweis ist jedoch für den Holzbau nicht direkt übertragbar. Die Unterschiede liegen in den folgenden Eigenschaften:

- Kein *isotropes* Materialverhalten: Das Material Holz ist anisotrop, zudem besteht in Form des Plattenwerkstoffes Brettsperrholz eine strukturelle Anisotropie der Bauteile (vgl. Abschnitte 4.2.3.3 und 4.2.3.4).
- Kein *linear-elastisches* Materialverhalten
- Es liegen keine Erkenntnisse aus Traglastversuchen für Plattenbeulen an Brettsperrholzbauteilen vor. Deswegen fehlen Beulspannungslinien, die u. a. Imperfektionen berücksichtigen.

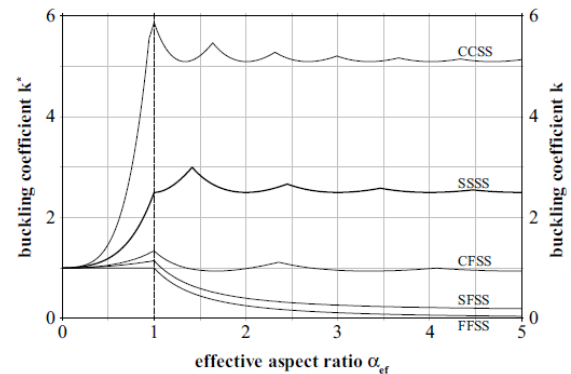
Einachsiale Biegeknicknachweise liegen für Wandscheiben aus Brettsperrholz zwar auf der „sicheren Seite“, unterschätzen allerdings je nach geometrischen Randbedingungen die tatsächliche Tragfähigkeit. Grund hierfür ist die Vernachlässigung der seitlichen Stützung aus angrenzenden Bauteilen oder geringer belasteten Plattenbereichen. Es kann daher sinnvoll sein, einen Beulnachweis anstelle des üblichen Knicknachweises zu führen, wenn mit letzterem keine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen werden kann.

4.2.5.2 Literaturstellen zu Beulnachweisen für Brettsperrholz

Es existieren nur wenige Literaturstellen speziell zum Beulverhalten von Brettsperrholzplatten. In den Veröffentlichungen von [Thiel und Krenn 2016] und [Krenn et al. 2016] werden analytische Lösungen auf Basis der Differentialgleichungen des Beulproblems (vgl. Abschnitt 4.2.3) und eine Finite-Elemente-Studie mit verschiedenen praktischen Lagerungsbedingungen dargestellt. Insbesondere für drei- oder vierseitige Lagerung ergeben sich deutliche Traglaststeigerungen gegenüber dem einachsigen Knicknachweis mit dem Ersatzstabverfahren (Lagerungsbedingung FFSS im Vergleich zu SSSS, vgl. Abbildung 4.11).



(a) untersuchte Lagerungsbedingungen



(b) Auswertung der Beulkoeffizienten

Abbildung 4.11: Untersuchung des Einflusses verschiedener Lagerungsbedingungen auf das Beulverhalten [Thiel und Krenn 2016]

4.2.5.3 Traglastkurven und Nachweisführung

Der Nachweis der Beulsicherheit erfolgt im Stahlbau mit den Beulspannungslinien in Abhängigkeit der Lagerungssituation und des Spannungszustandes (vgl. Abbildung 4.10). In diesen Beulspannungslinien sind Einflüsse aus Imperfektionen berücksichtigt, weshalb die Kurven für geringe bezogene Schlankheiten *unter* der Euler-Hyperbel liegen. Bei größeren bezogenen Schlankheiten wird das *überkritische Tragverhalten* berücksichtigt, was zu Traglasten oberhalb der Euler-Hyperbel führt. Solche Kurven existieren gegenwärtig für den Holzbau nicht; ein normativer Beulnachweis analog zum Stahlbau ist daher nicht möglich. Für die Ermittlung entsprechender Kurven müssten neben einer analytischen Auswertung des Tragverhaltens auch Traglastversuche durchgeführt werden.

4.3 Eigene Untersuchungen

4.3.1 Experimentelle Untersuchungen

4.3.2 Ziel der Untersuchung

Ziel der Versuche war die Verifizierung des aus dem Spannbetonbau bekannten Verhaltens vorgespannter knickgefährdeter Bauteile (vgl. Abschnitt 4.1.2). Hierzu wurden nacheinander zwei Knickversuche an einem Versuchskörper durchgeführt, wobei einmal die Druckkraft als äußere Last aufgebracht wurde und einmal aus einem intern verlaufenden Spannglied.

4.3.2.1 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Für die Knickversuche wurde einer der Prüfkörper des Typs B aus den Kriechversuchen (vgl. Kapitel 3, Abbildung 3.20) verwendet, nachdem er aus dem Kriechversuchsstand ausgebaut wurde. Der Versuchskörper hatte die folgenden Eigenschaften:

Lagenaufbau	34–24–34–24–34
Festigkeitsklasse	GI24h
Knicklänge [m]	$l_{ki} = 8,0 \text{ m}$
Querschnitt h x b	200 mm x 150 mm
Querschnitt Spannkana l h x b	34 mm x 34 mm
Nettoquerschnitt der Längslagen	$A_{netto} = 19.244 \text{ mm}^2$
eff. Flächenträgheitsmoment	$I_{eff} = 4.647.200 \text{ mm}^4$
E-Modul (angenommen)	$E_{0,mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$
Rohdichte	$\rho = 440 \text{ kg/m}^3$
Holzfeuchte	$u = 11,0 \%$
verwendete Spannlitze	150 mm ² St 1660/1860 Monolitze

Die rechnerische Knickspannung $\sigma_{c,crit}$ nach Formel 4.26 bei 8,0 m Knicklänge und der Schlankheit $\lambda = 162,8$ betrug $\sigma_{c,crit} = 3,4 \text{ N/mm}^2$, was bezogen auf den Nettoquerschnitt der Längslagen der Knicklast $F_{ki} = 64,8 \text{ kN}$ entspricht.

$$\sigma_{c,crit} = \frac{\pi \cdot E_{0,mean}}{\lambda^2} \quad (4.26)$$

Für die Schlankheit λ (Abschnitt 4.2.1.1) wurde das effektive Flächenträgheitsmoment I_{eff} verwendet, welches den nachgiebigen Verbund durch die Querlagen berücksichtigt. Der hierzu verwendete Verbundfaktor γ nach dem *Gamma-Verfahren* aus DIN EN 1995-1-1:2010 zwischen den äußeren und der inneren Längslage war $\gamma = 0,97$ (vgl. Abbildung 4.12).

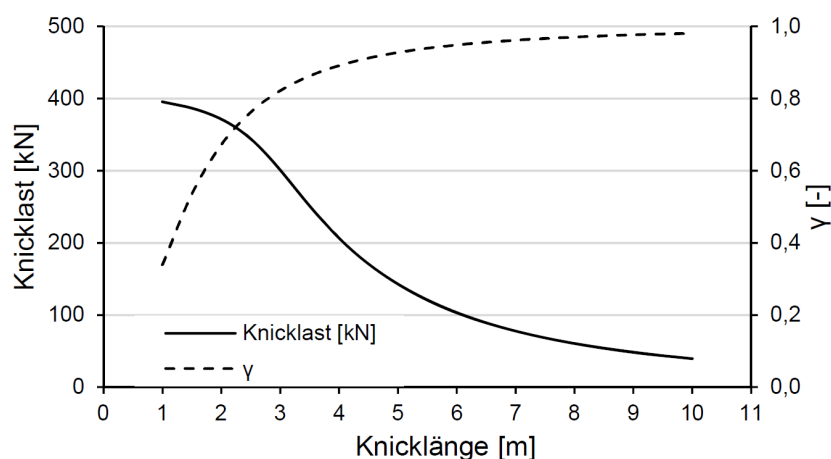


Abbildung 4.12: Knicklast auf Basis der Knickspannung nach Formel 4.4 und Verbundfaktor γ nach DIN EN 1995-1-1:2010 in Abhängigkeit der Knicklänge

Die Spannkraft wurde durch eine handbetätigte Hydraulikpresse aufgebracht und mit einem elektrischen Kraftaufnehmer (Fa. HBM, Typ CA6 500 kN) kontinuierlich gemessen. Die Lasteinleitung erfolgte über Lasteinleitungsplatten aus Stahl der Abmessungen 180 mm x 180 mm x 40 mm. Die seitliche Verformung des Versuchskörpers wurde mit einem Seilzug-Wegaufnehmer (Fa. Waycon SX500) gemessen und aufgezeichnet. Dieser Wegaufnehmer war in der Mitte des Versuchskörpers quer zur Stabachse in der Richtung des erwarteten Ausknickens montiert. Es wurden nacheinander mit dem gleichen Versuchskörper die beiden folgenden Versuche durchgeführt:

Tabelle 4.1: Knickversuche 1 und 2

Versuch Nr.	Versuchstyp
1	Knicken unter äußerer Last, keine Spannlitze im Spannkanal
2	Knicken unter Spannkraft

4.3.2.2 Versuch 1, Knicken unter äußerer Last

Auf dem Hallenboden aus Stahlbeton der Versuchshalle des MPA BAU wurden zwei Widerlager aus Brettsperrholz im Abstand von ca. 8,5 m verankert (Abbildung 4.13). Zwischen diesen wurde der Versuchskörper und die Hydraulikpresse montiert. Um eine gelenkige Lagerung sicherzustellen, wurden zwischen dem Widerlager und dem Versuchskörper bzw. der Hydraulikpresse Rollen aus Stahl ($\varnothing = 40 \text{ mm}$) eingebaut.

Die Last wurde kontinuierlich gesteigert und zusammen mit der seitlichen Verformung aufgezeichnet. Der Kraft-Weg-Verlauf ist in Abbildung 4.14 als blaue Linie dargestellt. Es ist deutlich erkennbar, dass ab ca. 50 kN die Verformung bei nur noch geringem Kraftzuwachs stark zunimmt. Ab ca. 60 kN konnte die Last nicht mehr weiter gesteigert werden. Nach einer seitlichen Verschiebung von ca. 33 mm wurde der Versuch beendet, weil der Hub des Hydraulikzylinders den Anschlag erreichte. Die leichten „Zacken“ in der Kurve sind dadurch begründet, dass die beiden Widerlager im Hallenboden leicht nachgegeben haben und resultieren nicht aus dem Verhalten des Prüfkörpers. Die rechnerisch ermittelte Knicklast $F_{ki} = 64,8 \text{ kN}$ (Abschnitt 4.3.2.1) stimmt gut mit dem Versuchsergebnis überein.

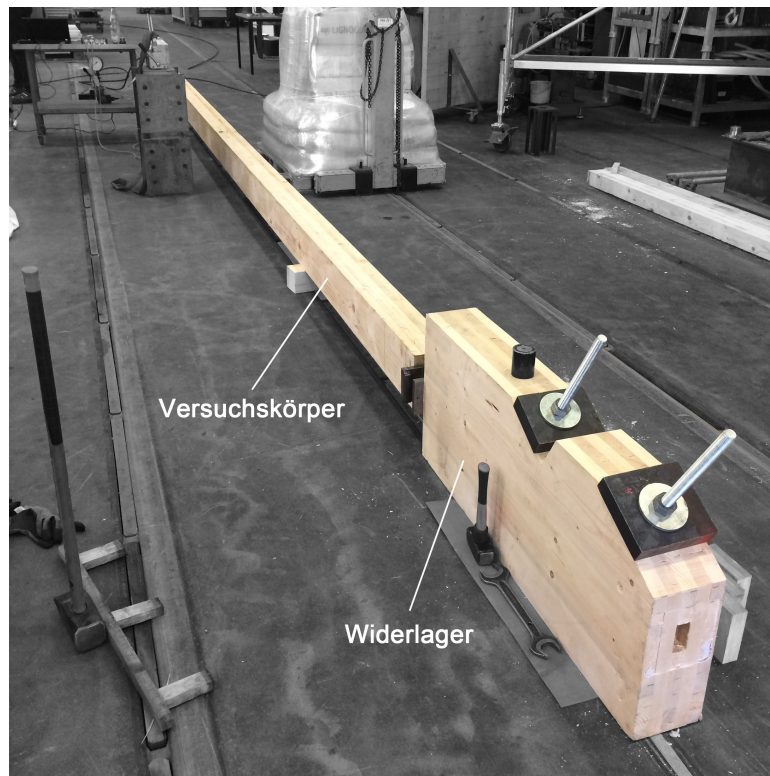


Abbildung 4.13: Anordnung von Widerlager und Versuchskörper für Versuch 1

4.3.2.3 Versuch 2, Knicken unter Spannkraft

Für diesen Versuch wurden die Widerlager demontiert und der Versuchskörper nur lose auf dem Hallenfußboden aufgelagert. In den Spannkanal wurde die Spannritze eingefädelt und einseitig mit einer Keilverankerung verankert. Auf der anderen Seite wurde die Hydraulikpresse als Spannpresse montiert (vgl. Abbildung 4.15).

Die Spannkraft wurde kontinuierlich gesteigert und gemeinsam mit der seitlichen Verformung gemessen. Der Kraft-Wegverlauf ist in Abbildung 4.14 als rot gestrichelte Linie dargestellt. Es ist deutlich erkennbar, dass kein Knicken auftritt, die seitliche Verformung steigt nahezu linear mit der Spannkraft an.

Bei ca. 180 kN Spannkraft wurde der Versuch beendet, weil sonst die Gefahr des lokalen Versagens der Lasteinleitung bestanden hätte. Bei dieser Last trat eine seitliche Verschiebung von ca. 25 mm auf. Die entsprechende Druckspannung in den Längslagen betrug dabei $9,4 \text{ N/mm}^2$, was ca. dem Dreifachen der rechnerisch ermittelten und in Versuch 1 experimentell bestätigten Knickspannung entspricht.

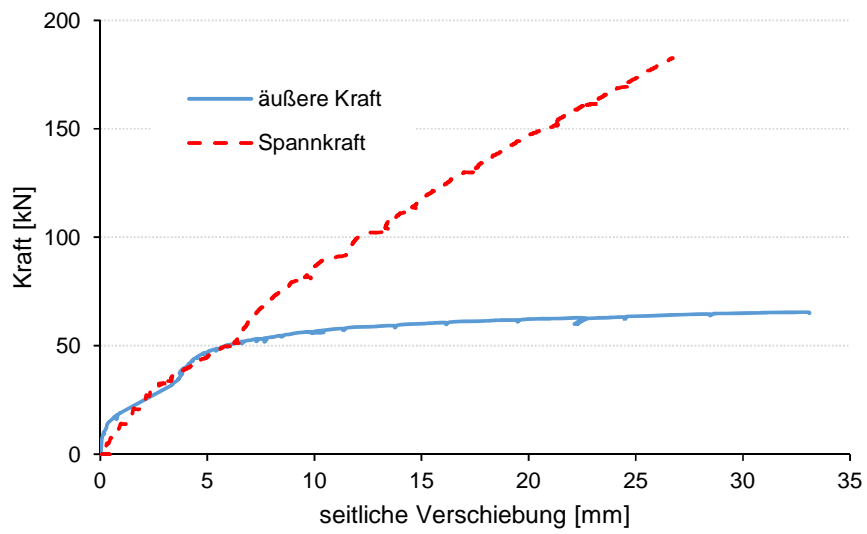
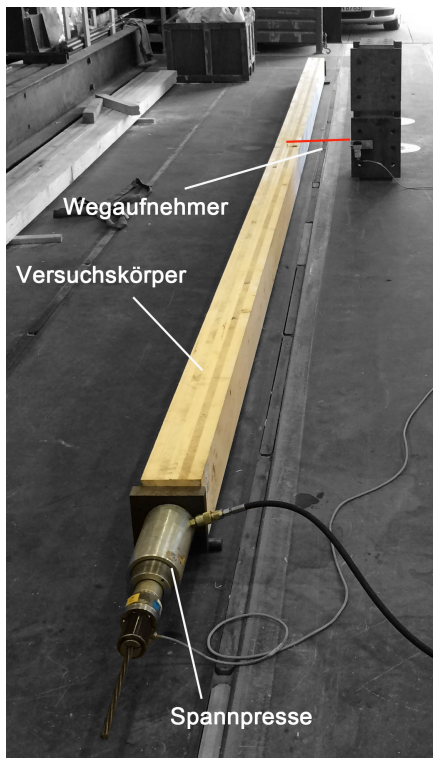


Abbildung 4.14: Kraft-Weg-Diagramm Versuche 1 und 2



(a) Gesamtansicht



(b) Detail Spannpresse und Kraftaufnehmer

Abbildung 4.15: Aufbau für Versuch 2, lose Auflagerung auf dem Hallenboden

4.3.2.4 Diskussion der Ergebnisse

Die theoretischen Überlegungen aus Abschnitt 4.1.2 wurden durch die Versuche bestätigt. Unter Vorspannkräften aus intern geführten Spanngliedern tritt systembedingt kein Stabilitätsversagen auf. Wenn der Spannkanal dabei nicht verfüllt ist, kommt es allerdings zu einer entsprechenden seitlichen Verformung, bis das Spannglied am umgebenden Holzbauteil anliegt. Wenn dies verhindert werden soll, müssen geeignete Maßnahmen zur seitlichen Stützung bzw. Verfüllung des Spannkannels getroffen werden. Denkbar sind insbesondere die Verfüllung des Spannkannels in Anlehnung an die Vorgehensweise im Spannbetonbau bei nachträglichem Verbund oder auch die Verwendung von Abstandhaltern zwischen Spannglied und Wandung des Spannkannels.

4.3.3 Finite-Elemente-Studie

4.3.3.1 Allgemeines

Um die gegenüber dem üblichen einachsigen Stabilitätsnachweis größere rechnerische Traglast bei Ansatz der zweiachsigen Tragwirkung quantifizieren und beurteilen zu können, wurden an einem Finite-Elemente-Modell verschiedene Fälle rechnerisch untersucht. Das Rechenmodell wurde mit der Software *RFEM* der Fa. *Dlubal* in der Versionsnummer 5.04.0108 erstellt. Für die Eigenschaften der Brettsperrholzfläche wurde das *Laminate*-Zusatzmodul verwendet, welches die Berechnung von orthogonal geschichteten schubweichen Laminaten nach der Laminattheorie ermöglicht. Die Software ermöglicht mit dem Modul *RF-Stabil* die Bestimmung der Traglasten und des Stabilitätsverhaltens eines Bauteils.

Das Modell bestand aus einer rechteckigen Brettsperrholzplatte, welche entweder an allen (Lagerungsbedingung SSSS nach Abbildung 4.11 a)) oder nur am oberen und unteren Rand (Lagerungsbedingung FFSS) in Plattenquerrichtung gelenkig gelagert wurde. An der oberen Plattenkante wurde eine in Plattenebene wirkende Gleichstreckenlast aufgebracht, an der unteren Plattenkante war die Platte in dieser Richtung gelagert. Bei allseitiger Lagerung ergibt sich so der Stabilitätsfall *Plattenbeulen*, während bei nur zweiseitiger Lagerung einachsiges Knicken auftritt. Um den Einfluss einer nachgiebigen Auflagerung einschätzen zu können, wurde diese in einem zweiten Schritt in ihrer Steifigkeit variiert. Rechnerisch bestimmt wurde für jede Modellvariante die Verzweigungslast $N_{ki,ideal}$ und die Beulform (Abbildung 4.17).

Es wurden die folgenden Modellparameter definiert:

Brettsperrholzaufbau	30 - 30 - 30 - 30 - 30 , Anordnung der Längslagen in Krafrichtung
Schmalseitenverklebung	nein, $E_{90} = E_y = 0$
Materialeigenschaften	CL24, $E_{\parallel} = 11.600 \text{ N/mm}^2$, $G = 720 \text{ N/mm}^2$
Randlagerung	allseitig gelenkig oder zweiseitig gelenkig
Belastung	Gleichstreckenlast in z -Richtung
Plattenhöhe	$3,0 \leq h \leq 6,0 \text{ m}$
Höhe/Breite-Verhältnis	$0,5 \leq h/b \leq 3,0$
Modifikationsbeiwert	$k_{mod} = 0,6$

Der Vergleich zwischen den einzelnen Modellen erfolgte auf der Basis des *Traglastfaktors* k . Dieser ist definiert als das Verhältnis aus der idealen Knick- bzw. Beullast $N_{ki,ideal}$ und dem Bemessungswert der Druckbeanspruchbarkeit unter Berücksichtigung von k_{mod} :

$$k = \frac{N_{ki,ideal}}{N_{c,d}} \quad (4.27)$$

mit:

$N_{ki,ideal}$	ideale Verzweigungslast für Knicken oder Beulen
$N_{c,d}$	Bemessungswert der Druckbeanspruchbarkeit

4.3.3.2 Ergebnis für allseitig gelenkige, starre Randauflagerung

Das Diagramm Abbildung 4.16 zeigt die Abhängigkeit des Traglastfaktors k von dem Höhe/Breite-Verhältnis der Platte. Dargestellt sind Kurven für zwei Plattenhöhen von 4,0 m (rot) und 6,0 m (orange). Die jeweils durchgezogene Linie entspricht der allseitigen Lagerung mit dem Stabilitätsfall *Beulen*, die gestrichelten Linien der zweiseitigen Lagerung mit dem Stabilitätsfall *Knicken*. Aufgrund des einachsigen Stabilitätsversagens wirkt sich die Plattenbreite b im letzteren Fall nicht auf das Ergebnis aus, es ergibt sich ein Traglastfaktor für alle h/b -Verhältnisse (vgl. Abbildung 4.17 a) und b) die jeweils rechts gezeigten Knickformen).

Es ist deutlich erkennbar, dass die ideale Beullast (durchgezogene Kurven) mit zunehmendem h/b -Verhältnis schnell ansteigt und ab ca. $h/b \geq 1,0$ (bei 4,0 m Wandhöhe) und ab ca. $h/b \geq 1,5$ (bei 6 m Wandhöhe) die Druckfestigkeit des Holzes erreicht. Unterhalb einem h/b -Verhältnis von ca. 0,5 ist der Traglastgewinn im Verhältnis zum Knicknachweis gering und geht mit steigender Wandbreite b gegen Null. In diesem Fall liegt ein *knickstabähnliches* Tragverhalten vor. Bei Wandhöhen von 3,0 m liegt im untersuchten Modell eine relative Schlankheit $\lambda_{rel} \approx 1,0$ vor, so dass vor einem Stabilitätsversagen die Materialfestigkeit erreicht, bzw. überschritten wird. In diesem Fall ist also weder der Knick-, noch der Beulnachweis maßgebend.

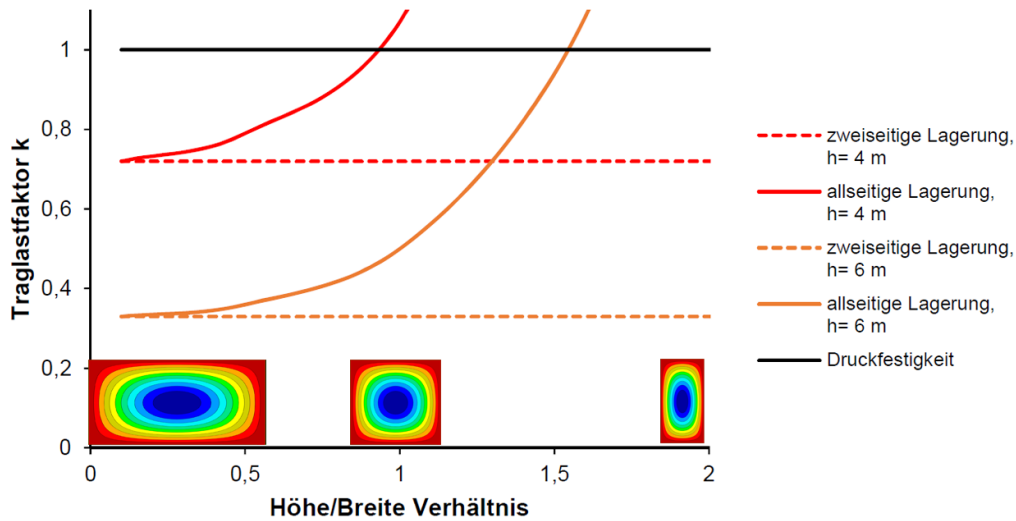


Abbildung 4.16: Traglast im Knick- und Beulfall im Verhältnis zur aufnehmbaren Druckkraft (Gleichung 4.27), in Abhängigkeit des h/b -Verhältnisses, für Brettsperrholz CL24, nicht schmalseitenverklebt, Schichtaufbau $5 \times 30 \text{ mm}$, Plattenhöhen 4,0 und 6,0 m

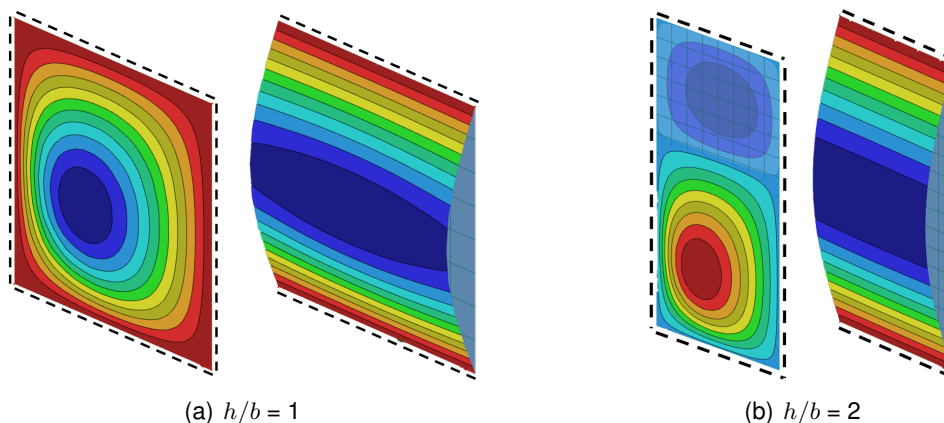


Abbildung 4.17: Knick- und Beulformen orthotroper Schubweicher Platten mit $h/b = 1,0$ und $h/b = 2,0$, zweiseitige (jeweils rechts) oder vierseitige (jeweils links) gelenkige Linienlagerung, Material und Belastung nach Abschnitt 4.3.3.1

4.3.3.3 Ergebnis für nachgiebige Randauflagerung

In der Realität sind die Plattenränder in der Regel nicht *starr*, sondern mit einer mehr oder weniger großen Nachgiebigkeit gelagert. Dies ergibt sich aus den verwendeten Verbindungsmitteln und der Steifigkeit von angrenzenden Bauteilen und wirkt sich ungünstig auf die Traglast aus. Die betrachtete Platte beult schon bei geringerer Last als bei starr gelagerten Rändern, die Plattenränder weichen

quer zur Plattenebene aus (vgl. Abbildung 4.18). Dieser Effekt wurde im Rechenmodell nur qualitativ betrachtet, da er stark von der konkreten Einbausituation, Plattengeometrie und den Steifigkeitsverhältnissen abhängig ist und daher kaum in allgemeiner Form quantitativ angegeben werden kann.

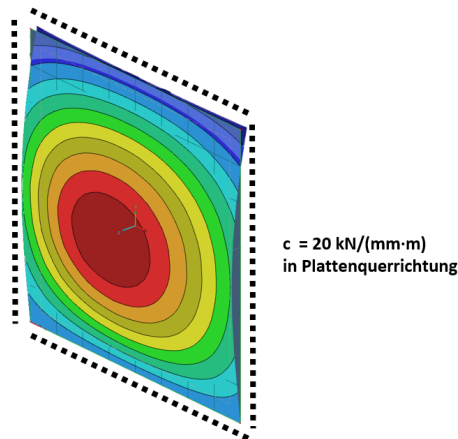


Abbildung 4.18: Beulverhalten einer quadratischen Brettsperrholzplatte mit allseitiger, in Plattenquerrichtung nachgiebiger Randlagerung, erkennbar ist das Ausweichen der Auflagerung am rechten und oberen Plattenrand

4.4 Stabilitätsnachweise zentrisch vorgespannter Bauteile aus Brettsperrholz

4.4.1 Konstruktive und rechnerische Randbedingungen

4.4.1.1 Verfüllung der Spannkanäle

Für die Montage der Spannglieder ergeben sich folgende praktische Schlussfolgerungen:

- Ideal ist ein kontinuierlicher seitlicher Kraftschluss zwischen Spannglied und Holz. In diesem Fall wirken die Spannkräfte nicht knickerzeugend (vgl. Abschnitt 4.1.2).
- Möglich ist auch eine diskrete Stützung an einem oder mehreren Punkten innerhalb des Bauteils. In diesem Fall wird die Knicklänge entsprechend reduziert.
- Wenn eine seitliche Halterung vorgesehen und rechnerisch angesetzt wird, muss diese einen spielfreien Kraftschluss sicherstellen.

4.4.1.2 Materialsteifigkeit

Für die Stabilitätsnachweise von Brettsperrholzbauteilen kann entsprechend Abschnitt 4.2.2.1 folgende Empfehlung zu den anzusetzenden Steifigkeitswerten gegeben werden:

- Wenn einzelne stabartige Bauteile oder zusammengesetzte Querschnitte aus relativ wenigen einzelnen Holzquerschnitten betrachtet werden, sind die Steifigkeiten auf 5 % Quantilniveau $E_{0,05}$ zu verwenden. Dies gilt immer dann, wenn die Eigenschaften weniger einzelner Bretter bestimmend für das Tragverhalten des Gesamtsystems werden können.
- Wenn *viele* einzelne Holzquerschnitte so zu einem Gesamtbauteil verbunden werden dass ihre Steifigkeiten zusammenwirken, nähert sich das Verhalten des gesamten Bauteils dem Mittelwert der Steifigkeit an. Dies ist bei größeren Brettsperrholzscheiben der Fall, so dass hier für Stabilitätsnachweise E_{mean} verwendet werden darf.

4.4.1.3 Imperfektionen

Imperfektionen für Berechnungen nach Theorie II. Ordnung sollten nach den Angaben in DIN EN 1995-1-1:2010 berücksichtigt werden. Für die Vorkrümmung von Brettsperrholzflächen ist danach der Wert $l/500$ anzunehmen (vgl. Abschnitt 4.2.2.2).

4.4.2 Mehrachsige Stabilitätsnachweise

Die Traglast ist beim Stabilitätsfall *Plattenbeulen* in der Regel wesentlich größer, als die des entsprechenden einachsigen Biegeknickstabes. Immer dann, wenn der einachsige Knicknachweis zur einer rechnerischen Überschreitung der Knickspannung führt, kommt daher die Verwendung eines räumlichen Stabilitätsnachweises in Betracht. Insbesondere bei h/b -Verhältnissen $\geq 0,5$ und einer mindestens dreiseitigen Lagerung ergeben sich daraus erhebliche Traglastreserven (vgl. Abschnitte 4.2.5.2 und 4.3.3).

Es existiert gegenwärtig kein normatives Verfahren für Stabilitätsnachweise von Brettsperrholzflächen. Hierzu müssten Tragspannungslinien analog zum Stahlbau (vgl. Abbildung 4.10) entwickelt werden. Daher können Beulnachweise für Brettsperrholz momentan nur mit Hilfe von Finite-Elemente-Berechnungen geführt werden. Hierzu müssen die Orthotropie und der Einfluss der Querlagen berücksichtigt werden.

4.5 Fazit

In diesem Kapitel wurde das Stabilitätsverhalten von zentrisch intern vorgespannten Bauteilen aus Brettsperrholz untersucht. Um die theoretischen Betrachtungen zu verifizieren, wurden eigene Versuche durchgeführt. Diese haben bestätigt, dass Bauteile unter Vorspannung nicht knicken bzw. beulen, sofern die Spannglieder gegen das umgebende Holz ausreichend abgestützt sind. Knickerzeugend wirken dann nur äußere Lasten.

Da es sich bei Brettsperrholz um einen flächigen Plattenwerkstoff handelt, sind die üblichen normativen einachsigen Stabilitätsnachweise zwar als vereinfachte Methode anwendbar, führen aber

teilweise zu weit auf der sicheren Seite liegenden Ergebnissen. Hier kann es sinnvoll sein, das zweiachsige Stabilitätsverhalten unter Berücksichtigung der Randauflagerungen zu betrachten. Je nach Plattengeometrie sind dabei typischerweise deutliche Traglaststeigerungen gegenüber einachsigen Knicknachweisen erreichbar.

5 Formschlüssige Bauteilverbindungen

5.1 Einführung

Formschlüssige Bauteilverbindungen zeichnen sich dadurch aus, dass Kräfte durch direkten Kontakt der Bauteile übertragen werden und keine zusätzlichen Verbindungsmittel erforderlich sind. Die verbundenen Bauteile sind dazu mit ineinandergreifenden Verzahnungen versehen und so geformt, dass sie in mindestens einer Richtung ineinander gesteckt werden können.

Solche Verbindungen können gut Druck- und Schubkräfte übertragen, sind aber weniger gut oder überhaupt nicht zur Aufnahme von Zugkräften geeignet. Die vorgespannte Bauweise eignet sich daher besonders für die Verwendung formschlüssiger Verbindungen, da Zugkräfte durch die Spannlieder aufgenommen werden.

Bei „verzahnten“ Wand-Deckenverbindungen im Geschossbau übernehmen die horizontalen Schnittflächen der Wandelemente die Abtragung der Vertikallasten durch Hirnholzkontakt und die seitlichen Flanken der „Zähne“ die Übertragung von Schubkräften in Fugenrichtung (vgl. Abbildungen 1.2 und 5.9). Abhebende Kräfte werden durch die Vorspannung aufgenommen und die eingeschobene Decke ist nicht durch Querdruck belastet. Zusätzliche mechanische Verbindungsmittel sind nur noch als konstruktiv angeordnete Mindestverbindung oder zur Absicherung von Bauzuständen erforderlich.

Im Forschungsvorhaben [Gräfe et al. 2018] und in der in diesem Zusammenhang durch den Autor betreuten Master Thesis [Hipper 2017] wurden theoretische und experimentelle Untersuchungen an formschlüssigen Brettsperrholzverbindungen durchgeführt. In dieser Arbeit werden die Ergebnisse aus diesem Forschungsvorhaben für die praktische Anwendung in Form von Konstruktions- und Bemessungsregeln aufbereitet. Aufgrund der sehr großen Bandbreite möglicher Ausführungen der Verbindungen kommt es für den Konstruktionsentwurf im ersten Schritt nicht auf die Anwendung exakter Rechenmethoden an. Entscheidend ist vielmehr die Anwendung einfacher Konstruktionsregeln, um zunächst einen zweckmäßigen Verbindungsentwurf zu erhalten und somit die anschließende rechnerische Nachweisführung auf einfache Weise zu ermöglichen.

5.2 Stand der Wissenschaft und Technik

5.2.1 Forschung und Entwicklung

Forscher an der *École Polytechnique Fédérale de Lausanne* beschäftigen sich seit etlichen Jahren mit den Eigenschaften und der Umsetzung von Faltstrukturen aus Holzwerkstoffen [Buri 2007], [Robeller et al. 2014], [Robeller 2015]. Anregungen hierzu wurden u. a. aus der Kunst des Papierfaltens *Origami* entnommen: Durch Faltung einer ebenen Fläche lassen sich verschiedene räumliche Strukturen herstellen, welche an den Faltungskanten nur durch Normal- und Schubkräfte belastet werden und

daher gut mit formschlüssigen Steckverbindungen ausgeführt werden können (Prinzip der *Faltwerke*, Abbildung 5.1). Auch gekrümmte Flächen lassen sich auf diese Weise verbinden (Abbildung 5.2).



Abbildung 5.1: Faltdachwerk aus Furnierschichtholz mit Schwalbenschwanzverbindungen [Robeller et al. 2014]



Abbildung 5.2: gebogenes Tragwerk aus Brettsperrholz mit verzahnten Eckverbindungen und eingeklebten Federn aus Furnierschichtholz in der Dachfläche [Robeller 2015]

An der Universität Stuttgart beschäftigt sich ein Team um *Knippers* und *Menges* mit bionischen Tragwerksstrukturen in der Architektur [Knippers et al. 2012]. Hierbei lag der Fokus auf der roboterbasierten Umsetzung eines parametrisch rechnergestützt entwickelten Entwurfs nach bionischen Konstruktionsansätzen (Abbildung 5.3).

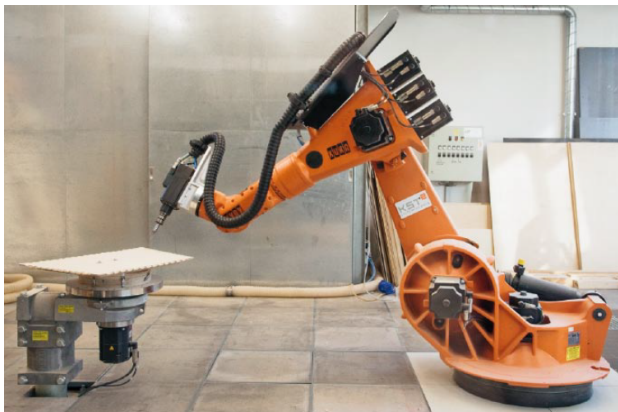


Abbildung 5.3: Herstellung von individuellen Verzahnungsgeometrien mit einem Ab-
bündroboter, Detail einer Bauteilfuge [Knippers et al. 2012]

Auch für Anwendungen in der alltäglichen Baupraxis wurden verschiedene formschlüssige Verbindungstypen entwickelt. Ein Beispiel hierzu ist der *X-Fix*-Verbinder, welcher von einer österreichischen Firma in Zusammenarbeit mit der TU Graz entwickelt wurde [Schilcher 2018]. Dieser basiert auf schwalbenschwanzförmigen Ausfräsungen in Brettsperrholzplatten, in welche zur Montage entsprechend geformte Verbindungselemente aus Furnierschichtholz eingetrieben werden (Abbildung 5.4).



(a) Schwalbenschwanzverbinder *X-Fix-C*



(b) Linienförmiger Eckverbinder mit konischen Keilleisten *X-Fix-L*

Abbildung 5.4: Brettsperrholzverbinder aus Furnierschichtholz [Schilcher 2018]

Schmidt [2015] hat am *Karlsruher Institut für Technologie* formschlüssige Verbindungen in Brettsperrholzplatten untersucht. Dabei lag der Fokus auf der Übertragung von Scheibenschubkräften längs zur Decklage der Brettsperrholzplatten, welche anhand von einer direkten und neun indirekten Verbindungsvarianten analysiert wurden (Abbildung 5.5). Es wurde u. a. festgestellt, dass die untersuchten Verbindungen wesentlich steifer waren als vergleichbare herkömmliche Lösungen mit genagelten Stoßbrettern.

