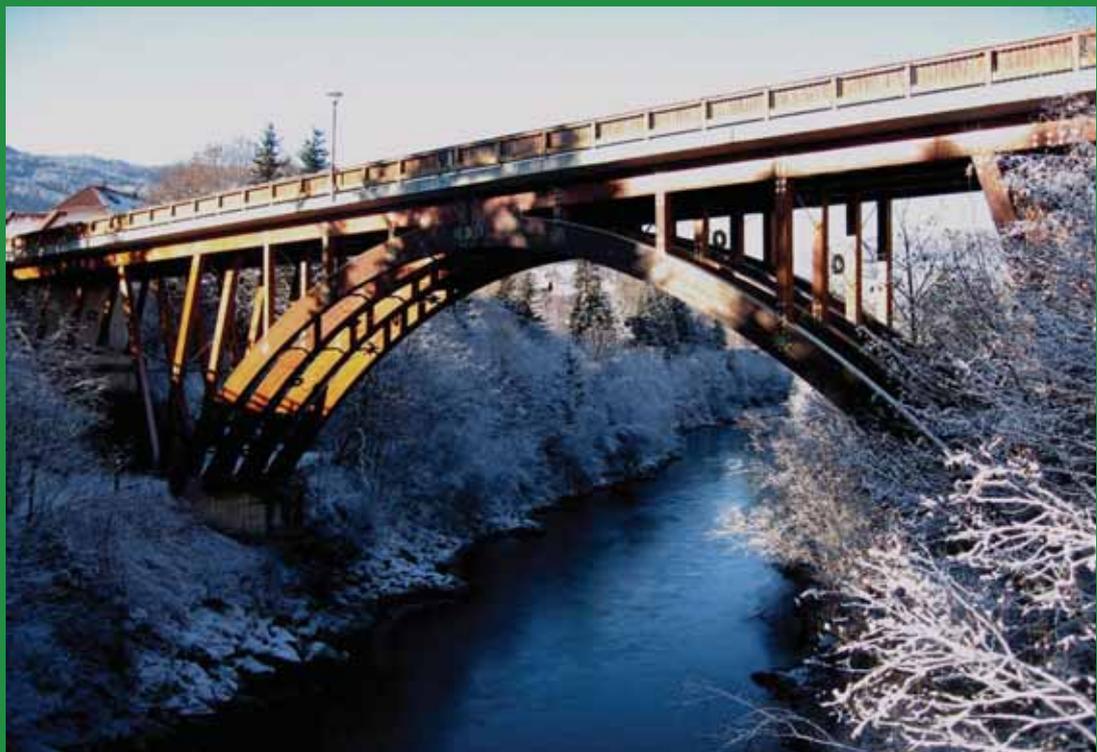


7. Grazer Holzbau-Fachtagung 7. GraHFT'08

Tagungsband

Modellbildung für Produkte und Konstruktionen aus Holz – Bedeutung von Simulation und Experiment



Institut für Holzbau und Holztechnologie
holz.bau forschungs gmbh

Graz, am 26. September 2008

Tagungsleitung

Gerhard Schickhofer, Reinhard Brandner

Moderation

Gerhard Schickhofer

Veranstaltungsort

Technische Universität Graz, Hörsaal i12
Inffeldgasse 16b, 1. UG
8010 Graz

Tagungsband

Reinhard Brandner

Lektor: Gerhard Schickhofer

Auflage: 100 Stück

Herausgeber

holz.bau forschungs gmbh
Inffeldgasse 24, A-8010 Graz
Tel. +43 316 873 - 4601
Fax. +43 316 873 - 4619
www.holzbauforschung.at

TU Graz
Institut für Holzbau und Holztechnologie
Inffeldgasse 24, A-8010 Graz
Tel. +43 316 873 - 4601
Fax. +43 316 873 - 4619
www.lignum.at

Titelbild: Wennerbrücke bei St. Georgen (Quelle: Gerhard Schickhofer)

Verlag der Technischen Universität Graz
www.ub.tugraz.at/Verlag
ISBN: 978-3-85125-024-4

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

© 2008, holz.bau forschungs gmbh

Alle Rechte, insbesondere das Recht der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten. Mit Genehmigung des Herausgebers ist es gestattet, diesen Tagungsband ganz oder teilweise auf fotomechanischem oder elektronischem Wege zu vervielfältigen.

Für den Inhalt der Einzelbeiträge sind ausschließlich die Verfasser verantwortlich, der Herausgeber behält sich geringfügige Änderungen der Formatierung vor.

Graz, am 26. September 2008

Die Tagungsleitung erlaubt sich,
die diesjährige Grazer Holzbau-Fachtagung
den **Systemdenkenden in Wissenschaft und
Praxis** zu widmen.

"System, Modell, Struktur ..." – täglich haben Wissenschaftler und Techniker mit diesen Begriffen zu tun: Der Ingenieur, indem er die uns umgebende Umwelt aus der Betrachtung von Systemen und/oder Teilsystemen unter Bildung von Modellen gestaltet, der wissenschaftlich Tätige, indem er versucht, die der menschlichen Erkenntnis zugänglichen Wahrnehmungen eines Fachgebietes in Systemen zu erfassen, um diese anschließend mit Hilfe von Modellformulierungen beschreibbar zu machen. Angesichts dessen erscheint es wesentlich, sich über die Beschreibung der uns umgebenden Realität, ihre Abbildbarkeit in Form von Systemen, sowie deren Gliederung und Grenzziehung Gedanken zu machen. Die durchaus nicht zu leugnende Bedeutung einer relevanten Modellbildung in allen Wissenschaftsdisziplinen erfordert insbesondere eine Klarheit hinsichtlich der Bedeutung der Begriffe, Definitionen und Benennungen: Was ist nun ein System, ein Modell; was lässt sich damit umfassen, eingrenzen und beschreiben und wo liegen die Gültigkeitsgrenzen? Welcher „Input“ wird für welchen Modellzweck gefordert und welcher „Output“ darf als Ergebnis erwartet werden? Exemplarisch seien dazu H. Bossel: „... Das beste Modell ist dasjenige, das seinen Zweck bei geringstmöglicher Komplexität voll erfüllt. Das Modell sollte so einfach wie möglich, aber so komplex wie nötig sein ... Modellbildung bedeutet immer Vereinfachung, Zusammenfassung, Weglassen, Abstraktion ...“ und A. Einstein: „... Mache Dinge so einfach wie möglich – aber nicht einfacher! ...“ zitiert.

Die Subjektivität einer Modellbildung sowie jene der gegebenenfalls darauf gründenden Simulationen verbunden mit deren Aussagen sind – auf der Ebene der Wissenschaft – dem Diskurs auszusetzen. So ist insbesondere darauf Bedacht zu nehmen, dass jede (numerische) Simulation oft über Experimente ermittelte Eingangsdaten bedingt, diese über den im Modell verankerten Prozess zu verarbeiten hat und wünschenswerterweise als Ergebnis die (subjektive) Modellbildung/-vorstellung bestätigen sollte. Eine Validierung der (im Vorhinein) getätigten Überlegungen und der so erhaltenen Resultate hat zu erfolgen. Dies geschieht über Beobachtungen der „Realität“ und mittels „Vergleich“. Da es allerdings unmöglich ist, die Gesamtheit des Umfeldes einem Versuch zu unterziehen – beispielsweise käme man wohl kaum auf die Idee einen Bruchversuch an einem in einem Bauwerk eingebauten Träger durchzuführen – werden Experimente nötig, um die apriori getätigten Modellüberlegungen beweisen oder widerlegen zu können. Dabei ist zu bedenken, dass Experimente mangels Zugriff auf die „absolute“ Wahrheit lediglich die Situation unter Beachtung der im Versuch vorliegenden Randbedingungen bzw. Vereinfachungen „überprüfen“ können; eine Verallgemeinerung – ein induktiver Schluss (von einzelnen Experimenten auf eine allgemein gültige Systembeschreibung schließen zu wollen) – ist dabei genau genommen nicht möglich. Es zeigt sich damit die Problematik der vorliegenden Thematik.

Am Institut für Holzbau und Holztechnologie der Technischen Universität Graz und dem angegliederten Kompetenzzentrum holz.bau forschungs gmbh sind den Bereichen der Modellbildung und der Abgrenzung der postulierten Modelle unter Angabe ihrer Gültigkeitsbereiche weitreichende Forschungsfelder und Lehrtätigkeiten gewidmet. Mit der diesjährigen 7. GraHFT'08 „Modellbildung für Produkte und Konstruktionen aus Holz – Bedeutung von Simulation und Experiment“ ist es an der Zeit, die Modellbildung im Holzbau und der Holztechnologie zu diskutieren. Es gilt die Begriffe Modellbildung, Experiment und Simulation sowie deren Relevanz zu definieren, die Hintergründe darzustellen und die Zuverlässigkeit der Aussagen dieser Modelle im strukturierten Kontext des täglichen, technischen Umfeldes zu diskutieren. Hierbei werden, nach Einführung in die Thematik, die Themenfelder „Material und Produkt“, „Statik und Konstruktion“ sowie abschließend „Tragstrukturen“ auf wissenschaftlicher und praktischer Ebene erörtert.

G. Schickhofer, R. Brandner

Inhalt des Tagungsbandes

- A System, Modell, Simulation und Experiment in Wissenschaft und Praxis**
G. Schickhofer, G. Pirnbacher
- B SCALING – Betrachtung von Skalenebenen in der Materialstruktur Holz in Verbindung mit der Anwendung von Modellansätzen**
R. Brandner
- C Modellbildung für DUO-, TRIO- und QUATTRO-Querschnitte**
G. Jeitler, R. Brandner
- D Simulation von Brettschichtholz am Beispiel des Karlsruher Rechenmodells („KaReMo“)**
F. Colling
- E Tragmodelle für Brettsperrholz**
R. A. Jöbstl
- F Modellunsicherheit im semi-probabilistischen Sicherheitskonzept**
G. I. Schuëller, B. Goller
- G Statik und Konstruktion – Modellierungskonzepte für die Bemessung anhand praktisch ausgeführter Beispiele**
A. Brunauer
- H Statische Modellbildung im Holzbau – Umsetzung und Interpretation in der Praxis**
N. Burger
- I Betrachtung eines verklebten Trägerstoßes – Modellvergleich und experimentelle Überprüfung**
S. Rauter
- J Modellierung von Strukturen aus Brettsperrholz unter Berücksichtigung der Verbindungstechnik**
T. Bogensperger, A. Pürgstaller

A System, Modell, Simulation und Experiment in Wissenschaft und Praxis

G. Schickhofer, G. Pirnbacher



Univ.-Prof. DI Dr. Gerhard Schickhofer

1994 Promotion an der TU Graz
seit 2004 Vorstand des Instituts für Holzbau und Holztechnologie



DI Gernot Pirnbacher

2005 Abschluss des Bauingenieurstudiums an der TU Graz
2005 – 2008 Mitarbeiter der holz.bau forschungs gmbh

1 Einführung

„System, Modell, Struktur...“ – täglich haben Wissenschaftler und Techniker mit diesen Begriffen zu tun: Der Ingenieur, indem er die uns umgebende Umwelt aus der Betrachtung von Systemen und/oder Teilsystemen unter Bildung von Modellen gestaltet, der wissenschaftlich Tätige, indem er versucht, die der menschlichen Erkenntnis zugänglichen Wahrnehmungen eines Fachgebietes in Systemen zu erfassen, um diese anschließend mit Hilfe von Modellformulierungen beschreibbar zu machen. Angesichts dessen erscheint es wesentlich, sich über die Beschreibung der uns umgebenden Realität, ihre Abbildbarkeit in Form von Systemen, sowie deren Gliederung und Grenzziehung Gedanken zu machen. Die durchaus nicht zu leugnende Bedeutung einer relevanten Modellbildung in allen Wissenschaftsdisziplinen erfordert insbesondere eine Klarheit hinsichtlich der Bedeutung der Begriffe, Definitionen und Benennungen: Was ist nun ein System, ein Modell? Was lässt sich damit umfassen, eingrenzen und beschreiben und wo liegen die Gültigkeitsgrenzen? Welcher Input wird für welchen Modellzweck gefordert und welcher Output darf als Ergebnis erwartet werden? Exemplarisch seien dazu H. Bossel: „(...) *Das beste Modell ist dasjenige, das seinen Zweck bei geringstmöglicher Komplexität voll erfüllt. Das Modell sollte so einfach wie möglich, aber so komplex wie nötig sein. (...) Modellbildung bedeutet immer Vereinfachung, Zusammenfassung, Weglassen, Abstraktion. (...)*“ und A. Einstein: „*Mache Dinge so einfach wie möglich, aber nicht einfacher (...)*“ zitiert.

Die Subjektivität einer Modellbildung sowie jene der gegebenenfalls darauf begründenden Simulationen verbunden mit deren Aussagen sind – auf der Ebene der Wissenschaft – dem Diskurs auszusetzen. So ist insbesondere darauf Bedacht zu nehmen, dass jede (numerische) Simulation oft über Experimente ermittelte Eingangsdaten bedingt, diese über den im Modell verankerten Prozess zu verarbeiten hat und wünschenswerterweise als Ergebnis die (subjektive) Modellbildung/-vorstellung bestätigen sollte. Eine Validierung der (im Vorhinein) getätigten Überlegungen und der so erhaltenen Resultate hat zu erfolgen. Dies geschieht über Beobachtungen der „Realität“ und mittels „Vergleich“. Da es allerdings unmöglich ist, die Gesamtheit des Umfeldes einem Versuch zu unterziehen – beispielsweise käme man wohl kaum auf die Idee einen Bruchversuch an einem in einem Bauwerk eingebauten Träger durchzuführen – werden Experimente nötig, um die a priori getätigten Modellüberlegungen beweisen oder widerlegen zu können. Dabei ist zu bedenken, dass Experimente mangels Zugriff auf die „absolute“ Wahrheit lediglich die Situation unter Beachtung der im Versuch vorliegenden Randbedingungen bzw. Vereinfachungen „überprüfen“ können; eine Verallgemeinerung – ein induktiver Schluss (von einzelnen Experimenten auf eine allgemein gültige Systembeschreibung schließen zu wollen) – ist dabei genau genommen nicht möglich. Es zeigt sich damit die Problematik der vorliegenden Thematik.