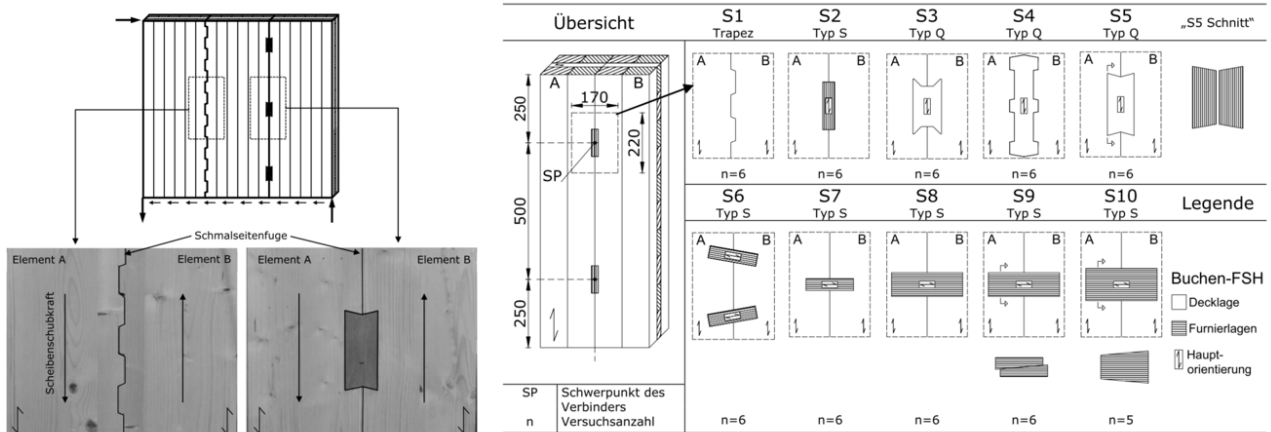


Abbildung 5.5: Von Schmidt [2015] untersuchte Längsschubverbindungen

5.2.2 Gebaute Beispiele

Ein Beispiel für eine praktische Anwendung verzahnter Brettsperrholzverbindungen ist das in [reThink Wood 2011] vorgestellte *Bridport House* in London (Abbildung 5.6). Um die Vertikallasten effizient ohne Querdruckbeanspruchung der Decken abtragen zu können und gleichzeitig einen schnellen und problemlosen Bauablauf in der innerstädtischen Lage erreichen zu können, wurden die Wand-Deckenstöße als verzahnte Kontaktverbindungen ausgeführt. Vertikale Zugkräfte werden über konventionelle genagelte Stahlblechverbinder übertragen.



(a) Wand-Deckenstoß



(b) Außenansicht des fertigen Gebäudes

Abbildung 5.6: achtgeschossiges Wohngebäude in London mit verzahnten Bauteilverbindungen aus Brettsperrholz [reThink Wood 2011]

Bei dem Bau einer fünfgeschossigen Jugendherberge in Saas Fee (CH) wurde ein ähnliches Detail für die Wand-Deckenverbindungen verwendet. Die Verzahnungen wurden in diesem Fall mit Übermaß hergestellt und der Zwischenraum nach der Positionierung der Bauteile mit Vergussbeton verfüllt (Abbildung 5.7, [Wiederkehr 2015]).

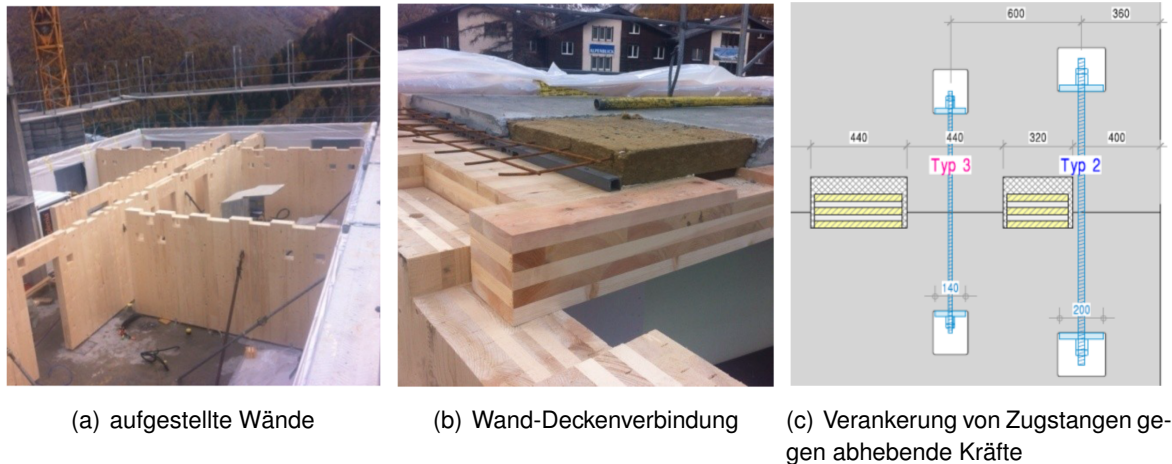


Abbildung 5.7: Verzahnte Verbindungen beim Bau einer Jugendherberge [Wiederkehr 2015]

Die genannten Entwicklungen, Forschungsprojekte und Ausführungsbeispiele zeigen das große Potential und die praktische Anwendbarkeit formschlüssiger Verbindungstypen. Für geometrisch eher einfache Verbindungen von rechtwinkligen Plattenstößen im Geschossbau stellt die Fertigungstechnik und Herstellgenauigkeit keine grundsätzliche Schwierigkeit dar. Die heute übliche maschinelle, computergesteuerte und teilweise durch Roboter unterstützte Fertigungstechnik im Holzbau erlaubt es, formschlüssige Verbindungen auch an großformatigen Bauteilen mit sehr hoher Präzision und Wiederholgenauigkeit herzustellen. Auch zahlreiche individuelle Geometrien einzelner Bauteile sind in technologischer und wirtschaftlicher Hinsicht unproblematisch. Für den Zuschnitt mit Hilfe eines Abbundroboters ist es hinsichtlich des Zeitaufwandes kein Unterschied, zahlreiche identische oder die gleiche Stückzahl unterschiedlicher Bauteile herzustellen. Herausforderungen liegen dagegen eher in den technischen Schnittstellen und in der zunehmenden Komplexität der Planung und der Datensätze [Krieg 2015].

5.3 Geometrische Parameter

In diesem Kapitel werden gerade verzahnte formschlüssige Verbindungen für Platten- und Scheibenstöße aus Brettsperrholz betrachtet. Diese können nach ihrer Geometrie in *direkte* und *indirekte* Verbindungen unterteilt werden: Bei direkten Verbindungen sind zwei Bauteile formschlüssig miteinander verbunden. Bei indirekten Verbindungen findet die Kraftübertragung über ein drittes verbindendes Bauteil, beispielsweise eine eingeschobene Deckenplatte, statt (Abbildung 5.8).

Die Länge l_z und Höhe h_z der Verzahnungen (Abbildung 5.9) unterliegt in der praktischen Anwendung häufig zunächst äußeren Randbedingungen:

- Die Verzahnung muss auf die Länge der Fuge und weitere geometrische Randbedingungen (beispielsweise Aussparungen in der Wandfläche, Spannkanäle) abgestimmt werden.
- Bei indirekten Verbindungen mit Auflagerung von Decken ergibt sich die l_z auch aus der benötigten Auflagerlänge und Dicke der Deckenplatten (Abschnitt 5.6).
- Zur Minimierung des Verschnitts sollte h_z so klein wie möglich gewählt werden.

Die Länge l_z , Höhe h_z und Flankenneigung δ bestimmen die Tragfähigkeit und Steifigkeit der Verbindungen, bzw. müssen danach festgelegt werden. In den Abschnitten 5.4 und 5.5 werden die Einflüsse dieser Parameter untersucht und Bemessungsregeln abgeleitet.

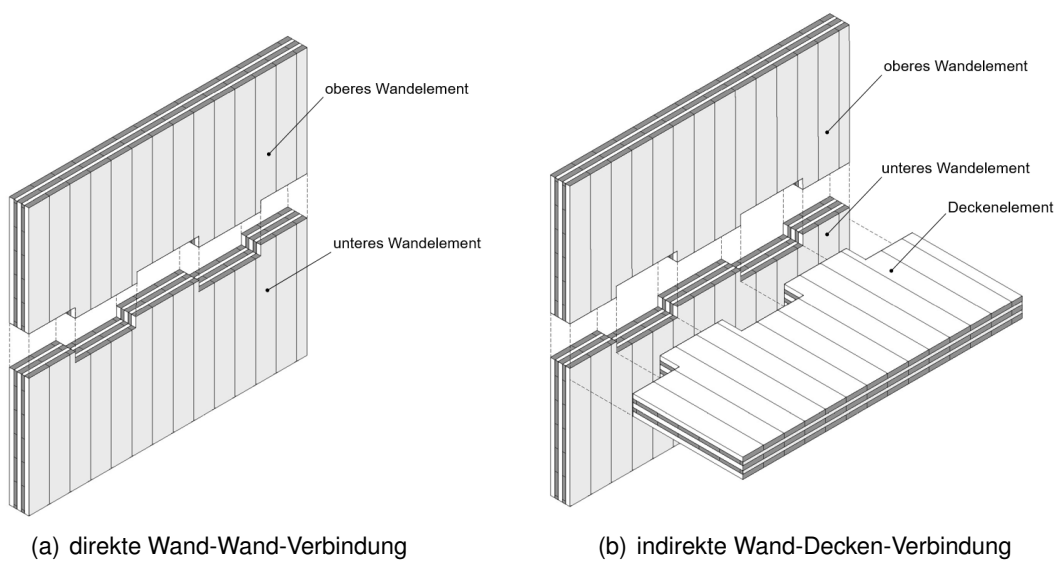


Abbildung 5.8: formschlüssige Brettsperrholzverbindungen, [Hipper 2017]

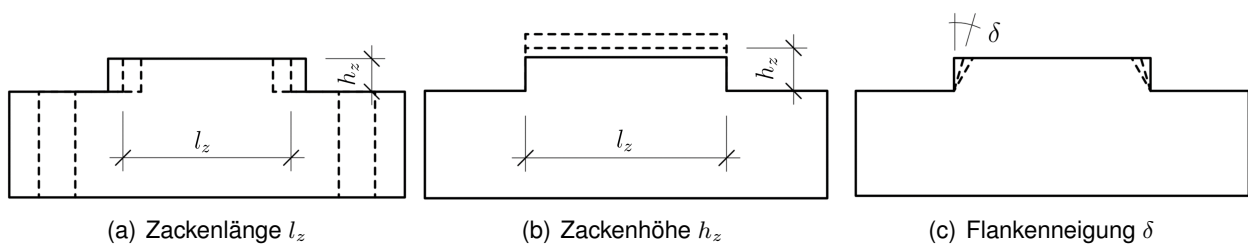


Abbildung 5.9: geometrische Größen l_z , h_z , δ [Hipper 2017]

5.4 Tragfähigkeit

5.4.1 Allgemeines

Das Ausschneiden von Verzahnungen an den Rändern einer Platte oder Scheibe führt dazu, dass die Schubtragfähigkeit der Fuge je Längeneinheit gegenüber derjenigen der ungestörten Fläche reduziert wird. Die Schubkräfte in Wandscheiben werden an den Flanken der einzelnen Zähne in Form von Druckkräften längs zur Faser übertragen (Abbildung 5.17). Wenn Schubversagen durch die Einhaltung einer gewissen Mindestlänge der Zähne im Verhältnis zu ihrer Höhe (l_z/h_z -Verhältnis) ausgeschlossen wird, zeigen die Verbindungen eine ausgeprägte plastische Verformbarkeit. Die Verbindung versagt dann duktil infolge Überschreitung der Längsdruckfestigkeit in der Brettern der Querlagen.

5.4.2 Experimentelle Untersuchungen

5.4.2.1 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Im Forschungsvorhaben [Gräfe et al. 2018] und der Master Thesis [Hipper 2017] wurden insgesamt 21 Versuche an Verbindungen unterschiedlicher Abmessungen und Typen durchgeführt und beschrieben, davon 19 direkte und 2 indirekte Verbindungen. Für das in diesem Kapitel entwickelte Bemessungsmodell ist das aus diesen Versuchen abgeleitete Duktilitätskriterium (l_z/h_z -Verhältnis) relevant und für die Steifigkeitskenngrößen in Abschnitt 5.5 das Verformungsverhalten der Versuchskörper. Die Auswahl der in diesem Abschnitt dargestellten Versuche bezieht sich daher auf diese beiden Eigenschaften.

Die Geometrie der Versuchskörper ist in den Abbildungen 5.10 und 5.11 dargestellt. Sie bestanden aus jeweils zwei identischen Hälften, die zu einer Verzahnung zusammengesetzt waren. Die Kraft aus der Prüfmaschine (*Zwick-Roell 500 kN*) wurde an den Schnittflächen oben und unten eingeleitet. Die Versuchskörper waren um 12° aus der Vertikalen gedreht, so dass die Kraft zentrisch durch den Schwerpunkt der Verbindung geleitet wurde und keine seitlichen Stützungen erforderlich waren.

Die Versuchskörper wurden aus Brettsperrholzplatten aus Fichtenholz der Festigkeitsklasse C24 ohne Schmalseitenverklebung mit dem Lagenaufbau **34-24-34-24-34** hergestellt. Die äußeren Lagen waren senkrecht zur Fugenachse orientiert. Die Holzfeuchte betrug im Mittel $u = 10,6\%$, die Rohdichte zwischen 384 kg/m^3 und 429 kg/m^3 .

In den Versuchen A, B, C und D wurde bei konstanter Länge der Verzahnung l_z die Höhe h_z variiert, in den Versuchen E, F, G und H blieb die Höhe konstant und es wurde die Länge variiert. Dies erfolgte bei konstanten Außenabmessungen der Versuchskörper durch Einfräsungen quer zur Fugenachse (Abbildungen 5.10 b) und 5.11 rechts). Der Versuch R wurde mit einer mit dem Radius $r = 20 \text{ mm}$ abgerundeten Verzahnung ausgeführt (Abbildungen 5.11, 5.12 und Tabelle 5.1).

Die Versuche wurden in zwei Versuchsreihen VR-1 und VR-2 durchgeführt. VR 1 bestand aus auf einer Formatkreissäge sehr passgenau hergestellten Versuchskörpern (Abbildung 5.13 a)), die Versuchskörper der VR-2 waren weniger exakt hergestellt (Abbildung 5.13 b)).

Die Versuche wurden nach der in DIN EN 26891:1991 angegebenen Prüfvorschrift durchgeführt. Die Wegmessung erfolge über den Maschinenweg und zusätzlich mit beidseitig in Fugenrichtung angeordneten Seilwegaufnehmern (Abbildung 5.10). Die Kraft F in Fugenrichtung senkrecht zur Verzahnungsflanke wurde über das Kraftdreieck mit dem Neigungswinkel 12° aus der Maschinenkraft F_{st} bestimmt (Abbildung 5.10 c)).

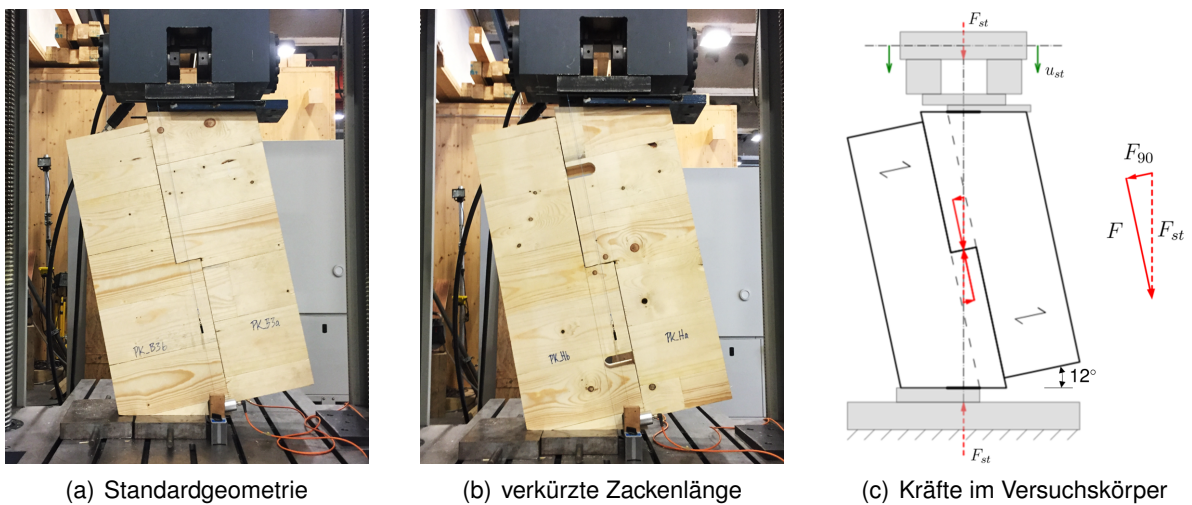


Abbildung 5.10: Grundtypen der Versuchskörper in der Prüfmaschine [Hipper 2017]

PK A / B / C / D

PK R

PK E / F / G / H

$l_z = konst$

$l_z = konst$

$h_z = konst$

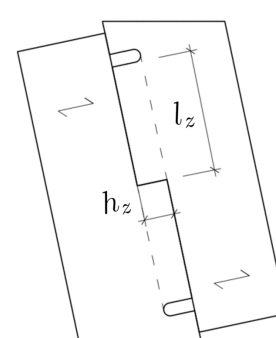
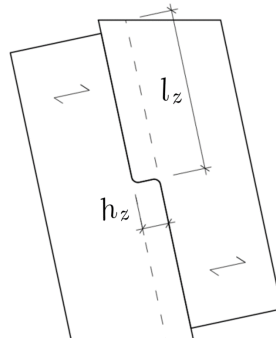
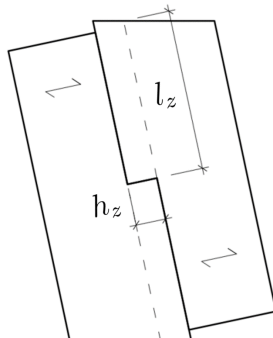


Abbildung 5.11: Typenübersicht der Prüfkörper [Hipper 2017]

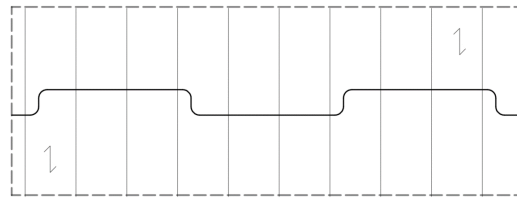
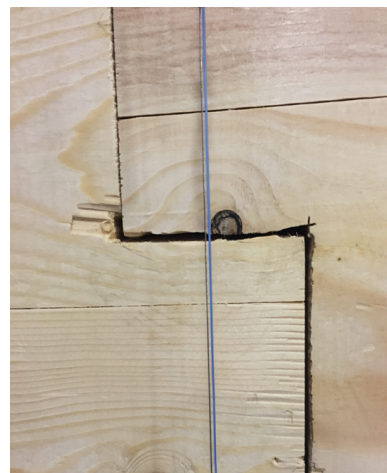


Abbildung 5.12: Ausrundung der Kanten bei Prüfkörper R mit $r = 20 \text{ mm}$



(a) genaue Passung, VR1



(b) ungenaue Passung, VR2

Abbildung 5.13: Unterschiedliche Herstellgenauigkeiten [Hipper 2017]

Tabelle 5.1: Übersicht der durchgeführten Versuche an direkten Verbindungen

	PK	l_z [m]	h_z [m]	l_z/h_z
VR-1 $\rho_{mean} = 384 \text{ kg/m}^3$	A1	0,5	0,094	5,3
	A2	0,5	0,094	5,3
	B1	0,5	0,083	6,0
	B2	0,5	0,083	6,0
	C1	0,5	0,062	8,1
	D1	0,5	0,047	10,6
	D2	0,5	0,047	10,6
	V	0,5	0,062	8,1
VR-2 $\rho_{mean} = 429 \text{ kg/m}^3$	A3	0,5	0,094	5,3
	B3	0,5	0,083	6,0
	C2	0,5	0,062	8,1
	C3	0,5	0,062	8,1
	D3	0,5	0,047	10,6
	E	0,423	0,094	4,5
	F	0,376	0,094	4,0
	G	0,329	0,094	3,5
	H	0,282	0,094	3,0
	R1	0,5	0,083	6,0
	R2	0,5	0,083	6,0
	R3	0,5	0,083	6,0

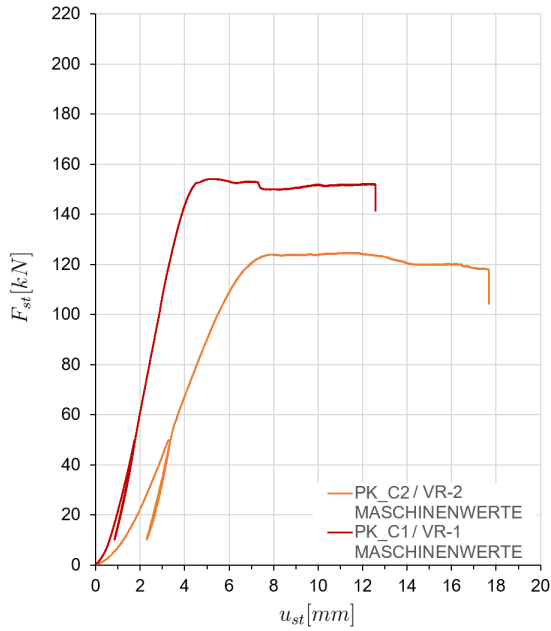
5.4.2.2 Verformungsverhalten

Unter der Voraussetzung einer ausreichenden Vorholzlänge ist das Tragverhalten ausgeprägt duktil und primär von einem Druckversagen der in der Verbindung in Kontakt stehenden Hirnholzflächen gekennzeichnet (Abbildungen 5.14 a) und 5.15). Sekundär treten Effekte wie das Aufspalten des Brettsperrholzverbundes, Öffnungen der Brettfugen und seitliches Ausweichen der Längslagen auf.

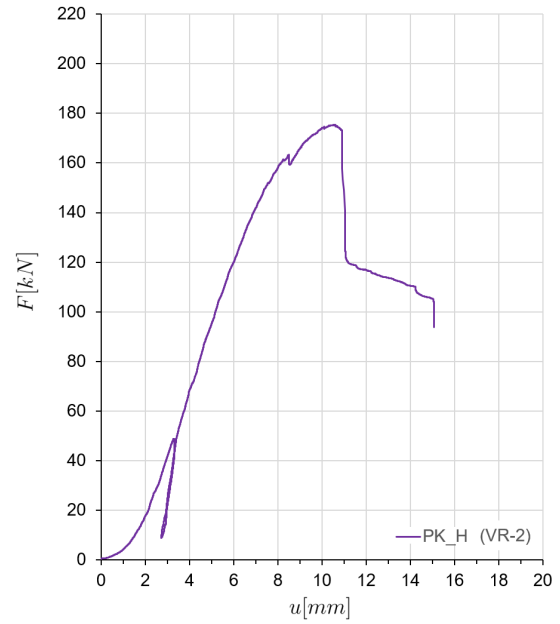
Sprödes Schubversagen wurde ausschließlich bei dem Versuchskörper H ($l_z/h_z = 3,0$) festgestellt (Abbildungen 5.14 b) und 5.16). Hierbei trat noch vor dem Längsdruckversagen ein Schubbruch in den Querlagen und ein Versagen der Klebefuge zwischen Längs- und Querlagen auf. Bei weiterer Belastung wurde eine der Querlagen vollständig aus dem Brettsperrholverbund gelöst (Abbildung 5.16 b).

Bei den Prüfkörpern des Typs R (Ausrundung der Verzahnung mit $r_z = 20 \text{ mm}$) wurde keine Abweichung der Tragfähigkeit oder des Versagensverhaltens gegenüber Prüfkörpern mit gleicher Grundgeometrie aber scharfkantiger Verzahnung festgestellt. Die Herstellungsgenauigkeit zeigte in den

Versuchen keinen signifikanten Einfluss auf das Versagensverhalten, ergab aber deutlich unterschiedliche Steifigkeiten (Abbildung 5.14 a)).



(a) duktile Verhalten, hier Prüfkörper C1 und C2



(b) sprödes Verhalten, Prüfkörper H

Abbildung 5.14: Typische Versagensformen [Hipper 2017]

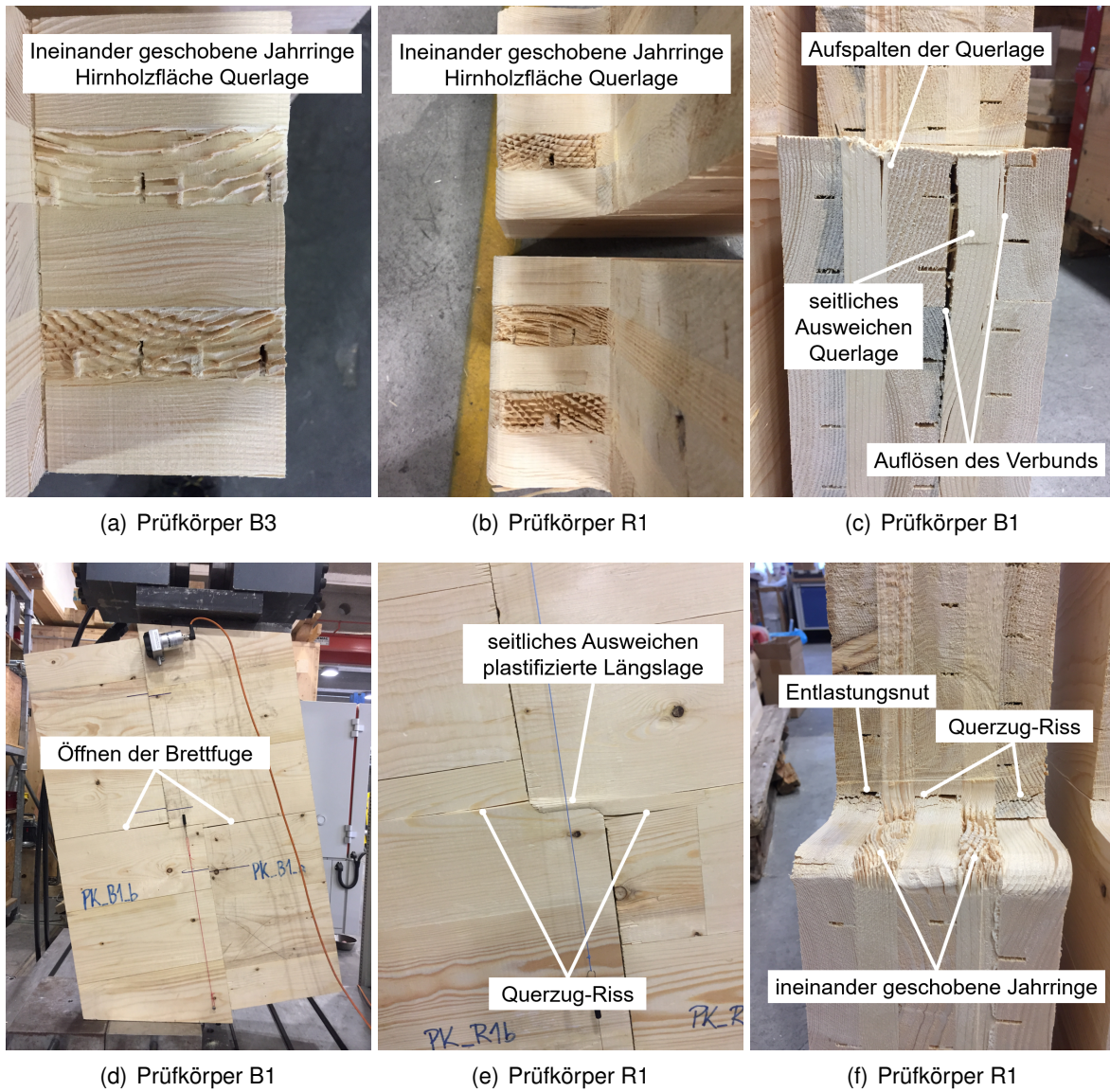


Abbildung 5.15: Typische Versagensformen [Hipper 2017]

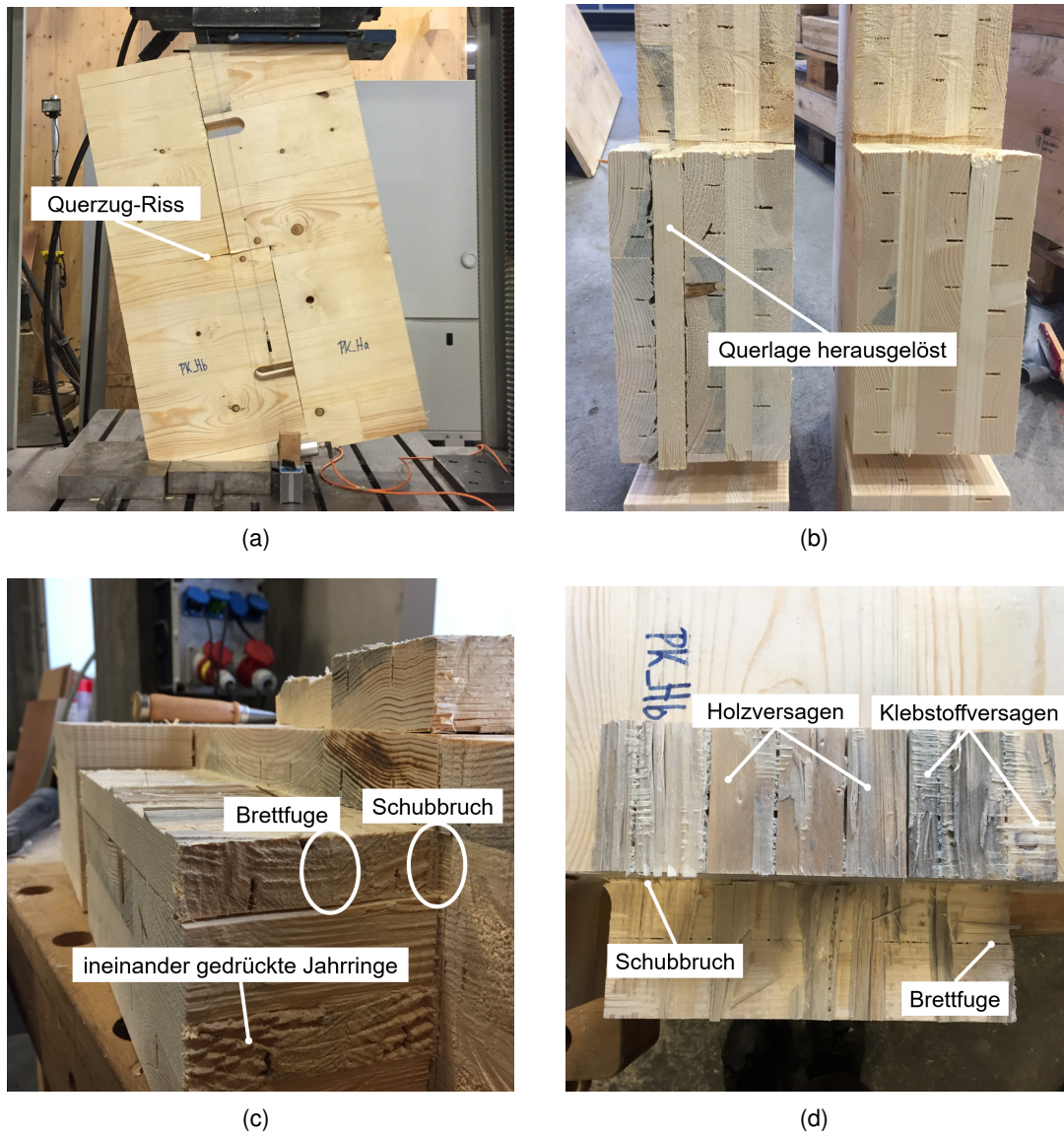


Abbildung 5.16: Sprödes Schubversagen bei Prüfkörper H [Hipper 2017]

5.4.2.3 Tragfähigkeit

Bei allen Versuchskörpern lag die Bruchlast deutlich über den den rechnerischen Werten für die Längsdruckfestigkeit der Querlagen (Gleichung 5.3), bzw. der Schubtragfähigkeit (Gleichung 5.4). Der Mittelwert des erreichten Längsdruckwiderstands betrug das 2,07-fache und der charakteristische Wert das 1,82-fache des Rechenwertes. Diese Beobachtung entspricht in ähnlicher Weise den Ergebnissen aus den Versuchen zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Lasteinleitungspunkten (Kapitel 6).

Die lokal gegenüber den normativen Werten erhöhte Druckfestigkeit kann auf den Sperreffekt des Brettsperrholzverbundes, die seitliche Stützung der längsbelasteten Lagen durch die Querlagen und die mit steigendem Abstand zur Lasteinleitung stattfindende Verteilung der Spannungen zurückgeführt werden (vgl. Abschnitt 6.3.4.2).

Eine noch ausgeprägtere Überschreitung wurde bei der Schubtragfähigkeit festgestellt. Die Schubfestigkeit des Versuchskörpers H mit der kürzesten Zackenlänge ($l_z/h_z = 3,0$) erreichte das 2,36-fache von $f_{v,netto,k}$ (Gleichung 5.1).

5.4.3 Rechnerische Werte der Holzfestigkeiten

5.4.3.1 Scheibenschubfestigkeit

Der Rechenwert der Scheibenschubfestigkeit von Brettsperrholz $f_{v,netto,k}$ ist entweder aus den jeweiligen Produktzulassungen oder aus Literaturangaben zu entnehmen (z. B. [Schickhofer et al. 2010], [Brandner 2015]).

Der Referenzwert der Scheibenschubfestigkeit für Brettsperrholz aus Brettern der Festigkeitsklasse C24 kann nach [Brandner 2015] mit $f_{v,netto,k,ref} = 5,5 \text{ N/mm}^2$ angesetzt werden. Dieser Wert liegt für Lagendicken $t \leq 40 \text{ mm}$ auf der sicheren Seite und ist für Brettfugenbreiten $w_{Fuge} \leq 6 \text{ mm}$ vereinfacht anwendbar. Bei Lagendicken zwischen 20 mm und 40 mm darf $f_{v,netto,k}$ auch wie folgt berechnet werden:

$$f_{v,netto,k} = f_{v,netto,k,ref} \cdot \min \left\{ \left(\frac{40}{t} \right)^{0,3} ; 1, 20 \right\} \quad (5.1)$$

Für die weiteren Betrachtungen in dieser Arbeit wird nachfolgend $f_{v,netto,k,ref} = f_{v,netto,k} = 5,5 \text{ N/mm}^2$ angenommen.

5.4.3.2 Rollschubfestigkeit

Die Rollschubfestigkeit beträgt nach DIN EN 14080:2013 für kombiniertes Brettschichtholz $f_{r,g,k} = 1,2 \text{ N/mm}^2$. Nach DIN EN 16351:2015 kann für diesen Wert für Brettsperrholz mit oder ohne Schmalseitenverklebung aus Brettlagen mit einer Dicke bis einschließlich 45 mm $f_{r,g,k} = 1,1 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden. Für die weiteren Betrachtungen wurde der kleinere Wert $f_{r,g,k} = 1,1 \text{ N/mm}^2$ angenommen.

5.4.3.3 Längsdruckfestigkeit der einzelnen Bretter

Die Druckfestigkeit der einzelnen Lamellen beträgt nach DIN EN 338:2016 $f_{c,0,k} = 21,0 \text{ N/mm}^2$. Es wurde jedoch in den Versuchen dieses Kapitels, als auch bei den Versuchen zur Lasteinleitung

an Spannverankerungen (Kapitel 6) festgestellt, dass die tatsächliche Festigkeit bei lokaler Beanspruchung erheblich über diesem normativen Wert liegt. Dieser Effekt kann mit der Sperrwirkung aufgrund des kreuzweisen Lagenaufbaus des Brettspertholzes und der in den Versuchen vorliegenden Holzfeuchte von unter 16 % HF erklärt werden. Es kann daher entsprechend Abschnitt 6.3.4.2 für die lokale Belastung der Hirnholzflächen an den Schnittkanten der Verzahnungen folgende Längsdruckfestigkeit verwendet werden:

$$f_{c,Verzahnung,k} = f_{c,0,k} \cdot k_{hum} \cdot k_{lokal} \quad (5.2)$$

mit:

$f_{c,Verzahnung,k}$	Längsdruckfestigkeit der Querlagen im Bereich der Verzahnung [N/mm^2]
$f_{c,0,k}$	normative Längsdruckfestigkeit des Holzes [N/mm^2]
k_{hum}	Faktor zur Berücksichtigung der erhöhten Holzfestigkeit, wenn $u \leq 16\%$
k_{lokal}	Faktor zur Berücksichtigung der lokal aufgrund des BSP-Verbundes erhöhten Festigkeit

Durch Einsetzen der Zahlenwerte $f_{c,0,k} = 24 N/mm^2$, $k_{hum} = 1,2$ und $k_{lokal} = 1,1$ ergibt sich so $f_{c,Verzahnung,k} = 31,7 N/mm^2$.

5.4.4 Ansätze zur rechnerischen Bestimmung der Verzahnungstragfähigkeit

Die Kraftübertragung findet zunächst über die Hirnholzflächen der Querlagen statt. Von dort werden die Kräfte über Schub und Torsion in die Wandscheibe weitergeleitet (Abbildung 5.17). Die inneren Kräfte in einem einzelnen Zahn können nach Abbildung 5.18 ingenieurmäßig beschrieben werden. Prinzipiell möglich sind nach diesem Modell Versagensformen durch Überschreiten der Längsdruck-, Scheibenschub-, Rollschub- und Torsionsfestigkeit.

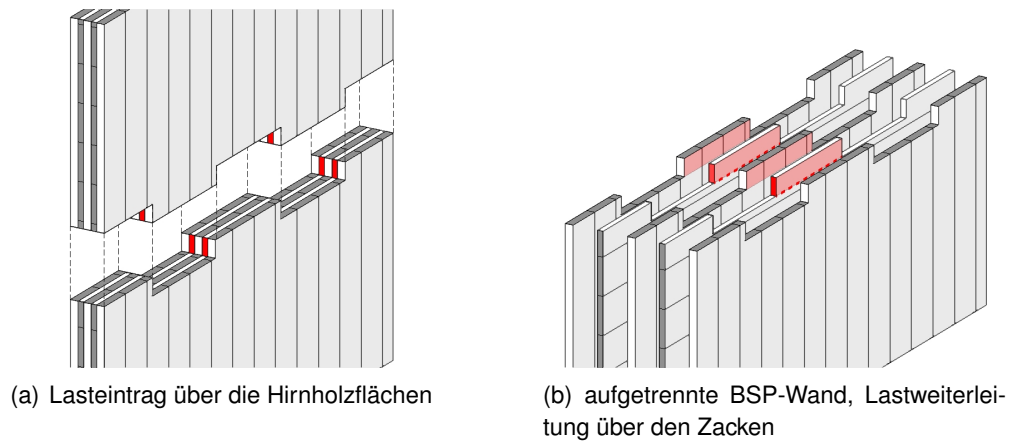


Abbildung 5.17: Beanspruchung einer direkten Wand-Wand-Verbindung [Hipper 2017]

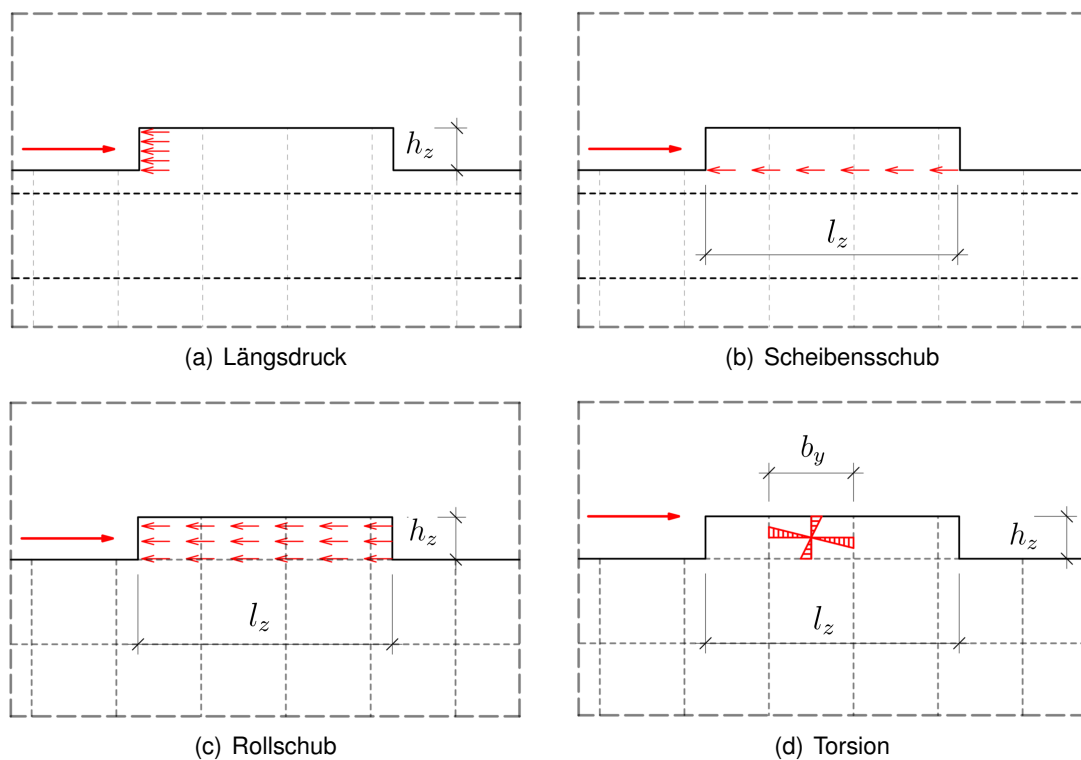


Abbildung 5.18: Kräfte und Spannungen am einzelnen Zacken [Hipper 2017]

In den Untersuchungen von [Schmid 2015] wurde festgestellt, dass immer zuerst Schub- oder Längsdruckversagen auftritt und erst sekundär bei größerer Verformung Rollschubversagen. Diese Aussage deckt sich mit den eigenen Versuchsergebnissen. Torsionsversagen der Klebefuge nach Abbildung 5.18 d) wurde weder von *Schmid*, noch in den eigenen Versuchen beobachtet. Diese Versa-

gensform wird daher in der weiteren rechnerischen Betrachtung ausgeschlossen. Die Versagensmodi a) und b) in Abbildung 5.18 können daher primär auftreten und für die Bemessung maßgebend werden. Die Versagensmodi c) und d) sind nur als sekundäre Versagensform möglich.

Die nachfolgenden Berechnungen gehen von der Annahme aus, dass die Spannungen linear verteilt sind. Die Tragfähigkeiten eines einzelnen Zacks nach Abbildung 5.18 können danach für die einzelnen Versagensmodi wie folgt berechnet werden:

Der Längsdruckwiderstand der Querlagen $R_{c,0,k}$ nach Abbildung 5.18 a) beträgt:

$$R_{c,0,k} = h_z \cdot t_q \cdot n_q \cdot f_{c,0,k} \quad (5.3)$$

Der Scheibenschubwiderstand eines Zacks $R_{v,netto,k}$ nach Abbildung 5.18 b) beträgt:

$$R_{v,netto,k} = l_z \cdot t_q \cdot n_q \cdot f_{v,netto,k} \quad (5.4)$$

Der Rollschubwiderstand des Zacks $R_{v,R,k}$ nach Abbildung 5.18 c) beträgt:

$$R_{v,R,k} = l_z \cdot h_z \cdot n_k \cdot f_{v,R,k} \quad (5.5)$$

mit:

l_z	Zackenlänge
h_z	Zackenhöhe
t_q	Querlagendicke
n	Lagenanzahl
n_q	Querlagenanzahl = $\frac{n-1}{2}$
n_k	Anzahl der Klebefugen (zwischen orthogonalen Brettlagen) $n_k = n - 1$
$f_{v,k,Brett}$	charakteristische Längsschubfestigkeit der Bretter in den Querlagen [N/mm^2]
$f_{v,netto,k}$	charakteristische Nettoscheibenschubfestigkeit [N/mm^2]
$f_{v,R,k}$	charakteristische Rollschubfestigkeit [N/mm^2]

Wenn ein duktiler Versagen infolge einer Überschreitung des Längsdruckwiderstandes maßgebend sein soll, muss mindestens ein gewisses Verhältnis von Zackenlänge zu Zackenhöhe l_z/h_z eingehalten werden. Wenn dieses Verhältnis unterschritten wird (bei sehr kurzen, gedrunenen Zacken kann es zu einem unerwünschten spröden Schubversagen kommen. Dies ist in den Versuchen bei $l_z/h_z = 3,0$ aufgetreten.

Unter der Annahme gleichmäßiger Spannungsverteilungen kann daher durch Gleichsetzen der Gleichungen 5.3 und 5.4 das gesuchte l_z/h_z -Verhältnis bestimmt werden:

$$\frac{l_z}{h_z} \geq \frac{f_{c,0,k}}{f_{v,netto,k}} \quad (5.6)$$

Aus den Gleichungen 5.3 und 5.5 ergibt sich in gleicher Weise ein Mindestverhältnis l_z/t_q zur Vermeidung von Rollschubversagen:

$$\frac{l_z}{t_q} \geq \frac{f_{c,0,k}}{2 \cdot f_{v,R,k}} \quad (5.7)$$

Mit den oben angegebenen Zahlenwerten für die Materialfestigkeiten kann daraus das für duktiles Verhalten mindestens erforderliche Verhältnis l_z/h_z bzw. l_z/t_q ermittelt werden:

$$l_z \geq 5,8 \cdot h_z \quad (\text{aus Gleichung 5.6}) \quad (5.8)$$

$$l_z \geq 9,5 \cdot t_q \quad (\text{aus Gleichung 5.7}) \quad (5.9)$$

Da in allen Versuchen Schubversagen erst bei $l_z/h_z = 3,0$ beobachtet wurde, kann auf der sicheren Seite als unterer Grenzwert $l_z/h_z = 4,0$ verwendet werden. Die Tragfähigkeit eines einzelnen Zahnes ergibt sich somit für $4,0 \leq l_z/h_z \leq 5,8$ aus der Schubfestigkeit nach Gleichung 5.4 und für $l_z/h_z > 5,8$ aus der Längsdruckfestigkeit nach Gleichung 5.3.

5.4.5 Bemessungsvorschlag im Grenzzustand der Tragfähigkeit

5.4.5.1 Direkte Verbindungen

Aus den in Abschnitt 5.4.4 dargestellten Bemessungsansätzen können nun Konstruktionsregeln und Bemessungsdiagramme abgeleitet werden. Hierzu wird die Tragfähigkeit je einzeltem Zahn und als abgeleitete Größe je Längeneinheit (hier je m Fugenlänge) benötigt.

Die Drucktragfähigkeit eines einzelnen Zahnes $R_{z,k}$ ist nach den Gleichungen 5.2 und 5.3:

$$R_{z,k} = R_{c,0,k} = t_q \cdot n_q \cdot h_z \cdot f_{c,0,k} \cdot k_{\text{lokal}} \cdot k_{\text{hum}} \quad [kN] \quad (5.10)$$

Unter der Voraussetzung gleichmäßig langer Verzahnungen wird daraus bezogen auf einen laufenden Meter Fugenlänge:

$$r_{z,k} = r_{c,0,k} = t_q \cdot n_q \cdot h_z \cdot f_{c,0,k} \cdot k_{\text{lokal}} \cdot k_{\text{hum}} / l_z \quad [kN/m] \quad (5.11)$$

Die Netto-Schubtragfähigkeit eines Zackens nach Gleichung 5.4 ist:

$$R_{z,v,k} = R_{v,\text{netto},k} = l_z \cdot t_q \cdot n_q \cdot f_{v,\text{netto},k} \quad [kN] \quad (5.12)$$

Unter der Voraussetzung gleichmäßig langer Verzahnungen wird daraus bezogen auf einen laufenden Meter Fugenlänge:

$$r_{z,v,k} = r_{v,netto,k} = t_q \cdot n_q \cdot f_{v,netto,k} / 2 \quad [kN/m] \quad (5.13)$$

Abbildung 5.19 zeigt das Verhältnis zwischen Drucktragfähigkeit $R_{f,c,0,k}$ und Schubtragfähigkeit $R_{v,netto,k}$ in Abhängigkeit des Verhältnisses l_z/h_z für einen einzelnen Zacken.

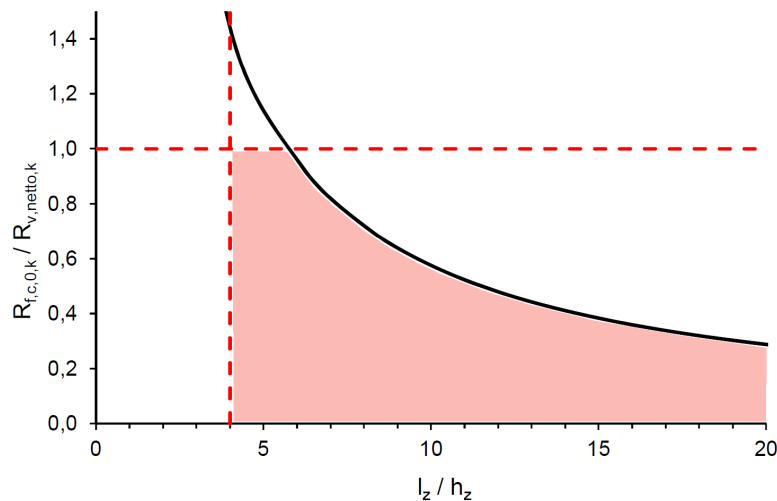


Abbildung 5.19: Zur Sicherstellung einer ausreichenden Duktilität zulässiger Bereich der Tragfähigkeit eines einzelnen Zackens

Da mit steigender Zackenlänge l_z mehr Schubkraft aufgenommen werden kann, während gleichzeitig die aufnehmbare Druckkraft konstant bleibt, sinkt entsprechend das Verhältnis $R_{f,c,0,k} / R_{v,netto,k}$. Da Schubversagen zur Sicherstellung einer ausreichenden Duktilität ausgeschlossen werden soll, darf dieses Verhältnis nicht größer als 1,0 werden (rote horizontale gestrichelte Linie), d. h. die Tragfähigkeit wird durch die aufnehmbare Schubkraft begrenzt. Aus den Versuchen konnte abgeleitet werden, dass l_z/h_z zur Verhinderung von Schubbrüchen nicht kleiner als 4,0 werden darf, was durch die vertikale gestrichelte Linie dargestellt wird. Somit ist die zulässige Beanspruchung eines Zackens auf den rot hinterlegten Bereich begrenzt.

Zur praktischen Anwendung können solche Diagramme auch für bestimmte Verhältnisse l_z/h_z und Gesamt-Querlagenstärken $t_q \cdot n_q$ erstellt werden. Zwei solche Diagramme zeigt beispielhaft Abbildung 5.20. Hierfür wurden die Formeln 5.11 und 5.13 für $0,05 \text{ m} \leq h_z \leq 0,1 \text{ m}$, $0 \leq l_z \leq 1,5 \text{ m}$ und unter der Bedingung $l_z/h_z \geq 4$ für zwei Gesamt-Querlagendicken $t_q \cdot n_q$ von 50 mm und 80 mm ausgewertet und grafisch als Tragfähigkeit über der Zackenlänge aufgetragen.

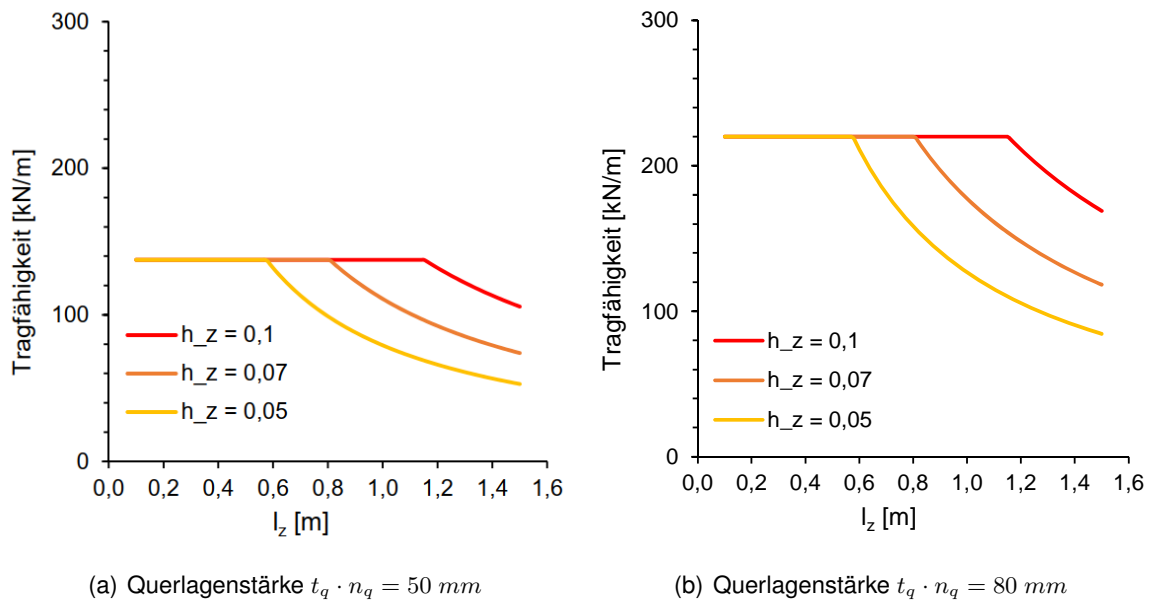


Abbildung 5.20: Tragfähigkeit $r_{z,k}$ [kN/m] verzahnter Fuge für $0,05 \text{ m} \leq h_z \leq 0,1 \text{ m}$ und $0 \leq l_z \leq 1,5 \text{ m}$

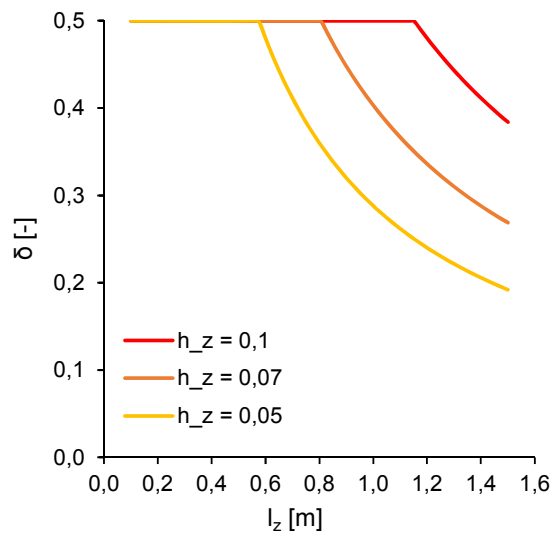


Abbildung 5.21: Tragfähigkeit der verzahnten Verbindung im Verhältnis δ zur Scheibenschubtragfähigkeit der ungestörten Wandscheibe

Es ist deutlich erkennbar, dass die Tragfähigkeit der Verbindung in weiten Bereichen von der Schubtragfähigkeit, bzw. der Duktilitätsanforderung bestimmt wird. Dies ist umso ausgeprägter der Fall, je

größer die Höhe h_z der Verzahnung wird. Erst bei relativ langen Zähnen wird die Holzdruckfestigkeit maßgebend und unterschreitet die Schubtragfähigkeit.

Die Tragfähigkeit je laufendem Meter Verbindung lässt sich auch in das Verhältnis $\delta = r_{z,k}/r_{v,netto,k}$ zur Scheibenschubfestigkeit setzen (Abbildung 5.21). Hieraus ist ablesbar, dass bei einheitlich langen Zähnen maximal die Hälfte der Scheibenschubfestigkeit erreicht wird. Das Verhältnis $\delta = r_{z,k}/r_{v,netto,k}$ ist nur noch von der Länge und Höhe der Verzahnung abhängig, aber nicht von der Anzahl und Dicke der Querlagen und somit dem konkreten Lagenaufbau des Brettspertholzes.

Hieraus ergibt sich eine wesentliche Vereinfachung der Bemessung: Bei geschickter Wahl der Geometrie der Verzahnung ist die Tragfähigkeit der Fuge $r_{z,k}$ immer gleich der Hälfte der Scheibenschubfestigkeit $r_{v,netto,k}$. Ein gesonderter rechnerischer Nachweis der Verbindung kann dann entfallen.

Aus Diagramm 5.21 ist abzulesen, dass dies z. B. für eine Höhe der Verzahnung von $h_z = 0,1 \text{ m}$ bis zu einer Länge der einzelnen Zähne von $l_z = 1,15 \text{ m}$ der Fall ist ($l_z/h_z = 11,5$).

Wenn beide zusammengefügte Bauteile Zähne gleicher Länge aufweisen, beträgt die zur Schubübertragung zur Verfügung stehende Strecke die Hälfte der Gesamtfugenlänge. Im geometrischen Bereich:

$$\frac{l_z}{h_z} = \frac{r_{z,k} \cdot 2}{f_{v,netto,k}} \leq 11,5 \quad (5.14)$$

ist die Tragfähigkeit der Fuge direkter Verbindungen immer mindestens halb so groß wie die Scheibenschubfestigkeit. In Kombination mit der Mindest-Verzahnungslänge zur Sicherstellung ausreichender Duktilität kann somit folgende einfache Regel für die Festlegung günstiger Verzahnungsgeometrien festgelegt werden:

$$r_{z,k} = r_{v,netto,k}/2 \quad \text{wenn} \quad 4,0 \leq l_z/h_z \leq 11,5 \quad (5.15)$$

Im Bereich $l_z/h_z > 11,5$ ergibt sich die Tragfähigkeit aus der Druckfestigkeit nach Gleichung 5.10 bzw. Gleichung 5.11.

5.4.5.2 Indirekte Verbindungen

Die Tragfähigkeit indirekter Verbindungen mit eingeschobenen Decken (vgl. Abbildung 5.8 b)) wird dadurch beeinflusst, dass aufgrund der um 90° gegenüber den Wänden gedrehten Deckenebene nur geringere Hirnholzflächen zur Druckkraftübertragung zur Verfügung stehen (vgl. Abbildung 5.22).

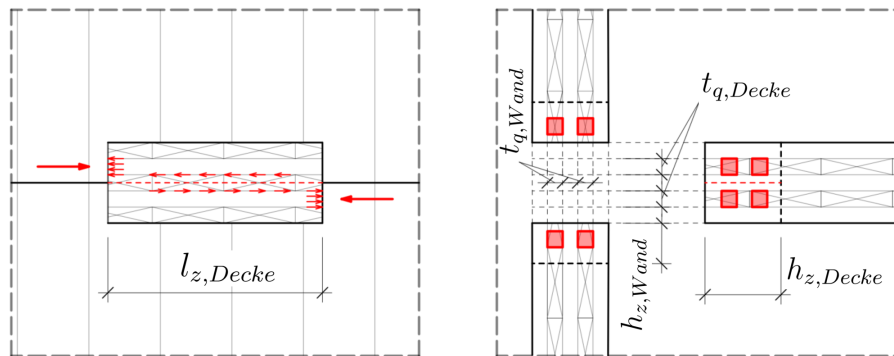


Abbildung 5.22: Teilflächenbelastung an den Flanken der Wand- und Deckenzacken, hier für fünflagiges BSP und einer vollen Auflagerung der Decke [Hipper 2017]

Die Schubtragfähigkeit der verbundenen Bauteile bleibt dabei gleich, ausschließlich die zur Druckkraftübertragung zur Verfügung stehende Hirnholzfläche verringert sich. Je nach Lagenaufbau und Art der eingeschobenen Decke ist dies bei der Bemessung nach Formel 5.11 zu berücksichtigen. h_z muss durch die tatsächlich zur Verfügung stehende Höhe der Hirnholzflächen $h_{z,h}$ ersetzt werden:

$$r_{z,k} = r_{c,0,k} = t_q \cdot n_q \cdot h_{z,h} \cdot f_{c,0,k} \cdot k_{\text{lokal}} \cdot k_{\text{hum}} / l_z \quad [\text{kN/m}] \quad (5.16)$$

Auf diese Weise ändert sich auch das Verhältnis von Schub- zu Drucktragfähigkeit. Das größte l_z/h_z -Verhältnis, bis zu dem sich die Fugentragfähigkeit noch aus der Scheibenschubtragfähigkeit ergibt (vgl. Formel 5.15), ändert sich deutlich. Dies wird anhand der grafischen Darstellung der Tragfähigkeit über der Verzahnungslänge in Abbildung 5.23 im Vergleich mit Abbildung 5.20 deutlich sichtbar.

Im Fall fünflagigen Brettsperrholzes mit gleich dicken Längs- und Querlagen ergibt sich bei der Verzahnungssituation nach Abbildung 5.8 b) und Abbildung 5.22 folgendes l_z/h_z -Verhältnis:

$$\frac{l_z}{h_z} = \frac{r_{z,k} \cdot 2}{f_{v,\text{netto},k}} \cdot \frac{n_q}{n_{\text{gesamt}}} = \frac{24 \cdot 1,2 \cdot 1,1 \cdot 2}{5,5} \cdot \frac{2}{5} = 4,6 \quad (5.17)$$

Die Tragfähigkeit kann damit analog zu derjenigen direkter Verbindungen in Diagrammform dargestellt werden (Abbildung 5.23). Das Verhältnis δ von Fugen- zu Scheibenschubfestigkeit ist für indirekte Verbindungen in Abbildung 5.24 dargestellt.

In Kombination mit der Mindest-Verzahnungslänge zur Sicherstellung ausreichender Duktilität ändert sich die Regel nach Gleichung 5.15 für die Festlegung günstiger Verzahnungsgeometrien für indirekte Verbindungen zu:

$$r_{z,k} = r_{v,\text{netto},k} / 2 \quad \text{wenn} \quad 4,0 \leq l_z/h_z \leq 4,6 \quad (5.18)$$

Hieraus ergibt sich, dass sich die Bandbreite von möglichen Verzahnungslängen für die Anwendung der Regel „Fugentragfähigkeit ist gleich der halben Scheibenschubtragfähigkeit“ deutlich verringert.

Für die vereinfachte Bemessung indirekter Wand-Deckenverzahnungen aus fünfplagigem Brettsperrholz mit gleichen Bettlagendicken muss der geometrische Bereich $4,0 \leq l_z/h_z \leq 4,6$ eingehalten werden.

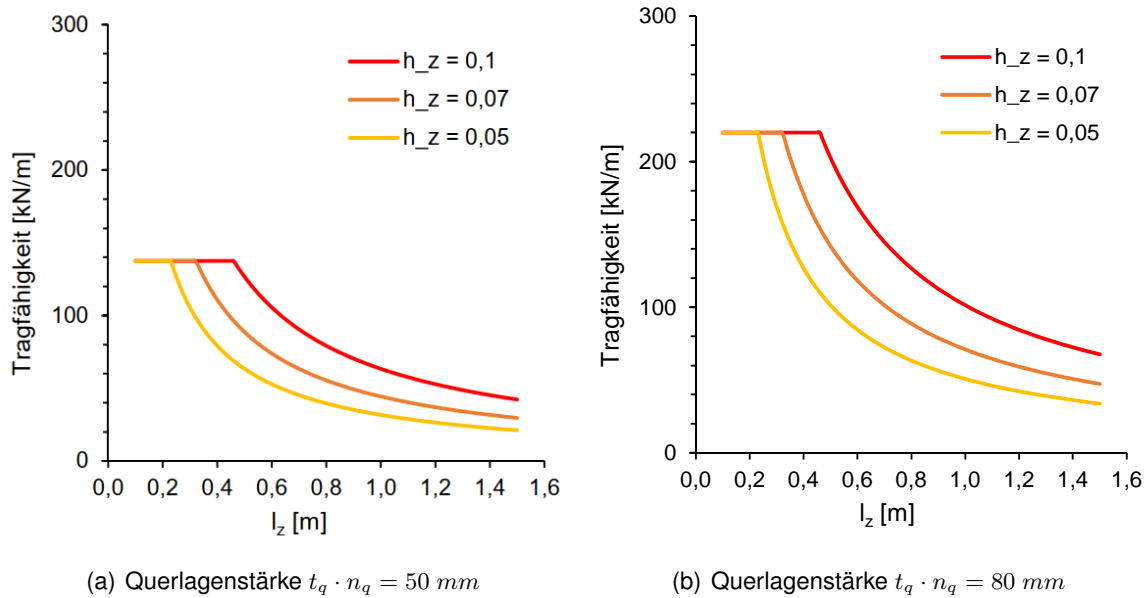


Abbildung 5.23: Tragfähigkeit $r_{z,k} [kN/m]$ verzahnter Fuge einer indirekten Verbindung für $0,05 \text{ m} \leq h_z \leq 0,1 \text{ m}$ und $0 \leq l_z \leq 1,5 \text{ m}$

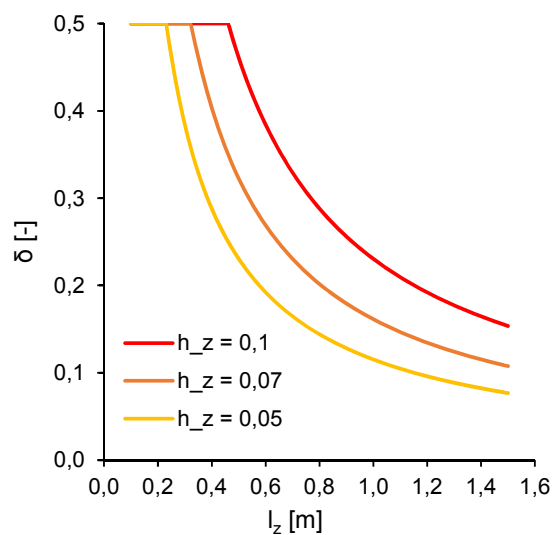


Abbildung 5.24: Tragfähigkeit der verzahnten indirekten Verbindung im Verhältnis δ zur Scheibenschubtragfähigkeit der ungestörten Wandscheibe

5.5 Steifigkeit

5.5.1 Allgemeines

Für die Berechnung des Gesamtverformungsverhaltens eines Bauwerks werden als Eingangsgröße in der Regel die Steifigkeiten der Bauteilstöße benötigt. Diese werden üblicherweise in Form einer Federsteifigkeit pro Längeneinheit der Bauteilfuge angegeben, beispielsweise in $[kN/(mm \cdot m)]$. Hierbei ist zwischen der Steifigkeit k_z quer zur Längsachse der Fuge (Verformung infolge abhebender Kräfte, Abbildung 5.25 b)) und der Steifigkeit k_x in Richtung der Längsachse (Verformung durch Schubkräfte, Abbildung 5.25 a)) zu unterscheiden.

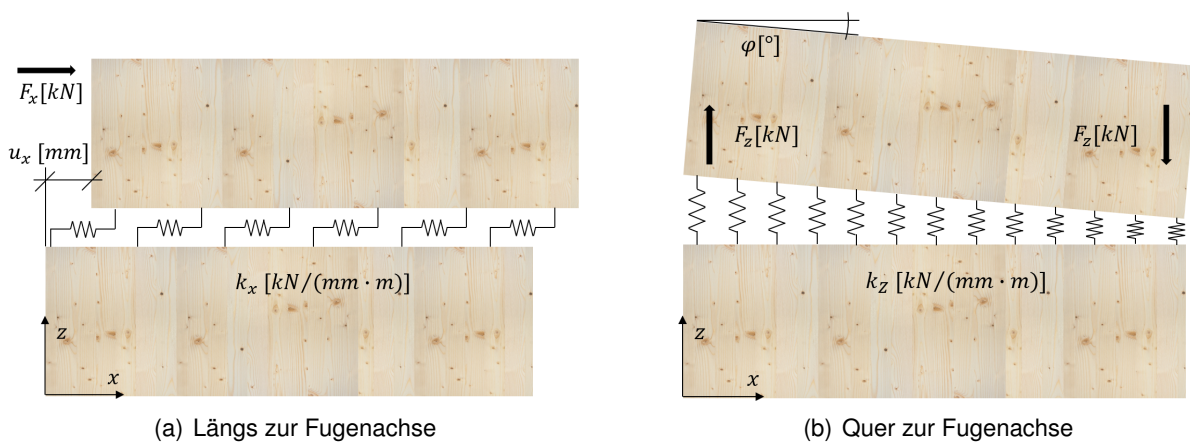


Abbildung 5.25: Steifigkeit von Bauteilfugen

Die in dieser Arbeit betrachteten formschlüssigen Bauteilfugen können keine abhebenden Kräfte quer zur Fugenachse aufnehmen. Die Angabe von Steifigkeiten quer zur Fugenachse ist daher nicht möglich, bzw. nicht sinnvoll. Nach dem Konzept der vertikalen Vorspannung werden auftretende vertikale Zugkräfte durch die Spannglieder aufgenommen, die Fugen bleiben unter Lasten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit immer überdrückt. Benötigt wird demnach für die Tragwerksberechnung die Steifigkeit in Fugenrichtung k_x , welche in diesem Abschnitt untersucht wird.

5.5.2 Experimentelle Untersuchungen

Den größten Einfluss auf die Steifigkeit formschlüssiger Verbindungen hat deren Passgenauigkeit. Dies wird beispielhaft an Abbildung 5.27 deutlich: Die geometrisch identischen Prüfkörper waren einmal mit sehr guter Passgenauigkeit gefertigt (C1, (Abbildung 5.13 a)) und einmal mit Unebenheiten von bis zu ca. $5,0 \text{ mm}$ (C2, (Abbildung 5.13 b)). Die Anfangssteifigkeit von Versuchskörper C2 ist wesentlich geringer und es verbleibt nach dem Entlastungszyklus nach DIN EN 26891:1991 ein erheblicher plastischer Verformungsanteil u_{pl} .

Quantitative Aussagen zur Steifigkeit lassen sich aus den Versuchen weniger gut ableiten. Dies liegt an den folgenden Unterschieden zwischen Versuch und praktischer Anwendung:

- Die Lagerung der Versuchskörper erfolgte an einer Bauteilkante, in der Realität bzw. im Finite-Elemente-Modell (Abschnitt 5.5.3) ist die Verzahnung allseitig in die Brettsperrholzplatte eingebunden (Abbildung 5.26).
- Die Lasteinleitung im Versuch erfolgte systembedingt unter einem Winkel von 12° , in der Realität in Fugenrichtung.
- Der Versuch besteht nur aus einem „Zahn“, in der Realität wirken in der Regel mehrere Zähne in einer Fuge zusammen.
- Die Anordnung der Brettsperrfugen in Längs- und Querlagen wirkt sich bei einzelnen Versuchen deutlich auf die Steifigkeit aus. In realen Anwendungen gleichen sich unterschiedliche Brettsperrfugenpositionen in einer Bauteilfuge aus.
- Reibung war im Versuch ausgeschlossen, tritt aber in der Realität immer auf.

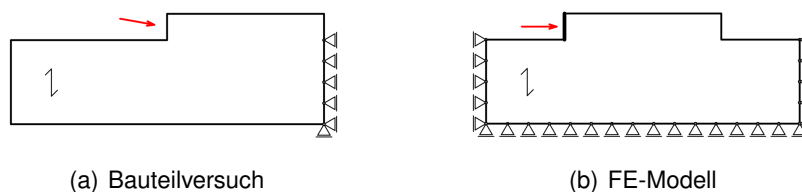


Abbildung 5.26: Unterschiede in den Lagerbedingungen Modell - Versuch [Hipper 2017]

In Abbildung 5.28 sind die im Versuch erreichten Steifigkeiten pro m Fugenlänge $k_{vb,ver}$ und die aus dem Finite-Elemente-Modell (Abschnitt 5.5.3) entnommenen Steifigkeiten $k_{vb,fem}$ über der Zackenhöhe h_z dargestellt. Die gestrichelten Linien zeigen die Tendenz der Versuchsergebnisse unterschiedlicher Passgenauigkeit und Brettsperrfugenanordnung. Auffallend ist, dass die Versuchsergebnisse alle kleiner sind als die Rechenwerte. Dieser Effekt kann mit den unterschiedlichen Lagerbedingungen erklärt werden. Insgesamt wurden in allen Versuchen Steifigkeiten k_{vb} zwischen $20 \text{ kN}/(\text{mm} \cdot \text{m})$ und $80 \text{ kN}/(\text{mm} \cdot \text{m})$ erreicht. Versuche mit ungünstiger Anordnung der Querlagenfugen in den Verzahnungen (Q3 nach Abbildung 5.32) hatten eine deutlich geringere Steifigkeit als solche mit Querlagenfugen außerhalb der Verzahnung (Q1).

Die Schlussfolgerungen für Auswirkungen der Variation geometrischer Größen auf die Steifigkeit werden daher auf Basis des Finite-Elemente-Modells (Abschnitt 5.5.3) angegeben. Die Bemessungswerte in Abschnitt 5.5.4.2 basieren den Versuchsergebnissen und sind somit als „auf der sicheren Seite“ liegend anzunehmen.

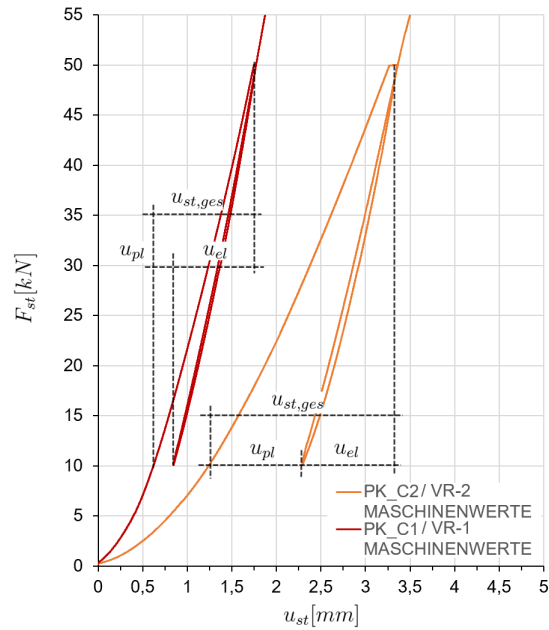


Abbildung 5.27: Ausschnitt aus Abbildung 5.14 a), Steifigkeit der Prüfkörper C1 und C2 [Hipper 2017]

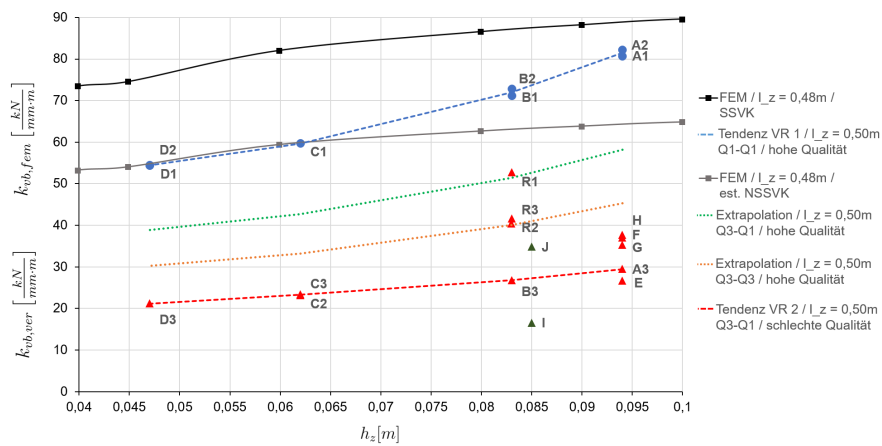


Abbildung 5.28: Vergleich zwischen den Steifigkeiten im Versuch und Finite-Elemente-Modell [Hipper 2017]

5.5.3 Finite-Elemente-Modell

5.5.3.1 Modellierung

Zur Einschätzung von deren Einfluss auf die Steifigkeit der Verbindung wurden die Parameter Längen l_z , Höhen h_z , Querlagenanteil Q , Neigungswinkel der Zahnflanken δ und die Verklebungsart in einem Finite-Elemente-Modell variiert. Hierzu wurde ein Grundelement einer einzelnen „Zacke“ als Volumenmodell mit der Software *Dlubal RFEM* erstellt (Abbildung 5.29) und anschließend die genannten Parameter (Abbildung 5.9) variiert.