2 System

2.1 Allgemeines

Der Begriff „System“ ist zum Schlagwort – auch Modewort – „aufgestiegen“ und wird vielfach ge- aber auch missbraucht. Nur selten ist man sich der fundamentalen Bedeutung dieses Begriffs auch bewusst. Wir sprechen heute von und über *system design, system analysis, system engineering, system research, system theory, open systems, closed systems, system approach, innovation systems, sustainable systems, energy systems, self-sustaining*

systems, self-organizing regional systems, global systems, local systems usw. Der Systemansatz respektive das Systemdenken sollten daher unseren Alltag prägen.

Ein (nicht übliches) Systemdenken aus der Politik ist auf E. C. Manning (Canadian Premier, 1967) zurückzuführen: „(...) *An interrelationship exists between all elements and constituents of society. The essential factors in public problems, issues, policies, and programs must always be considered and evaluated as interdependent components of a total system*”.

Gibt es eine allgemein gültige Definition für den Begriff „System“? Der als Begründer der „*General System Theory (GST)*“ bekannte L. von Bertalanffy bejaht dies mit der Herleitung und Formulierung von Prinzipien, welche generell für Systeme – unabhängig von der Ausprägung der Elemente und der Relationen zwischen diesen – Gültigkeit besitzen und sieht Parallelitäten im Denken und Wirken innerhalb der verschiedenen Disziplinen der Wissenschaft.

2.2 Systembegriff

Der Versuch betreffend die Beantwortung der Frage „*Was ist ein System?*“ soll anhand unterschiedlicher Systemdefinitionen von Wissenschaftern verschiedener Disziplinen begonnen werden. So lautet der Kernsatz der Systemtheorie: „*Das Ganze ist mehr als die Summe seiner Teile*“. Dieser soll bereits auf Aristoteles zurückführbar sein, wobei dieser noch zwischen „*Gesamtheiten, bei denen die Lage (Relation) keinen Unterschied macht*“ und „*Ganzen, bei denen sie einen Unterschied ausmacht*“ unterschied. Von G. M. Weinberg stammt die einfache Definition: „*Ein System ist eine Art und Weise, die Welt zu betrachten*“, etwas differenzierter die Definition von A. Noack: „*Ein System kann als eine Menge von Elementen betrachtet werden, die in Interaktion miteinander stehen*“ und M. Schulz: „*Systeme sind Objekte, die aus einzelnen Elementen bestehen, die als eine Einheit angesehen werden können. Systeme besitzen in der Regel eine Abgrenzung von der Umwelt*“. S. C. Kleene formuliert den Systembegriff wie folgt: „*Ein System ist eine Menge von Objekten, zwischen denen gewisse Relationen bestehen*“. Ähnlich der Systembegriff von G. Ossimitz und Chr. Lapp: „*Systeme bestehen aus Elementen, die zueinander in Beziehung stehen. Insgesamt bilden Systeme ein abgrenzbares Ganzes, das eine eigene ‚Identität‘ und einen bestimmten Zweck hat*“. G. Ropohl bezeichnet Systeme als „*Relationengebilde*“ und dies bestätigend ist für J. W. Haefner ein System „*any collection of interrelated objects*“.

Es gäbe noch eine Vielzahl an Definitionen betreffend „System“. Erwähnenswert ist jedoch jene von L. von Bertalanffy. Er meint: „*Die Eigenschaften und Verhaltensweisen höherer Ebenen sind nicht durch die Summation der Eigenschaften und Verhaltensweisen ihrer Bestandteile erklärbar, solange man diese isoliert betrachtet. Wenn wir jedoch das Ensemble der Bestandteile und Relationen kennen, die zwischen ihnen bestehen, dann sind die höheren Ebenen von den Bestandteilen ableitbar*“. Das Ganze ist demnach „*die Summe seiner Teile*“ und „*die Summe der Beziehungen*“ zwischen den Teilen. L. von Bertalanffy vertritt weiters die Meinung, dass allgemein gültige Prinzipien formulierbar sind, welche generell für alle „Systeme“ Gültigkeit haben, unabhängig von der Beschaffenheit der Einzelelemente und der Relationen zwischen diesen.

Trotz der feinen Unterschiede zwischen den obigen Definitionen lassen sich die systembeschreibenden Aspekte erkennen. Demnach besteht ein System aus einer Anzahl von so genannten „Systemelementen“ respektive „Subsystemen“, welche über Relationen verbunden die Systemstruktur ergeben, eine Systemgrenze besitzen und wodurch über Systemein- und -ausgänge eine Interaktion mit der Systemumgebung besteht (siehe Abb. 2-1).

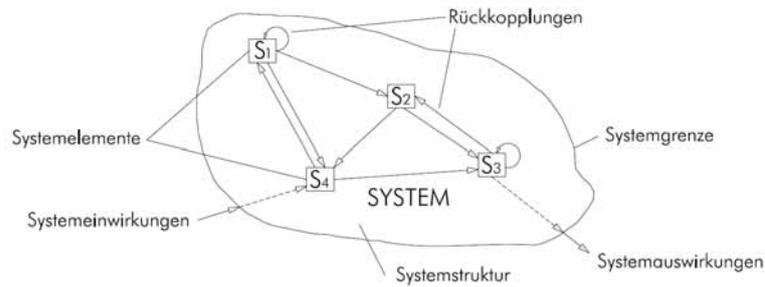


Abb. 2-1: Bestandteile eines Systems und dessen Beziehungen [2]

Ein System ist daher durch seine Systemgrenze definiert. Diese gilt es festzulegen, möchte man eine Systemuntersuchung durchführen. Damit liegt auch eine klare Trennung des Systems von der Systemumwelt vor. Das System selbst ist über Systemeinwirkungen und -auswirkungen mit der Systemumwelt verbunden, was bedeutet, dass Systeme mit ihrer Umwelt interagieren und damit nicht isoliert von dieser zu betrachten sind. Betrachtet man Systeme, so erkennt man, dass diese aus Subsystemen, auch Teilsystemen, bestehen. Möchte man komplexe – aus vielen Subsystemen bestehende – Systeme untersuchen und verstehen, empfiehlt sich eine modularisierte Systembetrachtung, d.h. eine isolierte Betrachtung der Subsysteme. Eine detaillierte Betrachtung der Subsysteme ist damit möglich, womit – unter Beachtung der Koppelungen und damit Beziehungen zwischen den Subsystemen – auch das Gesamtsystem besser verstanden werden kann. In diesem Zusammenhang sei erwähnt, dass auch Subsysteme über die in Abb. 2-1 dargestellten Bestandteile verfügen (was natürlich auch in die umgekehrte Richtung Gültigkeit hat – sprich: Einbettung des betrachteten Systems in ein übergeordnetes „Supersystem“). Verbleiben noch die Verknüpfungen – Relationen – zwischen den Systemelementen respektive Subsystemen, welche letztlich die Funktion eines Systems bestimmen. Der Systemzustand zu einem bestimmten Zeitpunkt wird über die Zustandsgrößen des Systems beschrieben.

2.3 Systematik der Systeme

Eine erwähnenswerte Darstellung betreffend die Arten von Systemen ist auf G. Ropohl zurückzuführen. Er differenziert die formalen Merkmale eines Systems nach den möglichen Ausprägungen und spricht von einer „Systematik der Systeme“. Mit der gewählten morphologischen Matrix entsteht eine „Typologie der Systeme“, womit zahlreiche Kombinationen denkbar und bestimmte Systemtypen – im konkreten Fall (siehe Abb. 2-2) 13.824 theoretische Möglichkeiten – repräsentierbar sind.

Unter Zugrundelegung der Abb. 2-2 kann beispielhaft der folgende – auch in den Bauingenieurwissenschaften bekannte – Systemtyp dargelegt werden: konkretes (reale Gegenstände der erfahrbaren Außenwelt), künstliches (ein gestaltender Eingriff des Menschen wird vorausgesetzt), relativ isoliertes (wenige ausgezeichnete Relationen zur Umgebung), statisches (keine Veränderung des Zustandes über die Zeit), lineares (Beschreibung der Systemfunktionen durch lineare Gleichungen), deterministisches (Wahrscheinlichkeitswerte 0 oder 1), starres (keine Zeitabhängigkeit hinsichtlich Systemfunktion und -struktur), einfaches (hinsichtlich der Anzahl der Subsysteme und Relationen), stabiles („Gleichgewichtssuche“), rückgekoppeltes (Attribute sind wechselseitig voneinander abhängig) System.

MERKMALE	MERKMALSAUSPRÄGUNGEN		
SEINBEREICH	KONKRET	ABSTRAKT	
ENTSTEHUNGSART	NATÜRLICH	KÜNSTLICH	
VERHÄLTNIS ZUR UMGEBUNG	ABGESCHLOSSEN	RELATIV ISOLIERT	OFFEN
ZEITABHÄNGIGKEIT (FUNKTION)	STATISCH	DYNAMISCH	
ZEITVERTEILUNG DER ATTRIBUTWERTE	KONTINUIERLICH	DISKRET	
FUNKTIONSTYP	LINEAR	NICHT LINEAR	
GRAD DER BESTIMMTHEIT	DETERMINISTISCH	STOCHASTISCH	
ZEITABHÄNGIGKEIT (STRUKTUR)	STARR	FLEXIBEL	
ANZAHL DER SUBSYSTEME	EINFACH	KOMPLIZIERT	
ANZAHL DER RELATIONEN	EINFACH	KOMPLEX	ÄUSSERST KOMPLEX
VERHALTENSFORM	INSTABIL	STABIL	ULTRASTABIL
STRUKTURFORM	NICHT RÜCKGEKOPPELT	RÜCKGEKOPPELT	

Abb. 2-2: Morphologische Systematik der Systeme nach Ropohl [6]

Was möchte man mit der obigen Darlegung zum Ausdruck bringen? Mit jeder Änderung der Merkmalsausprägung – z. B. von „statisch“ auf „dynamisch“ oder von „deterministisch“ auf „stochastisch“ – ist eine Änderung des Systemtyps verbunden. Damit kommt es gewöhnlich zu Veränderungen in den Subsystemen, den Relationen zwischen diesen und somit der Systemstruktur, aber auch zu Veränderungen der Relationen mit der Systemumwelt (Input, Output).

2.4 System im Holzbau – Beispiel

Abb. 2-3 (Gesamtansicht der Dachkonstruktion) und Abb. 2-4 (Teilansichten der Tragkonstruktion) zeigen den zu einem bestimmten Zeitpunkt erfassten Bestand der Dachkonstruktion der HS Krones.

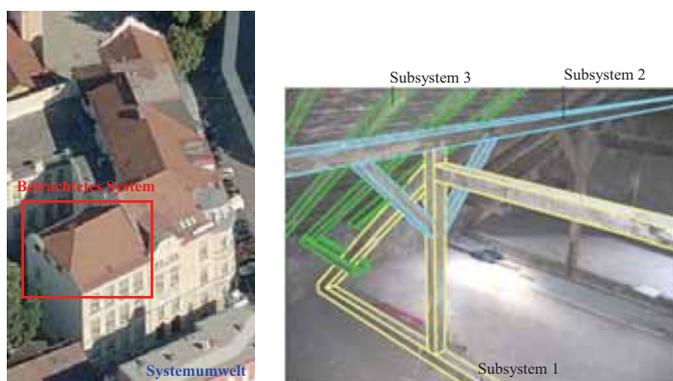


Abb. 2-3: Draufsicht sowie Ansicht der Dachkonstruktion der HS Krones

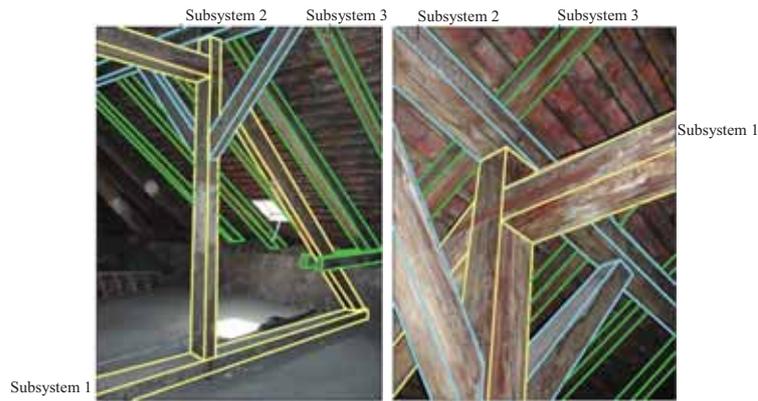


Abb. 2-4: Teilansichten der Tragkonstruktion der Dachkonstruktion der HS Krones

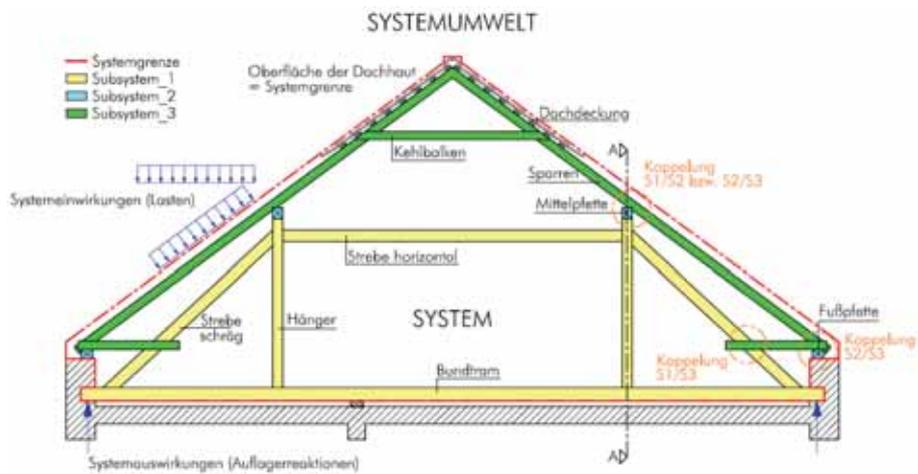


Abb. 2-5: Ansicht aus der Bestandsaufnahme der Dachkonstruktion der HS Krones

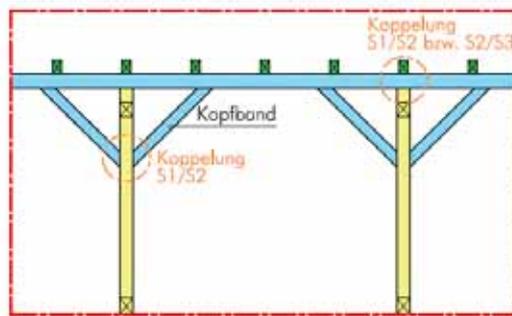


Abb. 2-6: Schnitt A-A aus der Bestandsaufnahme der Dachkonstruktion der HS Krones