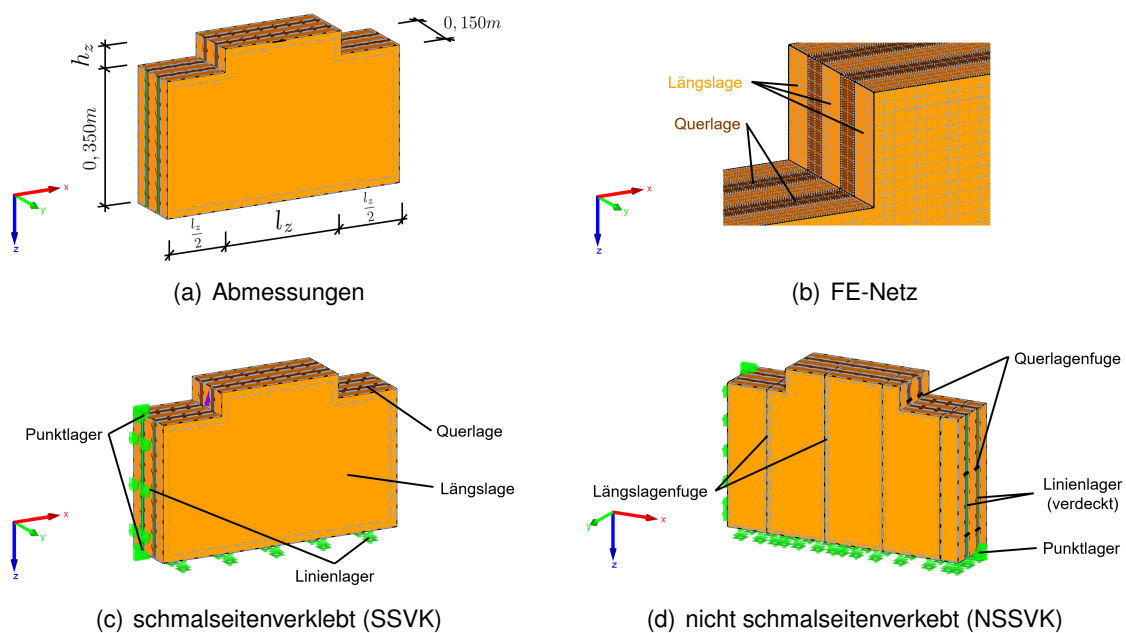
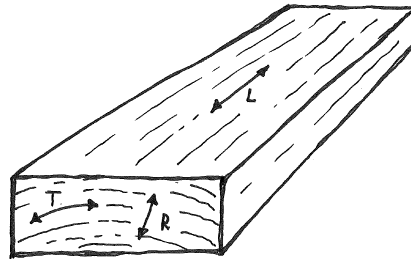


Abbildung 5.29: Finite-Elemente Modell, Abmessungen und Netzteilung, [Hipper 2017]

Die einzelnen Lagen des Brettsperrholzes wurden als 3D-Volumenkörper mit orthotrop-elastischem Materialverhalten modelliert. Die Längs- und Querlagen erhielten dabei die gleichen Materialeigenschaften, aber in um 90° um die y -Achse gedrehter Ausrichtung. Um den Einfluss der verschiedenen Fugenanordnungen bei nicht schmalseitenverklebtem Brettsperrholz (NSSVK) zu untersuchen, wurde ein Modell mit einzelnen Brettern der Breite 160 mm mit $2,0\text{ mm}$ Fugenabstand erstellt. Hierbei wurden die Fugenanordnungen Q1, Q2 und Q3 nach Abbildung 5.32 untersucht. Bei den Modellen mit Schmalseitenverklebung (SSVK) wurden die Brettlagen vollflächig ohne Fugen modelliert. Als Lagenaufbau wurde der Grundtyp **34-24-34-24-34** gewählt, was eine Element- bzw. Plattendicke von 150 mm ergibt. Die Variation des Querlagenanteils erfolgte über Anpassung der Brettdicken bei gleichbleibender Gesamtdicke. Das Finite-Elemente-Netz erhielt eine Maschenweite von 10 mm . Die Steifigkeitskenngrößen des Holzes in den einzelnen Richtungen (Abbildung 5.30) wurden nach [Neuhaus 2017] wie folgt angenommen:

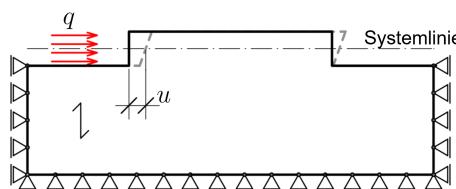
Tabelle 5.2: Materialeigenschaften für das Finite-Elemente-Modell

Elastizitätsmodul E [N/mm^2]			Schubmodul G [N/mm^2]		
L	R	T	LR	TR	TL
10.000	800	450	600	40	650


Abbildung 5.30: Haupttrichtungen von Holz längs (L), radial (R) und tangential (T) zur Faser

Die Last wurde in Form einer Flächenlast q mit einer Gesamtkraft $Q = 50 \text{ kN}$ auf die Zackenflanke aufgebracht (Abbildung 5.31). Je nach Zackenhöhe h_z ergeben sich somit unterschiedliche Flächenlasten q :

$$q = \frac{50}{0,15 \cdot h_z} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \quad (5.19)$$


Abbildung 5.31: Belastung q und qualitative Verformung des Modells, relevante Verschiebung u gemessen an der Systemlinie [Hipper 2017]

Die gesuchte Steifigkeiten $K_{ele,fem}$ [$kN/(mm \cdot m)$] bzw. $k_{vb,fem}$ [$kN/(mm)$] wurden aus der einwirkenden Kraft Q und der jeweiligen Verformung u in der Mittelachse der Verzahnung am Kraftangriffspunkt bestimmt:

$$K_{ele,fem} = \frac{Q}{u} \quad \text{und} \quad k_{ele,fem} = \frac{Q \cdot l_z}{u} \quad (5.20)$$

Variiert wurden hierbei die folgenden Parameter (vgl. auch Abbildung 5.9):

- Modelle mit Schmalseitenverklebung (SSVK):
 - Zackenlänge l_z von 0,16 m bis 0,64 m
 - Zackenhöhe h_z von 0,02 m bis 0,32 m
 - Neigung der Flanke δ von 0° bis 20°
 - Querlagenanteil Q von 10 % bis 50 %
- Modelle ohne Schmalseitenverklebung (NSSVK):
 - Zackenlänge l_z von 0,16 m und 0,32 m
 - Zackenhöhe h_z von 0,02 m bis 0,16 m
 - Fugenkonfigurationen Q1, Q2, Q3 nach Abbildung 5.32

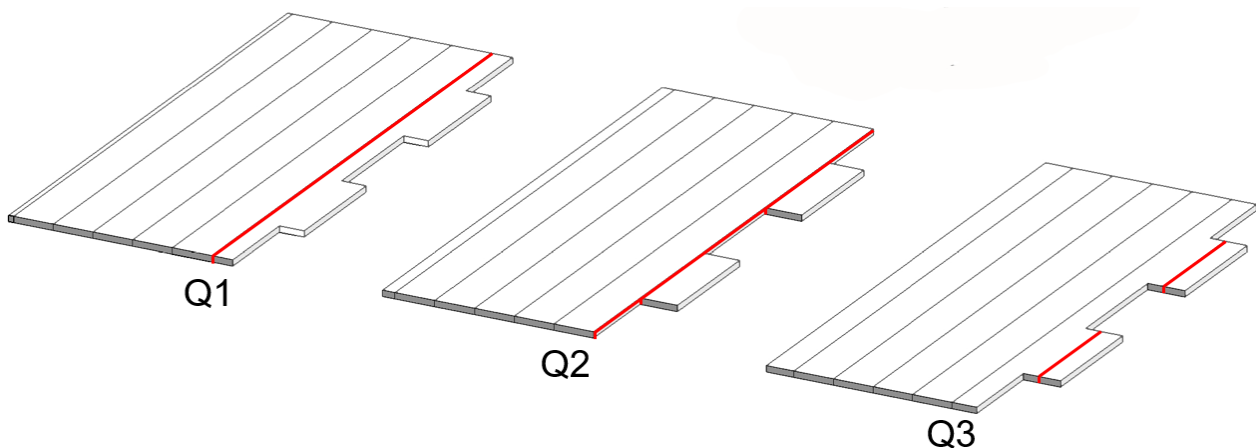


Abbildung 5.32: mögliche Fugenanordnung in Längs- (L) und Querlagen (Q) [Hipper 2017]

5.5.3.2 Ergebnisse

Abbildung 5.33 a) zeigt den Einfluss der Zackenhöhe h_z auf die Steifigkeit einer einzelnen Verzahnung. Es wird deutlich, dass maximale Steifigkeiten bei Höhen h_z von ca. 0,1 m bis 0,2 m erreicht wird und größere Höhen wieder zu einem Rückgang der Steifigkeit führen.

Das Verhältnis l_z/h_z ergibt in einem relativ engen Bereich bei $l_z/h_z \approx 4,0$ die größten Werte (Abbildung 5.33 b)). Es kann somit die Schlussfolgerung gezogen werden, dass einzelne „Zähne“ zur Erzielung idealer Steifigkeitswerte Längen von ca. $0,4 \text{ m} \leq l_z \leq 0,8 \text{ m}$ bei einem Seitenverhältnis von $l_z/h_z \approx 4,0$ haben sollten.

In Abbildung 5.34 sind diese Verhältnisse auf den laufenden Meter Fugenlänge bezogen. In Diagramm a) ist erkennbar, dass viele kurze Zacken (geringe Länge l_z) höhere Steifigkeiten ergeben

als wenige lange. Diagramm b) zeigt, dass die Steifigkeit mit steigender Höhe h_z der Verzahnung zunimmt, allerdings ab ca. $0,08\text{ m}$ nur noch geringe Einflüsse vorhanden sind.

In Abbildung 5.35 a) ist der Einfluss der Flankenneigung δ dargestellt. Auffallend ist, dass mit steigender Flankenneigung die Steifigkeit zunimmt. In Abbildung 5.35 b) ist ersichtlich, dass die Steifigkeit nahezu linear mit dem Querlagenanteil Q ansteigt. Dies ist gut nachvollziehbar, da entsprechend mehr wirksamer Holzquerschnitt mit Faserrichtung in Krafrichtung in der Verbindung zur Verfügung steht.

Die Modelle ohne Schmalseitenverklebung (NSSVK) verhielten sich qualitativ identisch. Insgesamt waren die Steifigkeiten jedoch geringer als diejenigen mit Schmalseitenverklebung (Abbildung 5.36). Untersucht wurden hier alle Kombinationen aus der Anordnung der Querlagen Q1, Q2, Q3 nach Abbildung 5.32 mit der Anordnung der jeweils ersten Brettfuge der Längslagen innerhalb des Zackens (L1) oder genau am Zackenanfang (L2). Am ungünstigsten ist erwartungsgemäß die Fugenanordnung Q2 und am günstigsten die Anordnung Q1.

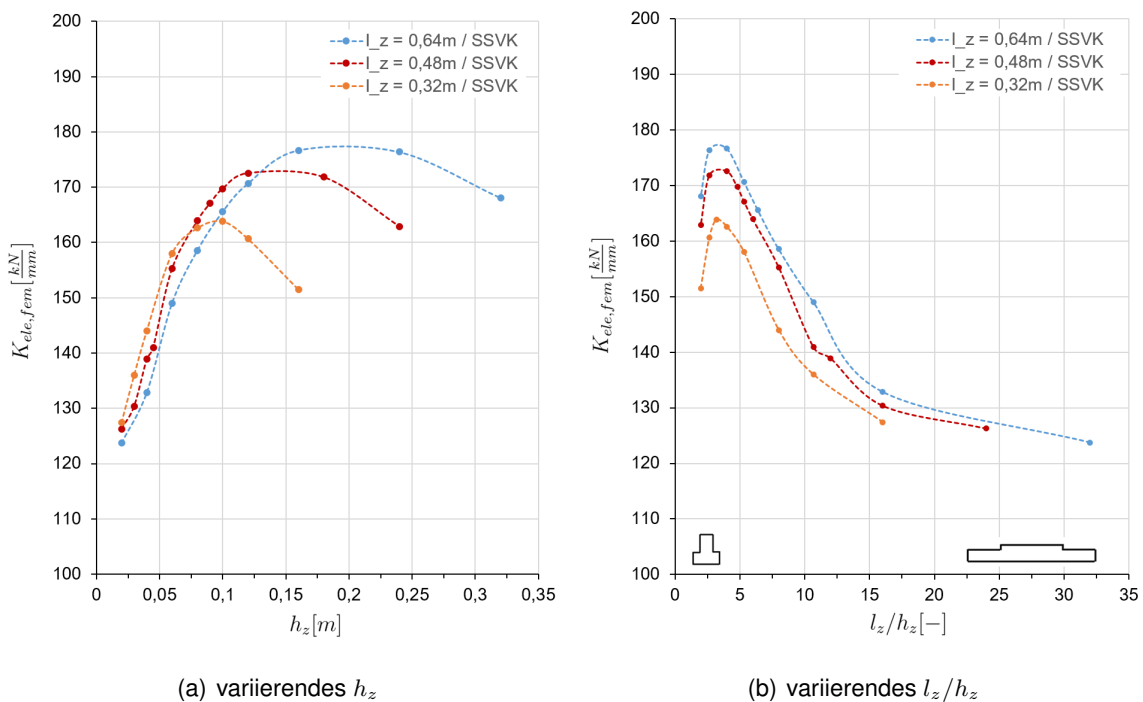


Abbildung 5.33: Einfluss von h_z und l_z/h_z auf $K_{ele,fem}$ (einzelne Verbindung) bei schmalseitenverklebtem Brettsperrholz [Hipper 2017]

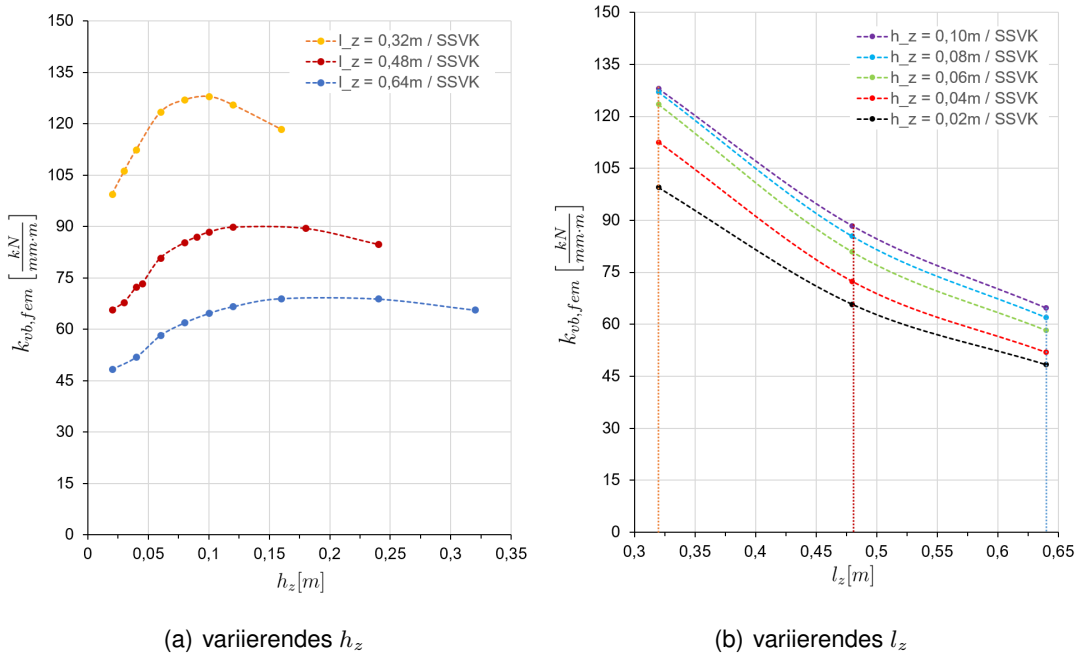


Abbildung 5.34: Einfluss von h_z und l_z auf $k_{ele,fem}$ (Fuge pro laufendem Meter) bei schmalseitenverklebtem Brettsperrholz [Hipper 2017]

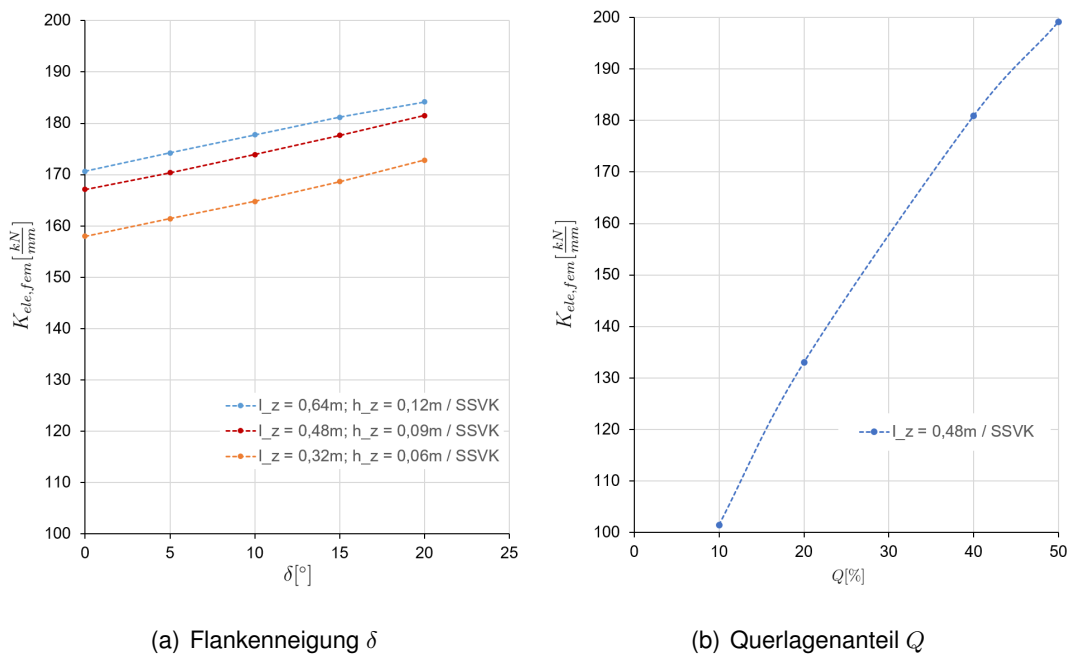


Abbildung 5.35: Einfluss von δ und Q auf $K_{z,fem}$ bei schmalseitenverklebtem Brettsperrholz l_z/h_z jeweils 5,3 [Hipper 2017]

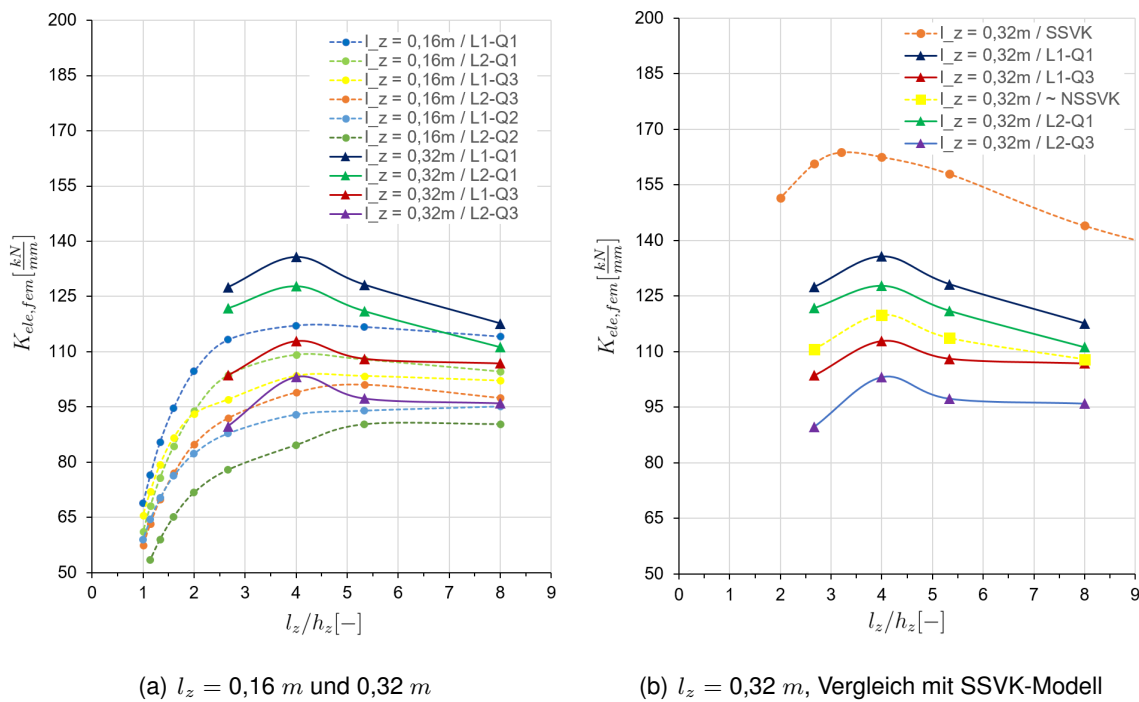


Abbildung 5.36: nicht schmalseitenverklebtes Brettsperrholz, Einfluss verschiedener Brettfugenanordnungen [Hipper 2017]

5.5.3.3 Unterschiede zwischen Modell und Realität

Das Finite-Elemente-Modell ermöglicht es, Aussagen bezüglich qualitativer Auswirkungen der untersuchten Parameter zu treffen. Es bildet jedoch aufgrund des verwendeten elastischen Materialmodells keine plastischen Verformungsanteile, Rissbildungen und Spannungumlagerungen ab. Ebenso werden Unebenheiten in den Kontaktflächen und Toleranzen in den Passungen nicht berücksichtigt. Aus diesem Grund ist zu erwarten, dass das Finite-Elemente-Modell tendenziell „steifere“ Verbindungen als im realen Bauteil ergibt.

Ein entgegengesetzter Effekt kann infolge der Reibung zwischen den Bauteilen vermutet werden. Im Rechenmodell und auch in den Bauteilversuchen wurde keine Reibung berücksichtigt, bzw. trat diese nicht auf. Bei gleichzeitiger Einwirkung von Druckspannungen senkrecht zur Fugenrichtung kann diese jedoch erhebliche Anteile der Horizontallasten aufnehmen, was die Steifigkeit der Verbindung insbesondere im Gebrauchslastbereich (Haftreibung) deutlich erhöhen dürfte. Um diesen Einfluss zu ermitteln, wären originalmaßstäbliche Großversuche oder Messungen an realen Bauwerken zweckmäßig.

5.5.4 Steifigkeitskenngrößen

5.5.4.1 Grundsätze

Ungenau hergestellte Passungen führen zu erheblichen Steifigkeitsverlusten. Aufgrund der Erfahrungen mit der unterschiedlichen Herstellungsgenauigkeit in den Versuchen (Abschnitt 5.5.2) werden daher nachfolgend Steifigkeitskenngrößen für *geringe* und *gute* Abbundqualität angegeben.

Der Einfluss von Reibung ist in diesen Werten nicht berücksichtigt, da er weder im Modell, noch in den Bauteilversuchen ermittelbar war. Die Geometrie der Verzahnungen hat im Hinblick auf die Steifigkeit einen untergeordneten Einfluss, wenn sie in für die Tragfähigkeit sinnvollen Verhältnissen gewählt wird (vgl. Abschnitt 5.4.5). Es können daher aus der Auswertung der Finite-Elemente-Studie und der Bauteilversuche einheitliche Steifigkeiten ohne Berücksichtigung der genauen geometrischen Parameter angegeben werden. Diese Werte gelten für die den rechnerischen und experimentellen Untersuchungen zugrundeliegenden Randbedingungen:

- Brettsperrholz aus Fichtenholz der Festigkeitsklasse C24 mit oder ohne Schmalseitenverklebung
- Holzfeuchte $u \leq 12 \%$
- Querlagenanteil $10 \% \leq Q \leq 50 \%$
- Reibung ist nicht berücksichtigt
- $0,05 \text{ m} \leq h_z \leq 0,20 \text{ m}$
- $0,28 \text{ m} \leq l_z \leq 0,50 \text{ m}$

Wenn für besondere Anwendungen hohe Verbindungssteifigkeiten erforderlich sind (z. B. dynamisch beanspruchte Bauteile, Windkraft- oder Glockentürme), sollte die Länge der einzelnen Verbindungen so kurz wie für die Tragfähigkeit mindestens erforderlich gewählt werden. Gemeinsam mit einer sehr guten Passgenauigkeit und dem Ansatz von Reibung sind dann noch deutlich höhere Verbindungssteifigkeiten erreichbar.

5.5.4.2 Direkte Verbindungen

In Tabelle 5.3 sind Mindeststeifigkeiten von verschiedenen Verbindungstypen bezogen auf einen Laufmeter K_{ser} in $kN/(mm \cdot m)$ angegeben. Als *gute Abbundqualität* gilt ein Spaltmaß von bis zu $2,0 \text{ mm}$, als *geringe* Abbundqualität alle größeren Toleranzen bis zu der in den Versuchen im ungünstigsten Fall aufgetretenen Ungenauigkeit von maximal ca. $5,0 \text{ mm}$ (Abbildung 5.13 b).

Die Angaben in der Tabelle wurden „auf der sicheren Seite“ festgelegt. Sie können im Einzelfall durch besonders gute Passgenauigkeit, günstige Brett fugenanordnung und günstiger Verzahnungsgeometrie deutlich größere Werte annehmen. Bei Verbindungen mit minimaler Verzahnungslänge l_z , guter

Passgenauigkeit und günstiger Brettflächenanordnung *Q1* wurden in den Versuchen Steifigkeiten von über $80 \text{ kN}/(\text{mm} \cdot \text{m})$ erreicht.

Tabelle 5.3: Ersatzfederkonstante k_{vb} (entsprechend k_{ser}) für direkte Verbindungen

Querlagenfuge *)	geringe Abbundqualität	gute Abbundqualität
<i>Q1</i>	$k_{vb} \geq 20 \frac{\text{kN}}{\text{mm} \cdot \text{m}}$	$k_{vb} \geq 50 \frac{\text{kN}}{\text{mm} \cdot \text{m}}$
<i>Q3</i>	$k_{vb} \approx 20 \frac{\text{kN}}{\text{mm} \cdot \text{m}}$	$k_{vb} \geq 30 \frac{\text{kN}}{\text{mm} \cdot \text{m}}$

*) nach Abbildung 5.32

5.5.4.3 Indirekte Verbindungen

Indirekte Verbindungen können je nach Art des quer eingeschobenen Bauteils sehr unterschiedliche Steifigkeiten aufweisen. Lösungen mit Betonplatten oder Verguss von Fugenspalten mit Beton lassen große Steifigkeiten mindestens entsprechend Tabelle 5.3 erwarten. Bei Ausführungen mit Brettsperrholzdecken (Abbildungen 5.8 b) und 5.10 c)) ist dagegen aufgrund der geringeren zur Verfügung stehenden Hinholzflächen in der Verbindung (vgl. Abschnitt 5.4.5.2) mit geringerer Steifigkeit zu rechnen.

Die Steifigkeit indirekter Verbindungen wurde im Forschungsvorhaben nicht explizit untersucht. Aufgrund der sehr vielfältigen Ausführungsvarianten ist es kaum möglich, eine allgemeingültige Regelung anzugeben. Die Steifigkeit muss daher in solchen Fällen je nach vorliegender Situation ingenieurmäßig abgeschätzt werden.

5.6 Erforderliche Länge von Deckenauflagern

5.6.1 Einführung

Bei Wand-Deckenstößen mit Auflagerung der Decke in Aussparungen in der Wand (indirekte Verbindungen, vgl. Abbildung 5.8 b)) muss neben der Schubtragfähigkeit der Fuge auch die Querkrafttragfähigkeit der Decke sichergestellt sein.

Die teilweise Auflagerung an den Plattenrändern reduziert die Querkrafttragfähigkeit. Für die Festlegung der Verzahnungsgeometrie muss daher bekannt sein, welcher Anteil der Deckenkante mindestens aufzulagern ist. Das lokale Tragverhalten ist dabei ähnlich zu dem punktgestützter Deckenplatten [Mestek 2011], bei denen die zweiachsige Plattentragwirkung für die erforderliche Querverteilung der Lasten sorgt.

Bei an den Rändern oder Zwischenauflagern durchgehend linienförmig aufgelagerten Brettsperrholzplatten ist der Nachweis der Schubspannungen nur selten bemessungsmaßgebend, die Dimensionierung der Decke ergibt sich in der Regel aus dem Schwingungsnachweis [Mestek und Winter 2010]. Wenn die Decke dagegen nur bereichsweise aufgelagert wird, kann durch den Querkraftnachweis die erforderliche Auflagerlänge bestimmt werden.

Bei der Dimensionierung der einzelnen „Zähne“ einer indirekten formschlüssigen Verbindung mit eingesteckter Decke sollte daher im ersten Schritt die erforderliche Auflagerlänge der Decke ermittelt werden. Durch die in diesem Abschnitt beschriebene Grenzbetrachtung wurde anhand üblicher Brettsperrholzdecken im Hochbau deren erforderliche Auflagerlänge rechnerisch abgeschätzt.

5.6.2 Lastannahmen und Nachweisführung

5.6.2.1 Lastannahmen

Für die rechnerische Untersuchung wurden Eigenlasten der Decken von $0,5 \text{ kN/m}^2 \leq g_{1,k} \leq 1,4 \text{ kN/m}^2$, Ausbaulasten von $1,25 \text{ kN/m}^2 \leq g_{2,k} \leq 1,54 \text{ kN/m}^2$ und Verkehrslasten $1,5 \text{ kN/m}^2 \leq q_k \leq 3,0 \text{ kN/m}^2$ angenommen.

Die *quasi-ständige* Last q_{perm} ergibt sich daraus zu:

$$q_{perm} = g_{1,k} + g_{2,k} + \psi_2 \cdot q_k \approx 2,0 \dots 4,8 \text{ kN/m}^2 \quad (5.21)$$

Die Bemessungslast q_d ist entsprechend:

$$q_d = \gamma_g \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_q \cdot q_k \approx 4,3 \dots 8,6 \text{ kN/m}^2 \quad (5.22)$$

mit:

ψ_2 Kombinationsbeiwert für *quasi-ständige* Last, hier: 0,3

γ_g Teilsicherheitsbeiwert für Eigenlasten, hier: 1,35

γ_q Teilsicherheitsbeiwert für Verkehrslasten, hier: 1,5

Das Verhältnis q_d/q_{perm} ergibt sich daraus zu:

$$\frac{q_d}{q_{perm}} \approx 2,2 \quad (5.23)$$

5.6.2.2 Schwingungsnachweis

Die erforderliche Dicke und der Lagenaufbau von Brettsperrholzdecken wird in der Regel durch den Schwingungsnachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bestimmt. Der genaue Nachweis ist dabei unter anderem von der Art des Fußbodenaufbaus, den Lagerbedingungen der Decke, dem Lagenaufbau, der Spannweite und den Anforderungen aus der geplanten Nutzung abhängig.

Für die vereinfachte Vorbemessung haben [Mestek und Winter 2010] das in Abbildung 5.37 gezeigte Diagramm entwickelt. Es ermöglicht die herstellerunabhängige Ermittlung der zur Erfüllung des Schwingungsnachweises erforderlichen symmetrischen Brettsperrholzkonfiguration in Abhängigkeit der Spannweite und der *quasi-ständigen* Last $q_{d,perm}$.

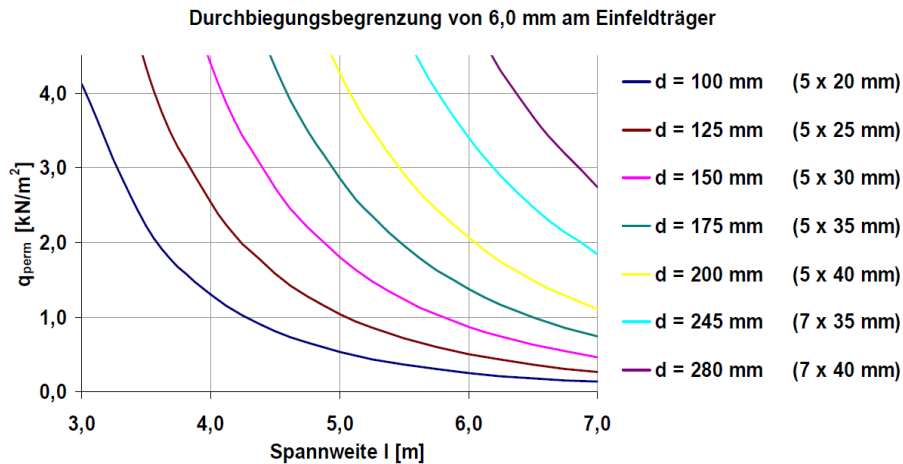


Abbildung 5.37: Vorbemessungsdiagramm für Brettsperrholzplatten der Festigkeitsklasse C24 mit einheitlicher Brettstärke [Mestek und Winter 2010]

5.6.2.3 Vereinfachter Schubspannungsnachweis

Der genaue Schubspannungsverlauf ist u. a. von den Lagendicken und dem Querlagenanteil abhängig und kann daher selbst bei einer Plattendicke unterschiedlich sein. Mestek und Winter [2010] schlagen daher für die Vorbemessung von Platten mit gleichen Brettstärken in jeder Lage die Prüfung der Plattenschubspannung über die vereinfachte Kontrolle der Rollschubspannung τ_R nach Gleichung 5.24 vor:

$$\tau_{R,d} = \frac{v_{xz,d}}{t_{BSP} - t_i} \leq \frac{f_{R,k}}{\gamma_m \cdot k_{mod}} = f_{R,d} \quad (5.24)$$

mit:

- $\tau_{R,d}$ Schubspannung in Plattenebene [N/mm^2]
- $v_{xz,d}$ Bemessungswert der Querkraft je mm Auflagerlänge [N/mm]
- t_{BSP} Plattendicke [mm]
- t_i Brettlagendicke [mm]
- $f_{R,k}$ charakteristischer Wert der Rollschubfestigkeit, hier: $1,1 N/mm^2$
- $f_{R,d}$ Bemessungswert der Rollschubfestigkeit [N/mm^2]
- γ_m Material Sicherheitsbeiwert, hier: 1,3
- k_{mod} Modifikationsbeiwert, hier: 0,8

Durch Umstellen von Gleichung 5.24 kann auf Basis der Rollschubfestigkeit die maximal aufnehmbare Querkraft $\nu_{xz,max,d}$ bestimmt werden:

$$\nu_{xz,max,d} = f_{R,d} \cdot (t_{BSP} - t_i) \quad (5.25)$$

5.6.3 Vorgehensweise

Mit den Eingangsgrößen Deckenspannweite l und *quasi-ständiger* Last q_{perm} wurden aus Abbildung 5.37 die jeweils benötigten Plattenstärken t_{BSP} und die Brettlagendicken t_i abgelesen. Dies erfolgte für Spannweiten $4,0 \text{ m} \leq l \leq 6,5 \text{ m}$ und Belastungen $2,5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{perm} \leq 4,0 \text{ kN/m}^2$ in insgesamt 26 Kombinationen. Mit dem Bemessungswert der Rollschubfestigkeit $f_{R,d}$ wurde anschließend mit Gleichung 5.25 für jede dieser Kombinationen die maximal aufnehmbare Schubkraft $\nu_{xz,max,d}$ je m Auflagerlänge bestimmt. Aus dieser Schubkraft wurde für Einfeldträger und Zweifeldträger mit gleich langen Spannweiten die damit maximal aufnehmbare Flächenlast $q_{max,d}$ ermittelt. Diese beträgt für Einfeldsysteme am Endauflager und Zweifeldsysteme mit gleich langen Spannweiten am Mittelaflager:

$$q_{max,d,Einfeldsystem} = \frac{2 \cdot \nu_{xz,max,d}}{l} \quad \text{und} \quad q_{max,d,MitteMehrfeldsystem} = \frac{2 \cdot \nu_{xz,max,d}}{l} \quad (5.26)$$

Aus dieser maximal aufnehmbaren Flächenlast kann mit Formel 5.27 der Ausnutzungsgrad des Querkraftnachweises ermittelt werden. Dieser ist gleichzeitig ein Maß für die minimal erforderliche Auflagerlänge je m verzahnter Fuge.

$$\eta_q \leq 2,2 \cdot \frac{q_{perm}}{q_{max,d}}, \text{ bzw. } \eta_q \leq \frac{q_d}{q_{max,d}} \quad (5.27)$$

Diese Vorgehensweise ist im Ablaufdiagramm in Abbildung 5.38 dargestellt.

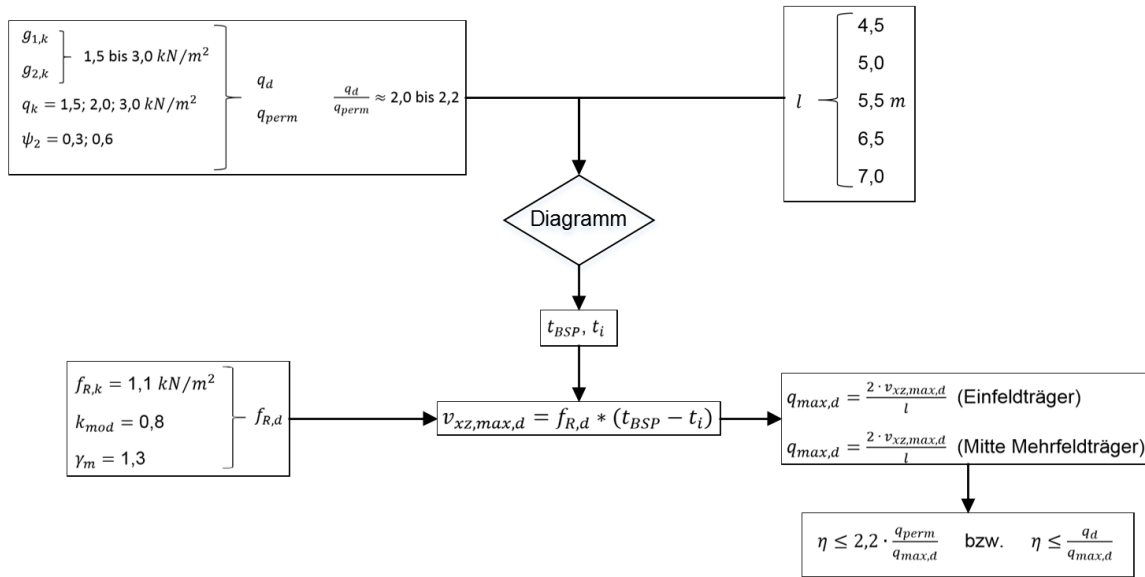


Abbildung 5.38: Vorgehensweise zur Ermittlung des Querkraft-Ausnutzungsgrades, bzw. der benötigten Auflagerlänge an den Plattenkanten

5.6.4 Schlussfolgerung

Nach der oben beschriebenen Vorgehensweise und den genannten Eingangsbedingungen ergeben sich Ausnutzungsgrade $12 \% \leq \eta_q \leq 21 \%$ für Einfeldsysteme und $14 \% \leq \eta_q \leq 27 \%$ für Mehrfeldsysteme. Dies bedeutet, dass rund ein Viertel der Plattenkante aufgelagert werden muss, um den Querkraftnachweis und den Schwingungsnachweis einzuhalten.

Einschränkend sind dazu jedoch die folgenden Aspekte zu beachten:

- Es wurden vereinfachte Nachweismethoden für den Querkraft- und Schwingungsnachweis aus [Mestek und Winter 2010] zugrunde gelegt.
- Die teilweise Auflagerung der Decke erfordert die Ausnutzung der zweiachsigen Tragwirkung, d. h. die Querkraft in Spannrichtung muss im Auflagerbereich durch die Plattentragwirkung in der Nebenrichtung auf die gesamte Auflagerlänge verteilt werden.
- Auswirkungen der nur abschnittweisen Auflagerung auf das Schwingungsverhalten wurden nicht untersucht.
- Das Ergebnis gilt für die Auswahl der genannten Spannweiten und Deckenlasten.

Insbesondere wegen des nicht näher untersuchten Einflusses der teilweisen Auflagerung auf das Schwingungsverhalten wird empfohlen, für die Vorbemessung einen gewissen Sicherheitsaufschlag auf die nach dem beschriebenen Verfahren ermittelte mindestens erforderliche Auflagerlänge vorzunehmen. Als sinnvoller Wert erscheint daher, bei einachsig gespannten Einfeldsystemen mindestens 35 % und bei Mehrfeldsystemen mindestens 40 % der der Kante der Brettsperrholzplatten aufzula-

gern. Bei zweiachsig gespannten Systemen kann dieser Anteil möglicherweise geringer ausfallen, da sich die Querkraft auch auf die Auflagerkanten in der Nebentragrichtung verteilt. Für die Vordimensionierung erscheint es allerdings zweckmäßig, die gleichen Werte zu verwenden.

Dies bedeutet, dass von einem laufenden Meter Fugenlänge mindestens 0,35 m bzw. 0,40 m für die Deckenauflagerung zur Verfügung stehen sollten und die restlichen 0,65 m bzw. 0,60 m für die Übertragung der vertikalen Druckkräfte genutzt werden können. Bei gleich langen Verzahnungen in den Wand- und Deckenbauteilen (50 % Auflagerlänge) kann nach dieser Abschätzung der Querkraftnachweis der Decken immer eingehalten werden.

5.7 Abgeleitete Entwurfsempfehlungen

5.7.1 Höhe h_z und Länge l_z

Die Höhe h_z sollte zur Erzielung günstiger Steifigkeitswerte im Bereich von $0,05 \text{ m} \leq h_z \leq 0,2 \text{ m}$ gewählt werden. Je kürzer die einzelnen Zähne sind, umso höher ist die Steifigkeit der Fuge (Abschnitt 5.5). Das Verhältnis h_z/l_z sollte zur Sicherstellung duktilen Verhaltens der Verbindung mindestens $h_z/l_z \geq 4,0$ betragen.

Die Tragfähigkeit der Verbindung ergibt sich für bestimmte Längen l_z , bzw. h_z/l_z -Verhältnisse aus der Scheibenschubtragfähigkeit. Die Fugentragfähigkeit $r_{z,k}$ ist dann bei einheitlicher Länge der Zähne halb so groß wie die Scheibenschubtragfähigkeit $r_{v,netto,k}$. Ein gesonderter Tragfähigkeitsnachweis der Bauteilfuge kann dann entfallen (Abschnitt 5.4).

Für direkte Verbindungen ist dies unter folgender Bedingung der Fall:

$$r_{z,k} = r_{v,netto,k}/2 \quad \text{wenn} \quad 4,0 \leq l_z/h_z \leq 11,5 \quad (5.28)$$

Für indirekte Verbindungen von zwei Wänden mit einer Decke aus Brettsper Holz mit einheitlicher Brettlagendicke ändert sich dieses Verhältnis wie folgt:

$$r_{z,k} = r_{v,netto,k}/2 \quad \text{wenn} \quad 4,0 \leq l_z/h_z \leq 4,6 \quad (5.29)$$

5.7.2 Flankenneigung

Die Verzahnungen können ohne Steifigkeits- oder Tragfähigkeitsverlust mit Flankenneigungswinkeln $\delta \leq 10^\circ$ ausgeführt werden (Abschnitte 5.4 und 5.5). Durch eine leichte Flankenneigung wird ein einfacheres Fügen der Verbindungen bei der Montage ermöglicht. Nach Abbildung 5.35 a) wirkt sich eine leichte Flankenneigung positiv auf die Steifigkeit aus.

5.7.3 Ausrundung der Ecken der Verzahnung

Um einen effizienten Bearbeitungsprozess mit möglichst geringem Maschinenzeitaufwand zu erreichen, sollten möglichst wenige verschiedene Fräswerkzeuge verwendet werden. Aus diesem Grund kann es sinnvoll sein, die Ecken der Verzahnungen mit einem Ausrundungsradius r_z herzustellen, da auf diese Weise ein Rundfräser ohne zusätzlichen Arbeitsschritt die komplette Herstellung der Verzahnungsgeometrie erledigen kann. Derartige Ausrundungen haben bis zu einem Radius $r_z \leq 20 \text{ mm}$ keinen negativen Einfluss auf die Tragfähigkeit und Steifigkeit (Abschnitt 5.4, Abbildung 5.12).

5.7.4 Anordnung der Brettfolgen in den Querlagen

Die Lage der Brettfolgen der Querlagen hat bei nicht schmalseitenverklebtem Brettsper Holz einen erheblichen Einfluss auf die Steifigkeit der Verbindung. Indem die Höhe der Verzahnungen h_z an die Brettbreite und ggf. einen planmäßigen Verschnitt am Plattenrand angepasst wird, lässt sich die Lage der Brettfolgen steuern. Es sind dabei die folgenden Fugenanordnungen möglich (vgl. Abbildung 5.32):

- Q1: keine Brettfolge im Zacken
- Q2: Brettfolge am Zackengrund
- Q3: Brettfolge im Zacken

Die Fugenlage Q2 ist die ungünstigste Variante, die zu deutlichen Steifigkeitsverlusten führen kann. Es ist daher zu empfehlen, diese Geometrie bei der Planung auszuschließen und die Querlagenfugen entweder nach Q1 (ideal) oder Q3 (wenig Steifigkeitsverlust) anzuordnen (Abschnitt 5.5).

5.7.5 Ablaufschema für den Verbindungsentwurf

Der Entwurf direkter Verbindungen entsprechend der in diesem Kapitel entwickelten Konstruktionsregeln kann nach dem Ablaufschema in Abbildung 5.39 erfolgen. Für indirekte Verbindungen ist der Ablauf prinzipiell identisch, es ändert sich allerdings das l_z/h_z -Verhältnis entsprechend Gleichung 5.29.

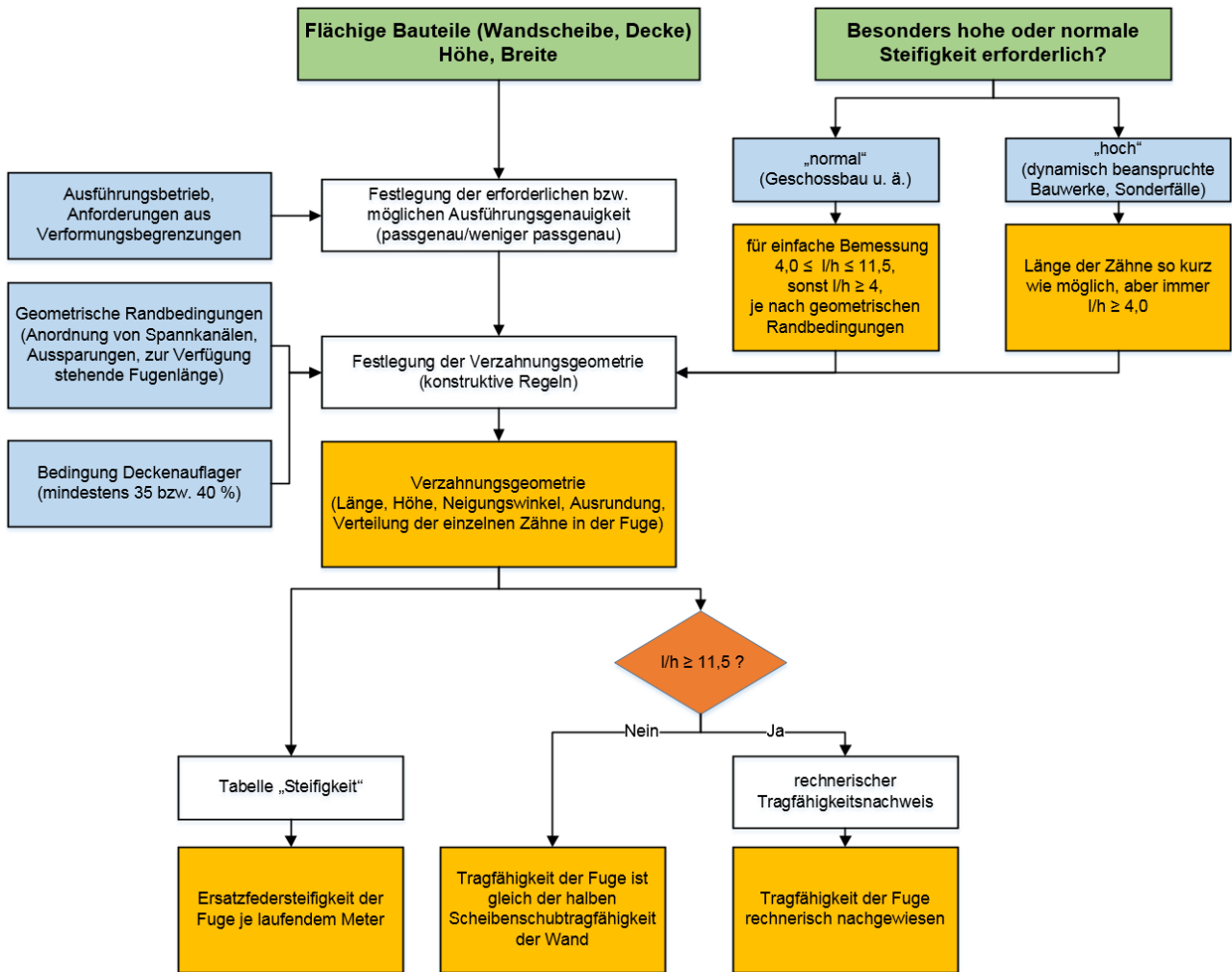


Abbildung 5.39: Ablaufdiagramm zur Konstruktion formschlüssiger direkter Verbindungen

5.8 Fazit

In diesem Kapitel wurden auf Basis von Bauteilversuchen und Finite-Elemente-Berechnungen des Forschungsvorhabens [Gräfe et al. 2018] Bemessungsvorschläge für formschlüssige, „verzahnte“ Brettsperrholzverbindungen entwickelt. Solche Verbindungen weisen große Tragfähigkeiten und Steifigkeiten auf und eignen sich daher als Ersatz für konventionelle Verbindungsmittel wie z. B. Schrauben oder Stahlblechverbinder.

Besonders geeignet sind formschlüssige Brettsperrholzverbindungen für Wand-Wand- und Wand-Decken-Stöße im Geschossbau und für sonstige Plattenstöße unter Schubbeanspruchung. Obwohl deren Anwendung ursprünglich nur in Kombination mit dem Prinzip der vertikalen Vorspannung vorgesehen war, ist sie genauso auch in nicht vorgespannten Bauweisen möglich. Ebenso kann das Prinzip auf Bauweisen mit Holz-Beton-Verbundkonstruktionen oder hybride Systeme z. B. mit Brettsperrholzwänden und Stahlbetondecken übertragen werden.

Es können zusammenfassend die folgenden Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Die Tragfähigkeit wird durch die Höhe der Verzahnung h_z und das Länge/Höhe-Verhältnis l_z/h_z bestimmt.
- Bei zweckmäßiger Wahl dieser geometrischen Parameter ergibt sie sich direkt aus der Scheibenschubfestigkeit, eine gesonderte Bemessung der Verbindung kann dann entfallen.
- Je kürzer die einzelnen Zähne sind, desto steifer und tragfähiger wird die gesamte Verbindung je Längeneinheit.
- Die einzelnen Zähne können ohne Verluste von Tragfähigkeit und Steifigkeit mit leicht angeschrägten Flanken oder abgerundeten Ecken ausgeführt werden.
- Die Verbindungen verhalten sich duktil, wenn ein Verhältnis von Länge zu Höhe der Verzahnung von $l_z/h_z \geq 4,0$ eingehalten wird.
- Die Steifigkeit wird am stärksten durch die Passgenauigkeit beeinflusst. Ungenaue Fertigung sollte auch aus diesem Grund vermieden werden.

6 Lokale Druckbeanspruchbarkeit von Brettsperrholz in Scheibenebene

6.1 Einführung

An den Verankerungspunkten von Spanngliedern werden lokal große Kräfte in die Stirnseiten der Platten eingeleitet. Da der Elastizitätsmodul quer zur Holzfaserrichtung E_{90} weniger als $1/10$ des Elastizitätsmoduls in Faserrichtung E_{\parallel} beträgt, findet die Kraftübertragung fast ausschließlich über die in Richtung der eingeleiteten Kraft orientierten Brettlagen statt (rot markierte Flächen in Abbildung 6.1).

Für die Festlegung der erforderlichen Abmessungen der Ankerplatte wird als Eingangsgröße die lokal von der Brettsperrholzplatte aufnehmbare Druckspannung benötigt. Normativ ist hierzu die Holzdruckfestigkeit in Faserrichtung $f_{c,0,k}$ anzusetzen.

Aus dem Spannbetonbau und den dort verwendeten Ankerplatten und Bemessungsvorschriften ist bekannt, dass der Beton lokal eine deutlich größere Druckspannung aufnehmen kann, als im Allgemeinen entsprechend der Betonfestigkeitsklasse anzusetzen wäre. Hierdurch werden kleinere und daher wirtschaftlichere Ankerplattenabmessungen ermöglicht. Im Forschungsvorhaben [Gräfe et al. 2018] wurde eine Reihe von Kraftübertragungsprüfungen an Spannverankerungen an Brettsperrholzplatten durchgeführt, um zu überprüfen ob ein solcher Effekt auch bei Brettsperrholz vorliegt und welche Druckspannungen angesetzt werden können. In diesem Kapitel werden die wesentlichen Ergebnisse dieser Versuche und ein daraus entwickeltes Bemessungsmodell vorgestellt.

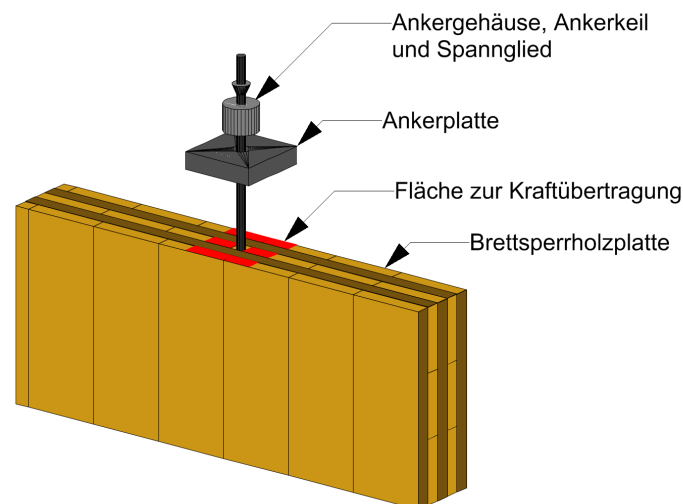


Abbildung 6.1: Lokale Lasteinleitung aus einem intern geführten Spannglied

6.2 Stand der Wissenschaft und Technik

6.2.1 Druckfestigkeit des Holzes

Wesentlichen Einfluss auf die Druckfestigkeit von Holz in Faserrichtung hat die Holzfeuchtigkeit u . Die Festigkeit nimmt dabei mit steigender Holzfeuchtigkeit ab. Dieser Effekt wird normativ durch Modifikationsbeiwert k_{mod} berücksichtigt, welcher den Bemessungswert der Festigkeit in Abhängigkeit der Nutzungsklassen reduziert. Verschiedene Literaturstellen deuten jedoch darauf hin, dass die normativ definierten Druckfestigkeiten (z. B. EN 1149:1999 für Brettschichtholz) für trockenes Holz niedriger als die tatsächlichen Festigkeiten sind [Frese et al. 2012], [Glos et al. 1987]. Frese et al. [2012] geben an, dass die Druckfestigkeit von Brettschichtholz aus Fichtenholz mit $u = 12\%$ rund 50 % größer sei als der normative Wert und schlagen vor, die Druckfestigkeit für eine maximale Holzfeuchte von 12 % (entsprechend Nutzungsklasse 1) beziehungsweise 20 % (Nutzungsklasse 2) getrennt zu definieren. Auf diese Weise könnten für die Bemessung von Druckgliedern in Nutzungsklasse 1 deutlich höhere Festigkeiten genutzt werden.

Frese et al. [2012] haben die Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der Holzfeuchte und Rohdichte in einer mit experimentellen Daten verifizierten Finite-Elemente-Studie untersucht. Dazu wurde ein Modell eines Probekörpers aus Brettschichtholz mit statistisch verteilten Eigenschaften erstellt (Abbildung 6.2). Die zugewiesenen Materialeigenschaften (Holzfeuchtigkeit, Rohdichte, Festigkeit, Elastizitätsmodul) wurden zuvor aus Versuchsdaten bestimmt.

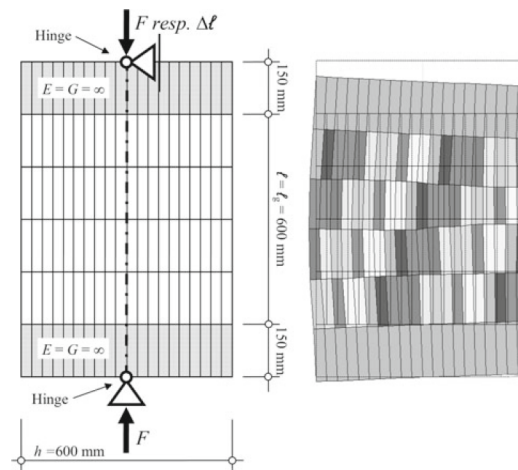


Abbildung 6.2: Finite-Elemente-Modell mit stochastisch verteilten Materialeigenschaften [Frese et al. 2012]

Mit diesem Modell wurden 500 Simulationen durchgeführt und die rechnerischen Bruchlasten bestimmt. Diese wurden anschließend mit den Ergebnissen von 50 mechanischen Prüfungen an realen Prüfkörpern abgeglichen (Abbildung 6.3 a)). Durch Variation der Eingangsgrößen des Modells konnten auf diese Weise die Abhängigkeit der charakteristischen Druckfestigkeit von der Rohdichte und

der Holzfeuchtigkeit ermittelt werden (Abbildung 6.3 b)). Aus diesem Diagramm lässt sich beispielsweise für $u = 12\%$ und $\rho = 400\text{ g/cm}^3$ die Druckfestigkeit $f_{c,0,k} \approx 41,0\text{ MPa}$ ablesen. Dieser Wert stimmt gut mit den eigenen Versuchsergebnissen (Abschnitt 6.3.4.2) überein.

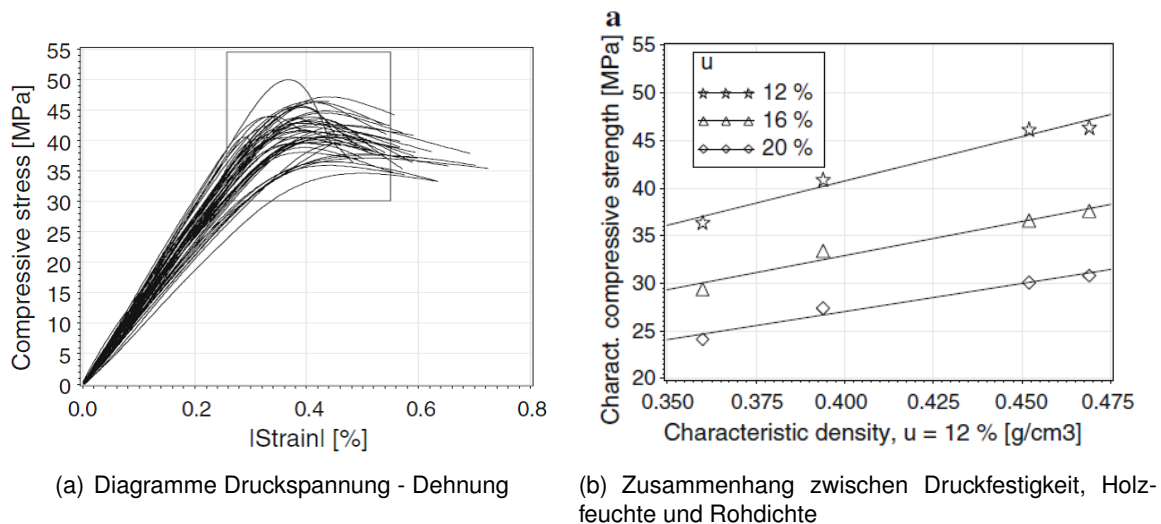


Abbildung 6.3: Druckfestigkeit von Brettschichtholz und Abhängigkeit von der Holzfeuchte. [Frese et al. 2012]

In der aktuellen Überarbeitung der DIN EN 1995-1-1 wird diskutiert, die folgende Regelung aufzunehmen: „in Service Class 1, the compression strength $f_{c,0,k}$ [...] of glulam made of softwoods may be increased by 20 %“.

Für die Fragestellung aus diesem Kapitel wird diesem Ansatz gefolgt. Wenn über die Lebensdauer des Bauwerks Umgebungsbedingungen des Holzes entsprechend Nutzungsklasse 1 sichergestellt werden können, darf die charakteristische Druckfestigkeit im Lasteinleitungsbereich um 20 % gegenüber dem normativen Wert von $f_{c,0,k}$ erhöht werden.

6.2.2 Prüfverfahren für Spannverankerungen

Die Bemessung von Verankerungsbereichen erfolgt im Spannbetonbau anhand bautechnischer Zulassungen, die für ein bestimmtes Spannsystem jeweils eine bestimmte Ausführung des Verankerungsbereiches vorschreiben. Diese Zulassungen werden anhand der Ergebnisse von Bauteilprüfungen (*Lastübertragungsprüfung*) erstellt. Für europäische bautechnische Zulassungen erfolgt die Durchführung dieser Prüfungen nach der Vorschrift ETAG 013.

ETAG 013 sieht eine zyklische Belastung mit 10 Zyklen zwischen 12 % und 80 % der charakteristischen Bruchlast des Spannglieds F_{Pk} und anschließender linearer Belastung bis zum Bruch vor. Die Belastungsgeschwindigkeit ist dabei nicht vorgegeben. Dieser Ablauf soll im Laufe der Lebensdauer des Bauwerks wechselnde Spannkkräfte und deren Einfluss auf Rissbildungen im Beton abbilden.

Nach jeweils einem Belastungszyklus werden die Risse und Dehnungen des Prüfkörpers aufgezeichnet. Die maximal zulässigen Rissbreiten und Dehnungen sind in ETAG 013 begrenzt.

Für Anwendungen im Holzbau existiert derzeit keine derartige spezifische Prüfvorschrift. In der Prüfnorm DIN EN 26891:1991 für mechanische Verbindungsmittel sind zwei Haltephasen bei 10 % und 80 % von F_{est} und eine dazwischen liegende Entlastungsphase vorgesehen. Die Belastungsgeschwindigkeit soll 20 % von F_{est}/min betragen, so dass spätestens nach 5 *min* der Bruch der Verbindung eintritt. Die zu erwartende Bruchkraft F_{est} wird in einem Vorversuch ermittelt.

6.2.3 Arten von Ankerplatten

Am häufigsten werden Ankerplatten aus Stahl verwendet, sowohl für Anwendungen im Holzbau (beispielsweise [Keskisalo 2018]), als auch im Spannbetonbau [Rombach 2012]. Diese können auf einfache Weise nach DIN EN 1993-1-1:2010 bemessen werden.

Nachteilig sind die relativ hohen Herstellungskosten, insbesondere bei größeren Abmessungen und entsprechend großen Plattendicken. Aus diesem Grund werden für Spannbetonkonstruktionen auch sogenannte *Hybridankerplatten* verwendet (Abbildung 6.4). Diese bestehen aus ultrahochfestem Beton (UHPC), teilweise mit einer Stahlfaserarmierung (z. B. nach europäischer bauaufsichtlicher Zulassung ETA-13/0463, vgl. [Gräfe et al. 2018]). Sie lassen sich leicht in allen gewünschten Abmessungen herstellen und nach Bedarf mit zusätzlichen Verstärkungen versehen.

Auf die Bemessung des Holzes hat die Ausführungsart der Ankerplatte keinen Einfluss, wenn diese in der Lage ist, die eingeleitete Kraft aus dem Spannglied in Form einer gleichmäßigen Flächenpressung zu verteilen. Dies war sowohl bei den im Forschungsvorhaben [Gräfe et al. 2018] verwendeten Platten aus Stahl, als auch bei einem bestimmten Typ der UHPC-Platten (Abbildung 6.4) der Fall.



Abbildung 6.4: Hybridankerplatte aus UHPC

6.3 Experimentelle Untersuchungen

6.3.1 Versuchskonzept

Die Versuche hatten das Ziel, die lokale Druckfestigkeit von Verankerungsbereichen experimentell zu bestimmen. Hierzu wurden Druckversuche in Anlehnung an DIN 26891 und ETAG 013 mit verschiedenen Ankerplattenarten und -abmessungen an Versuchskörpern aus Brettsperrholz durchgeführt. Die Versuchskörper waren so ausgelegt, dass sie Spannkraften aus einer oder zwei Spannritzen $A_P = 150 \text{ mm}^2$, St 1660/1860 aufnehmen konnten. Als Ankerplatten wurden Typen aus Stahl und UHPC verwendet. Teilweise wurden die Brettsperrholzprüfkörper mit lokalen Verstärkungen aus eingeklebten Platten aus Furnierschichtholz versehen. Als Vergleichsbasis wurde zudem eine Serie von reinen Druckprüfungen nach DIN EN 408:2012 aus der selben Lieferung Brettsperrholz durchgeführt.

6.3.2 Übersicht und Versuchsaufbau

Die Prüfkörper wurden von dem Projektpartner des Forschungsvorhabens in der üblichen Weise gefertigt (vgl. Kapitel 2 und 3). Es wurde einheitlich nicht schmalseitenverklebtes Brettsperrholz in der Plattendicke 170 mm aus fünf Brettlagen zu je 34 mm verwendet. Die Brettlamellen entsprachen der Festigkeitsklasse C24. Die Holzfeuchte betrug im Mittel $u = 11,0 \%$, die Rohdichte $\rho \approx 420 \text{ kg/m}^3$. Alle Versuchskörper waren 500 mm breit und $1,0 \text{ m}$ hoch. Es wurden drei verschiedene Typen (Abbildung 6.5) verwendet:

Typ 1: Spannkanal für eine Monolitze, Querschnitt $34 \text{ mm} \times 34 \text{ mm}$

Typ 2: Spannkanal für zwei Monolitzen, Querschnitt $34 \text{ mm} \times 70 \text{ mm}$

Typ 3: wie Typ 2, aber zusätzlich mit Verstärkung aus Furnierschichtholz-Lamellen

Die Verstärkungen des Typs 3 wurden aus KERTO[®]-Q Furnierschichtholz aus Fichtenholz hergestellt. Aus diesem Material wurden Lamellen der Breite 160 mm in der Dicke 34 mm zugeschnitten und anschließend an Stelle der oberen Bretter der Querlagen in die Prüfkörper eingeklebt. Die längslaufenden Furniere waren dabei in Richtung der Längslagen des Brettsperrholzes orientiert.

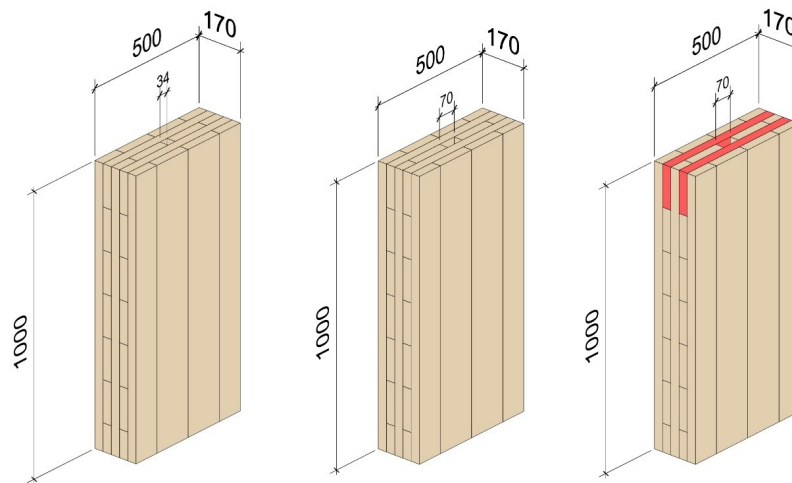


Abbildung 6.5: Prüfkörper für eine (Typ 1, links) und zwei Spannglieder (Typ 2, mitte) und mit lokaler Verstärkung (Typ 3, rechts)

Die Prüflast wurde zentrisch über dem Spannkanal über Lasteinleitungsplatten aus Stahl S235 in der Stärke 40 mm oder über Hybridankerplatten aus UHPC eingeleitet. Die Plattenabmessungen der Stahlplatten wurden dabei in ihrer Länge variiert, die Breite entsprach immer derjenigen der Prüfkörper mit 170 mm (Tabelle 6.2). Die Prüfkörper der Serie C bestanden aus Quadern der Abmessungen $170\text{ mm} \times 170\text{ mm} \times 510\text{ mm}$. Jede Prüfserie bestand aus 5 identischen Prüfkörpern.

Tabelle 6.1: Übersicht der Versuche

Serie	Versuchskörper	Abmessung Lasteinleitungsplatte [mm]
ohne Verstärkung		
A	Typ 1, Stahlankerplatte	170 x 170
B1	Typ 2, Stahlankerplatte	170 x 170
B2	Typ 2, Stahlankerplatte	170 x 204
E	Typ 2, Hybridankerplatte	160 x 160
F	Typ 2, Stahlankerplatte	170 x 235
mit Verstärkung		
D	Typ 3, Stahlankerplatte	170 x 170
Druckfestigkeitsprüfung		
C	Druckprüfkörper	170 x 170

Die Versuche wurden in einer Druckprüfmaschine des MPA BAU der TU München mit einer Maximalkraft von 10 MN durchgeführt. Hierbei wurde die Ankerplatte zentrisch auf dem Versuchskörper positioniert und über einen Abstandhalter im Durchmesser eines Keilankergehäuses die Prüfkraft aufgebracht (Abbildungen 6.6 a) und 6.8).

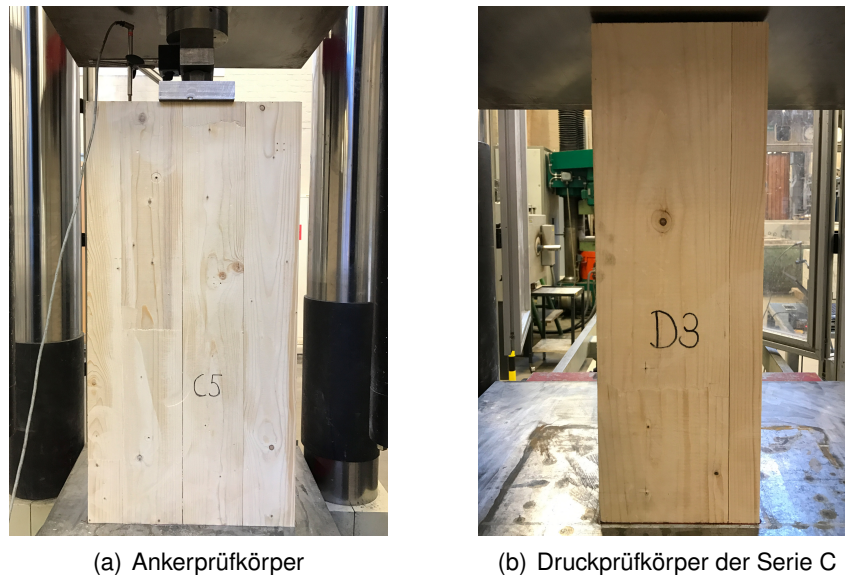


Abbildung 6.6: Versuchskörper in der Prüfmaschine

6.3.3 Versuchsdurchführung

Das Belastungsverfahren wurde für die Versuche mit Hybridankern als eine Kombination der Vorgaben aus ETAG 013 und DIN EN 26891 festgelegt. Hierbei wurden die vorgeschriebenen Belastungsverläufe bzw. -zyklen nacheinander durchgeführt (vgl. Abbildung 6.7). Bei den Versuchen mit Lasteinleitungsplatte aus Stahl wurde auf den Teil nach ETAG 013 verzichtet und die Prüfung rein nach DIN EN 26891 durchgeführt. F_{Pk} wurde für den Litzentyp *Monolithe*, $A_P = 150 \text{ mm}^2$, St 1660/1860 ermittelt, F_{est} wurde für jede Serie anhand der Lasteinleitungsplattengröße und der aus anderen Prüfergebnissen geschätzten Holzdruckfestigkeit ($f_{c,0,mean} = 40 \text{ N/mm}^2$) festgelegt.

6.3.4 Ergebnisse

6.3.4.1 Bruchverhalten

Bei allen Prüfkörpern trat als primäre Versagensform Druckversagen in den Längslagen auf. Hierbei bildeten sich Druckfalten oft unmittelbar unterhalb der Lasteinleitungsplatten, teilweise aber auch mit bis zu ca. 150 mm Abstand. Häufig trat das Versagen dabei zuerst an Stellen mit Faserwinkelabweichungen, Ästen, Keilzinkenstößen ein (Abbildung 6.8). Sekundär sind bei einigen Versuchs-

körpern die äußeren Längslagen ausgeknickt, nachdem sie sich durch Querkzugversagen oder Klebefugenversagen von den darunterliegenden Querlagen abgelöst hatten. Dieser Effekt ist in einigen Fällen infolge einer mangelhaften Verklebungsqualität aufgetreten (Abbildung 6.11).

Nach dem Druckversagen der Längslagen kommt es bei weiterer Verformung zu einem Schub- und Querdruckversagen der Querlagen. Diese werden dabei an der Kante der Lasteinleitungsplatte auf Schub beansprucht und „abgeschert“ (Abbildung 6.9). Bei den Versuchskörpern mit Verstärkung (Serie D) war das Bruchverhalten weitgehend identisch. Gleichzeitig mit dem Längsdruckversagen ist ein Schubversagen der Lamellen aus Furnierschichtholz aufgetreten (Abbildung 6.10).

Jeweils ein repräsentatives Kraft-Zeit und Kraft-Weg-Diagramm ist in Abbildung 6.12 dargestellt. Der qualitative Verlauf war für alle durchgeführten Versuche sehr ähnlich, Unterschiede lagen in den erreichten Maximalkräften.

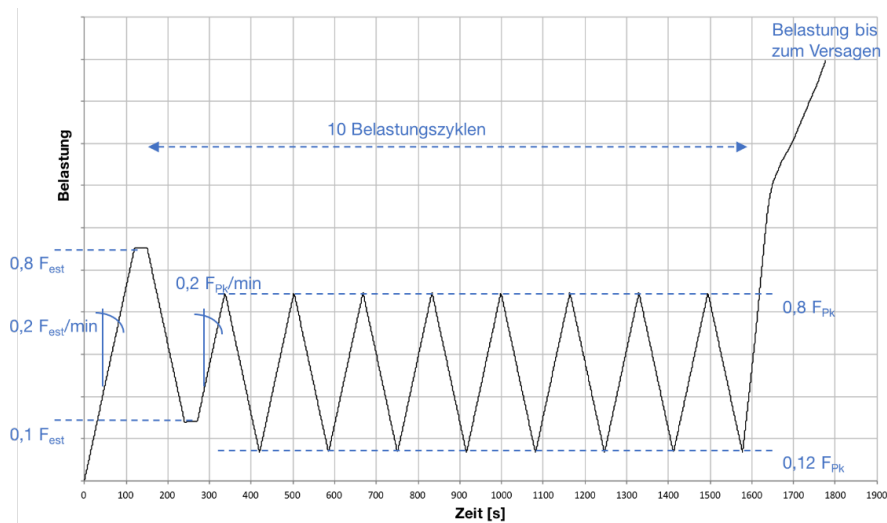
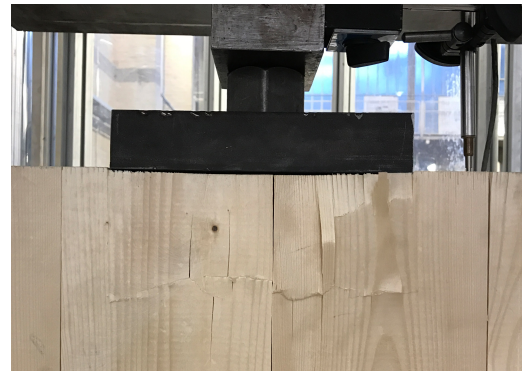


Abbildung 6.7: Kombiniertes Belastungsverfahren nach DIN EN 26891 (Anfangsbereich) und ETAG 013 (10 Zyklen)



(a) Druckfalte direkt unterhalb der Lasteinleitung



(b) Druckfalte in ca. 75 mm Abstand zur Lasteinleitung

Abbildung 6.8: Typisches Druckversagen der Längslagen des Brettspertholzes



(a) Lasteinleitungsfläche nach dem Versuch



(b) Schub/Querdruckversagen der Querlagen

Abbildung 6.9: Versuchskörper nach dem Versuch



Abbildung 6.10: Typisches Bruchbild eines Versuchskörpers der Serie D

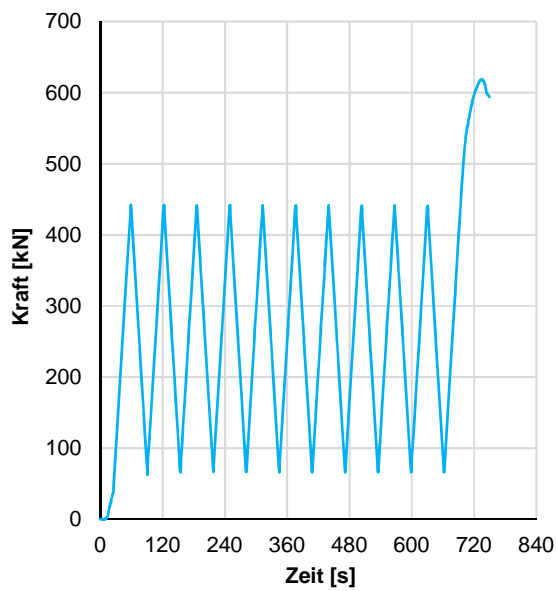


(a) Ausknicken einer Decklamelle

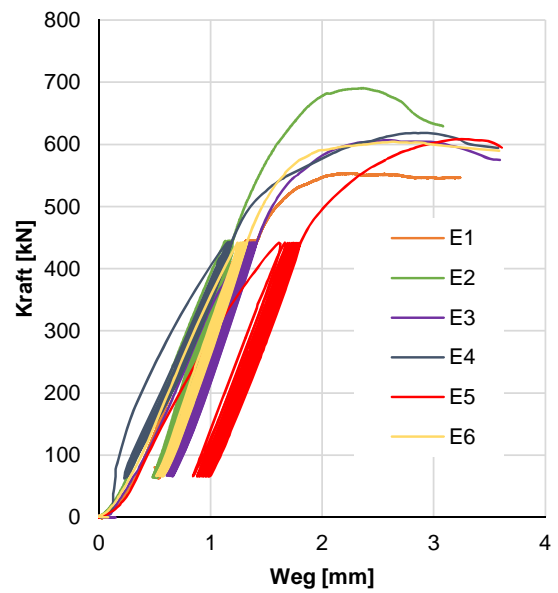


(b) mangelhafte Verklebung der Decklamelle

Abbildung 6.11: Sekundärversagen – Ausknicken der Decklamellen



(a) Kraft-Zeit



(b) Kraft-Weg

Abbildung 6.12: Repräsentativer Verlauf von Kraft und Weg (hier für Serie E)

6.3.4.2 Druckfestigkeit

Die festgestellten mittleren und charakteristischen Druckfestigkeiten jeder Prüfserie sind in Tabelle 6.2 zusammengestellt. Alle Druckfestigkeiten sind bezogen auf den Nettoquerschnitt der Längslagen angegeben. Sie liegen in allen Serien deutlich über den nach DIN EN 338:2016 anzunehmenden Werten. Die charakteristische Druckfestigkeit der Serie C (reine Druckprüfkörper) liegt um ca. 35 % über dem normativen Wert nach EN 338 ($32,5 \text{ N/mm}^2$ zu 24 N/mm^2). Die mittlere Druckfestigkeit $f_{c,netto,mean}$ der Ankerprüfkörper liegt um 15 % über dem Wert der Druckprüfkörper der Serie C. Die Versuchsserie D (mit lokaler Verstärkung) ergab bezogen auf die Netto-Längslagenfläche um ca. 20 % erhöhte Festigkeiten gegenüber den unverstärkten Ausführungen.