Als System, im Sinne der obigen Darlegungen, wird die gesamte Dachkonstruktion verstanden. Die Systemgrenzen zur Systemumwelt bilden daher die Oberfläche der Dachdeckung, die Fußpunkte – Fußpfetten im Bereich der Mauerbänke –, die Auflagerbereiche der Mittelpfetten an der Feuermauer und die Auflagerbereiche des Dachstuhles – ein doppeltes Hängewerk – an den Außenwänden des Objektes. Folgende Zuordnung erscheint sinnvoll:

- **System**
Dachkonstruktion der HS Krones

- **Systemgrenzen**
Oberfläche der Dachdeckung
Auflagerbereiche der Holzkonstruktion im Mauerwerk
- **Systemumwelt**
angrenzender Luftraum an die Dachoberfläche (Einwirkungen)
Gebäude ohne Dachkonstruktion (Mauerwerk, Decke zum Dachraum)
- **Subsysteme**
Subsystem 1: Dachstuhl – doppeltes Hängewerk (2D)
Subsystem 2: Fußpfetten, Mittelpfetten inklusive Kopfbänder
Subsystem 3: Sparren inklusive Kehlbalken (2D)
- **Koppelungen/Relationen (zwischen Subsystemen)**
Koppelung 1: Subsystem 2 mit Subsystem 1
Koppelung 2: Subsystem 3 mit Subsystem 2
Koppelung 3: Subsystem 1 mit Subsystem 3
- **Systemeinwirkungen**
Einwirkungen von Lasten an der Systemgrenze „Oberfläche“
- **Systemauswirkungen**
Reaktionen an der Systemgrenze „Auflagerbereiche“

In Abb. 2-3 bis Abb. 2-6 sind die erwähnten Systembestandteile bezeichnet. Weiters zeigt sich, dass auch Subsysteme weiter untergliedert werden können. Subsystem 1 – Dachstuhl – doppeltes Hängewerk – wird beispielsweise zum betrachteten System mit den entsprechenden Systembestandteilen:

- **System**
Dachstuhl – doppeltes Hängewerk
- **Systemgrenzen**
Mittelpfetten inklusive Kopfbänder (SS 2) mit Hänger
Verbindungsbalken (SS 2) zur schräg liegenden Strebe
Auflagerbereich des Dachstuhls am Mauerwerk
- **Systemumwelt**
umgebender, nach außen abgegrenzter Dachraum
Subsysteme 2 und 3
Gebäude ohne Dachkonstruktion (Mauerwerk, Decke zum Dach)
- **Subsysteme**
Subsystem 1.1: Bundtram aus VH
Subsystem 1.2: Streben schräg aus VH
Subsystem 1.3: Strebe horizontal aus VH
Subsystem 1.4: Hänger aus VH
- **Koppelungen/Relationen (zwischen Subsystemen)**
Koppelung 1.1: SS 1.1 mit SS 1.2 (Versatz, nur Druck)
Koppelung 1.2: SS 1.2 mit SS 1.4 (Versatz, nur Druck)
Koppelung 1.3: SS 1.3 mit SS 1.4 (Zapfen, nur Druck)
- **Systemeinwirkungen**
Lasten aus den Subsystemen 2 und 3
- **Systemauswirkungen**
Reaktionen im Auflagerbereich des Dachstuhls am Mauerwerk

Diese feinere Untergliederung ermöglicht es, auf die Bauteil- respektive Produkt- und Verbindungstechnikebene zu gelangen.

Im Zuge der baustatischen Modellbildung ist diese Ebene deshalb von Bedeutung, da gerade in der Material(Stoff)modellierung und in der Formulierung von Tragmodellen für Holzprodukte sowie in der Modellierung von Verbindungen (Koppelungen) ein breites „Spektrum“ vorliegt.

3 Modell

3.1 Allgemeines

Der Begriff „Modell“ wird von verschiedenen Personen und Disziplinen unterschiedlich verstanden und interpretiert. Wie bereits unter Abschnitt 2 vermerkt, wird auch der Begriff „Modell“ in unterschiedlichster Weise mit den Disziplinen und Aufgabenbereichen in Verbindung gebracht. Die Vielfalt ist auch hier gegeben und reicht von *research models*, *scientific models*, *physical models*, *mechanical models*, *mathematical models*, *verification models*, *safety models*, *material models*, *product models* bis hin zu *cost models*, *education models* usw.

Übereinstimmend mit der Aussage von J. W. Haefner „*A model is a description of a system*“ kann nachvollzogen werden, dass als Basis der Modellbildung das System mit den oben angesprochenen Bestandteilen voran steht. Ein Modell kann – und das wird später noch öfter erwähnt werden – nur Teilaspekte des Systems wiedergeben und damit immer nur eine vereinfachte Abbildung eines interessierenden Realitätsausschnitts sein. Die Kunst der Modellbildung besteht daher in der Reduktion auf relevante Aspekte des zu modellierenden Systems. Dieser kreative Prozess des Reduzierens – die Kunst des richtigen Weglassens – liefert als Ergebnis verständliche und damit „kalkulierbare“ Systemvorstellungen, wobei die Unsicherheit verbleibt, ob das gewählte Modell das Systemverhalten in allen wesentlichen Aspekten richtig wiedergeben kann. Kunst hat mit Kreativität zu tun. Modellbildung ist daher ein kreativer Prozess, welcher daher mit subjektiven Sichtweisen, Annahmen, Voraussetzungen und Zweckformulierungen verbunden ist. Resultierend daraus lässt sich schließen, dass bei gleicher Basis – sprich: gleichem System – unterschiedliche Modellformulierungen und Outputs verbunden sein werden. Modelle und Ergebnisse daraus sind daher weder eindeutig, noch richtig oder falsch, sondern – was den Modellzweck betrifft – nur mehr oder weniger passend oder nützlich. Weiters ist zu bedenken, dass jedes Modell – wie auch System (dort spricht man von Systemgrenzen) – mit einem Gültigkeitsbereich verbunden ist. Diese Tatsache wird von vielen Modellbildern missachtet, weswegen Missverständnisse und nicht korrekte (modellgrenzüberschreitende) Schlüsse auftreten können.

Auch wenn die Prinzipien der Modellbildung ihre allgemeine Gültigkeit haben, so ist die Unterscheidung zwischen „wissenschaftlichen Modellen“ und „Ingenieurmodellen“ angebracht. Beim Ingenieurmodell geht es im Gegensatz zum wissenschaftlichen Modell nicht um die durch Experimente mögliche Modellvalidierung, sondern um die mit entsprechenden Konsequenzen behaftete Nachweisführung der Grenzzustände gegenüber der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit (eines Bauwerks; und dieses sollte gewöhnlich nicht als Experiment verstanden werden).

3.2 Modellbegriff

Betrachten wir zu Beginn dieses Abschnittes einige in der Literatur anzutreffende Definitionen zum Thema „Modell“.

***Modell** [ital. *Modello* = *Muster, Entwurf*, zu lat. *Modulus* „Maß“, „Maßstab“], das, -s/-e, 1), z.B. in der Baukunst -> Architekturmodell; Vorbild, Beispiel.*

(...)

5) Naturwissenschaften: ein Abbild der Natur unter Hervorhebung für wesentlich erachteter Eigenschaften und Außerachtlassen als nebensächlich angesehener Aspekte. Ein M. in diesem Sinn ist ein Mittel zur Beschreibung der erfahrenen Realität, zur Bildung von Begriffen der Wirklichkeit und Grundlage von Voraussagen über künftiges Verhalten des erfassten Erfahrungsbereichs. Es ist um so realistischer oder wirklichkeitsnäher, je konsistenter es den von ihm umfassten Erfahrungsbereich zu deuten gestattet und je genauer seine Vorhersagen zutreffen; es ist um so mächtiger, je größer der von ihm beschriebene Erfahrungsbereich ist.¹

*Ein **Modell** ist allgemein eine auf bestimmte Zwecke ausgerichtete vereinfachende Beschreibung der Wirklichkeit. In der wissenschaftlichen Theoriebildung ist ein Modell das Ergebnis einer abstrahierenden und Relationen hervorhebenden Darstellung des behandelten Phänomens. Ein Modell entsteht, wenn Elemente aus dem Phänomen abstrahiert und zueinander in Beziehung gesetzt werden. Die Funktion des Modells besteht darin, aus den dargestellten Zusammenhängen Bedingungen und Prognosen bezüglich des Phänomens (oder Problems) ableiten zu können.²*

Eine von breiten Kreisen der Forschung aufgenommene allgemeine Modelltheorie wurde 1973 von H. Stachowiak vorgeschlagen. Der in dieser Modelltheorie entwickelte Modellbegriff ist nicht auf eine Fachdisziplin festgelegt. Er will vielmehr übergreifend, also allgemein anwendbar sein. Nach H. Stachowiak ist der Begriff Modell durch drei Merkmale gekennzeichnet:

- **Abbildung**
Ein Modell ist immer ein Abbild von etwas, eine Repräsentation natürlicher oder künstlicher Originale, die selbst wieder Modelle sein können.
- **Verkürzung**
Ein Modell erfasst nicht alle Attribute des Originals, sondern nur diejenigen, die dem Modellschaffer bzw. Modellnutzer relevant erscheinen.
- **Pragmatismus**
Pragmatismus bedeutet soviel wie Orientierung am Nützlichen. Ein Modell ist einem Original nicht von sich aus zugeordnet. Die Zuordnung wird durch die Fragen: Für Wen?, Warum? und Wozu? relativiert. Ein Modell wird vom Modellschaffer bzw. Modellnutzer innerhalb einer bestimmten Zeitspanne und zu einem bestimmten Zweck für ein Original eingesetzt. Das Modell wird somit interpretiert.

Ein Modell zeichnet sich also durch Abstraktion aus, die bewusste Vernachlässigung bestimmter Merkmale, um die für den Modellierer oder den Modellierungszweck wesentlichen Modelleigenschaften hervorzuheben. Dabei wird – im Gegensatz zu Modellbegriffen einzelner Wissenschaften – kein bestimmter Abstraktionsgrad vorausgesetzt, um ein Konstrukt als Modell zu bezeichnen. Vielmehr sind selbst einfachste

¹ Bd. 1. *Duden, Rechtschreibung der deutschen Sprache*.-21. Auflage. ISBN 3-411-04011-4

² <http://de.wikipedia.org/wiki/Modell>. 17.09.2008

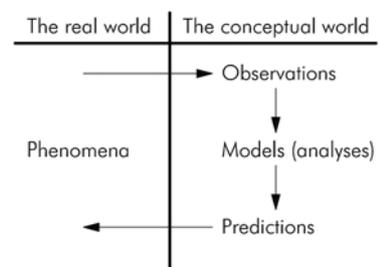
Abbildungen der Realität (z. B. das Messen der Körpergröße eines Menschen) nach dieser allgemeingültigen Definition bereits ein Modell.

Mit der Frage „Was ist ein Modell?“ sollen weitere Definitionen zum Modellbegriff eine Annäherung bewirken. G. Ossimitz und Chr. Lapp verstehen unter dem Begriff „Modell“ „(...) ein vereinfachtes Abbild der Realität: Ein Modell gibt das, was modelliert wird, nie zu 100 % wieder, sondern immer nur Teilaspekte“. Eine ähnliche Aussage tätigt J. W. Haefner: „**A model is a description of a system**“ und H. Bossel: „Ein Modell ist immer eine vereinfachte Abbildung eines interessierenden Realitätsausschnitts. Ein Modell ist daher nicht das Originalsystem; es kann nur einen begrenzten Verhaltensausschnitt des Originals wiedergeben, der durch den Modellzweck und die entsprechende Modellformulierung bestimmt ist“. H. Duddeck formuliert den Modellbegriff wie folgt: „Unsere Denkmodelle versuchen im Sinne heuristischer Hypothesen die Wirklichkeit so einzufangen, dass wir deren wesentliche Phänomene mit unseren menschlichen Denkstrukturen erfassen können. Die Wirklichkeit wird nicht abgebildet, sondern in eine für den jeweiligen Zweck geeignete, vereinfachte Darstellung übersetzt“. H. Duddeck: „Technische Modelle haben meist Anwendungsgrenzen. Sie sind bei Zugewinn an Wissen offen für Revisionen. Technische Modelle wollen nicht wahr, sondern nur hinreichend zuverlässig richtig sein. Sie liefern Entscheidungskriterien für das Machbare, Verantwortbare; leider nicht für Wertefragen (ob sinnvoll, wünschenswert)“. Und weiter: „Das Finden zutreffender Modelle ist oft sogar Aufgabe der in der Praxis tätigen Ingenieure. Daher muss Ausbildung an den Technischen Universitäten das Finden und Absichern von Modellen lehren. (...) Man kann in der Technik sehr wohl mit falschen Modellen richtige Ergebnisse erzielen, wenn man sie nur gut genug an Messdaten kalibriert. Je ärmer an Erfahrung, desto reicher an Irrtümern beim Modell. (...) ‚Etablierte‘ Modelle verführen Ingenieure, sie für die Wirklichkeit zu halten“.