Tabelle 6.2: Ergebnisse der Lasteinleitungs- und Druckversuche

Serie	$A_{netto} [\text{mm}^2]$	$f_{c,netto,mean} [\text{N/mm}^2]$	$f_{c,netto,k} [\text{N/mm}^2]$ *)
ohne Verstärkung			
A	16.184	46,09	40,71
B1	18.428	43,21	38,11
B2	21.590	44,32	39,11
E	13.564	46,12	40,73
F	20.590	46,28	40,90
∅		44,54	39,31
mit Verstärkung			
D	16.184	53,66	47,31
Druckfestigkeitsprüfung			
C	16.184	36,80	32,50

*) $s = 0,05$

6.4 Bemessungsvorschlag

6.4.1 Bemessungswert der Druckfestigkeit

Die in den Versuchen gemessene lokale Druckfestigkeit im Verankerungsbereich lag deutlich über der normativ zu erwartenden Festigkeit $f_{c,0,k}$ bzw. $f_{c,0,mean}$ (Abschnitt 6.3.4.2). Dies kann auf zwei wesentliche Gründe zurückgeführt werden:

1. Die geringere Holzfeuchtigkeit (hier $u \approx 11 \%$) führt zu erhöhter Holzfestigkeit (vgl. Abschnitt 6.2.1).

2. Es liegt ein „Systemeffekt“ aufgrund der lokalen Beanspruchung und des Verhaltens des Verbundwerkstoffes Brettsperrholz vor.

Zur Berücksichtigung des Einflusses der Holzfeuchtigkeit wird vorgeschlagen, einen Erhöhungsfaktor k_{hum} (für „humidity“) einzuführen:

$$f_{c,Anker,k} = f_{c,0,k} \cdot k_{hum} \quad (6.1)$$

mit:

$f_{c,Anker,k}$ charakteristischer Wert der Längsdruckfestigkeit im Verankerungsbereich

Dieser Faktor bildet die erhöhte Festigkeit ab, wenn eine Holzfeuchtigkeit von $u \leq 20\%$ vorliegt. In Übereinstimmung mit Literaturangaben (Abschnitt 6.2.1) kann $k_{hum} = 1,2$ gewählt werden, wenn eine Holzfeuchtigkeit von $u \leq 16\%$ dauerhaft sichergestellt ist. Wenn dies nicht gewährleistet werden kann, sollte die Erhöhung der Festigkeit durch k_{hum} nicht angesetzt werden.

Zusätzlich zu dieser erhöhten Holzfestigkeit aufgrund der Feuchtigkeit kommt ein Systemeffekt aus der lokalen Beanspruchung des Werkstoffes Brettsperrholz hinzu: Aufgrund des Verbundes von Längs- und Querlagen findet eine mit dem Abstand zur Lasteinleitung zunehmende Querverteilung der Spannungen statt (vgl. Kapitel 7). Die maximalen Spannungen treten nur in einem eng begrenzten Bereich unter der Lasteinleitungsplatte auf. Der Verbund von Längs- und Querlagen führt möglicherweise auch zu einer seitlichen „Stützung“ der längsdruckbeanspruchten Längslagen und behindert so das seitliche Ausweichen der Holzfasern.

Diese Effekte zeigten sich in den Versuchen in der auf Mittelwertniveau gegenüber der Würfeldruckfestigkeit um 14,7 % erhöhten Bruchfestigkeit der Ankerprüfkörper (Durchschnittswert der Ankerprüfkörper ohne Verstärkung gegenüber Serie C, Tabelle 6.2). Um diesen Einfluss zu berücksichtigen, kann ein Erhöhungsfaktor k_{lokal} definiert werden:

$$f_{c,Anker,k} = f_{c,0,k} \cdot k_{c,lokal} \quad (6.2)$$

Aus der um 14,7 % erhöhten Festigkeit infolge der lokalen Belastung kann $k_{c,lokal} = 1,1$ festgelegt werden. Dieser Wert gilt allerdings nur für die in den Bauteilversuchen geprüften Abmessungen der Lasteinleitungsplatten. Bei deutlich größeren Ankerplatten für die Verankerung von mehr als zwei Monolitzen ist anzunehmen, dass $k_{c,lokal}$ kleiner wird. Aus beiden oben genannten Einflüssen ergibt sich der Bemessungswert der Bemessungswert der Längsdruckfestigkeit im Verankerungsbereich zu:

$$f_{c,Anker,d} = \frac{f_{c,0,k} \cdot k_{c,lokal} \cdot k_{hum}}{\gamma_m} \quad (6.3)$$

mit:

- $k_{c,lokal}$ Faktor zur Berücksichtigung der lokalen Beanspruchung, hier: $k_{c,lokal} = 1,1$
 k_{hum} Faktor zur Berücksichtigung der Holzfeuchtigkeit, hier: $k_{hum} = 1,2$
 γ_m Materialsicherheitsbeiwert, hier: $\gamma_m = 1,3$

6.4.2 Rechnerische Bemessung des Lasteinleitungsbereichs

6.4.2.1 Nachweiszustände

Bei der Bemessung und Nachweisführung der Lasteinleitungsbereiche sind zwei Bemessungszustände zu unterscheiden und getrennt zu untersuchen:

1. **Kurzzeitzustand:** Der Zustand während des Spannvorgangs und bei außergewöhnlichen Bemessungszuständen. Nachzuweisen ist hier die Bruchlast der Litze P_{max} gegen die Kurzzeitfestigkeit des Verankerungsbereichs.
2. **Langzeitzustand:** Der Dauerzustand mit planmäßiger Vorspannkraft. Nachzuweisen ist hier die maximale Dauerlast der Spannglieder gegen die Langzeitfestigkeit des Verankerungsbereichs.

6.4.2.2 Kurzzeitzustand

Der Nachweis lautet:

$$\frac{\gamma_{p,unfav} \cdot P_{max}}{k_{mod} \cdot f_{c,Anker,d} \cdot A_{netto}} \leq 1 \quad (6.4)$$

mit:

- $\gamma_{p,unfav}$ Sicherheitsbeiwert für *ungünstige* Wirkung der Spannkraft, hier: $\gamma_{p,unfav} = 1,1$
 (zur Wahl von $\gamma_{p,unfav}$ vgl. auch [Gräfe et al. 2018])
 P_{max} Bruchlast des Spannglieds [kN]
 k_{mod} Modifikationsbeiwert nach DIN EN 1995-1-1 für „kurze“ Lasteinwirkungsdauer,
 in Nutzungsklasse 1: $k_{mod} = 0,9$
 $f_{c,Anker,d}$ Bemessungswert der Längsdruckfestigkeit des Holzes im Verankerungsbereich
 nach Gleichung 6.3
 A_{netto} Netto-Längslagenfläche unter der Lasteinleitungsplatte [mm^2]

Die maximale Spannkraft während des Spannvorgangs P_0 ist somit nicht bemessungsmaßgebend, da diese immer unter der Bruchlast des Spannglieds P_{max} liegt.

6.4.2.3 Langzeitzustand

Der Nachweis lautet:

$$\frac{\gamma_{p,unfav} \cdot P_{m0}}{k_{mod} \cdot f_{c,Anker,d} \cdot A_{netto}} \leq 1 \quad (6.5)$$

mit:

- P_{m0} maximal zulässige Kraft des Spannglieds nach Absetzen der Presse [kN],
 $P_{m0} = 0,85 \cdot F_{p0,1k}$, $F_{p0,1k}$ = Kraft des Spannglieds bei der 0,1 % Dehngrenze
- k_{mod} Modifikationsbeiwert nach DIN EN 1995-1-1 für *ständige* Lasteinwirkung,
 in Nutzungsklasse 1: $k_{mod} = 0,6$

6.4.2.4 Nachweis durch bautechnische Zulassung

Alternativ zu der rechnerischen Nachweisführung auf Basis der Holzdruckfestigkeit kann der Nachweis des Verankerungsbereichs auch durch Verwendung einer bautechnischen Zulassung erfolgen. Diese Vorgehensweise ist im Spannbetonbau üblich. Solche auf Versuchen basierenden Zulassungen der Spannsysteme geben genaue Ausführungsvorschriften des Verankerungsbereichs an, bei deren Anwendung eine ausreichende Tragfähigkeit garantiert wird. Für die Vorspannung von Brettsperrholz sind allerdings bisher keine solchen Zulassungen erstellt worden, weshalb momentan auf die rechnerische Nachweisführung zurückgegriffen werden muss.

6.5 Fazit

In diesem Kapitel wurde auf Basis der im Forschungsvorhaben [Gräfe et al. 2018] durchgeführten Versuche ein Bemessungsvorschlag für die Lasteinleitungsbereiche von lokal durch Spannkraft beanspruchten Brettsperrholzplatten erstellt. Dieser gilt für symmetrische Brettsperrholzaufbauten mit Führung der Spannglieder in der Mittellage.

Das Bruchverhalten von Brettsperrholzplatten unterhalb lokaler Lasteinleitungen ist durch Längsdruckversagen des Holzes gekennzeichnet. Andere Versagensformen wie Ausknicken oder Aufspalten wurden nicht bzw. nur als sekundärer Effekt beobachtet. Infolge des Einflusses der Holzfeuchtigkeit und der Besonderheiten des Tragverhaltens unter lokaler Belastung ist die aufnehmbare Druckspannung allerdings größer, als normativ anzunehmen wäre. Dies ermöglicht es, die Ankerplatten kleiner und daher materialsparend zu dimensionieren.

7 Lastausbreitung unter Einzellasten in Scheibenebene

7.1 Einführung

In Kapitel 6 wurde untersucht, welche Kräfte lokal in die Stirnseiten von Brettsperrholzscheiben eingeleitet werden können. Diese Kräfte breiten sich quer zur Krafrichtung in der Scheibe aus, so dass am gegenüberliegenden, aufgelagerten Rand eine breitere Spannungsverteilung als an der Lasteinleitung vorliegt. Die Breite und Form dieser Verteilung ergibt sich unter anderem aus den Material- und Scheibeneigenschaften Schubsteifigkeit, Dehnsteifigkeit und Auflagersteifigkeit (Abbildung 7.1). Die Größe der Spannungen und die Breite der Verteilung werden beispielsweise für Stabilitätsuntersuchungen benötigt. Für die praktische Anwendung ist zur Spannungsermittlung die Definition eines *Lastausbreitungswinkels* zweckmäßig. In diesem Kapitel wird auf Basis von Bauteilversuchen und einer Finite-Elemente-Parameterstudie dieser Lastausbreitungswinkel für Brettsperrholz bestimmt.

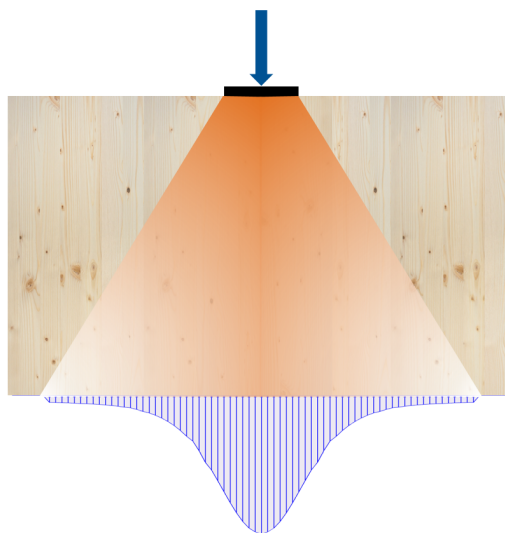


Abbildung 7.1: Lastausbreitung infolge einer Einzellast in Scheibenebene

7.2 Stand der Wissenschaft und Technik

7.2.1 Stand der Wissenschaft

Es existieren insgesamt nur wenige wissenschaftliche Untersuchungen speziell zur Querverteilung von Kräften in Brettsperrholzscheiben. Augustin et al. [2014] und Bogensperger [2014] haben einen analytischen Ansatz auf Basis eines Differentialgleichungsmodells entwickelt. Dieser entspricht im Grundsatz der Theorie des *elastischen Halbraums*, welche in ähnlicher Form beispielsweise bei der Spannungsermittlung unter Einzelfundamenten genutzt wird. Die Materialeigenschaften werden da-

bei als homogen verteilt und orthotrop angenommen. Die Steifigkeit quer zur Holzfaserrichtung E_{90} wird vernachlässigt ($E_{90} = 0$) und die Scheibe *ideal starr* gelagert. Eingangsgrößen zur Lösung der Differentialgleichung sind dann die Wandhöhe h , die Breite der Lasteinleitung b_p , die Dehnsteifigkeiten E_x und E_y sowie die Scheibenschubsteifigkeit G (Abbildung 7.2).

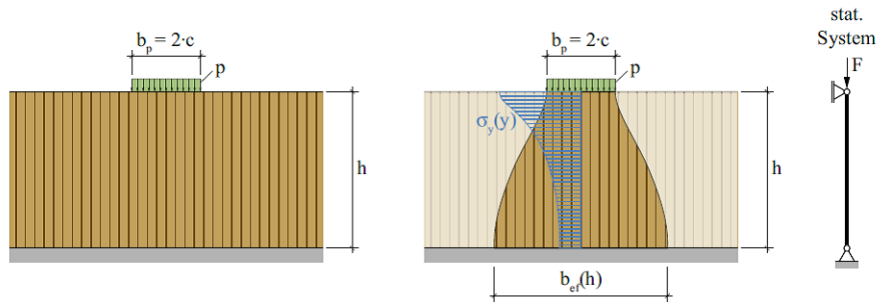


Abbildung 7.2: Lastverteilung in einer Brettsperrholzscheibe [Bogensperger und Augustin 2016]

Die Differentialgleichung wird mit einem Fourierreihenansatz gelöst und damit die maximale Spannung $\sigma_{y,max}$ zentrisch in der Achse der Lasteinleitung bestimmt (vgl. Abbildungen 7.1 und 7.2). Die *Lastverteilungsbreite* b_{eff} wird als diejenige Breite definiert, die sich aus der Division der einwirkenden Kraft durch die maximale Auflagerkraft $\sigma_{y,max}$ ergibt:

$$b_{eff} = \frac{b_p \cdot p}{\sigma_{y,max}} \quad (7.1)$$

Hieraus kann ein *Lastausbreitungswinkel* bestimmt werden:

$$\alpha = \text{atan} \left(\frac{b_{eff} - b_p}{2 \cdot h} \right) \quad (7.2)$$

mit:

α	Lastausbreitungswinkel [°]
b_{eff}	Breite der Spannungsverteilung [m]
b_p	Breite der Lasteinleitung [m]
p	Streckenlast [kN/m]
$\sigma_{y,max}$	maximale Auflagerkraft am unteren Scheibenrand in der Achse der Lasteinleitung [kN/m]
h	Wandhöhe [m]

Da der Reihenansatz zur Ermittlung von $\sigma_{y,max}$ nur mit größerem Aufwand numerisch zu lösen ist, wurden einfachere Näherungsfunktionen approximiert. Die so bestimmten Lastverteilungsbreiten wurden für übliche Brettsperrholzaufbauten auch in Form von Diagrammen dargestellt (Abbildung 7.3).

Diese Ergebnisse werden in vereinfachter Form auch in [Wallner-Novak et al. 2018] angegeben. Wallner-Novak et al. [2018] geben beispielsweise für eine dreilagige Scheibe aus gleich starken La-

gen mit einer vertikalen und einer horizontalen Lage (Querlagenanteil $Q = 33\%$) einen Winkel $\alpha = 25^\circ$ an. Bei kleiner werdendem Querlagenanteil ($Q \rightarrow 0$) näherte sich dieser Winkel 15° an und im umgekehrten Fall ($Q \rightarrow 100\%$, Belastung ausschließlich quer zur Faser) 45° .

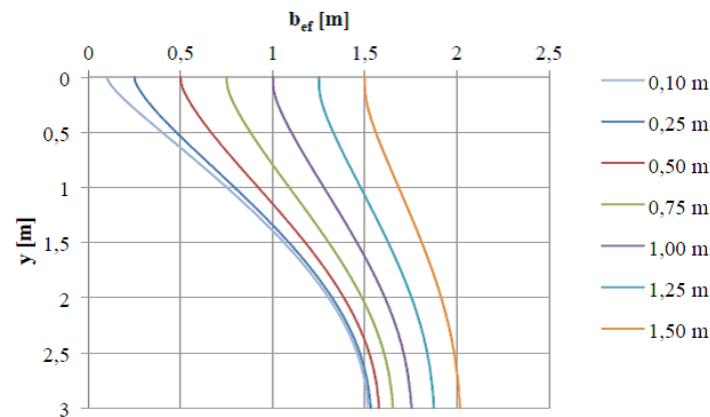


Abbildung 7.3: Lastverteilungsbreite b_{eff} einer fünfschichtigen Brettsperrholzscheibe in Abhängigkeit der Wandhöhe (hier: y) und der Breite der Lasteinleitung (farbige Linien) Bogensperger [2014]

7.2.2 Stand der Technik

Ein in der Praxis allgemein anerkannter oder normativ verankerter Stand der Technik existiert gegenwärtig noch nicht. Von Brettsperrholzherstellern wird teilweise pauschal für alle Wandhöhen und Schichtaufbauten $\alpha = 15^\circ$ angegeben. Aufschlussreich ist der Vergleich mit dem mineralischen Massivbau: Im Stahlbeton- und Spannbetonbau nach DIN EN 1992-1-1:2011 wird der Lastausbreitungswinkel von unbewehrtem Beton mit 45° angenommen. Bei bewehrtem Beton können je nach Bewehrungsführung auch andere Druckstrebenwinkel angenommen werden. Die Spannungsverteilung wird immer als linear angenommen.

Im Mauerwerksbau nach DIN 1053-1:1996 war geregelt, dass die Lastausbreitung unter Einzellasten mit einem Winkel von 60° zur Horizontalen angenommen werden darf, wenn die Aufnahme der Spaltzugkräfte durch den Mauerwerksverband oder in Sonderfällen durch Bewehrung sichergestellt wird. In jedem horizontalen Schnitt durfte dann eine lineare Spannungsverteilung angenommen werden.

In der aktuellen Norm für den Mauerwerksbau DIN EN 1996-1-1:2010 wird dieses Prinzip beibehalten (Abbildung 7.4). Zusätzlich wird eine Rechenvorschrift für den Bemessungswert des Tragwiderstandes unter Teilflächenlasten in Abhängigkeit der geometrischen Verhältnisse angegeben. Dieser kann maximal das 1,5-fache der Druckfestigkeit des Mauerwerks betragen.

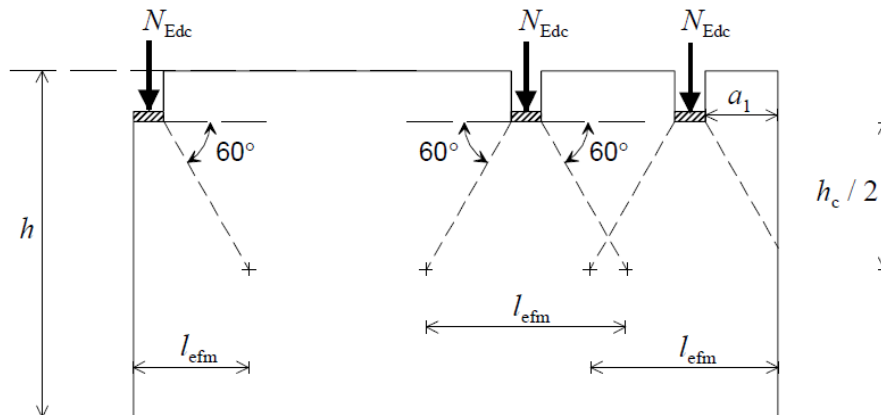


Abbildung 7.4: Zeichnung aus DIN EN 1996-1-1:2010 zum Winkel der Lastausbreitung unter Teilflächenlasten

7.3 Definition des Lastausbreitungswinkels

7.3.1 Definitionen

Die Spannungsverteilung in der Auflagerlinie einer Wandscheibe infolge von Einzellasten am Wandkopf ist immer nichtlinear verteilt, typischerweise in Form ähnlich einer Glockenkurve (Abbildung 7.1). Für die ingenieurmäßige Betrachtung können je nach Fragestellung zwei unterschiedliche Kennwerte relevant werden: Die maximale Druckspannung in der Mitte oder die mittlere Druckspannung über die ganze Breite der Verteilung. Wenn mit diesen Spannungen lineare Spannungsverteilungen angenommen werden, ergeben sich dementsprechend auch zwei unterschiedliche Lastausbreitungswinkel.

Der Ansatz von *Bogensperger* und *Augustin* (Abbildung 7.5 a) definiert die lineare Spannungsverteilung mit dem Maximalwert in der Symmetrieachse und ergibt so eine relativ schmale rechnerische Lastverteilungsbreite. Er überschätzt daher die tatsächlich vorliegenden Spannungen außerhalb des theoretischen Maximalwertes, liegt aber jedenfalls „auf der sicheren Seite“. Ein anderer Ansatz ist in Abbildung 7.5 b) dargestellt. Hier wird die einwirkende Kraft linear auf die ganze Breite der Lastausbreitung verteilt. Da diese im Allgemeinen zu den Seiten hin infinitesimal ausläuft und kein definierter Nullpunkt vorliegt, ist es erforderlich, diesen gesondert zu definieren. Im Forschungsvorhaben [Gräfe et al. 2018] wurde der Nullpunkt dort festgelegt, wo an den beiden Seiten der Spannungsverteilung zusammen 5 % der Gesamtkraft „abgeschnitten“ werden. Die so gemittelte Spannung unterschätzt den in der Mitte tatsächlich vorliegenden Maximalwert. Der rechnerische Winkel und die Lastverteilungsbreite sind größer als bei Variante a).

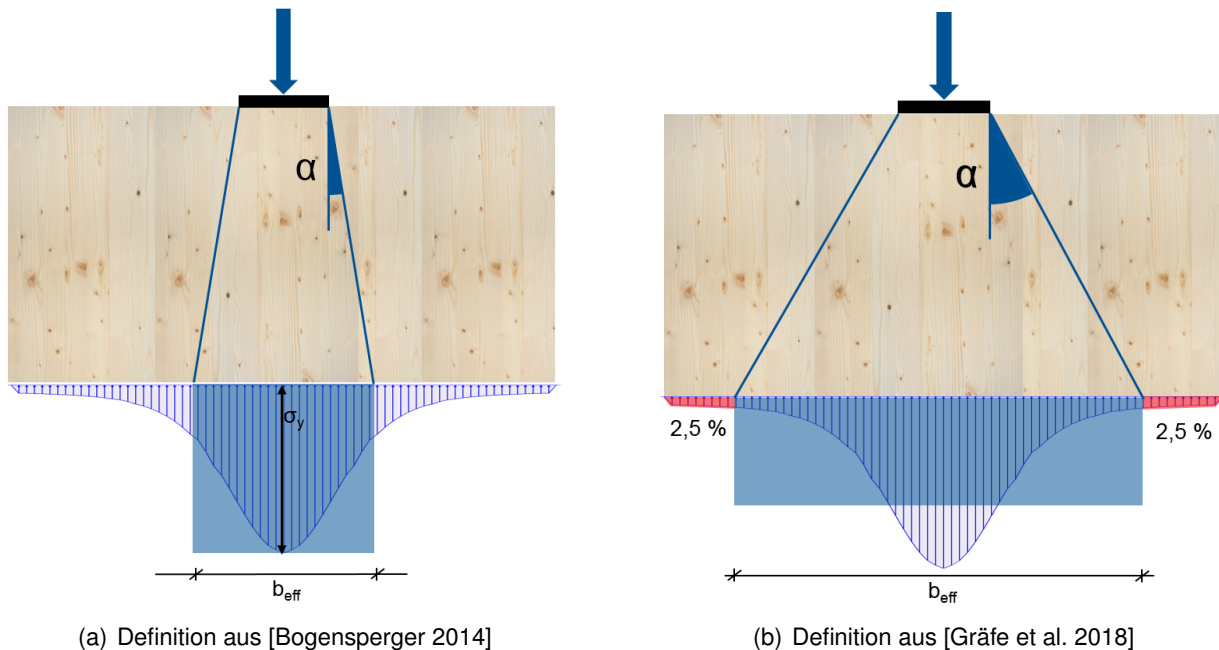


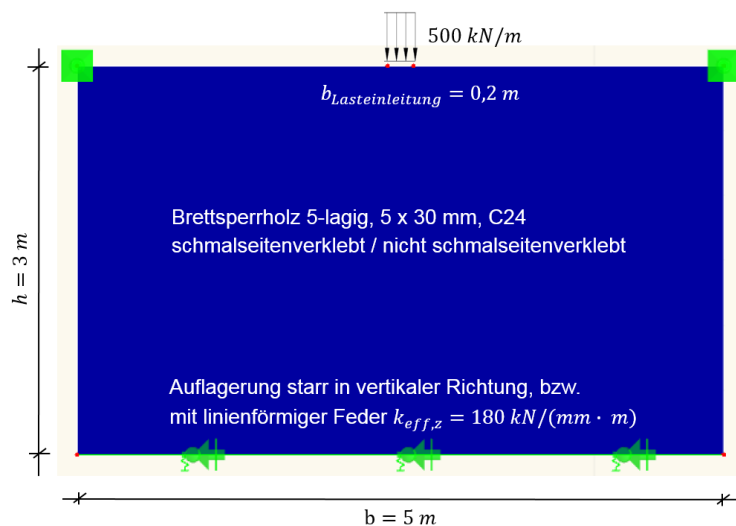
Abbildung 7.5: Ansätze zur Definition des Lastausbreitungswinkels α

7.3.2 Einfluss der Auflagersteifigkeit

In realen Anwendungen ist die Auflagerung am Wandfuß nie *ideal starr*, sondern je nach darunterliegenden Bauteilen mehr oder weniger nachgiebig. Der Einfluss dieser Steifigkeit auf die Verteilungsbreite von Einzellasten ist relativ groß und überschreitet in vielen Fällen denjenigen der Wandgeometrie und Materialeigenschaften. Je „weicher“ die Auflagerung ist, umso breiter verteilt sich die Last. Um den Einfluss qualitativ abzuschätzen, wurde ein Finite-Elemente-Modell einer Wandscheibe erstellt und mit verschiedenen Auflagersteifigkeiten die Verteilung der Lagerkraft am Wandfuß bestimmt. Zur Modellierung wurde die Software *Dlubal RFEM* mit dem Modul *Laminate* genutzt. Dieses ermöglicht die Berechnung von Scheiben aus nachgiebig verbundenen orthotropen Schichten mit der Laminattheorie. Die Eigenschaften des Modells (Abbildung 7.6) sind in Tabelle 7.1 zusammengestellt. Die nachgiebige Auflagerung wurde mit $180 \text{ kN}/(\text{mm} \cdot \text{m})$ entsprechend der überschlägigen Steifigkeit einer 200 mm starken, quer belasteten Brettsperrholzscheibe festgelegt.

Tabelle 7.1: Eigenschaften des Finite-Elemente-Modells zur Bestimmung des Einflusses der Auflagersteifigkeit

Scheibendicke	150 mm
Lagenaufbau	30–30–30–30–30
Scheibenhöhe h	3,0 m
Scheibenbreite b	5,0 m
Lasteinleitung	mittig an der Oberkante in Scheibenebene, 500 kN/m
Breite der Lasteinleitung b_p	200 mm
Materialeigenschaften	mechanische Eigenschaften des Holzes wie in Abschnitt 5.5.3
Schmalseitenverklebung	schmalseitenverklebt (SSV) oder nicht schmalseitenverklebt (NSSV), je nach Modell
Auflagerung am Wandfuß	in Scheibenebene starr oder mit linienförmiger Feder $k_{eff,z} = 180 \text{ kN}/(\text{mm} \cdot \text{m})$
Lagerung am Wandkopf	in Scheibenquerrichtung gelenkig gelagert


Abbildung 7.6: Modell der Wandscheibe

Das Ergebnis ist in Abbildung 7.7 dargestellt. Die Unterschiede in der Spannungsverteilung am Wandfuß sind deutlich erkennbar. Die Spitzenspannung in der Wandmitte beträgt bei beiden Varianten der Schmalseitenverklebung bei nachgiebiger Auflagerung nur noch etwa die Hälfte des Wertes bei starrer Auflagerung. Bei starrer Auflagerung gehen die Auflagerkräfte am Rand auf sehr kleine Werte zurück, während sie bei nachgiebiger Auflagerung noch rund ein Drittel des Spitzenwertes in der Mitte erreichen. Die Schmalseitenverklebung führt bei beiden Modellen zu geringfügig breiteren Verteilungen.

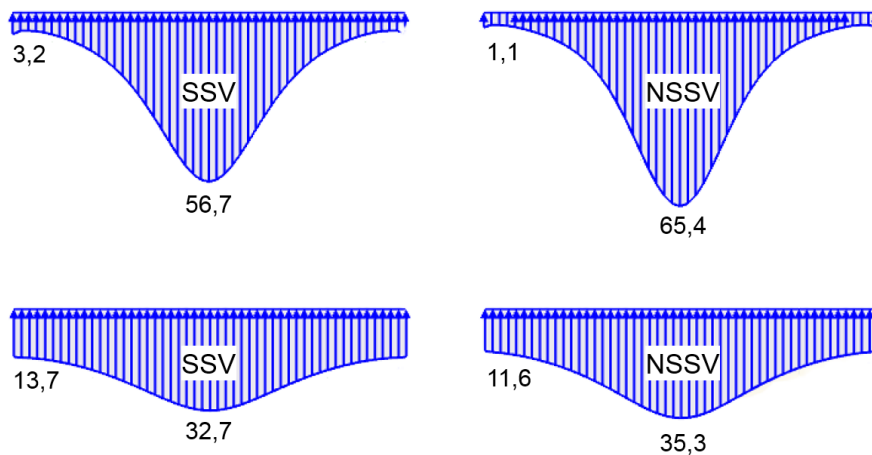


Abbildung 7.7: Auflagerkräfte und Spannungverteilung der Wandscheibe aus Abbildung 7.6, Kräfte in kN/m , oben: starre Auflagerung, unten: nachgiebige Auflagerung mit $180 kN/(mm \cdot m)$

7.3.3 Diskussion und Auswahl eines Ansatzes

Im Ingenieurwesen ist es vielfach üblich, nichtlineare Spannungsverteilungen für rechnerische Zwecke als linear anzunehmen (vgl. Abschnitt 7.2.2). Dies setzt die Fähigkeit des Werkstoffes voraus, Spannungsspitzen in gewissem Umfang durch plastische Vorgänge abzubauen und in weniger beanspruchte Bereiche umzulagern.

Durch die praktisch immer vorhandene nachgiebige Fußauflagerung werden Spitzenspannungen unterhalb der Lasteinleitung in erheblichem Maß reduziert (Abschnitt 7.3.2). Die Annahme einer starren Fußauflagerung führt zu einer deutlichen Unterschätzung der tatsächlichen Lastausbreitungsbreite beziehungsweise des Lastausbreitungswinkels.

Beide Ansätze aus Abschnitt 7.3.1 bilden die nichtlineare Spannungsverteilung mit einer rechnerisch angenommen linearen Verteilung ab und entsprechen der Realität daher nur näherungsweise. Welcher Ansatz gewählt wird, hängt somit auch von der Fragestellung ab: Wenn der Spitzenwert der Spannung gesucht ist, sollte der Ansatz nach Abbildung 7.5 a) gewählt werden. Wenn das Tragverhalten des gesamten Bauteils betrachtet werden soll, ist es sinnvoller den Ansatz nach Abbildung 7.5 b) zu verwenden. Da die Lastverteilungsbreite unterhalb von Spanngliedverankerungen in der Regel für Stabilitätsnachweise benötigt wird, wurde für die weiteren Betrachtungen in dieser Arbeit der Ansatz nach Abbildung 7.5 b) ausgewählt.

7.4 Numerische Untersuchungen

7.4.1 Untersuchungsziel

Die Lastverteilungsbreite in Brettspertholzscheiben unterliegt zahlreichen Einflüssen aus der Geometrie des Bauteils, den Materialeigenschaften und den Lagerungsbedingungen. Um einen Überblick über diese Einflussfaktoren zu gewinnen und später die Bauteilversuche (Abschnitt 7.5) zweckmäßig planen zu können, wurde eine Parameterstudie an einem Finite-Elemente-Modell durchgeführt. Das Modell wurde von Westermayr [2016] im Rahmen seiner Master's Thesis erstellt und ausgewertet.

7.4.2 Modellierung

7.4.2.1 Modelleigenschaften und variierte Parameter

Das Modell wurde als Volumenmodell mit der Software *DLUBAL RFEM* aus einzelnen Brettern aufgebaut (Abbildung 7.8). Der prinzipielle Modellaufbau und die verwendeten Materialeigenschaften entsprechen dem in Abschnitt 5.5.3 beschriebenen Modell der Studie zu formschlüssigen Verbindungen.

Das Grundmodell bestand aus einer Scheibe mit der Breite $5,0\text{ m}$ und der Höhe $3,0\text{ m}$, die an der Unterkante in Scheibenebene starr gelenkig gelagert war. Die Scheibendicke wurde einheitlich mit 160 mm gewählt. Der Lagenaufbau war symmetrisch fünfschichtig, die Brettdicken wurden je nach untersuchtem Querlagenanteil festgelegt. Die Brettbreite betrug einheitlich 160 mm , die Fugenbreite bei nicht schmalseitenverklebten Modellen $2,0\text{ mm}$. Die Maschen des Finite-Elemente-Netzes wurden quadratisch mit der Netzweite $l_{FE} = 20\text{ mm}$ festgelegt. An diesem Grundmodell wurden die folgenden Parameter variiert:

- Schmalseitenverklebung: mit Schmalseitenverklebung (SSV) oder ohne (NSSV)
- Querlagenanteil Q : $5\% \leq Q \leq 50\%$ in 5-% bzw. 10-% Schritten (Tabelle 7.2)
- Scheibenhöhe h : $2,0\text{ m} \leq h \leq 5,0\text{ m}$

Tabelle 7.2: verwendete Lagenaufbauten und Querlagenanteile

Querlagenanteil Q [%]	Lagenaufbau [mm]	Gesamtdicke der Querlagen $\sum t_Q$ [mm]
10	48 – 8 – 48 – 8 – 48	16
20	42,7 – 16 – 42,7 – 16 – 42,7	32
25	40 – 20 – 40 – 20 – 40	40
30	37,3 – 24 – 37,3 – 20 – 37,3	48
40	32 – 32 – 32 – 32 – 32	64
50	26,7 – 40 – 26,7 – 40 – 26,7	80

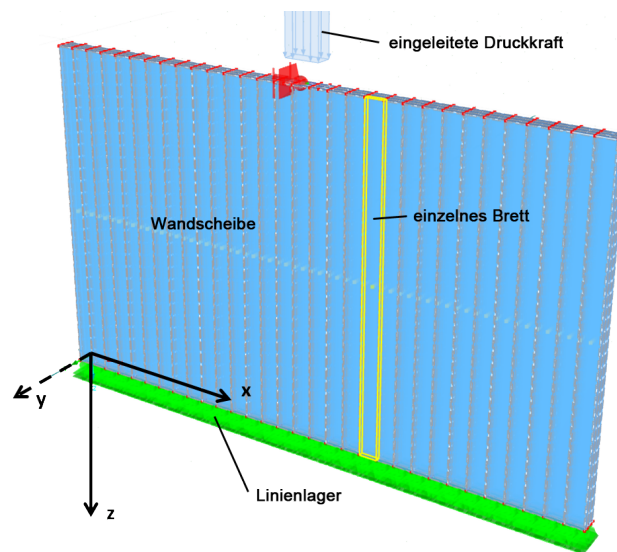


Abbildung 7.8: Gesamtansicht des räumlichen Finite-Elemente-Modells [Westermayr 2016]

An der Oberkante der Scheibe wurde über eine Stahlplatte der Abmessungen $320 \text{ mm} \times 160 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$ eine Druckkraft eingeleitet. Die Kraft wurde für die unterschiedlichen Querlagenanteile so gewählt, dass in den Brettlagen in Krafrichtung (Längslagen) immer die gleiche Druckspannung σ_c eingeleitet wurde. Diese wurde entsprechend dem Bemessungswert der Längsdruckfestigkeit für Fichtenholz der Festigkeitsklasse C24 unter Dauerlasten festgelegt:

$$\sigma_c = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_m} = 0,6 \cdot \frac{21,0}{1,3} = 9,7 \text{ N/mm}^2 \quad (7.3)$$

7.4.2.2 Auswertungsmethodik

Aus den einzelnen Finite-Elemente-Modellen wurden die Auflagerkräfte in Form von Linienkräften entnommen. Diese wurden in Druckspannungen in den Längslagen des Brettsperrholzes umgerechnet:

$$\sigma_c = \frac{f_A}{\sum t_L} \quad (7.4)$$

mit:

- σ_c Längsdruckspannung in den Längslagen des Brettsperrholzes [N/mm^2]
- f_A aus dem Modell entnommene Auflagerkraft [N/mm]
- $\sum t_L$ Gesamtdicke der Längslagen [mm] ($\sum t_L = t_{ges} - \sum t_Q$, vgl. Tabelle 7.2)

Da die Druckspannungsverteilung gegenüber der Achse der eingeleiteten Kraft symmetrisch ist, wurde in den grafischen Auswertungen nur jeweils eine Hälfte der Wandscheibe dargestellt. Das Integral der Druckspannungsverteilung über die Auflagerlinie entspricht der an der Oberkante eingeleiteten Kraft F :

$$F = \int_0^x \sigma_c(x) \cdot t_L dx \quad (7.5)$$

Die Druckspannungen, bzw. Auflagerkräfte laufen zu den Seiten hin gegen Null aus, erreichen aber keinen „scharfen“ Nullpunkt. Dieser wurde entsprechend Abschnitt 7.3.1) als jene Position auf der x -Achse definiert, an der 95 % der Kraft F durch das Integral in Gleichung 7.5 abgedeckt sind. Die restlichen 5% der Kraft werden also für die Ermittlung des Winkels „abgeschnitten“ (Abbildung 7.5 b)). Der Winkel α ergibt sich danach zu:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{b_0}{h}\right) \quad (7.6)$$

mit:

- b_0 horizontaler Abstand von der Kante der Lasteinleitungsfläche zum Nullpunkt der Spannungsverteilung
- h Höhe der betrachteten Wandscheibe

7.4.3 Ergebnisse

7.4.3.1 Einfluss des Querlagenanteils - nicht schmalseitenverklebt

Die Spannungsverteilung ist in Abbildung 7.9, die errechneten Winkel in Tabelle 7.3 dargestellt. Der Einfluss der einzelnen Brettbreiten ist deutlich erkennbar. Je größer der Querlagenanteil wird, umso geringer ist die Spannungskonzentration in der Mitte.

7.4.3.2 Einfluss des Querlagenanteils – schmalseitenverklebt

Die Spannungsverteilung ist in Abbildung 7.10, die errechneten Winkel in Tabelle 7.3 dargestellt. Gut erkennbar ist die gleichmäßige Spannungsverteilung ohne Schwankungen infolge der Fugenspalte. Ein Einfluss des Querlagenanteils ist eindeutig erkennbar. Die Verteilung ist insgesamt etwas breiter als bei der Variante ohne Schmalseitenverklebung.

7.4.3.3 Einfluss der Schmalseitenverklebung

Der Unterschied der Modelle mit und ohne Schmalseitenverklebung wird für 10 % und 50 % Querlagenanteil in Abbildung 7.11 dargestellt. Die Modelle mit schmalseitenverklebten Lamellen zeigen geringere Spitzenwerte der Druckspannungen, bei einer gleichzeitig breiteren Lastverteilung.

7.4.3.4 Einfluss der Wandhöhe

Die Spannungsverteilung ist in Abbildung 7.12, die errechneten Winkel in Tabelle 7.4 dargestellt. Die angegebenen Werte beziehen sich auf ein Grundmodell mit 25 % Querlagenanteil ohne Schmalseitenverklebung. Die Wandhöhe hat einen deutlichen Einfluss: Je höher die Wandscheibe ist, umso breiter ist die Spannungsverteilung am Wandfuß. Die Lastausbreitungswinkel nehmen mit steigender Wandhöhe jedoch nur geringfügig ab.