3.3 Modellbildung

In Abb. 3-1 wird in einfacher Weise versucht, den Zusammenhang zwischen der „realen Welt“ und der für uns verständlichen „begrifflichen Welt“, wobei diese in Form von drei Stufen beschreibbar ist, darzustellen.

Abb. 3-1: *An elementary depiction of the scientific method that shows how our conceptual models of the world are related to observations made within that real world [Dym and Ivey, 1980 in [12]]*



Die drei Stufen umfassen:

- **Beobachtung (Observation)**
Im wissenschaftlichen Sinne geht es bei der Beobachtung um die „Erfassung/Messung“ der „realen Welt“.
- **Modellbildung (Models)**
Bei der Modellbildung geht es um die Analyse des Erfassten respektive Erfassbaren als Resultat der oben angesprochenen Beobachtung der „realen Welt“, wobei zwischen „beschreibenden“, „erklärenden“ und „vorhersagenden“ Modellen unterschieden werden kann.

- **Vorhersage (Prediction)**

Bei der Vorhersage in der wissenschaftlichen Methodik geht es darum, mit dem gebildeten Modell Aussagen über das zukünftige Verhalten oder über erwartbare Ergebnisse aus Experimenten treffen zu können. Das Modell kann über Beobachtung (oder Experimente) bestätigt oder auf Grund der Divergenz zwischen Vorhersage und Eintreten für ungeeignet erklärt werden. In jedem Fall ist das Modell einer „Überprüfung“ auszusetzen.

Damit wird der iterative Prozess in der wissenschaftlichen Modellbildung erkennbar. Modelle werden gebildet, um diese für die Vorhersage von Ereignissen verwenden zu können; diese können das Modell bestätigen oder aber für unzureichend und damit überarbeitungsbedürftig erklären.

In der Abb. 3-2 ist der prinzipielle Ablauf – wir können auch von einem allgemein gültigen Vorgehen sprechen – eines Modellbildungsprozesses dargestellt.

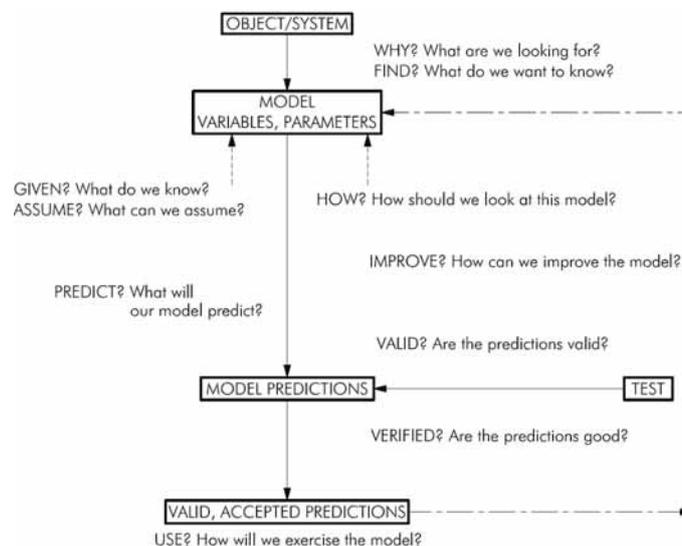


Abb. 3-2: Vorgehen/Flussdiagramm bei der Modellbildung [nach Carson and Cobelli, 2001 in [12]]

Die Fragen in Abb. 3-2 werden im Folgenden einer Beantwortung zugeführt.

- **WHY**

What are we looking for?

Das „Warum“ steht am Beginn der Modellbildung. Damit gemeint ist ein klares Bild über den Modellzweck und dessen Formulierung. Die Definition des Modellzwecks ist der essentielle Schritt bei der Modellformulierung.

- **FIND?**

What do we want to know?

Mit dieser Fragestellung sollte klar beantwortet werden, welcher Output vom Modell erwartet wird.

- **GIVEN?**

What do we know?

Die verfügbaren und relevanten Daten sind zu identifizieren und bei der Modellbildung zu berücksichtigen. Eine breit angelegte Recherche soll dazu beitragen, eine möglichst abgesicherte Ausgangssituation zu gewährleisten. Es gilt auch eine Antwort darauf zu finden, welche Variablen und Parameter als unbekannt und relevant einzustufen sind.

- **ASSUME?**

What can we assume?

Es geht dabei um die Beantwortung der Frage, welche Annahmen für die Modellbildung getroffen werden. Selbstredend ist es erforderlich, den Sachverhalt und die Zusammenhänge genau zu kennen, da mit der subjektiven Wahl und Gewichtung von Annahmen (und Variablen) der Output entsprechend beeinflusst wird.

- **HOW?**

How should we look at this model?

In diesem Schritt des Prozesses ist darauf zu achten, welche charakteristischen Eigenschaften und Relationen das Verhalten des betrachteten System und des darauf basierenden Modells am stärksten beeinflussen.

- **PREDICT?**

What will our model predict?

Es geht um die formale Darstellung der Zusammenhänge, die Berechnungsprozesse und die daraus resultierenden Modellaussagen/-vorhersagen. Dabei ist zu beachten, dass sowohl die formalen Zusammenhänge als auch die Prozesse nachvollziehbar dokumentiert sind (Weg zur Modellaussage/-vorhersage).

- **VALID?**

Are the predictions valid?

Es ist zu überprüfen, ob die Ergebnisse respektive der Modellaussagen/-vorhersagen aus der Modellbildung dem Verhalten des betrachteten Systems entsprechen. Geeignete Experimente können zur Überprüfung herangezogen werden.

- **VERIFIED?**

Are the predictions verified?

Eine Überprüfung kann durch Beobachtung respektive über die oben erwähnten Experimente durchgeführt werden. Die daraus gewonnenen Ergebnisse sind mit den Modellergebnissen zu vergleichen. Unterschiede und Abweichungen sind kritisch zu beleuchten; Modellkorrekturen sind bei Bedarf vorzunehmen und die Iterationsschleife ist zu starten.

- **IMPROVE?**

Can we improve the model?

Dabei geht es um mögliche Verbesserungen des Modells. Insbesondere um die Frage, ob charakteristische Kenngrößen zu wenig genau bekannt in die Modellüberlegungen eingeflossen sind oder ob es einer Modellverfeinerung dienlich ist, nicht berücksichtigte Variablen bei der Überarbeitung zu beachten. Weiters sind eingangs getroffene Annahmen respektive Einschränkungen zu überdenken.

- **USE?**

How will we exercise the model? What will we do with the model?

Modelle, welchen diesen Prozess durchlaufen haben, sind auf ihre „Praxistauglichkeit“ zu überprüfen. Das Modell muss in der Lage sein, Eingangsdaten aus unterschiedlichen Herkunft zu verarbeiten und konsistente Ergebnisse produzieren zu können.

3.4 Modellgültigkeit und Modelltypen

Auch wenn der oben dargelegte Prozess durchlaufen wird und zu einem „stabilen“ Modell führt, lässt sich die „Richtigkeit“ eines Modells nicht beweisen. Für einen bestimmten Anwendungsbereich „richtige“ Ergebnisse zu erhalten, ist kein Beweis dafür, dass es unter

allen Umständen „richtige“ Ergebnisse liefert und somit eine allgemeine Gültigkeit besitzt. Wir sprechen daher nicht von der „Richtigkeit“, sondern von der „**Gültigkeit**“ für den **Modellzweck**, wobei auch innerhalb eines Gültigkeitsbereiches nicht nur unterschiedliche Modelle sondern auch Modelltypen denkbar sind.

H. Bossel unterscheidet in [2] hinsichtlich der Verhaltensnachbildung einer Systemstruktur grundsätzlich zwischen zwei **Modelltypen**, nämlich zwischen

- verhaltens**beschreibenden** Modellen („black box“) und
- verhaltens**erklärenden** Modellen („glas box“)

sowie einer

- Mischform („grey box“)

zwischen den beiden oben erwähnten Modellen.

Ein **verhaltensbeschreibendes Modell** (siehe Abb. 3-3) genügt der Anforderung, lediglich ein gleiches Verhalten wie das betrachtete System zu zeigen. Dieser Ansatz wird oft auch als „black box“-Ansatz bezeichnet. Dabei sind die Systemstruktur und somit die Relationen zwischen den Systemelementen nicht von Interesse. Man verzichtet damit auf diese Kenntnisse und stellt aus beobachtbarem Verhalten des betrachteten Systems sowie über erfass- und messbare Datenreihen eine passende mathematische Funktion dar („best fitting“). Diese Funktion hat mit der Wirkungsstruktur des Systems nichts gemeinsam. Ein Beispiel eines verhaltensbeschreibenden Modells in der Wissenschaft wird unter Abschnitt 4 dargelegt.

BESCHREIBENDES MODELL

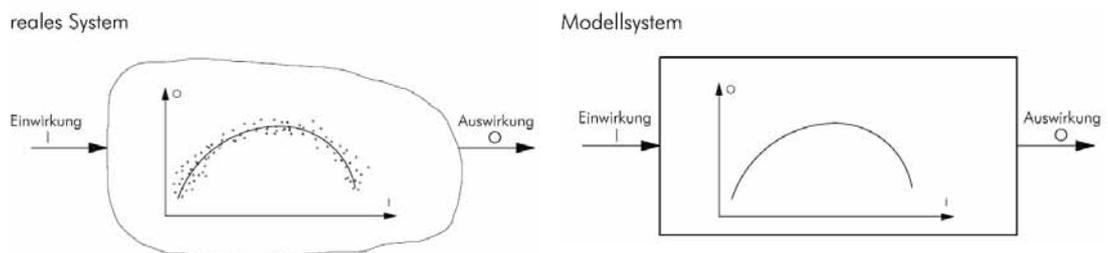


Abb. 3-3: Verhaltensbeschreibendes Modell nach Bossel [2]

Im Gegensatz dazu wird beim **verhaltenserklärenden Modell** (siehe Abb. 3-4) versucht, die Struktur des Systems im Modell nachzubilden. Dabei geht es insbesondere um das Verstehen und Erkennen der relevanten Elemente und Relationen zwischen diesen. Dieser Ansatz wird oft auch als „glas box“-Ansatz bezeichnet. Simulationen erfordern oftmals diese Form der Modelldarstellung, da es erst durch die Berücksichtigung und einer formalen Darstellung aller relevanten Systemelemente und -relationen möglich ist, das System „strukturgültig“ zu erfassen und zu beschreiben. Erst damit wird es möglich, nicht nur vorliegende Beobachtungen respektive Experimente „nachzufahren“, sondern auch das Verhalten von außerhalb dieser Beobachtungen liegenden Zustände „vorherzusagen“. Die Schwierigkeit liegt insbesondere im Erkennen aller **relevanten Systemelemente und -relationen** sowie in einer entsprechenden formalen Darlegung in Form von Funktionen.

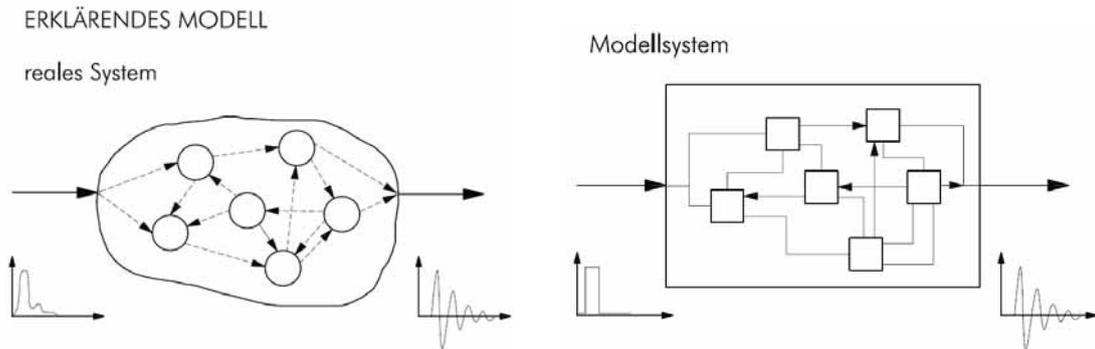


Abb. 3-4: Verhaltenserklärendes Modell nach Bossel [2]

Verbleibt noch die so genannte „**Mischform**“. Diese wird verwendet, wenn die Elemente und Zusammenhänge innerhalb eines Systems nur teils bekannt sind. Nicht bekannte Parameter des Modells werden dann so angepasst, dass das Modellverhalten den bereits vorliegenden Beobachtungen (oder Experimenten) möglichst genau entspricht. Für diesen Modelltyp müssen Beobachtungen des Verhaltens vorliegen und die Wirkungszusammenhänge im System in den Grundzügen bekannt sein. Man spricht in diesem Zusammenhang auch von einem so genannten „grey box“-Ansatz. Für diesen Modelltyp werden oft experimentell ermittelte Datenreihen als Eingangsgrößen benötigt, um im Rahmen des Simulationsprozesses entsprechende Aussagen zum Modellverhalten zu erhalten.

3.5 Modell in der Wissenschaft – Beispiel

Als Beispiel soll hier ein primär verhaltensbeschreibendes Modell aus der aktuellen Forschungstätigkeit betreffend selbstbohrender Holzschrauben, durchgeführt an der holz.bau forschungs gmbh, vorgestellt werden. In Anlehnung an Abschnitt 3.3 sollen die einzelnen Punkte in der vorgegebenen Reihenfolge erläutert werden:

- **WHY?**
Die quantitativen und qualitativen Einflüsse von relevanten Parametern auf die axiale Tragfähigkeit und Steifigkeit von selbstbohrenden Holzschrauben sind weitgehend unbekannt. Berücksichtigt werden derzeit die Rohdichte, der Durchmesser und die Eindrehtiefe. Die bekannten Werte sollen validiert und die Einflüsse der Temperatur, der Holzfeuchte und der Einbettungstiefe sowie die Beeinflussungen durch Beanspruchungsinteraktionen (die derzeit pauschal im Beiwert k_{mod} beinhaltet sind) detailliert untersucht werden.
- **FIND?**
Detaillierte Erkenntnisse zur Abhängigkeit der Tragfähigkeit von selbstbohrenden Holzschrauben unter axialer Belastung von den angeführten Parametern sollen gefunden werden. Auf Basis der einzelnen untersuchten, verhaltensbeschreibenden Parameter soll ein verhaltenserklärendes Modell für die axiale Tragfähigkeit, unter Einsatz der bereinigten Einzeleffekte entstehen (Mischform).

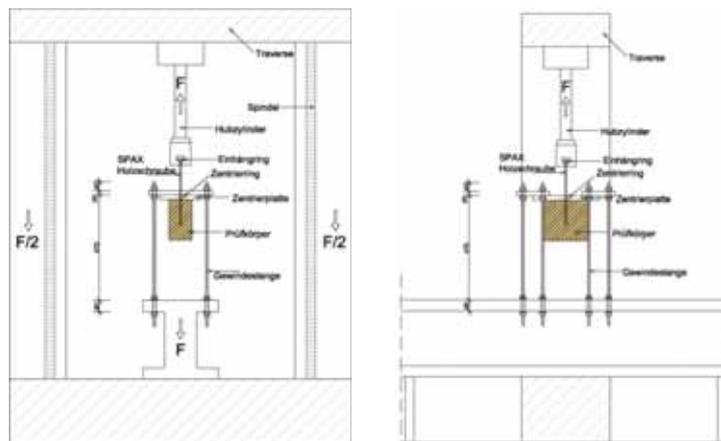


Abb. 3-5: Versuchskonfiguration (Experiment) zur Ermittlung der Ausziehbruchkraft für selbstbohrende Holzschrauben

- **GIVEN?**
Bekannt ist der quantitative Einfluss des Durchmessers, der Eindrehtiefe und der Rohdichte des Holzes. Eine Beeinflussung aus der Temperatur und Holzfeuchte ist zu erwarten. Infolge der verhaltensbeschreibenden Vorgehensweise werden jedoch alle Parameter für das verwendete Material überprüft.
- **ASSUME?**
Angenommen werden darf, fundiert auf früheren Untersuchungen [15], dass die verschiedenen Schrauben unterschiedlicher Hersteller qualitativ und quantitativ durch ein Ersatzprodukt beschrieben werden können. Auch wird auf eine Untersuchung von mit 45° zur Faser geeigneten Schrauben verzichtet, da ihr Verhalten weitgehend dem von rechtwinklig zur Faser eingedrehten Schrauben entspricht.
- **HOW?**
Einen wesentlichen Einfluss besitzt die natürliche Variation der Holzeigenschaften. Dieser Tatsache muss durch besondere Maßnahmen im Vorfeld (Gruppenbildung für die Einzelparameter) Rechnung getragen werden.

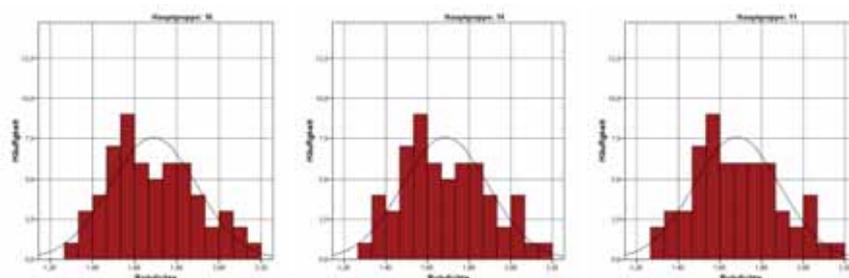


Abb. 3-6: Gruppenbildung zur Gewährleistung der Vergleichbarkeit

In diesen Gruppen werden jeweils einzelne Parameter variiert, wobei je Gruppe vier Stufen des betrachteten Parameters geprüft werden. Allen Gruppen gemein ist die Rohdichteverteilung (global) und ein gemeinsamer Referenzversuch, der in jeder Gruppe vorgenommen wird, um die Überschneidungspunkte der gewonnenen Beziehungen zu definieren.

▪ **PREDICT?**

Das Modell soll die Eigenschaft „Auszieh Widerstand“ in Abhängigkeit der angeführten Parameter beschreiben.

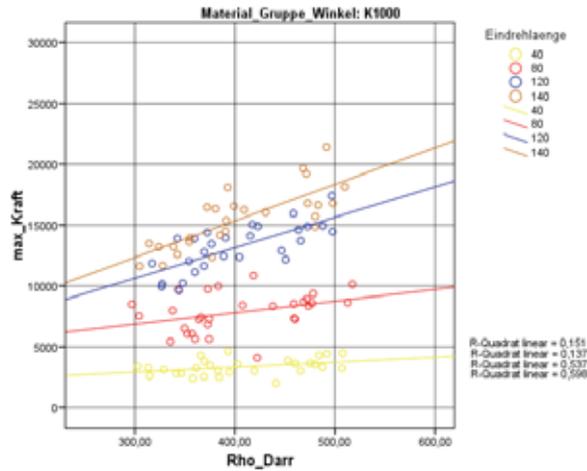


Abb. 3-7: Ausziehbruchkraft in Abhängigkeit der Rohdichte für Vollholz (Fichte) für unterschiedliche Eindrehlängen; Referenzholzfeuchte $u = 12\%$

▪ **VALID & VERIFIED?**

Validierungsversuche werden durch stichprobenartige Vergleiche durchgeführt, um die Vorhersagegenauigkeit des erarbeiteten Modells zu kontrollieren – beispielsweise durch Variation der Holzherkunft oder der Schraubentypen (von den dem Modell zugrunde liegenden Werten abweichende Eigenschaften)

▪ **IMPROVE?**

Als eine der ersten zusätzlichen Maßnahmen wurde, infolge einer Beobachtung an anderen Versuchen, die Interaktion mit eingepprägten (d.h. bereits vorhandenen) Spannungen im Bauteil dem Modell hinzugefügt.

▪ **USE?**

Das Modell soll die Prognose der Tragfähigkeit von Holzschrauben vereinheitlichen und alle relevanten Einflüsse enthalten. Ziel ist es, eine einheitliche Darlegung für selbstbohrende Holzschrauben zu erreichen (derzeitige Regelung durch >35 technische Zulassungen).

4 Simulation

4.1 Allgemeines

Basis jeder Simulation ist ein System und das darauf begründete und mit einem Zweck verbundene Modell. Da jede Simulation auf einem Modell beruht, ist es nachvollziehbar, dass je nach Modelltyp – „black box“, „grey box“ oder „glas box“ – auch unterschiedliche Qualitäten in der Simulation zu erwarten sind. Wie bereits erwähnt, werden für Simulationen „glas box“- oder „grey box“-Modellansätze und somit **verhaltensklärende** Modelle angestrebt. Dies erfordert die Definition und Erfassung aller („glas box“) oder zumindest der relevanten („grey box“) Elemente und Wirkungsbeziehungen. Um nun ein simulationsfähiges Modell zu erhalten, müssen diese Wirkungsbeziehungen als **berechenbare funktionale Zusammenhänge** spezifiziert und somit quantifiziert werden.

4.2 Schritte zum simulationsfähigen Modell

Folgende Schritte nach Bossel [2] können angeführt werden, welche die Möglichkeit aufzeigen, zu einem simulationsfähigen Modell zu gelangen:

- *dimensionale Analyse*
Die **Bedeutung** und Dimension der **Elemente** müssen exakt festgelegt werden.
- *Ermittlung der funktionalen Beziehungen*
Die Wirkungsbeziehungen zwischen den Elementen müssen in ihrer funktionalen Abhängigkeit eindeutig spezifiziert werden.
- **Quantifizierung**
Die Wirkungsbeziehungen müssen quantifiziert werden.
- *Entwicklung des Simulationsdiagramms (Ablaufdiagramm)*
- *Simulationsanweisungen und rechenfähiges Modell*
- *Gültigkeitsprüfung für die Modellstruktur*
Die Struktur des „realen“ Systems sollte durch das Modell korrekt wiedergegeben werden.
- *Entwicklung alternativer Darstellungsformen*
Erhöhung der Übersichtlichkeit und Verständlichkeit durch Modularisierung ohne Gültigkeitseinbußen.
- *Versuch der Kompaktdarstellung*
Rückführung auf einfachere, elementare Strukturen zur Erleichterung der Analyse und Verallgemeinerung.

Neben der Relevanz der Elemente und deren Wirkungsbeziehungen ist insbesondere darauf zu achten, dass diese quantifizierbar und formal darstellbar sind. Nicht selten erfordert dies die Berücksichtigung und somit den Input von aus Experimenten resultierenden und mit Streuungen behafteten Datenreihen (siehe Abschnitt 5.2).

Verbleibt noch die Gültigkeitsprüfung der aus der Simulation resultierenden Ergebnisse in Form von Verlässlichkeits-, Sensitivitäts- (Variation empfindlicher Parameter) und Plausibilitätsprüfungen. Es ist darauf zu achten, dass die simulierten Ergebnisse plausibel sind, den physikalischen Grundsätzen nicht widersprechen und dem allgemein anerkannten, nicht widerlegten Verhalten entsprechen. Die Validierung der simulierten Ergebnisse ist erforderlich; dies erfolgt gewöhnlich über Experimente.

5 Experiment

5.1 Allgemeines zu Beobachtung und Experiment

Betrachtet man die in der Wissenschaftsdisziplin „Holzbau und Holztechnologie“ vorliegenden Forschungsarbeiten zur Beschreibung des Werkstoffes Holz, so wird man feststellen, dass der vorliegende Stand des Wissens primär auf Beobachtungsaussagen und Aussagen auf Basis von Experimenten beruht. A.F. Chalmers schreibt in [3] „*Gesetze und Theorien, die wissenschaftliche Erkenntnis konstituieren, werden per Induktion aus einer sachlichen Basis gewonnen, die die Beobachtung und das Experiment liefern.*“ (siehe Abb. 5-1).

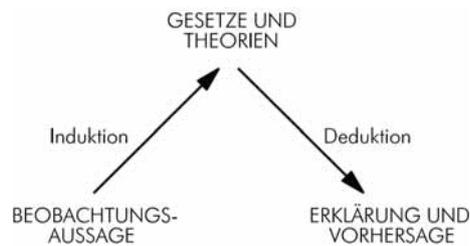


Abb. 5-1: Induktion und Deduktion in der Wissenschaft gemäß Chalmers [3]

Er stellt aber auch klar, dass ein induktiver Schluss von beobachtbaren Tatsachen auf wissenschaftliche Gesetze nur zu rechtfertigen ist, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

- *Verallgemeinerungen müssen auf einer großen Anzahl von Beobachtungen beruhen.*
- *Die Beobachtungen müssen unter einer großen Vielfalt von Bedingungen wiederholt worden sein.*
- *Keine Beobachtungsaussage darf im Widerspruch zu dem entsprechenden allgemeinen Gesetz stehen.*

Es wird rasch klar und einsichtig, dass die obigen Bedingungen nur schwer bis nicht erfüllbar sind. Was wird unter einer „großen Anzahl“ verstanden? Auch wenn es gelänge, eine große Anzahl von Experimenten zur Schaffung relevanter Tatsachen zu einer Fragestellung zustande zu bringen (ohne eine Zahl nennen zu müssen), hätte man immer nur eine endliche Anzahl von Einzelaussagen auf Basis der vorliegenden Resultate aus den einzelnen Experimenten zur Verfügung. Dasselbe gilt für die zweite Bedingung. Hier spielt insbesondere der momentane Wissensstand eine wesentliche Rolle, um nur relevante Bedingungen bei der Planung von Experimenten in Betracht ziehen zu können. Die Verwendung eines „Morphologischen Kastens“ kann hier helfen, die Einflussparameter, verbunden mit deren Ausprägungen bestmöglich zu isolieren, um **relevante Kombinationen** für eine Versuchsplanung erhalten zu können. Liefert allerdings eine der Beobachtungen einen Widerspruch, so ist klar, dass eine Verallgemeinerung nicht mehr gerechtfertigt ist und somit die dritte Bedingung ebenfalls nicht erfüllt werden kann.

Es muss daher zur Kenntnis genommen werden, dass die obigen Bedingungen für einen induktiven Schluss auf eine Theorie oder ein Gesetz respektive ein Modell – ausgehend von relevanten Tatsachen aus Beobachtungen und Experimenten – immer mit Unsicherheiten verbunden sind. Ausschließlich auf Experimente basierende wissenschaftliche Aussagen sind daher mit dem Adjektiv „wahrscheinlich“ behaftet, da die Beweisbarkeit der Wahrheit dieser Aussagen auf der dargelegten Basis nicht möglich ist und letztendlich der erfahrungsgeprägten Argumente bedarf, um eine vorläufige „Wahrheit“ (sprich Modellvorstellung von der „Struktur der Wirklichkeit“) definieren zu können. A.F. Chalmers spricht in diesem Zusammenhang von „(...) einer gewaltigen Aufgabe angesichts der Fähigkeit der Natur, uns zu überraschen“ [3].

Angesichts der obigen Ausführungen ist jeder induktive Schluss mit einer Wahrscheinlichkeit und somit mit einem bestimmten Maß an Zuverlässigkeit oder anders gesprochen mit einem bestimmten Maß an Unzuverlässigkeit behaftet. Auf dieser Basis festgelegte Material- bzw. Produktmodelle – die Ansprache gilt den nachfolgend angesprochenen Produktmodellen – unterliegen daher ebenfalls diesen Gesetzmäßigkeiten.