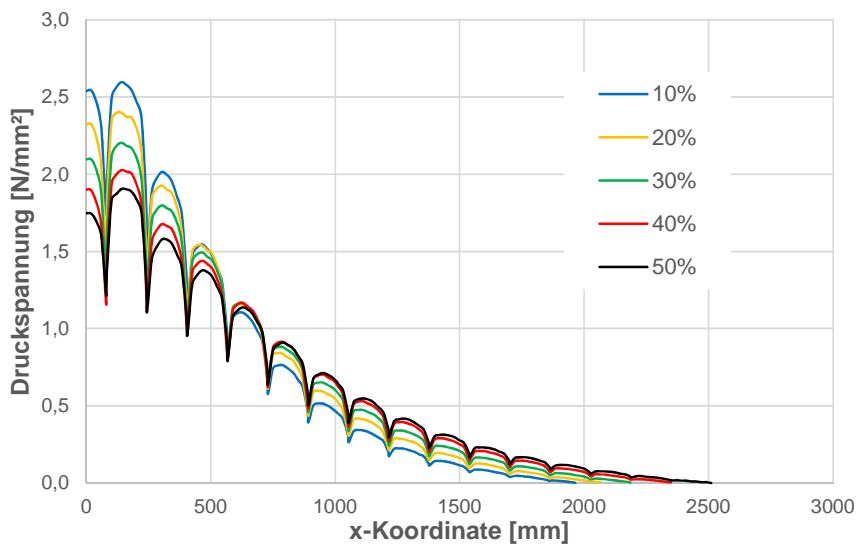


Abbildung 7.9: Einfluss des Querlagenanteils – nicht schmalseitenverklebt

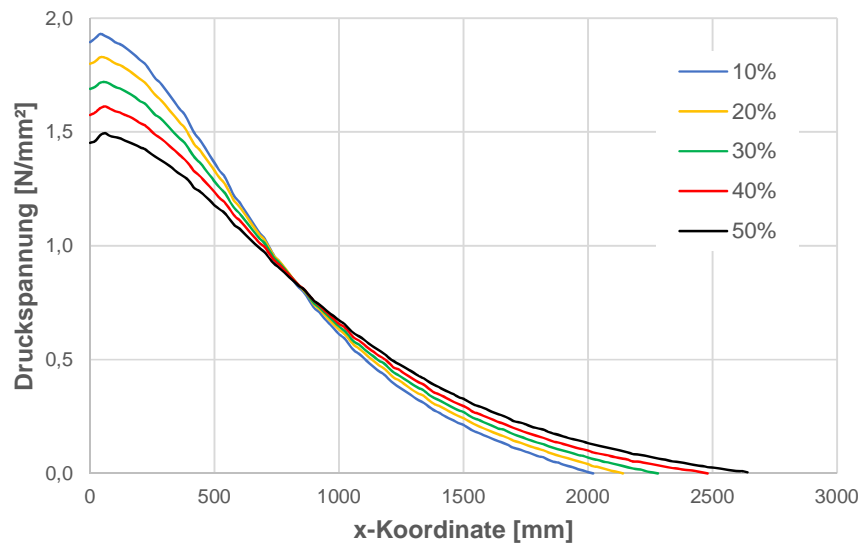
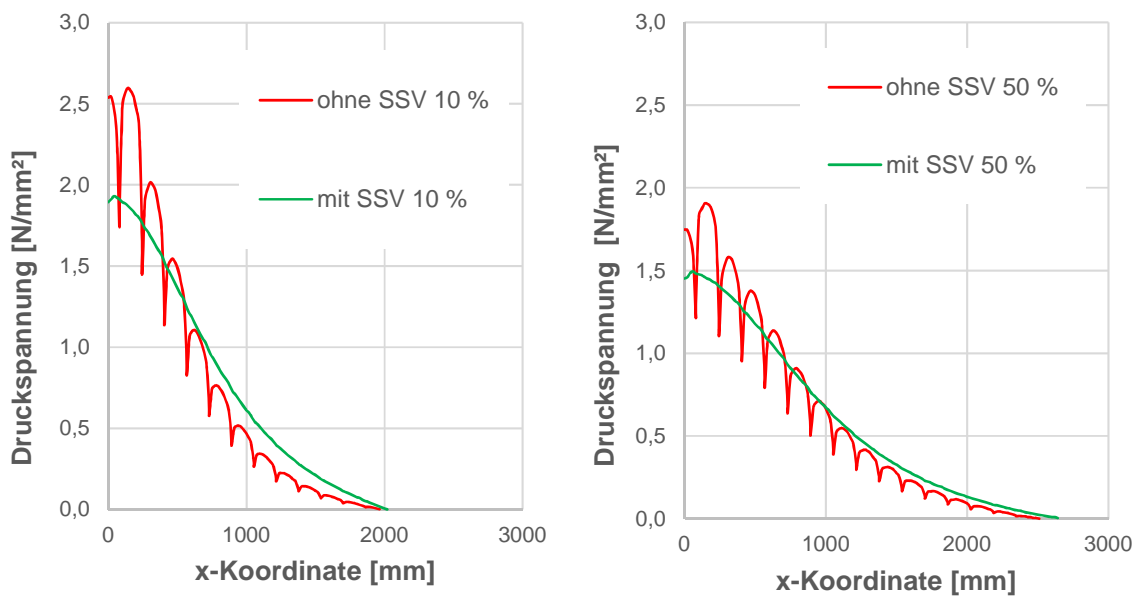


Abbildung 7.10: Einfluss des Querlagenanteils – schmalseitenverklebt



(a) 10 % Querlagenanteil

(b) 50 % Querlagenanteil

Abbildung 7.11: Einfluss der Schmalseitenverklebung

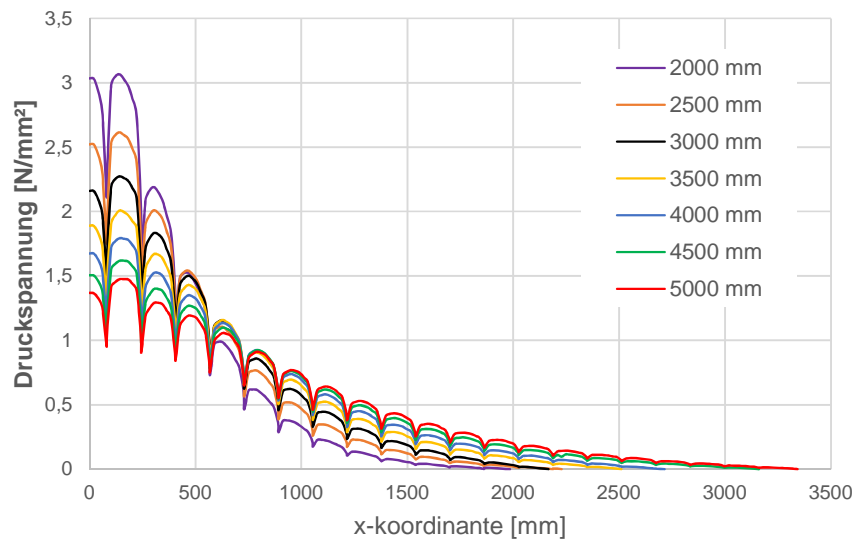


Abbildung 7.12: Einfluss der Wandhöhe

Tabelle 7.3: Einfluss des Querlagenanteils

Querlagenanteil Q [%]	10	20	30	40	50
Winkel α [°], NSSV	21	23	25	27	28
Winkel α [°], SSV	24	26	27	28	30

Tabelle 7.4: Einfluss der Wandhöhe

Wandhöhe h [m]	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
Winkel α [°]	26	26	24	24	23	23	23

7.4.4 Schlussfolgerung

Aus der Finite-Elemente-Parameterstudie können die folgenden Schlussfolgerungen in Bezug auf den Lastausbreitungswinkel α , bzw. die Breite der Spannungsverteilung gezogen werden:

- Der Querlagenanteil hat einen deutlichen Einfluss auf die Breite der Spannungsverteilung.
- Schmalseitenverklebung führt zu einem gleichmäßigeren Verlauf der Auflagerkraft am Wandfuß und insgesamt zu einer 2 ° bis 3 ° breiteren Lastverteilung.
- Der Einfluss der Wandhöhe ist für die hier untersuchten Wandhöhen $2,0\text{ m} \leq h \leq 5,0\text{ m}$ gering und für praktische Zwecke nahezu vernachlässigbar. Die Unterschiede betragen maximal 3,0°.

- Unterschiedliche Lamellenbreiten wurden nicht untersucht. Aufgrund der gleichmäßigeren Schubspannungsübertragung ist aber davon auszugehen, dass steigende Lamellenbreiten zu größeren Lastausbreitungswinkeln führen, ähnlich dem Effekt der Schmalseitenverklebung.
- Die rechnerischen Ergebnisse für den Lastausbreitungswinkel liegen bei allen Modellen zwischen 21° und 30° .

7.5 Experimentelle Untersuchungen

7.5.1 Versuchskonzept

Die Untersuchungen hatten das Ziel, die vorherigen rechnerischen Untersuchungen durch Bauteilversuche zu verifizieren. Hierzu wurden rechteckige Brettsperrholzscheiben durch Einzellasten in Scheibenebene belastet und die resultierende Druckspannungsverteilung an der gegenüberliegenden Auflagerlinie gemessen. Zur Messung dieser Spannungsverteilung wurde eine spezielle Messeinrichtung angefertigt.

Diese bestand aus einem im Querschnitt I-förmigen geschweißten Stahlträger, an dem in Krafrichtung Dehnmessstreifen angebracht waren. Die jeweils zu untersuchende Brettsperrholzscheibe wurde auf diesen Stahlträger gestellt und belastet. Über die Messung der Stauchung im Stahl konnte so die Spannung im Holz indirekt ermittelt werden (Abbildung 7.13).

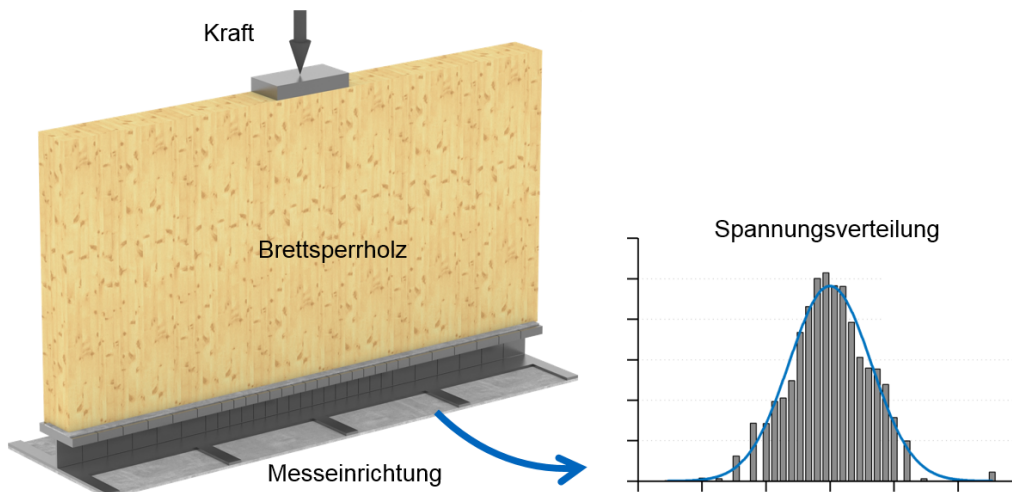


Abbildung 7.13: Prinzip der Messung der Druckspannungen in der Auflagerlinie

7.5.2 Versuchsaufbau

7.5.2.1 Messeinrichtung

Die Messung sollte bei einer möglichst *ideal starren* Auflagerung stattfinden, um die Messergebnisse vergleichbar zu machen und den schlecht quantifizierbaren Einfluss einer mehr oder weniger nachgiebigen Auflagerung auszuschließen (vgl. Abschnitt 7.3.2).

Zur praktischen Umsetzung dieser Anforderungen war es erforderlich sicherzustellen, dass

- die Messeinrichtung selbst so steif wie möglich ist,
- diese vollflächig auf einer unnachgiebigen Unterlage aufliegt,
- leichte Unebenheiten in den Kontaktfugen zwischen Unterlage, Messeinrichtung und Versuchskörper ausgeglichen werden.

Die Messeinrichtung in Form eines 2,0 m langen geschweißten I-Trägers wurde aus Stahlblechen der Güte S 235 JRC+C hergestellt. Der Obergurt und der Steg wurden quer mit Sägeschnitten der Breite 2,0 mm eingeschlitzt, um einzelne nebeneinanderliegende Messabschnitte zu erhalten. Inklusive Schnittbreite waren die so hergestellten 28 T-förmigen Messabschnitte 100 mm oder 50 mm breit, wobei die 16 schmalen Abschnitte mittig angeordnet wurden und je sechs breite Abschnitte an den Enden. Diese Aufteilung wurde gewählt, um eine möglichst gute Auflösung in der Mitte zu erhalten (Abbildungen 7.14 und 7.15).

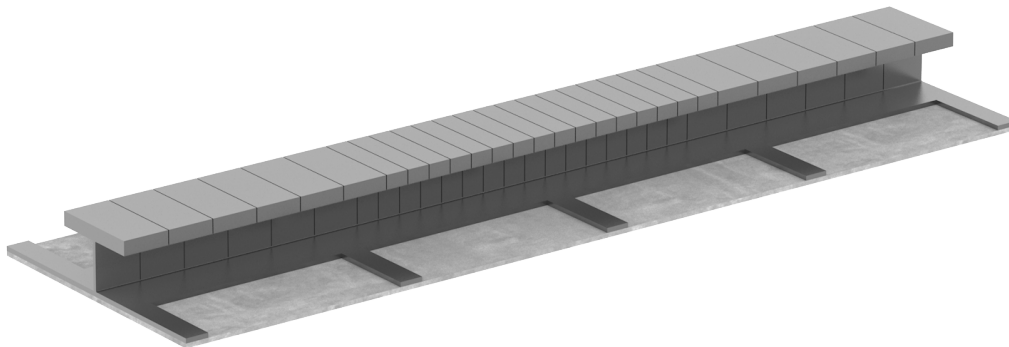


Abbildung 7.14: Gesamtansicht der Messeinrichtung

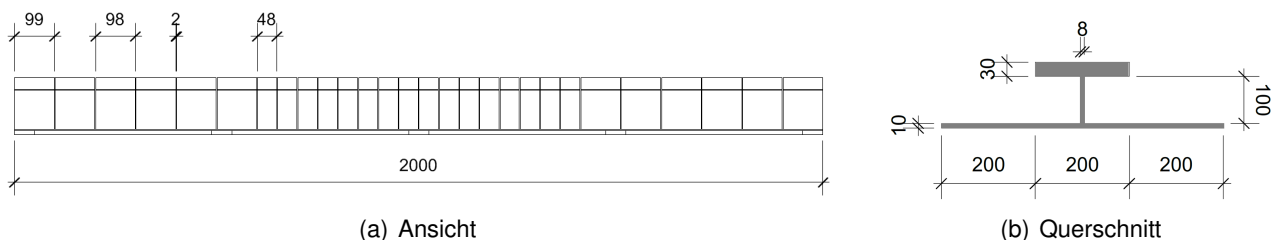


Abbildung 7.15: Maße und Teilung der Messeinrichtung

Zur Messung der Stauchung der einzelnen Messabschnitte wurde an diese jeweils beidseitig ein Dehnmessstreifen (DMS) angebracht (Abbildung 7.16). An den 28 Messstellen wurden somit insgesamt 56 DMS eingebaut. Die Messdatenerfassung erfolgte mit einem Messverstärker der Fa. PEEKEL und der zugehörigen Software *Autolog 2000*.

Die Messeinrichtung wurde nach der Anbringung der DMS durch Probelastungen in einer kalibrierten Prüfmaschine des MPA BAU der TUM (*Zwick Roell 500 kN*) kalibriert. Hierzu wurde auf die 50 mm breiten Messabschnitte eine zentrische Last von 50 kN und auf die 100 mm breiten Abschnitte 100 kN aufgebracht und die von den DMS angezeigten Stauchungen aufgezeichnet. Aus dem Mittelwert der beiden Messwerte links und rechts ergibt sich die Stauchung ε_i infolge der Druckspannung ohne Biegeanteile in Längs- und Querrichtung infolge möglicher geringfügiger Exzentrizitäten. Für jeden Messabschnitt wurde daraus ein Korrekturfaktor k_i bestimmt:

$$k_i = 1 + \frac{\varepsilon_{ideal}}{\varepsilon_i} \quad (7.7)$$

mit:

- k_i Korrekturfaktor für die Messstelle i
- ε_{ideal} rechnerische Stauchung infolge der aufgetragenen Last bei einem angenommenen Elastizitätsmodul des Stahls $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$
- ε_i gemessene Stauchung infolge der aufgetragenen Last

Die Korrekturfaktoren aller Messstellen betrugen maximal $k_{i,max} = 1,043$, das heißt die Abweichung vom Sollwert war $\leq 4,3 \%$. Diese Korrekturfaktoren wurden bei der Auswertung der Versuche zur Korrektur der Messwerte genutzt.

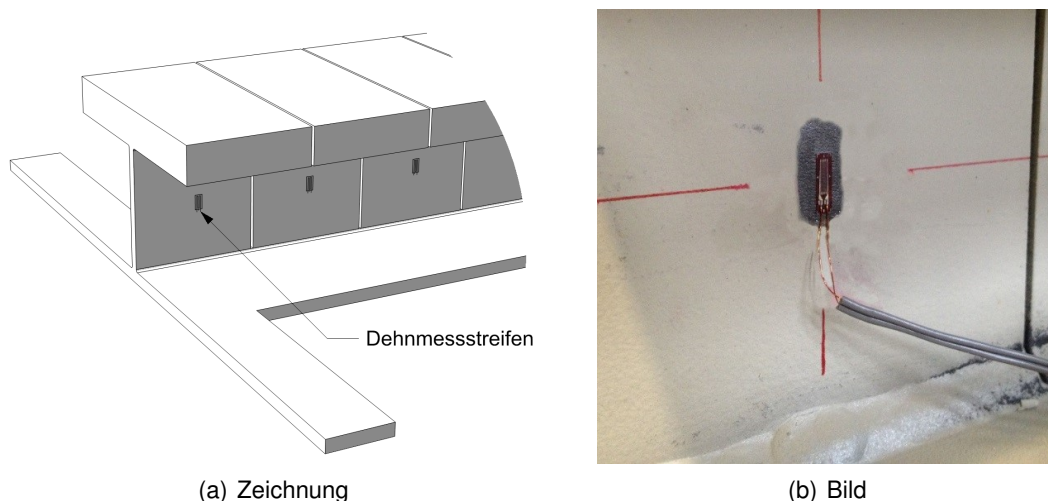


Abbildung 7.16: Anordnung der Dehnmessstreifen am Messelement

7.5.2.2 Prüfkörper

Es wurden drei Brettsperrholzaufbauten mit unterschiedlichem Querlagenanteil untersucht. Verwendet wurde nicht schmalseitenverklebtes Brettsperrholz in den Scheibendicken 150 mm, 170 mm und 200 mm, welches der normalen Produktion des Projektpartners (vgl. Kapitel 3) entnommen wurde. Die Scheiben waren 2,0 m lang und 750 mm hoch. Die verwendeten Bretter entsprachen der Sortierklasse C24, die Rohdichte betrug im Mittel 400 kg/m^3 , die Holzfeuchtigkeit $u = 11,0 \%$. Der Fugenabstand der Längslagen war kleiner 1,0 mm (Tabelle 7.5).

Tabelle 7.5: verwendete Lagenaufbauten und Querlagenanteile

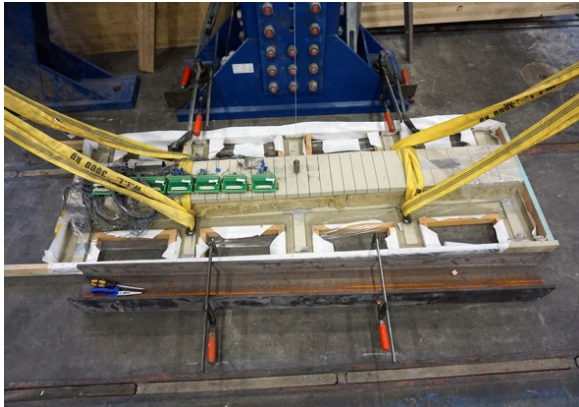
Nr.	Scheibenstärke [mm]	Lagenaufbau	Querlagenanteil Q [%]
1	200	34 – 24 – 24 – 34 – 24 – 24 – 34	25
2	150	34 – 24 – 34 – 24 – 34	32
3	170	34 – 34 – 34 – 34 – 34	40

7.5.2.3 Montageablauf

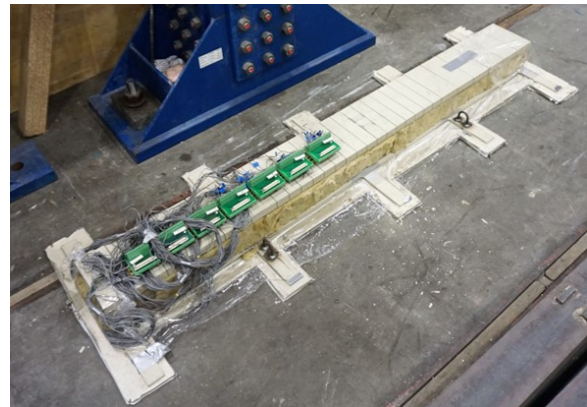
Um die gewünschte hohe Steifigkeit (vgl. Abschnitt 7.5.2.1) zu realisieren, war ein besonderer Montageablauf erforderlich. Die Messeinrichtung wurde auf dem Spannbeton-Hallenboden in der Versuchshalle des MPA-BAU der TUM in eine ca. 5 mm dicke Schicht aus hochfestem Vergussmörtel (*Pagel Schnellverguss V2/10*, Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube,28d} \geq 70 \text{ N/mm}^2$) eingesetzt, um leichte Unebenheiten des Hallenbodens auszugleichen und eine vollflächige kraftschlüssige Auflagerung zu erreichen.

Anschließend wurden die jeweiligen Versuchskörper ebenfalls mit einer dünnen (im Bereich der Korngröße, $t \approx 1,0 \text{ mm}$) Schicht Vergussmörtel auf das Messelement aufgesetzt. Um ein Eindringen des Mörtels in die Schlitze zwischen den Messelementen zu verhindern und eine beschädigungsfreie Demontage zu ermöglichen wurde dabei die Messeinrichtung mit einer dünnen dehnbaren Kunststoffolie („Frischhaltefolie“) abgedeckt (Abbildung 7.17).

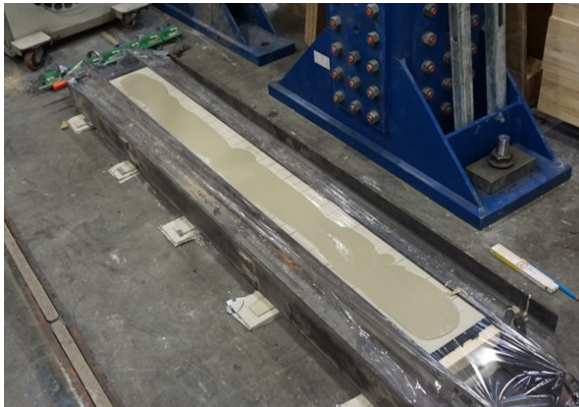
Die Belastung wurde durch einen zentrisch vertikal über der Brettsperrholzscheibe montierten Hydraulikzylinder aufgebracht. Die Lastverteilung erfolgte über ein Kalottenlager und eine Stahlplatte der Abmessungen 300 mm x 200 mm x 50 mm. Diese war mit ihrer kürzeren Seite in Scheibenebene ausgerichtet. Die Breite der Lasteinleitung betrug somit 200 mm (Abbildungen 7.17 d) und 7.18).



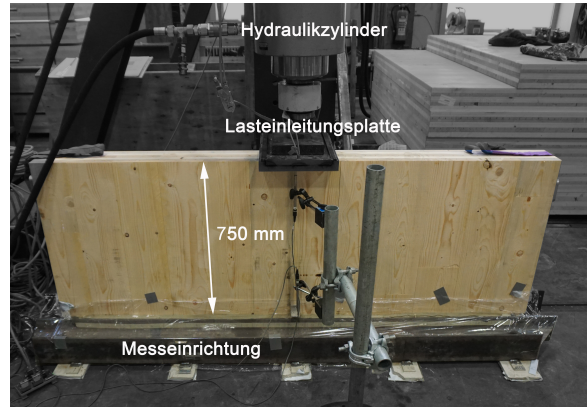
(a) Einheben der Messeinrichtung in das Mörtelbett



(b) Messeinrichtung mit angeschlossenen DMS



(c) Messeinrichtung mit Folie und Vergussmörtel



(d) fertig montierter Prüfkörper

Abbildung 7.17: Montageablauf



Abbildung 7.18: Hydraulikzylinder und Lasteinleitung

7.5.3 Versuchsdurchführung

7.5.3.1 Belastung

Jeder Versuchskörper wurde planmäßig mit drei Laststufen belastet. Diese wurden entsprechend dem Bemessungswert der Holzdruckfestigkeit unter kurzer und ständiger Einwirkung festgelegt. Außerdem wurde eine Laststufe mit der Hälfte des Bemessungswertes unter ständiger Einwirkung verwendet, um eine nur teilweise Auslastung des Holzquerschnittes zu repräsentieren (Tabelle 7.6). Die auf den Nettoquerschnitt der Längslagen aufgebrauchte Druckspannung betrug:

$$f_{c,netto} = f_{c,0,d} = \frac{f_{c,0,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \quad (7.8)$$

Daraus ergibt sich die jeweilige Druckkraft:

$$F = A_{netto} \cdot f_{c,netto} \quad (7.9)$$

mit:

$f_{c,netto}$	auf A_{netto} aufgebrauchte Druckspannung [N/mm^2]
A_{netto}	Nettoquerschnitt der Längslagen unter der Lasteinleitungsplatte [mm^2]
$f_{c,0,d}$	Bemessungswert der Holzdruckfestigkeit [N/mm^2]
$f_{c,0,k}$	charakteristischer Wert der Holzdruckfestigkeit, hier: $f_{c,0,k} = 21,0 N/mm^2$
k_{mod}	Modifikationsbeiwert, nach Tabelle 7.6
γ_m	Materialsicherheitsbeiwert, hier: $\gamma_m = 1,3$

Die Belastung wurde in Anlehnung an EN 408 so aufgebracht, dass die jeweilige Maximallast nach 300 s erreicht wurde. Nach weiteren 300 s Wartezeit bei konstanter Last wurden dann die jeweiligen Messwerte der Dehnmessstreifen aufgezeichnet. Die Druckspannungen und Laststufen sind in Tabelle 7.6, die zugehörigen Druckkräfte in Tabelle 7.7 dargestellt. Laststufe 3 bei Versuch Nr. 1 konnte nicht durchgeführt werden, da die Tragfähigkeit der Halterung des Hydraulikzylinders diese nicht zuließ (vgl. Tabelle 7.7).

Tabelle 7.6: Druckspannungen in den Laststufen 1 - 3

Laststufe	Druckspannung $f_{c,netto}$ [N/mm^2]	Begründung	k_{mod}
1	4,9	50 % von Laststufe 2	0,6
2	9,7	ständige Einwirkung	0,6
3	14,5	kurze Einwirkung	0,9

Tabelle 7.7: Druckkräfte in den Laststufen 1 - 3

Versuch Nr.	A_{netto} [N/mm^2]	Laststufe	Kraft F [kN]
1	45.000	1	220
		2	441
		3	654 *)
2	30.600	1	148
		2	297
		3	445
3	30.600	1	148
		2	297
		3	445

*) aus technischen Gründen entfallen.

7.5.3.2 Umrechnung der gemessenen Dehnungen in Spannungen im Holz

Nach den Versuchen wurden die gemessenen Stauchungen im Stahl in die gesuchten Druckspannungen im Holz umgerechnet. Dies erfolgte nach folgender Vorgehensweise:

Die Stauchung im Messelement i infolge vertikaler Druckspannung ist:

$$\varepsilon_i = \frac{(\varepsilon_{1,i} + \varepsilon_{2,i})}{2} \quad (7.10)$$

Hieraus ergibt sich die Druckspannung im Stahl:

$$\sigma_{Stahl,i} = E_{Stahl} \cdot \varepsilon_i \cdot k_i \quad (7.11)$$

Mit der Querschnittsfläche des jeweiligen Messelements wird die Druckkraft bestimmt:

$$F_i = \sigma_{Stahl,i} \cdot A_{Stahl,i} \quad (7.12)$$

Mit der Fläche der Längslagen des Brettspertholzes ergibt sich die Netto-Druckspannung im Holz:

$$\sigma_{Holz,netto,i} = \frac{F_i}{\sum t_L \cdot l_i} \quad (7.13)$$

mit:

$\varepsilon_{1,i}, \varepsilon_{2,i}$	gemessene Stauchungen der DMS auf beiden Seiten der Messeinrichtung
ε_i	Stauchung im Messelement i infolge von Druckspannungen im Stahl
E_{Stahl}	angenommener Elastizitätsmodul des Stahls, $E_{Stahl} = 200.000 \text{ N/mm}^2$
k_i	Korrekturfaktor nach Abschnitt 7.5.2.1
$\sigma_{Stahl,i}$	Druckspannung im Messelement i [N/mm^2]
F_i	Druckkraft im Messelement i [N]
$A_{Stahl,i}$	Stahlquerschnitt des Messelementes i [mm^2], $A_{Stahl,i} = l_i \cdot t$, $t = 8,0 \text{ mm}$
$\sigma_{Holz,netto,i}$	Druckspannung in den Längslagen des Brettsperrholzes [N/mm^2]
$\sum t_L$	Gesamtstärke der Längslagen des Brettsperrholzes [mm]
l_i	Länge des Messelements i (vgl. Abschnitt 7.5.2.1) [mm]

Die Berechnung der Spannungen erfolgte unter der Annahme eines Elastizitätsmoduls des Stahls $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$. Die Spannungen sind daher keine exakten Absolutwerte, da hierzu der tatsächliche Elastizitätsmodul bestimmt werden müsste. Für den gesuchten Lastausbreitungswinkel kommt es allerdings nur auf die qualitative Verteilung über die Länge der Messeinrichtung an, so dass hierauf verzichtet wurde.

7.5.3.3 Kurvenanpassung und Ermittlung des Lastausbreitungswinkels

Direktes Versuchsergebnis nach Umrechnung entsprechend Abschnitt 7.5.3.2 waren für jeden Versuch und jede Laststufe Diagramme der Druckspannungen $\sigma_{Holz,netto,i}$ in den Längslagen des Brettsperrholzes (graue Balken in den Abbildungen 7.20 und 7.21). Um den gesuchten Lastausbreitungswinkel ermitteln zu können war es erforderlich, diese Messwerte in eine mathematisch definierte, stetige Kurve zu überführen (schwarze Kurven in o. g. Abbildungen). Die Kurvenanpassung erfolgte mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate mit Hilfe der Software *OriginPro 2017* (vgl. auch [Färber 2017]). Von dieser Kurve wurde dann das Integral gebildet und der Punkt auf der x -Achse mit 95 % abgedeckter Kraft bestimmt. Diese Vorgehensweise entspricht dem in den Abschnitten 7.3.1 und 7.4.2.2 erläuterten Prinzip. Als Kurvenform gewählt wurde eine Glockenkurve des Typs:

$$\sigma(x) = a \cdot e^{-\left(\frac{x}{b}\right)^2} \quad (7.14)$$

mit:

$\sigma(x)$	Spannung im Holz an der Stelle x (entspricht $\sigma_{Holz,netto,i}$)
a, b	Kurvenparameter
e	Euler'sche Zahl
x	normierte x -Koordinate, $x = b_i/h$, $h =$ Scheibenhöhe
b_i	Abstand der Mitte des Messelements i von der vertikalen Mittelachse

7.5.4 Ergebnisse

Die nach Abschnitt 7.5.3.2 ermittelten Druckspannungen $\sigma_{Holz,netto,i}$ in den Längslagen des Brettsperrholzes und die darauf angepassten Kurven nach Gleichung 7.14 sind in den Abbildungen 7.20 und 7.21 grafisch dargestellt. Abbildung 7.19 zeigt die daraus bestimmten Lastausbreitungswinkel in Abhängigkeit des Querlagenanteils. Die Parameter a und b aus Gleichung 7.14 und die Bestimmtheitsmaße R^2 sind in Tabelle 7.8 zusammengefasst.

Laststufe 3 ergibt die kleinsten Winkel α , Laststufe 2 mittlere und Laststufe 1 die größten. Insgesamt liegen die ermittelten Lastausbreitungswinkel zwischen 21° und 30° . Bei Laststufe 1 steigt der Lastausbreitungswinkel deutlich mit dem Querlagenanteil an, bei den anderen beiden Laststufen ist dieser Effekt weniger stark ausgeprägt.

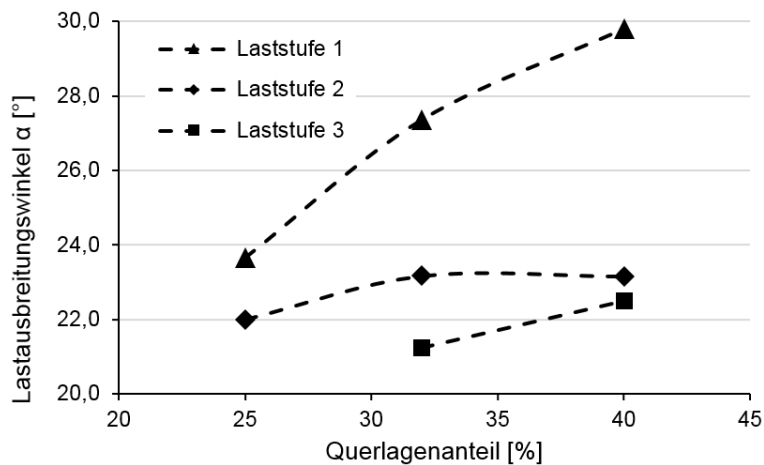
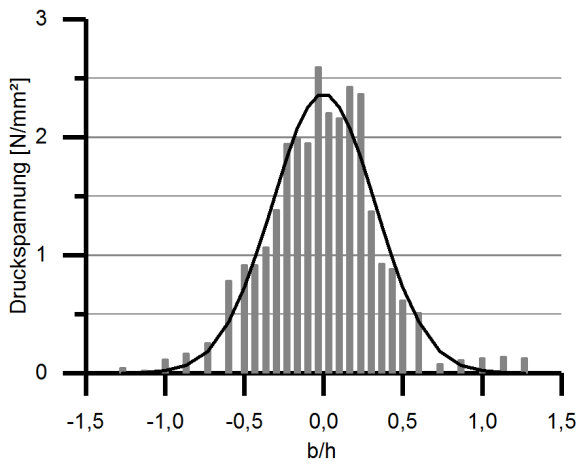


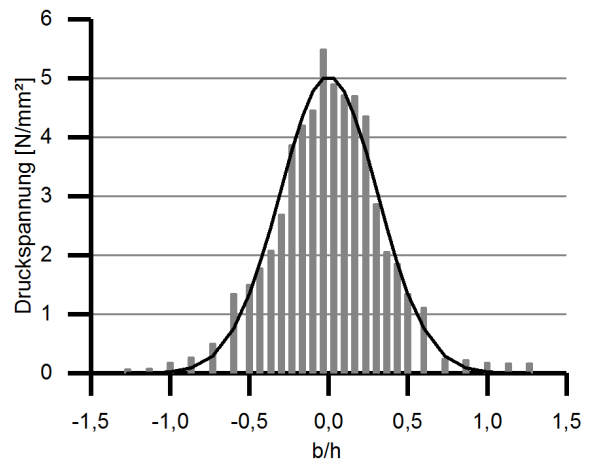
Abbildung 7.19: Lastausbreitungswinkel α in Abhängigkeit des Querlagenanteils

Tabelle 7.8: Kurvenparameter a und b aus Gleichung 7.14 und Bestimmtheitsmaß R^2

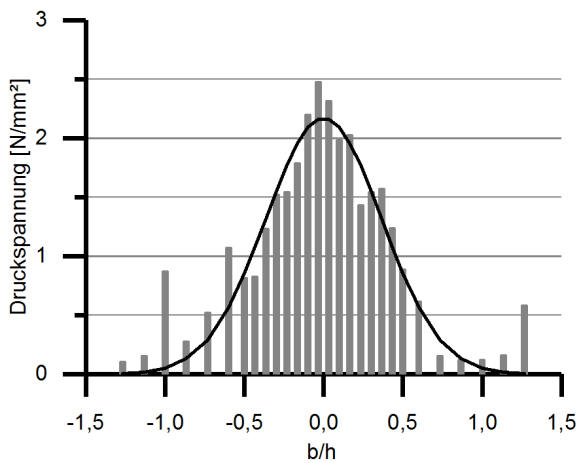
Versuch	1			2			3		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
a	2,365	5,03	-	2,171	4,823	7,521	2,361	4,820	7,471
b	0,461	0,436	-	0,518	0,453	0,425	0,558	0,453	0,443
R^2	0,945	0,975	-	0,953	0,970	0,978	0,921	0,971	0,973



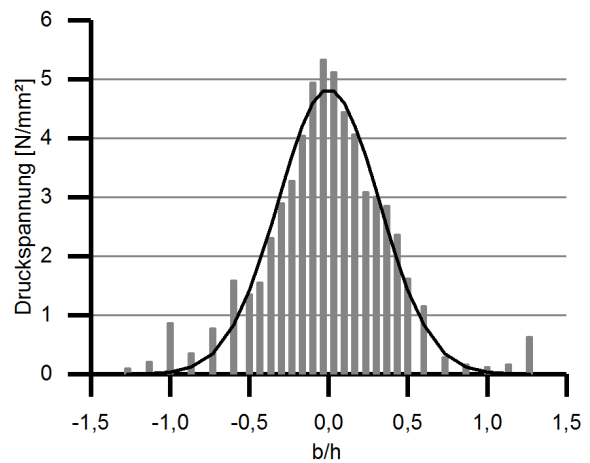
(a) Versuch 1, Laststufe 1



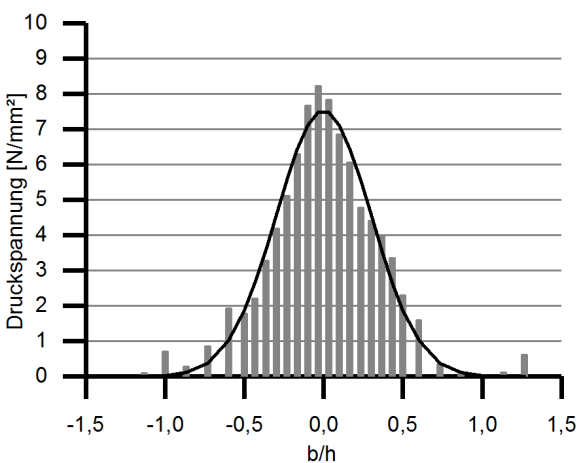
(b) Versuch 1, Laststufe 2



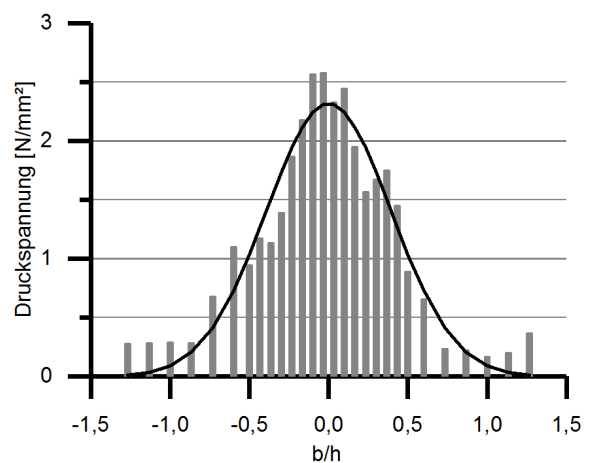
(c) Versuch 2, Laststufe 1



(d) Versuch 2, Laststufe 2



(e) Versuch 2, Laststufe 3



(f) Versuch 3, Laststufe 1

Abbildung 7.20: Druckspannungsverteilung in den Längslagen des Brettspertholzes

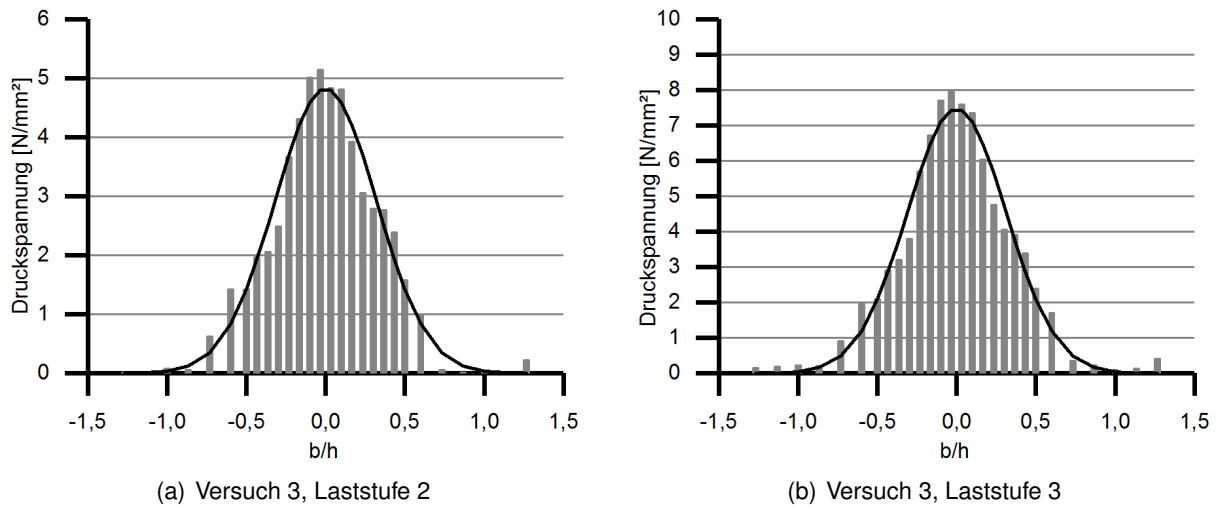


Abbildung 7.21: Druckspannungsverteilung in den Längslagen des Brettspertholzes

7.6 Vergleich zwischen Experiment und Rechnung

Für den Vergleich mit den Rechenergebnissen aus Abschnitt 7.4 wurden die experimentellen Ergebnisse der Laststufe 2 genutzt, da die dabei aufgebrachte Druckspannung derjenigen in der Finite-Elemente-Studie entspricht. Die ermittelten Winkel aus Rechnung und Experiment sind in Tabelle 7.9 zusammengefasst:

Tabelle 7.9: Lastausbreitungswinkel aus Rechnung und Experiment (Laststufe 2)

Querlagenanteil [%]	Lastausbreitungswinkel α [°]	
	Rechnung	Experiment
10	21	–
20	23	–
25	–	22
30	25	–
32	–	23
40	27	23
50	28	–

Sowohl im Versuch als auch in der Finite-Elemente-Studie nimmt der Lastausbreitungswinkel mit dem Querlagenanteil zu. Dieser Effekt ist im Versuch bei den größeren Laststufen weniger deutlich ausgeprägt. Insgesamt sind die im Experiment ermittelten Winkel etwas kleiner als in der Rechnung. Bei der Bewertung der Differenzen ist allerdings die horizontale Auflösung der Messeinrichtung aufgrund der Breite der einzelnen Messelemente von 50 mm bzw. 100 mm zu berücksichtigen. Unter

Berücksichtigung dieses Einflusses stimmen die rechnerisch und experimentell bestimmten Lastausbreitungswinkel gut überein. Die Unterschiede der aus allen Rechenmodelle und Versuchen bestimmten Winkel sind eher gering. Für gebräuchliche Querlagenanteile von 20 % bis 40 % liegen die Lastausbreitungswinkel bei $23^\circ \leq \alpha \leq 27^\circ$.