Dazu noch einen Auszug aus einem Zitat von M. Planck zum Thema „Die Aufgabe der Wissenschaft“, gesendet am 08. Oktober 1947: „(...) Vor allem hat sich seit etwa einem Jahrhundert die Teilung in Experiment und Theorie vollzogen. (...) Ein Versuch bedeutet die

Stellung einer an die Natur gerichteten Frage, und eine Messung bedeutet die Entgegennahme der von der Natur darauf erteilten Antwort. Aber ehe man einen Versuch ausführt, muss man ihn ersinnen, d.h. man muss die Frage an die Natur formulieren und ehe man eine Messung vermerkt, muss man sie deuten, d.h. man muss die von der Natur erteilte Antwort verstehen.“

5.2 Modell, Simulation und Experiment – Beispiel BSH

Wenn nun von der Modellbildung für das Bauprodukt Brettschichtholz gesprochen wird, so bedeutet dies, dass damit kein gesamthaftes Modell zur Beschreibung aller relevanten Parameter und Ausprägungen gemeint ist. Dieses liegt schlichtweg nicht vor und wird auch in naher Zukunft nicht zur Verfügung stehen. Vielmehr wird anschließend von Tragmodellen mit eingegrenzten Gültigkeitsbereichen unter Zugrundelegung ausgewählter Parameter respektive Merkmalen gesprochen. Weiters sei an dieser Stelle angemerkt, dass der Versuch einer Validierung gewählter Tragmodelle nahezu ausschließlich auf experimentellen Untersuchungen beruht (verbunden mit den oben erwähnten Problemen betreffend die Aussagekraft). Fallweise – und dies wird in der EN 1995-1-1 auch zugelassen – basieren die gegenwärtig vorliegenden und in Diskussion befindlichen Materialkenngrößen für Brettschichtholz auf Festlegungen und Rückschlüssen aus nationalen Dokumenten und auf Erfahrungen. Dort heißt es unter 3.1.1 Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte: *„Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte sind für diejenigen Beanspruchungsarten, denen der Baustoff in der Konstruktion ausgesetzt ist, aufgrund von Versuchen oder aber auf der Grundlage von Vergleichen mit ähnlichen Holzarten und Klassen oder Holzwerkstoffen oder aufgrund bekannter Beziehungen zwischen den verschiedenen Eigenschaften zu bestimmen“*.

Die vorliegenden „Tragmodelle Biegung“ für Brettschichtholz beschreiben den Zusammenhang zwischen den Biegekenngrößen des Brettschichtholzes und den Zugkenngrößen des Ausgangsmaterials – den Zugkenngrößen der Brettware und der Zugfestigkeit der Keilzinkenverbindung. Dieser als so genannter „laminating effect“ (Lamelliereffekt) bekannte Effekt stellt die experimentell belegbare Tatsache des Festigkeitsanstieges eines als System wirkenden Paketes von Brettlamellen im Brettschichtholzquerschnitt im Vergleich zur Festigkeit der Einzellamelle dar. Dafür sind folgende Einflussfaktoren verantwortlich:

- *Einfluss der Versuchskonfiguration respektive der Unterschied zwischen der Beanspruchbarkeit des Einzelbrettes unter Versuchsbedingungen und als Zuglamelle im Brettschichtholzquerschnitt*
- *Einfluss der Verstärkung von Zonen geringer Steifigkeit und/oder Festigkeit innerhalb eines Brettes durch benachbarte Brettlamellen im Brettschichtholzquerschnitt*
- *Einfluss eines zusätzlichen Verstärkungseffektes durch die Verteilung und zufällige Positionierung von Brettlamellen geringerer Tragfähigkeit innerhalb des Brettschichtholzquerschnittes.*

Die beiden letztgenannten Einflüsse resultieren selbst aus mechanischen sowie statistischen Subeffekten welche sich als solche schwer fassen und durch Interaktionen auch nur bedingt trennen lassen. Hinzu kommen Effekte, welche ihrerseits den Lamellierfaktor selbst nicht beeinflussen, sehr wohl aber das versuchstechnisch ermittelte Ergebnis, wie der erstgenannte Einfluss der Versuchskonfiguration. Des Weiteren sind hier zu nennen:

- *Einfluss der Versuchsdurchführung sowie der Messwerterfassung und dessen Wiederholbarkeit*

In der EN 408:2007/prA1:2007 heißt es: „The values obtained in any determination of the properties of timber depend upon the test methods used. It is therefore desirable that these methods be standardized so that results from different test centres can be correlated.“

- *Einfluss der Auswertung von Ergebnissen unter Zuhilfenahme statistischer Methoden*
- *Einfluss der subjektiven Interpretation von Versuchsergebnissen, gekoppelt mit den Erfahrungswerten der damit befassten Wissenschaftler.*

Seitens der letztgenannten Einflüsse ist vor allem jener der statistischen Auswertung hervorzuheben [17].

Unter dem System „Brettschichtholz“ werden definitionsgemäß Bauteile aus Brettlamellen verstanden, die vorwiegend parallel zur Faserrichtung verklebt sind. In Abb. 5-2 sind ein BSH-Bauteil und die modellhafte Umsetzung ersichtlich.

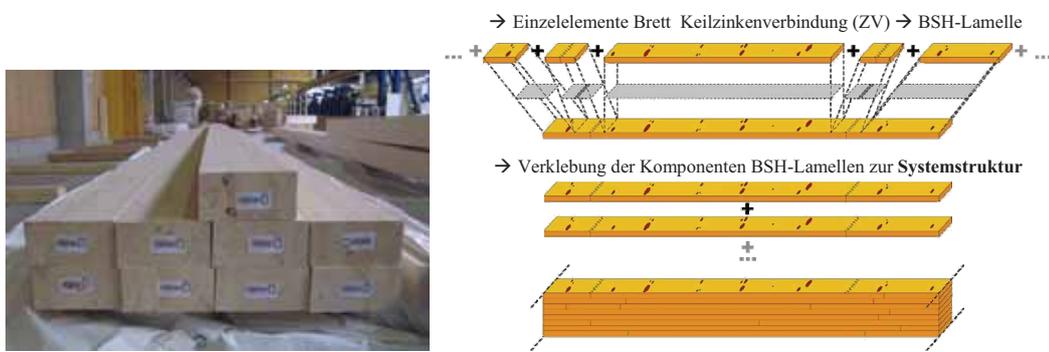


Abb. 5-2: System und Modell „Brettschichtholz“

Es ist erkennbar, dass das System „Brettschichtholz“ aus den Subsystemen respektive Einzelementen

- **Brett** (Holzart, Sortierung, Oberfläche)
- **Keilzinkenverbindung (KZV)** (Anordnung, Geometrie, Verklebung) und einer
- **Flächenverklebung**

besteht. Daraus resultiert das aus den Subsystemen „BSH-Einzelamellen“ (= „Brett“ + „KZV“) und „Flächenverklebung“ aufgebaute System „Brettschichtholz“, wobei ein BSH-Bauteil über den Querschnitt und die Länge vertiefend zu definieren ist:

- Querschnittsgeometrie (**rechteckförmig**, I-QS, kreisförmig)
- Lage der BSH-Lamellen (gewöhnlich **horizontal**)
- Querschnittsaufbau (**homogen** oder kombiniert)
- Beanspruchung (**M**, **N**, **Q** und Kombinationen)
- Zonenverstärkungen (Wo: **ohne**, Zug, Druck, Schub und Kombinationen)
- Verstärkungsmaterial (Was: **ohne**, Holz, Holzwerkstoffe, Stahl, FKV)
- Tragwerksbauteil (**Einfeld**-, Durchlaufträger, Fachwerkgurt)
- Trägerhöhe (**konstant**, veränderlich)
- Trägerachse (**gerade**, gekrümmt)

Aus der obigen Darstellung wird ersichtlich, dass für das Brettschichtholz ein breiter Einsatzbereich gegeben ist. Die Abb. 5-3 zeigt zwei mögliche Einsatzbereiche, die diese Bandbreite hinsichtlich der Querschnitts- und Längsabmessungen veranschaulichen sollen. Einerseits die Verwendung eines BSH-Vollwandträgers zur Realisierung großer Spannweiten und andererseits den Einsatz von BSH zur Realisierung der Regalträger eines Hochregallagers.



Abb. 5-3: Einsatzbereiche von Brettschichtholz – Hallenbinder und Regalträger

Damit kann der breite Einsatzbereich von BSH beispielhaft veranschaulicht werden. Es stellt sich für jedes und auch das gegenwärtig normativ verankerte BSH-Modell und den damit verbundenen charakteristischen Kenngrößen die Gültigkeitsfrage. Alleine vier Aspekte sind aus den oben dargestellten Einsatzbereichen sofort ersichtlich, welche die Werkstoffkenngrößen beeinflussen, nämlich die unterschiedlichen

- Einsatzorte (klimatische Einflüsse – Nutzungsklassen),
- Abmessungen (Querschnitt und Ansicht – Volumeneinfluss),
- Lagerungen (einfeldrig, durchlaufend – Spannungsinteraktionen) sowie
- Lasteinwirkungen (Gleichlasten, Einzellasten).

Das in der EN 1995-1-1 eingangs des Kapitels 3 angeführte Prinzip – „*Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte sind für diejenigen Beanspruchungsarten, denen der Baustoff in der Konstruktion ausgesetzt ist, aufgrund von Versuchen oder aber auf der Grundlage von Vergleichen mit ähnlichen Holzarten und Klassen oder Holzwerkstoffen oder aufgrund bekannter Beziehungen zwischen den verschiedenen Eigenschaften zu bestimmen.*“ – gibt keine Antwort auf die Frage: Welche Bauteilgeometrien, Beanspruchungsarten und weitere Randbedingungen können mit einer stellvertretenden Versuchskonfiguration abgedeckt werden?

Zur Vergleichbarkeit unterschiedlicher Prüfserien ist es erforderlich, für Prüfkonfigurationen Referenzbedingungen festzulegen. Diese sind in Form entsprechender Prüfnormen festzuschreiben und bilden zusammen mit den Produktnormen ein nicht trennbares Ganzes. Möchte man die charakteristischen Kenngrößen für ein Produkt in einer Norm darstellen, so ist es unerlässlich, allgemein akzeptierte und verwendbare Prüfprozesse in Form einer Prüfnorm oder entsprechender Richtlinien vorliegend zu haben. In der Tab. 5-1 sind die Referenzbedingungen für Brettschichtholz gemäß EN 1194:1999 dargelegt (hinzu kommt noch die Referenzfeuchte von 12 %).

Tab. 5-1: Referenzbedingungen für Brettschichtholz gemäß EN 1194:1999

Brettware	$b_{ref} = 150 \text{ mm}; t_{ref} = 40 \text{ mm}$ (Empfehlung, keine explizite Normenforderung) $l_{ref} = 2000 \text{ mm}$ (freie Prüflänge) $k_{size} = (b/150)^{0,1} \cdot (l/2000)^{0,1}$ $k_v = 1,0$; Faktor gemäß EN 384 ist generell mit 1,0 anzusetzen
Keilzinken	Zug: Astfreie Zugprüflänge von $l = 200 \text{ mm}$ Biegung: Flachkantbiegeprüfung gemäß EN 386 bzw. EN 385, Prüfung nach EN 408; freie Stützweite $\geq 15 \cdot t$; in der mittleren Hälfte: fehlerfreier Prüfkörper (bei $t = 40 \text{ mm}$ $\rightarrow 7,5 \cdot 40 = 300 \text{ mm}$, somit beidseitig der KZ min. 150 mm) $k_f = 1,0$; Faktor gemäß EN 385 ist generell mit 1,0 anzusetzen
BSH-Träger	Versuchskonfiguration gemäß EN 408 $b_{ref} = 150 \text{ mm}$ $h_{ref} = 600 \text{ mm}$ $k_{size} = (b/150)^{0,05} \cdot (h/600)^{0,1}$

Die auf Basis von Modellbildung und Experiment gewonnenen Resultate beziehen sich daher auf die oben angeführten Referenzbedingungen, bilden die Grundlage der Festlegung von charakteristischen Kenngrößen und sind für die Nachweisverfahren – Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit – entsprechend zu modifizieren.

Betrachtet man das Tragmodell „Biegung“ für Brettschichtholz, so ist – gemäß dem Modellbildungsprozess (siehe Abb. 3-2) – darauf Bedacht zu nehmen, welche relevanten Systemelemente und Relationen bei der Modellbildung in Form von Funktionen zu beschreiben sind. In Tab. 5-2 und Tab. 5-3 sind vier der gegenwärtig in Diskussion befindlichen BSH-Modelle eingehender gegenübergestellt. Tab. 5-2 zeigt die in den jeweiligen Modellen berücksichtigten Parameter und Variablen. In Tab. 5-3 finden sich die formalen Zusammenhänge für die BSH-Biegefestigkeit und die Mindestanforderungen an die Keilzinkenzugfestigkeit (beide in Abhängigkeit der Brettzugfestigkeit).

Tab. 5-2: Tragmodell „Biegung“ – Eigenschaften im Modell

	Material				Geometrie		
	$f_{t,0,l,k}$	$f_{t,j,k}$	$COV-f_{t,l}$	$COV-f_{t,j}$	t_{lam}	h_{beam}	b_{beam}
EN 1194:1999	✓	✓	\sim^1	\sim^1	-	✓	✓
Blaß/Frese	✓	✓	\sim^1	\sim^1	-	✓	-
Riberholt	✓	✓	✓	-	✓	\sim^2	-
Brandner/Schickhofer ³	✓	✓	✓	✓	-	✓	-

¹ Basis: Simulationsmodell F. Colling; Regressionsgleichungen; keine explizite Berücksichtigung der Streuung

² Kein Vorschlag vorliegend; Akzeptanz der Referenzhöhe $h_{ref} = 600 \text{ mm}$ gegeben

³ Streuungen (COV; vis. oder masch.) im Material (aus Sortierung und Herkunft) explizit im Modell berücksichtigt

Tab. 5-3: Biegefestigkeit und Mindestanforderungen an die Keilzinkenzugfestigkeit

Modell/Wer	$f_{m,g,k} [\text{N/mm}^2]$	Anmerkungen	Basis
EN 1194:1999 ¹	$7 + 1,15 \cdot f_{t,0,l,k}$	VIS=MASCH	Sim.-Mod. ⁶ /Exp.
Blaß/Frese ²	$17 + 0,45 \cdot f_{t,0,l,k} + 0,004 \cdot f_{t,0,l,k}^2$	VIS=MASCH	Sim.-Mod. ⁶ /Exp. Val. folgt
Riberholt ³	$(3 [1,5] + f_{t,0,l,k} + (f_{t,0,l,k})^{0,5}) \cdot (1,27 - \frac{t}{167})$	VIS≠MASCH	Experimente
Brandner/Schickhofer ⁴	$2,8 [2,5] \cdot f_{t,0,l,k}^{0,8}$	VIS≠MASCH ⁵	Experimente

Modell/Wer	$f_{t,j,k}$ [N/mm ²]	Anmerkungen	Basis
EN 1194:1999 ¹	$5 + f_{t,0,l,k}$	VIS=MASCH	
Blaß/Frese ²	$16 + 0,53 \cdot f_{t,0,l,k}$	VIS=MASCH	
Riberholt ³	$2 + f_{t,0,l,k}$	VIS=MASCH	
Brandner/Schickhofer ⁴	$1,4 [1,2] \cdot f_{t,0,l,k}$	VIS≠MASCH ⁵	

¹ ON EN 1194:1999 [18]

² CIB-W18/41-12-2,A2 [11]

³ Nordic Glulam – Mechanical properties [16]

⁴ Strength model for GLT [7]

⁵ Unterscheidung bezieht sich auf Unterschied im COV; COV = 25 % ± 5 % (z. B. MASCH), COV = 35 % ± 5 % (z. B. VIS)

⁶ Basis: Simulationsmodell F. Colling/KAREMO

In Tab. 5-4 werden die vorliegenden Modelle für unterschiedliche BSH-Festigkeitsklassen – GL24h bis GL36h (COV: 25 % ± 5 %, z. B. maschinell sortiert) – zahlenmäßig gegenübergestellt.

Tab. 5-4: Vergleichende Gegenüberstellung der in Diskussion stehenden Modelle – COV: 25 % ± 5 %, z. B. maschinell sortiert – BSH-Festigkeitsklassen: GL24h, GL32h und GL36h

	GL24h			GL32h			GL36h		
	$f_{t,l,k}$	$f_{t,j,k}$	$f_{m,j,k}$	$f_{t,l,k}$	$f_{t,j,k}$	$f_{m,j,k}$	$f_{t,l,k}$	$f_{t,j,k}$	$f_{m,j,k}$
EN 1194:1999	15,0	20,0	29,0	22,0	27,0	39,0	25,5	30,0	43,5
Blaß/Frese	14,0	24,0	33,0	27,0	31,0	43,0	33,0	34,0	47,0
Riberholt	17,5	19,5	29,5	24,5	26,5	40,0	28,0	30,0	45,0
Brandner/Schickhofer	17,0	20,5	32,0	24,0	29,0	42,0	28,0	33,5	47,0

Tab. 5-5 enthält die Gegenüberstellung der Festigkeitskenngrößen für die vorliegenden Modelle für unterschiedliche BSH-Festigkeitsklassen – GL24h und GL28h (COV: 35 % ± 5 %, z. B. visuell sortiert).

Tab. 5-5: Vergleichende Gegenüberstellung der in Diskussion stehenden Modelle – COV: 35 % ± 5 %, z. B. visuell sortiert – BSH-Festigkeitsklassen: GL24h und GL28h

	GL24h			GL28h		
	$f_{t,l,k}$	$f_{t,j,k}$	$f_{m,j,k}$	$f_{t,l,k}$	$f_{t,j,k}$	$f_{m,j,k}$
EN 1194:1999	15,0	20,0	29,0	18,5	23,5	34,0
Blaß/Frese	14,0	24,0	33,0	21,0	27,0	38,0
Riberholt	16,5	18,5	28,0	20,0	22,0	33,0
Brandner/Schickhofer	14,5	20,5	28,5	18,0	25,0	33,0

Das in der EN 1194:1999 verankerte als auch das als „proposal“ vorgeschlagene Modell von Blaß/Frese (beide haben als Basis das Simulationsmodell von F. Colling/KAREMO) – siehe [11] (im Paper, Seite 1-12 wird der Unterschied zwischen „visuell“ und „maschinell“ noch berücksichtigt) – gelten gleichermaßen für visuell als auch für maschinell sortiertes Brettmaterial. Die unterschiedlichen Streuungen im Ausgangsmaterial finden im Modell von Riberholt und Brandner/Schickhofer explizit ihre Berücksichtigung.

Bezieht man die Vergleiche auf das noch gültige Modell der EN 1194:1999 so zeigt sich für BSH aus z. B. maschinell (COV: 25 % ± 5 %) sowie aus z. B. visuell sortierter Brettware (COV: 35 % ± 5 %) folgendes Bild (siehe auch Tab. 5-6 sowie Abb. 5-4 und Abb. 5-5).

Tab. 5-6: Vergleiche der Modelle „Blaß/Frese“, „Riberholt“ und „Brandner/Schickhofer“ mit dem Modell nach EN 1194

	EN 1194	Blaß/Frese		Riberholt		Brandner/Schickhofer	
GL24h _{masch}	$f_{t,l,k}$ (15,0)	14,0	-1,0 N/mm ² -6,7 %	17,5	+2,5 N/mm ² 16,7 %	17,0	+2,0 N/mm ² +13,3 %
	$f_{t,j,k}$ (20,0)	24,0	+4,0 N/mm ² +20,0 %	19,5	-0,5 N/mm ² -2,5 %	20,5	+0,5 N/mm ² +2,5 %
	$f_{m,j,k}$ (29,0)	33,0	+4,0 N/mm ² +13,7 %	29,5	+0,5 N/mm ² +1,7 %	32,0	+3,0 N/mm ² +10,3 %
GL32h _{masch}	$f_{t,l,k}$ (22,0)	27,0	+5,0 N/mm ² +22,7 %	24,5	+2,5 N/mm ² +11,4 %	24,0	+2,0 N/mm ² +9,1 %
	$f_{t,j,k}$ (27,0)	31,0	+4,0 N/mm ² +14,8 %	26,5	-0,5 N/mm ² -1,9 %	29,0	+2,0 N/mm ² +7,4 %
	$f_{m,j,k}$ (39,0)	43,0	4,0 N/mm ² +10,2 %	40,0	+1,0 N/mm ² +2,6 %	42,0	+3,0 N/mm ² +7,7 %
GL36h _{masch}	$f_{t,l,k}$ (25,5)	33,0	+7,5 N/mm ² +29,4 %	28,0	+2,5 N/mm ² +9,8 %	28,0	+2,5 N/mm ² +9,8 %
	$f_{t,j,k}$ (30,0)	34,0	+4,0 N/mm ² +13,3 %	30,0	±0 N/mm ² ±0 %	33,5	+3,5 N/mm ² +11,7 %
	$f_{m,j,k}$ (43,5)	47,0	+3,5 N/mm ² +8,0 %	45,0	+1,5 N/mm ² 3,4 %	47,0	+3,5 N/mm ² +8,0 %
GL24h _{vis}	$f_{t,l,k}$ (15,0)	14,0	-1,0 N/mm ² -6,7 %	16,5	+1,5 N/mm ² 10,0 %	14,5	-0,5 N/mm ² -3,3 %
	$f_{t,j,k}$ (20,0)	24,0	+4,0 N/mm ² +20,0 %	18,5	-1,5 N/mm ² -7,5 %	20,5	+0,5 N/mm ² +2,5 %
	$f_{m,j,k}$ (29,0)	33,0	+4,0 N/mm ² +13,7 %	28,0	-1,0 N/mm ² -3,4 %	28,5	-0,5 N/mm ² -1,7 %
GL28h _{vis}	$f_{t,l,k}$ (18,5)	21,0	+2,5 N/mm ² +13,5 %	20,0	+1,5 N/mm ² 8,1 %	18,0	-0,5 N/mm ² -2,7 %
	$f_{t,j,k}$ (23,5)	27,0	+3,5 N/mm ² +14,9 %	22,0	-1,5 N/mm ² -6,4 %	25,0	+1,5 N/mm ² +6,4 %
	$f_{m,j,k}$ (34,0)	38,0	+4,0 N/mm ² +11,8 %	33,0	-1,0 N/mm ² -2,9 %	33,0	-1,0 N/mm ² -2,9 %

▪ **Modell Blaß/Frese**

Das Modell von Blaß/Frese fordert für die Festigkeiten der Brettware und der Keilzinken generell höhere Festigkeitskenngrößen als das Vergleichsmodell der EN 1194 (zwischen 13 % und 30 % für Zugfestigkeiten; zwischen 8 % und 14 % für die KZ-Biegefestigkeit). Lediglich für die BSH-Festigkeitsklasse GL24h_{masch} werden für die Zugfestigkeit des Grundmaterials niedrigere Werte verlangt.

Für BSH mit einer Streuung des Ausgangsmaterials von COV 35 % ± 5 % fordert Blaß/Frese für die BSH-Klasse GL24h_{vis} eine Verringerung der Brett-Zugfestigkeit um 1,0 N/mm² (6,7 %). Ansonsten wird eine konsequente Erhöhung aller Festigkeitskennwerte für Bretter und Keilzinken um 2,5 N/mm² bis 4,0 N/mm² (12 % bis 20 %) vorgeschlagen.

▪ **Modell Riberholt**

Das Modell von Riberholt weist aufgrund der geringeren Streuung des Ausgangsmaterials um 2,5 N/mm² höhere Zugfestigkeiten für das Grundmaterial auf als das Vergleichsmodell der EN 1194. Auch die Biegefestigkeit der Keilzinke wird mit

zwischen 0,5 N/mm² und 1,5 N/mm² höher angegeben. Für die Zugfestigkeit der Keilzinke fordert Riberholt einen um 0,5 N/mm² niedrigeren Kennwert (bzw. ±0 N/mm²), wobei die Begründung teils in einer größeren Homogenität des nordischen Brettmaterials zu suchen ist. Gewöhnlich kann mit geringeren Streuungen gerechnet werden, was dazu führt, dass der Unterschied in der Streuung zwischen Brettzugfestigkeit und Keilzinkenzugfestigkeit geringer ausfällt.

Für BSH mit einer Streuung des Ausgangsmaterials von COV 35 % ± 5 % schlägt Riberholt eine Erhöhung der Zugfestigkeit der Brettware um 1,5 N/mm² sowie eine Verringerungen der Keilzinkenfestigkeiten um 1,0 N/mm² bis 1,5 N/mm² vor.

▪ **Modell Brandner/Schickhofer**

Das Modell von Brandner/Schickhofer fordert generell höhere Zug- und Biegefestigkeiten als das Vergleichsmodell, wobei die Erhöhungen zwischen 0,5 N/mm² und 3,5 N/mm² liegen (2,5 % bis 13,3 %).

Für BSH mit einer Streuung des Ausgangsmaterials von COV 35 % ± 5 % fordert das Modell Brandner/Schickhofer für die Brettzugfestigkeiten für GL24h_{vis} und GL28h_{vis} einen um 0,5 N/mm² niedrigeren Kennwert als das Vergleichsmodell nach EN 1194. Neben der Verringerung der Anforderungen der Keilzinkenbiegefestigkeit, erfolgt die Festlegung von erhöhten Anforderungen an die Keilzinkenzugfestigkeit mit 0,5 N/mm² für GL24h_{vis} und 1,5 N/mm² für GL28h_{vis} (2,5 % bis 6,4 %).

Über die grafische Darstellung der vier unterschiedlichen Modelle und deren festgelegten Anforderungen in Abb. 5-4 und Abb. 5-5 ist ersichtlich, dass sich die Modelle „EN 1194“, „Riberholt“ und „Brandner/Schickhofer“ für die Brettzugfestigkeit annähernd parallel zu einander abbilden und einen entsprechenden Trend aufweisen. Das Modell „Blaß/Frese“ zeigt hingegen einen flach ansteigenden Verlauf in Bezug auf die Zugfestigkeit des Ausgangsmaterials.

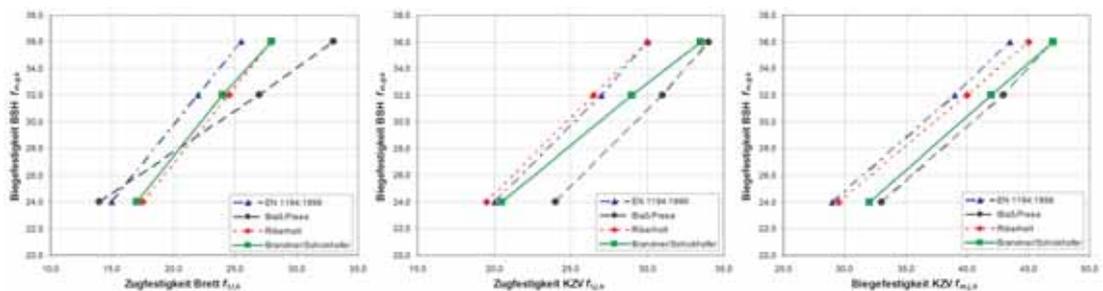


Abb. 5-4: Vergleichende Gegenüberstellung der in der Tab. 5-4 zahlenmäßig tabellierten Tragmodelle – COV: 25 % ± 5 %, z. B. maschinell sortiert

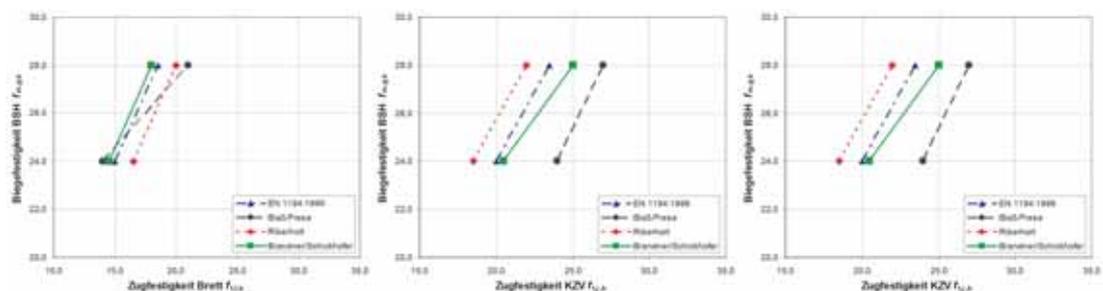


Abb. 5-5: Vergleichende Gegenüberstellung der in der Tab. 5-5 zahlenmäßig tabellierten Tragmodelle – COV: 35 % ± 5 %, z. B. visuell sortiert

Tab. 5-7 und Abb. 5-6 zeigen den Verlauf des so genannten „laminating effect“ (k_{lam} -Faktor: Verhältnis der Biegefestigkeit des BSH-Trägers zur Zugfestigkeit des Ausgangsmaterials) für die erwähnten vier Modelle, auf dem Niveau der 5 %-Quantile.