7.7 Fazit

In diesem Kapitel wurde mit Hilfe einer rechnerischen Parameterstudie und einer Serie mechanischer Versuche der Lastausbreitungswinkel in Brettsperrholzscheiben untersucht. Die Verteilung der Druckspannungen in Schnitten orthogonal zur Krafrichtung hat im Fall einer ungestörten Scheibe mit mittiger Krafteinleitung die Form einer Glockenkurve. Die Breite, Form und der Spitzenwert dieser Verteilung ist im wesentlichen abhängig von den folgenden Parametern:

- Dem Querlagenanteil Q ,
- dem Vorliegen einer Schmalseitenverklebung der einzelnen Bretter,
- dem Abstand von der Lasteinleitung zur betrachteten Schnittebene bzw. der Wandhöhe h .

Besonders stark wirkt sich als äußerer Einfluss die Nachgiebigkeit der Auflagerung am Scheibenrand bzw. am Wandfuß aus. Je „weicher“ diese Auflagerung ist, umso breiter verteilt sich die eingeleitete Kraft. Dieser Einfluss übertrifft in typischen praktischen Anwendungsfällen den Effekt aller anderen Parameter (Abschnitt 7.3.2). Die in dieser Arbeit bestimmten Winkel gehen von der Annahme einer *ideal starren* Auflagerung aus und sind daher in realen Anwendungen mit endlicher Auflagersteifigkeit größer als angegeben.

In Abschnitt 7.3 wurden zwei unterschiedliche Definitionen des Lastausbreitungswinkels verglichen. Der für diese Arbeit ausgewählte Ansatz geht von einer gemittelten Druckspannung über die volle Breite der Verteilung aus. Diese Lösung orientiert sich an an der üblichen Vorgehensweise im Stahl-, Beton- und Mauerwerksbau.

Aufgrund der eher kleinen Unterschiede der ermittelten Lastausbreitungswinkel und des vergleichsweise großen Einflusses der in der Baupraxis oft nur näherungsweise bestimmbar Auflagersteifigkeit kann unter folgenden Bedingungen die Verwendung eines einheitlichen Lastausbreitungswinkels $\alpha = 25^\circ$ empfohlen werden:

- Verwendung von Brettsperrholz mit oder ohne Schmalseitenverklebung mit mindestens 20 % Querlagenanteil,
- die Lasteinleitung erfolgt in Richtung einer der beiden Brettlagenrichtungen,
- die Wandscheibe ist im Bereich der Lastausbreitung vollständig aufgelagert,
- die Wandhöhe beträgt maximal 5,0 m.

8 Zusammenfassung und Ausblick

In dieser Arbeit wurde untersucht, wie Brettsperrholzkonstruktionen mit Spannstahlritzen bzw. -stäben in Scheibenebene vorgespannt werden können. Die Spannglieder werden für diese Bauweise in zentrischen Spannkanälen in den Brettsperrholzscheiben ohne Verbund eingebaut. Das Ziel der Vorspannung ist, Zugkräfte in aussteifenden Wandscheiben hoher Geschossbauwerke aufzunehmen bzw. abhebende Kräfte zu überdrücken. Auf diese Weise kann ein Aufklaffen horizontaler Bauteilfugen vermieden und die erforderliche Tragfähigkeit und damit Anzahl von mechanischen Verbindungsmitteln reduziert werden. Zudem kann sich durch den Wegfall der Nachgiebigkeit von Bauteilfugen die horizontale Steifigkeit des Bauwerks erhöhen.

Auf Basis theoretischer und praktischer Untersuchungen wurden in dieser Arbeit Konstruktions- und Bemessungsregeln für die vorgespannte Brettsperrholzbauweise entwickelt. Diese gehen insbesondere auf die folgenden Teilaspekte ein:

- Die Herstellungsmethode der erforderlichen Spannkanäle und die zweckmäßige Auswahl von Spannsystemen,
- den Umgang mit zeitabhängigen Spannkraftverlusten und der Größe von Kriechverformungen,
- den Entwurf von formschlüssigen Plattenstößen,
- die Bemessung von Spanngliederankerungen,
- das Stabilitätsverhalten vorgespannter Brettsperrholzkonstruktionen sowie
- die Ermittlung des Lastausbreitungswinkels unter konzentrierten Einzellasten.

Zur Herstellung der Spannkanäle wurde eine Methode praktisch erprobt, bei der entsprechende Aussparungen direkt im Lagenaufbau der Brettsperrholzplatten vorgesehen werden und keine nachträgliche, mechanische Bearbeitung durch Fräsen oder Bohren erforderlich ist.

Einen erheblichen Anteil an den Spannkraftverlusten vorgespannter Holztragwerke haben die Kriechverformungen des Holzes. Um das Kriechverhalten von Brettsperrholz unter Druckspannungen längs zur Faser zu ermitteln, wurde eine Serie von Kriechversuchen in verschiedenen Belastungsgraden und klimatischen Randbedingungen an originalmaßstäblichen Versuchskörpern durchgeführt. Hierbei wurde festgestellt, dass die Kriechverformungen deutlich geringer waren als erwartet. Auf Basis dieser Versuche wurden Kriechzahlen für Holz unter Druckspannungen in Faserrichtung angegeben.

Die Aufnahme von Zugkräften durch die Spannglieder ermöglicht den Einsatz horizontaler Bauteilfugen mit formschlüssigen, „gesteckten“ in der Regel nicht zugtragfähigen Verbindungen unter weitgehendem Verzicht auf mechanische Verbindungsmittel. Auf Basis einer rechnerischen Parameterstudie und einer Versuchsserie wurden Konstruktions- und Bemessungsregeln für solche Verbindungen abgeleitet. Diese sind für die vorgespannte Bauweise besonders geeignet, können aber prinzipiell auch in nicht vorgespannten Tragwerken eingesetzt werden.

Bei der Bemessung der Ankerplatten an den Verankerungspunkten von Spanngliedern kann eine lokal erhöhte Druckfestigkeit des Holzes angesetzt werden. Hierdurch werden kleinere und daher wirtschaftlichere Abmessungen der Ankerplatten ermöglicht. Die Druckfestigkeit von Brettsperrholz an konzentrierten Lasteinleitungen in Scheibenebene wurde anhand einer Versuchsserie experimentell ermittelt.

Das Stabilitätsverhalten von druckbeanspruchten Brettsperrholzscheiben wird durch die Flächentragwirkung bestimmt. Es ist daher häufig zweckmäßig, anstelle der üblichen Knicknachweise für stabförmige Bauteile die Stabilität am räumlichen System nachzuweisen. Ein Kapitel dieser Arbeit enthält eine Zusammenstellung und Vergleichsbetrachtung der verschiedenen Möglichkeiten zur Führung von Stabilitätsnachweisen. Zu beachten ist dabei der Einfluss der intern geführten Spannglieder, welcher in zwei Knickversuchen untersucht wurde.

Insbesondere für solche Stabilitätsnachweise wird als Eingangsgröße in der Regel die Druckspannungsverteilung in einer Wandscheibe benötigt. Um diese rechnerisch bestimmen zu können, wurde mit Hilfe einer rechnerischen Parameterstudie und Bauteilversuchen der Lastausbreitungswinkel unter Einzellasten in Scheibenebene bestimmt.

Die vorgespannte Brettsperrholzbauweise bietet ein hohes Innovations- und Entwicklungspotential und kann in Zukunft zu verbesserten Tragwerksentwürfen für hohe Geschossbauten und Türme aus Brettsperrholz beitragen. In dieser Arbeit wurden einige der dabei auftretenden technischen Fragestellungen theoretisch und praktisch untersucht. Die Ergebnisse sollen einen Beitrag dazu leisten, die Vorteile vorgespannter Tragwerke auch für Brettsperrholzkonstruktionen nutzen zu können. Wünschenswert für die weitere Entwicklung wären einige reale Anwendungen in der Praxis und deren wissenschaftliche Begleitung und Langzeitbeobachtung. Aus solchen Erfahrungen könnte der aktuelle Stand der Wissenschaft zu einem zukünftig verbesserten Stand der Technik weiterentwickelt werden.

Literaturverzeichnis

- [Aondio 2014] AONDIO, P.: *Berechnung von Zylinderschalen aus Holz unter Berücksichtigung der Spannungsrelaxation*. München, TU München, Dissertation, 2014
- [Augustin et al. 2014] AUGUSTIN, M. ; BOGENSPERGER, T. ; SCHICKHOFER, G. ; THIEL, A.: *Lasteinleitung in Wandscheiben aus BSP - Bestimmung der wirksamen Lastverteilungsbreite*. 2014
- [Becker und Rautenstrauch 1998] BECKER, P. ; RAUTENSTRAUCH, K. ; GÖRLACHER, R. (Hrsg.): *Deformation and stability of columns of viscoelastic material wood: CIB W-18 Meeting 31, Paper 31-2-1*. 1998
- [Becker und Rautenstrauch 2001] BECKER, P. ; RAUTENSTRAUCH, K.: Time-dependent material behavior applied to timber columns under combined loading. Part II: Creep-buckling. In: *European Journal of Wood and Wood Products* 59 (2001), Nr. 6, S. 491–495. – ISSN 0018-3768
- [Becker 2002] BECKER, Peter: *Modellierung des zeit- und feuchteabhängigen Materialverhaltens zur Untersuchung des Langzeittragverhaltens von Druckstäben aus Holz*. Weimar, Bauhaus-Universität Weimar, Dissertation, 2002
- [Bert 2015] BERT, Christopher: *Entwicklung eines vertikal vorgespannten Turmes aus Brettsperrholz als Tragkonstruktion einer Windkraftanlage*. München, Technische Universität München, Masterarbeit, 2015
- [Blaß 1987] BLASS, H. J.: *Tragfähigkeit von Druckstäben aus Brettschichtholz unter Berücksichtigung streuender Einflussgrößen*. Karlsruhe, Universität Fridericiana Karlsruhe, Dissertation, 1987
- [Blaß 1988] BLASS, H. J.: Einfluß des Kriechens auf die Tragfähigkeit von Holzdruckstäben. In: *Holz als Roh- und Werkstoff* 46 (1988), Nr. 11, S. 405–411
- [Blaß et al. 2004] BLASS, H. J. ; EHLBECK, Jürgen ; KREUZINGER, H. ; STECK, G. ; DGFH DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR HOLZFORSCHUNG (Hrsg.): *Erläuterungen zu DIN 1052:2004-08: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken*. 2004
- [Blaß et al. 1995] BLASS, H. J. (Hrsg.) ; GÖRLACHER, R. (Hrsg.) ; STECK, G. (Hrsg.): *Holzbauwerke STEP 1: Bemessung und Baustoffe*. Düsseldorf : Fachverlag Holz, 1995
- [Bogensperger 2014] BOGENSPERGER, T. ; TU GRAZ (Hrsg.): *Lasteinleitung in Wandscheiben aus BSP - Bestimmung der wirksamen Lastverteilungsbreite: Kurzfassung und Anwendungsbeispiel*. 2014
- [Bogensperger und Augustin 2016] BOGENSPERGER, T. ; AUGUSTIN, M. ; TU GRAZ (Hrsg.): *Konzentrierte Lasteinleitung in Brettsperrholz-Scheiben: Entwurf für Beitrag in Bautechnik*. 2016
- [Brandner 2015] BRANDNER, R. et al.: Cross Laminated Timber (CLT) - Overview and Development: Manuscript Draft. In: *European Journal of Wood and Wood Products* (2015)
- [Brandner et al. 2018] BRANDNER, Reinhard (Hrsg.) ; TOMASI, Roberto (Hrsg.) ; MOOSBRUGGER, Thomas (Hrsg.) ; SERRANO, Erik (Hrsg.) ; DIETSCH, Philipp (Hrsg.): *Properties, Testing and Design*

- of Cross Laminated Timber: A state-of-the-art report by COST Action FP1402/ WG 2*. 1. Auflage. Herzogenrath : Shaker, 2018 (Berichte aus dem Bauwesen). – ISBN 9783844061437
- [Buchanan 2008] BUCHANAN, A. et a.: Multi-Storey Prestressed Timber Buildings in New Zealand. In: *Structural Engineering International* (2008)
- [Buri 2007] BURI, Hani ; ECOLE POLYTECHNIQUE FEDERALE DE LAUSANNE (Hrsg.): *Origami Faltwerke aus Holzwerkstoffplatten: Schlussbericht Holz 21*. 2007
- [Christoph und Brettel 1977] CHRISTOPH, N. ; BRETTEL, G.: Untersuchungen zur Wärmedehnung von Holz in Abhängigkeit von Rohdichte und Temperatur. In: *Holz als Roh- und Werkstoff* 35 (1977), Nr. 3, S. 99–108. – ISSN 0018-3768
- [Conzett und Mostafavi 2006] CONZETT, J. (Hrsg.) ; MOSTAFAVI, M. (Hrsg.): *Structure as space: Engineering and architecture in the works of Jürg Conzett and his partners*. London : Architectural Association, 2006. – ISBN 978-1-902902-01-2
- [DAfStb 2010] DAFSTB: *DAfStb-Heft*. Bd. 525: *Erläuterungen zu DIN 1045-1*. 2nd ed. Berlin : Beuth, 2010. – ISBN 9783410650546
- [Ehlbeck und Blaß 1987] EHLBECK, J. ; BLASS, H. J.: Imperfektionsannahmen für Holzdruckstäbe. In: *Holz als Roh- und Werkstoff* 45 (1987), Nr. 6, S. 231–235. – ISSN 0018-3768
- [Ehlbeck und Blumer 1985] EHLBECK, Jürgen (Hrsg.) ; BLUMER, Hermann (Hrsg.): *Ingenieurholzbau in Forschung und Praxis: Karl Möhler gewidmet*. 2. Aufl. Karlsruhe : Bruderverlag, 1985. – ISBN 978-3871040498
- [Färber 2017] FÄRBER, Alina: *Auswertung von Versuchen zum Lastausbreitungswinkel von Brettspertholz*. München, TU München, Bachelor's Thesis, 2017
- [Feldmann 2015] FELDMANN, A.: *Dynamic Properties of Tall Timber Structures under Wind-induced Vibration*. München, TU München, Master's Thesis, 2015
- [Fragiacomo und Batchelar 2012] FRAGIACOMO, Massimo ; BATCHELAR, Mark: Timber Frame Moment Joints with Glued-In Steel Rods. II: Experimental Investigation of Long-Term Performance. In: *Journal of Structural Engineering* 138 (2012), Nr. 6, S. 802–811. – ISSN 0733-9445
- [Frangi und et al. 2015] FRANGI, Andrea ; ET AL. ; TIMBER SCIENTIFIC PUBLISHING (Hrsg.): *Design of timber members subjected to axial compression or combined axial compression and bending based on 2nd order theory: Proceedings of INTER Meeting 48, Paper 48-02-02*. 2015
- [Frese et al. 2012] FRESE, Matthias ; ENDERS-COMBERG, Markus ; BLASS, Hans J. ; GLOS, Peter: Compressive strength of spruce glulam. In: *European Journal of Wood and Wood Products* 70 (2012), Nr. 6, S. 801–809. – ISSN 0018-3768
- [Gamper et al. 2014] GAMPER, A. ; DIETSCH, P. ; WINTER, S. ; TU MÜNCHEN (Hrsg.): *Gebäudeklima - Langzeitmessung zur Bestimmung der Auswirkungen auf Feuchtegradienten in Holzbauteilen: Schlussbericht für das Forschungsvorhaben*. 2014

- [Glos et al. 1987] GLOS, P. ; HEIMESHOF, B. ; KELLETSHOFER, W.: Einfluss der Belastungsdauer auf die Zug- und Druckfestigkeit von Fichten-Brettlamellen. In: *Holz als Roh- und Werkstoff* 45 (1987), Nr. 6, S. 243–249. – ISSN 0018-3768
- [Gräfe et al. 2018] GRÄFE, M. ; DIETSCH, P. ; HIPPER, A. ; WILD, M. ; WINTER, S. ; TU MÜNCHEN (Hrsg.): *Vorspannung von Brettsperrholzkonstruktionen: Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben*. 2018
- [Gressel 1983a] GRESSEL, P. ; VERSUCHSANSTALT FÜR STAHL, HOLZ UND STEINE (Hrsg.): *Rheologisches Verhalten von Holz: Anhang zum Abschlussbericht*. 1983
- [Gressel 1983b] GRESSEL, P. ; VERSUCHSANSTALT FÜR STAHL, HOLZ UND STEINE (Hrsg.): *Rheologisches Verhalten von Holz und Holzwerkstoffen: Abschlussbericht*. 1983
- [Gressel 1984] GRESSEL, P.: Kriechverhalten von Holz und Holzwerkstoffen: Folgerungen für den Formänderungsnachweis nach DIN 1052. In: *bauen mit holz* (1984), Nr. 4, S. 216–223
- [Hanhijärvi 1995] HANHIJÄRVI, A.: Deformation kinetics based rheological model for the time-dependent and moisture induced deformation of wood. In: *Wood Science and Technology* 29 (1995), Nr. 3. – ISSN 0043-7719
- [Härtel 2000] HÄRTEL, J.: *Fortschritt-Berichte VDI Reihe 4, Bauingenieurwesen*. Bd. 159: *Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Kriechverhalten hölzerner Druckstäbe unter baupraktischen Bedingungen*. Düsseldorf : VDI-Verlag, 2000. – ISBN 3-18-315904-X
- [Hartnack 2004] HARTNACK, Ralf: *Langzeittragverhalten von druckbeanspruchten Bauteilen aus Holz*. Weimar, Bauhaus-Universität Weimar, Dissertation, 2004
- [Hertel 1960] HERTEL, Heinrich: *Leichtbau: Bauelemente, Bemessungen und Konstruktionen von Flugzeugen und anderen Leichtbauwerken*. Berlin, Heidelberg and s.l. : Springer Berlin Heidelberg, 1960. – URL <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-642-52843-9>. – ISBN 978-3-642-52844-6
- [Hipper 2017] HIPPER, A.: *Entwicklung von formschlüssigen Bauteilstößen für vorgespannte Bauteile aus Brettsperrholz*. München, TU München, Master's Thesis, 2017
- [Hirt und Bez 1998] HIRT, Manfred A. ; BEZ, Rolf: *Stahlbau: Grundbegriffe und Bemessungsverfahren*. Lausanne and Berlin : PPUR Akad. Verl. and Ernst, 1998. – ISBN 3433017611
- [Holz-Kurier 1975] HOLZ-KURIER: Erstmals vorgespannter Holzleimbau. In: *Holz-Kurier* (1975), Nr. 30, S. 19–20
- [Holz-Kurier 1976] HOLZ-KURIER: Holzmessehalle - Der Kracher blieb aus. In: *Holz-Kurier* 31 (1976), Nr. 3, S. 19–20
- [Informationsdienst Holz 1995] INFORMATIONSDIENST HOLZ (Hrsg.): *STEP 3 - Bemessungsgrundlagen und Materialeigenschaften*. Düsseldorf : Fachverlag Holz, 1995
- [Itani et al. 1986] ITANI, Rafik Y. ; GRIFFITH, Michael C. ; HOYLE, Robert J.: The Effect of Creep on Long Wood Column Design and Performance. In: *Journal of Structural Engineering* 112 (1986), Nr. 5, S. 1097–1114. – ISSN 0733-9445

- [Janssen 2014] JANSSEN, K. et a. ; ROHRIG, K. (Hrsg.): *Wind Energy Report Germany 2014*. 2014
- [Jöbstl und Schickhofer 2007] JÖBSTL, R. ; SCHICKHOFER, G.: Comparative Examianation of Creep of GLT- and CLT-Slabs in Bending. In: *CIB-W18 Meeting 40, Bled, Slovenia (2007)*
- [Keskisalo 2018] KESKISALO, M.: Use of tension rods in wood construction - 14 storeys with laminated veneer lumber as shear walls: Lighthouse loensuu. In: *24. Internationales Holzbau Forum IHF 2018 (2018)*
- [Kindmann 2008] KINDMANN, Rolf: *Bauingenieur-Praxis*. Bd. v.2: *Stahlbau: Teil 2, Stabilität und Theorie II. Ordnung*. Hoboken : Wiley-VCH, 2008. – ISBN 9783433018361
- [Klöppel et al. 2001] KLÖPPEL, Kurt ; SCHEER, Joachim ; MÖLLER, Karl H.: *Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten*. Reprint. Berlin : Ernst, 2001. – ISBN 978-3433028285
- [Knippers et al. 2012] KNIPPERS, J. ; MENGES, A. ; GABLER, M. ; LA MAGNA, R. ; REICHERT, S. ; SCHWINN, T. ; WAIMER, Frederic: Von den Seeigeln lernen. In: *bauen mit holz (2012)*, Nr. 6, S. 24–27
- [Köhler 2008] KÖHLER, J. ; CIB-W18, Meeting 4. (Hrsg.): *On the role of stiffness properties for ultimate limit state design of slender columns: Paper 41-1-1*. 2008
- [Kollmann 1964] KOLLMANN, Franz: Über die Beziehungen zwischen rheologischen und Sorptions-Eigenschaften (am Beispiel von Holz). In: *Rheologica Acta* 3 (1964), Nr. 4, S. 260–270. – ISSN 0035-4511
- [Kollmann 1982] KOLLMANN, Franz: *Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe*. 2. Aufl. Berlin : Springer, 1982. – ISBN 978-3540117780
- [Kordina 1983] KORDINA, K. ; TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG (Hrsg.): *Untersuchung der Möglichkeiten des Einsatzes der Vorspannung ohne Verbund: Schlussbericht*. 1983
- [Krenn et al. 2016] KRENN, H. ; MOOSBRUGGER, T. ; BOGENSPERGER, T. ; TU-MV MEDIA VERLAG (Hrsg.): *Stability of cross-laminated timber (CLT) beams: In. Proceedings of the WCTE 2016 Conference*. 2016
- [Kreuzinger und Mohr 1995] KREUZINGER, H. ; MOHR, B. ; ABSATZFÖRDERUNGSFONDS DER DEUTSCHEN FORSTWIRTSCHAFT (Hrsg.): *QS-Holzplattenbrücken: Informationdienst Holz - Holzbau Handbuch: Reihe 1, Teil 9, Folge 4*. 1995
- [Krieg 2015] KRIEG, O. D.: Roboterfertigung: Entwicklung und Tendenzen im Holzbau. In: *21. Internationales Holzbauforum IHF 2015 (2015)*
- [Lamb et al. 2014] LAMB, S. ; KWOK, K.C.S. ; WALTON, D.: A longitudinal field study of the effects of wind-induced building motion on occupant wellbeing and work performance. In: *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 133 (2014), S. 39–51. – ISSN 01676105
- [Leonhardt 1980] LEONHARDT, Fritz: *Vorlesungen über Massivbau: Fünfter Teil Spannbeton*. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg, 1980

- [Lißner und Rug 2016] LISSNER, Karin (Hrsg.) ; RUG, Wolfgang (Hrsg.): *Der Eurocode 5 für Deutschland Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten ; Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*. 1. Auflage, 2016, Kommentierte Fassung. Berlin and Berlin and Wien and Zürich : Ernst & Sohn Verlag and Beuth, 2016. – ISBN 9783410248385
- [Max Bögl Wind AG 2018] MAX BÖGL WIND AG ; MAX BÖGL WIND AG (Hrsg.): *Hybridturm System Max Bögl*. 2018
- [Mestek und Winter 2010] MESTEK, P. ; WINTER, S. ; LANDESBEIRAT HOLZ BADEN-WÜRTTEMBERG E.V. (Hrsg.): *Berechnung und Bemessung von Brettsperrholz - Ein Überblick: Fachtagung Holzbau, Seiten 23 - 40*. 2010
- [Mestek 2011] MESTEK, Peter: *Punktgestützte Flächentragwerke aus Brettsperrholz (BSP) – Schubbemessung unter Berücksichtigung von Schubverstärkungen*. München, Technische Universität München, Dissertation, 2011
- [Möhler und Maier 1970] MÖHLER, K. ; MAIER, G.: Kriech- und Relaxations-Verhalten von lufttrockenem und nassem Fichtenholz bei Querdruckbeanspruchung. In: *European Journal of Wood and Wood Products* 28 (1970), Nr. 1, S. 14–20. – ISSN 0018-3768
- [Moliński und Raczkowski 1988] MOLIŃSKI, W. ; RACZKOWSKI, J.: Creep of wood in bending and non-symmetrical moistening. In: *Holz als Roh- und Werkstoff* 46 (1988), Nr. 12, S. 457–460. – ISSN 0018-3768
- [Möller 2007] MÖLLER, Gunnar: Zur Traglastermittlung von Druckstäben im Holzbau. In: *Bautechnik* 84 (2007), Nr. 5, S. 329–334. – ISSN 0932-8351
- [Moorkamp et al. 2001] MOORKAMP, W. ; BECKER, P. ; SCHELLING, W. ; RAUTENSTRAUCH, K. ; CIB-W18 (Hrsg.): *Long-term experiments with columns: Results and possible consequences on design*. 2001
- [Morlier 2007] MORLIER, Pierre (Hrsg.): *Creep in Timber Structures*. New York : Taylor & Francis, 2007
- [Neuhaus 2017] NEUHAUS, Helmuth: *Ingenieurholzbau: Grundlagen - Bemessung - Nachweise - Beispiele*. 4. Auflage. Wiesbaden : Springer Vieweg, 2017 (Lehrbuch). – ISBN 978-3-658-14177-6
- [Niemz und Sonderegger 2017] NIEMZ, Peter ; SONDEREGGER, Walter U.: *Holzphysik: Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe*. München : Fachbuchverlag Leipzig im Carl Hanser Verlag, 2017. – ISBN 978-3-446-44526-0
- [Nordstrand 2004] NORDSTRAND, Tomas: On buckling loads for edge-loaded orthotropic plates including transverse shear. In: *Composite Structures* 65 (2004), Nr. 1, S. 1–6. – ISSN 02638223
- [OECD 2015] OECD: *The Metropolitan Century: Understanding Urbanisation and its Consequences*. Paris : OECD Publishing, 2015. – URL <http://dx.doi.org/10.1787/9789264228733-en>. – ISBN 9789264228733

- [Petersen 2013] PETERSEN, Christian: *Stahlbau: Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten*. 4., vollständig überarbeitete und aktualisierte Auflage. Wiesbaden : Springer Vieweg, 2013. – URL <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-8348-8610-1>. – ISBN 9783528388379
- [Pfefferle 1971] PFEFFERLE, R.: *Zur Theorie des Betonkriechens*. Karlsruhe, Technische Hochschule Karlsruhe, Dissertation, 1971
- [Pritschow 2016] PRITSCHOW, Andreas: *Zum Verbundverhalten von CFK-Bewehrungsstäben in Bauteilen aus ultrahochfestem Beton*. Stuttgart, Universität Stuttgart, Dissertation, 2016
- [Rautenstrauch 1989] RAUTENSTRAUCH, K.: *Untersuchungen zur Beurteilung des Kriechverhaltens von Holzbiegeträgern*. Hannover, Universität Hannover, Dissertation, 1989
- [Reinhardt 1973] REINHARDT, H.-W.: Zur Beschreibung des rheologischen Verhaltens von Holz. In: *Holz als Roh- und Werkstoff* 31 (1973), S. 352–355. – ISSN 0018-3768
- [reThink Wood 2011] RETHINK WOOD: *Bulletin of lessons learned: Bridport House, Hackney, London, England*. 2011. – URL <http://www.rethinkwood.com/webform/get-summary-report>
- [Riedlbauer 1978] RIEDLBAUER, A.: *Vorgespannte Holzkonstruktionen*. Graz, TU Graz, Dissertation, 1978
- [Robeller et al. 2014] ROBELLER, C. ; HAHN, B. ; MAYENCOURT, P. ; WEINAND, Y.: CNC-gefräste Schwalbenschwanzzinken für die Verbindung von vorgefertigten Bauteilen aus Brettsperholz. In: *Bauingenieur* (2014), Nr. 11, S. 487–490
- [Robeller 2015] ROBELLER, Christopher: *Integral Mechanical Attachment for Timber Folded Plate Structures*. Lausanne, EPFL, Dissertation, 2015
- [Rombach 2012] ROMBACH, Günter: *Spannbetonbau*. 2nd ed. Hoboken : John Wiley & Sons, 2012. – ISBN 9783433029114
- [Rug 1986a] RUG, W.: *Bewehrte und vorgespannte Holzkonstruktionen: Ein Beitrag zur höheren Veredlung des Baustoffes Holz und zur Weiterentwicklung des Ingenieurholzbaus*, Bauakademie der DDR, Dissertation, 1986
- [Rug 1986b] RUG, W.: Höhveredelung von Holzkonstruktionen durch Anwendung neuer Erkenntnisse der Grundlagenforschung. In: *Bautechnik* 40 (1986), Nr. 2. – ISSN 0932-8351
- [Schänzlin 2003] SCHÄNZLIN, J.: *Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken*. Stuttgart, Universität Stuttgart, Dissertation, 2003
- [Schänzlin 2010] SCHÄNZLIN, J.: *Modelling the long-term behaviour of structural timber for typical service class-II-conditions in South-West Germany*. Stuttgart, Universität Stuttgart, Habilitation, 2010
- [Schickhofer et al. 2010] SCHICKHOFER, G. (Hrsg.) ; BOGENSPERGER, T. (Hrsg.) ; AUGUSTIN, M. (Hrsg.): *BSPhandbuch: Holz- Massivbauweise in Brettsperholz ; Nachweise auf Basis des neuen europäischen Normenkonzepts*. 2. überarb. Aufl. Graz : Verl. der Techn. Univ, 2010. – ISBN

9783851251098

- [Schilcher 2018] SCHILCHER, M. ; SCHILCHER TRADING & ENGINEERING GMBH (Hrsg.): *X-fix*. 2018. – URL <http://www.x-fix.at>
- [Schmid 2018] SCHMID, V.: Hochhäuser in Holzbauweise: Konstruktionsprinzipien, dynamisches Verhalten, Verbundbau. In: *24. Internationales Holzbau Forum IHF 2018* (2018)
- [Schmidt 1995] SCHMIDT, P.: *Beitrag zur Bemessung und Berechnung abgewinkelter, quervorgespannter Verbindungen im Ingenieurholzbau unter Berücksichtigung von Kriechen, Quellen und Schwinden*. Bochum, Ruhr-Universität Bochum, Dissertation, 1995
- [Schmidt 2015] SCHMIDT, T. ; 21. INTERNATIONALES HOLZBAUFORUM IHF 2015 (Hrsg.): *Längsschubverbindungen in den Schmalseiten von Brettsperrholzelementen*. 2015
- [Schniewind und Barrett 1972] SCHNIEWIND, A. P. ; BARRETT, J. D.: Wood as a linear orthotropic viscoelastic material. In: *Wood Science and Technology* 6 (1972), Nr. 1, S. 43–57. – ISSN 0043-7719
- [Scholz 2004] SCHOLZ, Andreas: *Ein Beitrag zur Berechnung von Flächentragwerken aus Holz*. München, TU München, Dissertation, 2004
- [Serrano 2009] SERRANO, E.: Limnologen – Experiences from an 8 - storey timber building. In: *15. Internationales Holzbau-Forum* (2009)
- [Thiel und Krenn 2016] THIEL, A. ; KRENN, H. ; TU-MV MEDIA VERLAG (Hrsg.): *Buckling loads for Cross-laminated timber elements under uniaxial in-plane compression: In: Proceedings of the WCTE 2016 Conference*. 2016
- [Toratti 1992a] TORATTI, T.: *Creep of timber beams in a variable environment*. Helsinki, Helsinki University of Technology, Dissertation, 1992
- [Toratti 1992b] TORATTI, T.: Modelling the creep of timber beams. In: *Rakenteiden Mekaniikka* 25 (1992), Nr. 1, S. 12–35
- [VDI Zentrum Ressourceneffizienz 2013] VDI ZENTRUM RESSOURCENEFFIZIENZ ; VDI ZENTRUM RESSOURCENEFFIZIENZ GMBH (Hrsg.): *VDI ZRE Kurzanalyse Nr. 2: Ressourceneffizienz der Tragwerke*. 2013
- [Vorreiter 1949] VORREITER, L.: *Holztechnologisches Handbuch*. Wien : Fromme, 1949
- [Wallner-Novak et al. 2018] WALLNER-NOVAK, M. ; AUGUSTIN, M. ; KOPPELHUBER, J. ; POCK, K.: *Brettsperrholz Bemessung: Anwendungsfälle*. Bd. 2. Wien : ProHolz Austria, 2018. – ISBN 978-3-902320-96-4
- [Wanninger 2015] WANNINGER, F.: *Post-tensioned timber frame structures*. Zurich, ETH Zürich, Dissertation, 2015
- [Wanninger et al. 2015] WANNINGER, Flavio ; FRANGI, Andrea ; FRAGIACOMO, Massimo: Long-Term Behavior of Posttensioned Timber Connections. In: *Journal of Structural Engineering* 141

(2015), Nr. 6. – ISSN 0733-9445

- [Weiher 2016] WEIHER, Hermann: *Evolution oder Neuentwicklung - Spannverfahren für interne Vorspannung ohne Verbund*. 2016. – URL <https://www.researchgate.net/publication/239534812>
- [Westermayr 2016] WESTERMAYR, M.: *Mechanical behavior of CLT under concentrated loads in-plane: A finite element analysis*. München, TU München, Master's Thesis, 2016
- [Wiedemann 2007] WIEDEMANN, Johannes: *Leichtbau: Elemente und Konstruktion*. 3. Auflage. Berlin, Heidelberg : Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2007. – ISBN 3-540-33656-7
- [Wiederkehr 2015] WIEDERKEHR, R.: Wellnesshostel 4000 in Saas Fee: Holzbautechnik - Brandschutz - Montage. In: *21. Internationales Holzbauforum IHF 2015* (2015)
- [Winter et al. 2008] WINTER, S. ; KREUZINGER, H. ; MESTEK, P.: *Brettstapel, Brettsperrholz und Verbundkonstruktionen: Teilprojekt des 15 HTO Verbundforschungsvorhaben "Holzbau der Zukunft"*. München, TU München, Abschlussbericht, 2008
- [Xia und van de Kuilen 2014] XIA, Z. ; VAN DE KUILEN, J.-W.: Lateral behaviour of post-tensioned cross laminated timber walls using finite analysis. In: *Proceedings of World Conference of Timber Engineering* (2014)