Tab. 5-7: k_{lam} : Vergleichende Gegenüberstellung der in Diskussion stehenden Modelle – COV: 25 % ± 5 %, z. B. maschinell sortiert – BSH-Festigkeitsklassen: GL24h, GL32h und GL36h sowie für COV: 35 % ± 5 %, z. B. visuell sortiert – BSH-Festigkeitsklassen: GL24h und GL28h

	GL24h _{masch}		GL32h _{masch}		GL36h _{masch}		GL24h _{vis}		GL28h _{vis}	
	$f_{m,g,k}/f_{t,l,k}$	$f_{m,j,k}/f_{t,j,k}$	$f_{m,g,k}/f_{t,l,k}$	$f_{m,j,k}/f_{t,j,k}$	$f_{m,g,k}/f_{t,l,k}$	$f_{m,j,k}/f_{t,j,k}$	$f_{m,g,k}/f_{t,l,k}$	$f_{m,j,k}/f_{t,j,k}$	$f_{m,g,k}/f_{t,l,k}$	$f_{m,j,k}/f_{t,j,k}$
EN 1194:1999	1,60	1,45	1,45	1,44	1,41	1,45	1,60	1,45	1,51	1,45
Blaß/Frese	1,71	1,38	1,19	1,39	1,09	1,38	1,71	1,38	1,33	1,41
Riberholt	1,37	1,51	1,31	1,51	1,29	1,50	1,45	1,51	1,40	1,50
Brandner/Schickhofer	1,41	1,56	1,33	1,45	1,29	1,40	1,66	1,39	1,56	1,32

Klar ersichtlich ist auch hier der parallel verlaufende Trend für drei der Modelle. Das Modell „Blaß/Frese“ zeigt einen stärkeren Abfall dieses Faktors mit zunehmender BSH-Festigkeitsklasse. Angesichts der höheren Anforderungen an die Brettzugfestigkeit, verbunden mit den entsprechenden BSH-Festigkeitsklassen, ist dies durchaus nachvollziehbar. Es ist davon auszugehen, dass **mit zunehmender Homogenisierung der k_{lam} -Faktor abnimmt**. Die Größenordnung des Abfalls – von 1,71 (für GL24h_{masch}) auf 1,09 (für GL36h_{masch}) sowie von 1,71 (für GL24h_{vis}) auf 1,33 (für GL28h_{vis}) – ist allerdings beachtlich.

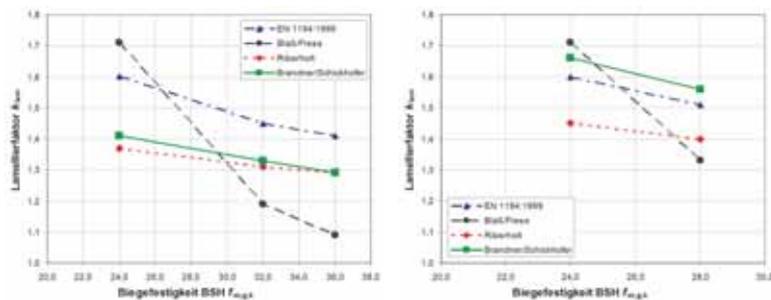


Abb. 5-6: Vergleichende Gegenüberstellung des Lamellierfaktors k_{lam} in Bezug auf die unterschiedlichen Tragmodelle – COV: 25 % ± 5 %, z. B. maschinell sortiert (li) – COV: 35 % ± 5 %, z. B. visuell sortiert (re)

6 Resumee

Der vorliegende Beitrag befasst sich mit der Thematik „System – Modell – Simulation – Experiment“ und versucht, neben einer Erläuterung der Begriffe die Zusammenhänge zwischen diesen darzulegen. So umfasst ein System immer nur einen Realitätsausschnitt, besitzt Systemgrenzen und besteht gewöhnlich aus interagierenden Subsystemen. Wesentlich ist es, die Systemstruktur und die damit verbundenen Relationen/Koppelungen zwischen den Subsystemen richtig zu erfassen, sowie qualitativ und im Weiteren quantitativ zu beschreiben. Die Eigenschaften eines Systems sind durch verschiedene Merkmale und Ausprägungen in Form einer „Morphologischen Matrix“ darstellbar. Damit wird ersichtlich, dass jede Merkmalsänderung die Systemeigenschaften und damit die Systemstruktur beeinflusst und somit den Output verändert. Da das System und die damit verbundenen

Eigenschaften auch die Basis für eine Modellbildung darstellen, beeinflusst diese Tatsache natürlich auch den Modellbildungsprozess und die daraus resultierenden Ergebnisse. Vor jedem Modellbildungsprozess stellt sich daher die Frage des Modellzwecks (WHY?), welcher eingangs zu formulieren ist. Im Zuge des Modellbildungsprozesses sind die relevanten Elemente und Relationen zu definieren und für ein simulationsfähiges Modell über formale Zusammenhänge zu quantifizieren. Die notwendige Validierung (VALID?) der aus dem Modell resultierenden Ergebnisse erfolgt gewöhnlich über Experimente. Unter Berücksichtigung der oben erwähnten Systemgrenzen und der Formulierung des Modellzwecks resultiert auch der Gültigkeitsbereich für das auf (subjektive) Annahmen beruhende Modell. Je nach Annahme und Gewichtung relevanter Elemente und Relationen sind unterschiedliche Modelle für ein und dasselbe System erwartbar, wobei nicht der nicht mögliche Beweis der Richtigkeit, sondern die Begründbarkeit – Verlässlichkeit, Plausibilität und Sensitivität – im Vordergrund steht. Beispiele des Modellbildungsprozesses runden den Beitrag ab. Insbesondere wird in diesem Zusammenhang auf die auf internationaler Ebene stattfindende Diskussion betreffend dem Modellfindungsprozess für das BSH-Tragmodell „Biegung“ eingegangen. Auch hier zeigen sich für ein und denselben Modellzweck auf Grund offensichtlich unterschiedlicher Gewichtungen von Modelleigenschaften Unterschiede in der Modellformulierung.

7 LITERATUR

7.1 Bücher

- [1] BERTALANFFY, L. VON: *General System Theory – Foundations, Development, Applications*. 5. Aufl. New York : George Braziller, 2006 – ISBN-13:978-0-8076-0453-3
- [2] BOSSEL, H.: *Systeme, Dynamik, Simulation – Modellbildung, Analyse und Simulation komplexer Systeme*. Norderstedt : Books on Demand GmbH, 2004 – ISBN 3-8334-0984-3
- [3] CHALMERS, A.F.: *Wege der Wissenschaft – Einführung in die Wissenschaftstheorie*.
- [4] OSSIMITZ, G., LAPP, Chr.: *Das Metanoia Prinzip – Eine Einführung in systemgerechtes Denken und Handeln*. Hildesheim, Berlin : Frankbecker, 2006 – ISBN neu 978-3-88120-422-4
- [5] PROSKE, D.: *Unbestimmte Welt*. Dresden, Wien : Dirk Proske Verlag, 2006 – ISBN-13: 978-3-00-019233-3
- [6] ROPOHL, G.: *Eine Systemtheorie der Technik – Zur Grundlegung der Allgemeinen Technologie*. München, Wien : Carl Hanser Verlag, 1979 – ISBN 3-446-12801-8

7.2 Publikationen

- [7] BRANDNER, R.; SCHICKHOFER, G.: *Strength models for GLT – Statements in regard to the TUG/hbf proposal concerning prEN 14080*. Document N084 (03.04.2008), Presentation in Vienna
- [8] COLLING, F.; FALK, R.H.: *Investigation of Laminating Effects in Glued Laminated Timber*. In: CIB-W18 Timber Structures, Meeting 26 (1993). 13 S.
- [9] DUDDECK, H.: *Modelle der Technik – Wie Ingenieure die Realwelt in Entwurfsmodelle umsetzen*. In: Akademie-Journal (2001), Nr. 1. S.

- [10] DUDDECK, H.: Modelle in den Technikwissenschaften.
- [11] FRESE, M.; BLASS, H.J.: *Bending strength of spruce glulam –New models for the characteristic bending strength.* In: CIB-W18 Timber Structures, Meeting 41-12-2 (2008)
- [12] N.N.: What Is Mathematical Modeling?
- [13] N.N.: Einführung - Modellierung von Tragwerken.
- [14] HAEFNER, J. W.: Modeling Biological Systems – Principles and Applications.
- [15] PIRNBACHER, G.: Schrauben im Vergleich – Eine empirische Betrachtung. In: Verbindungstechnik im Ingenieurholzbau (2007), Tagungsband zur 6. GraHFT'07. S. F-1-F-22
- [16] RIBERHOLT, H.: *Nordic Glulam – Mechanical properties.* Version 2-A, 2008. – Final Draft
- [17] SCHICKHOFER, G.; BRANDNER, R.; JEITLER, G.: Das schwächste Glied in der Kette bestimmt den Level. In: 12. Internationales Holzbau-Forum (2006). 29 S.

7.3 Normen

- [18] [ON EN 1194:1999] ON EN 1194, Holzbauwerke – Brettschichtholz – Festigkeitsklassen und Bestimmung charakteristischer Werte, September 1999

B SCALING – Betrachtung von Skalenebenen in der Materialstruktur Holz in Verbindung mit der Anwendung von Modellansätzen

R. Brandner

Dipl.-Ing. (FH) Reinhard Brandner



- 10.11.1977 Geboren in Leoben / Steiermark / Österreich
- 2002 – 2006 Studium Holztechnik und Holzwirtschaft an der Fachhochschule (FH) Salzburg / Kuchl; Sponson zum Dipl.-Ing. (FH) mit dem Thema „Systemeffekte von aus Konstruktionsvollholz aufgebauten Querschnitten“
- 08/2004 – 09/2004 Praktikum bei Wood-K-Plus unter der Leitung von Uni.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. nat. techn. Rupert Wimmer
- 03/2005 – 07/2005 Praktikum an der holz.bau forschungs gmbh / Graz unter der Leitung von Uni.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Schickhofer
- 08/2005 – 06/2006 Wissenschaftlicher Mitarbeiter (30 %) an der holz.bau forschungs gmbh / Graz unter der Leitung von Uni.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Schickhofer
- seit 07/2006 Wissenschaftlicher Mitarbeiter (100 %) an der holz.bau forschungs gmbh / Graz unter der Leitung von Uni.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Schickhofer
- seit 10/2006 Doktoratsstudium der technischen Wissenschaften – Bauingenieurwesen; Vertiefungen in den Bereichen Bauingenieurwesen und Statistik an der Technischen Universität Graz

1 Einleitung / allgemeine Heranführung an das Thema

Das Material HOLZ, als natürlich gewachsenes und auf zahlreiche, lebensbedingte Funktionen hin optimiertes Material, ist im Allgemeinen durch großen Variabilitäten in der Ausprägung seiner technologischen Eigenschaften gekennzeichnet. So vereint das Material Holz zahlreiche „Teilmaterialien“ welche, je nach Betrachtung (Tiefe und Breite) wiederum in unterschiedliche Materialfunktionstypen unterteilbar sind. Als ein Beispiel diene hier die im englischen Sprachgebrauch verwendete Unterscheidung zwischen ‚WOOD‘ und ‚TIMBER‘, sprich zwischen „fehlerfreiem Holz“ und „Holz in Bauteilgröße“. Entgegen ‚wood‘ beinhaltet ‚timber‘ alle Wuchsmerkmale wie Äste, Schrägfaser, Reaktionsholz, etc. Das Grundgewebe des Holzes ‚wood‘ lässt sich hinsichtlich seiner Optimierung entsprechend in Leitungs-, Stütz- und Speicherfunktion unterteilen. Je nach evolutionsgeschichtlichem Hintergrund – hier insbesondere angesprochen die zeitlich verschobene Entwicklung der Nadel- und Laubhölzer – werden diese Funktionen zum Teil durch Zellen gleichen Typs aber mit unterschiedlicher Ausformung (z.B. Tracheiden bei Nadelholz: Unterschiede zwischen Früh- und Spätholz respektive Leitungs- und Stützfunktion) oder durch jeweils auf eine Hauptfunktion hin optimierte Zelltype (z.B. bei Laubholz: Fasern als Stützgewebe, Tracheen als Leitungsgewebe, Längs- und Querparenchym als Speichergewebe) wahrgenommen.

Anhand dieses Beispielen lassen sich bereits die Notwendigkeit einer systematischen Untergliederung zur Darstellung der mannigfaltigen Facetten und der Tatsache, das Holz nicht gleich Holz ist, erkennen.

Der Inhalt dieses Beitrages mit dem Titel “SCALING – Betrachtung von Skalenebenen in der Materialstruktur Holz in Verbindung mit der Anwendung von Modellansätzen“ lässt sich grundlegend in zwei miteinander verbundene und sich gegenseitig bedingende Themenbereiche unterteilen: Zum einen gilt es die „Skalenebenen“ in der natürlich gewachsenen, entwickelten und funktionsoptimierten Materialstruktur Holz zu definieren und zu erklären. Zum anderen ist es, im Sinne der menschlichen Wahrnehmung und des Verständnisses notwendig, diese systematische Unterteilung in Skalenebenen und die darin auftretenden Funktionen und Beziehungen über Abstraktionen – im Speziellen Modelle – erfassbar und für weitere Betrachtungen sichtbar und zugänglich zu machen. Dies geschieht durch die Diskussion allgemein gehaltener Modellansätze, wobei das Hauptaugenmerk in der bewussten Anwendung sowie auf möglichen Fehlerquellen, im Sinne von bewussten, vermeidbaren Modellunsicherheiten, liegt.

2 Scaling – Betrachtung von Systemen über mehrere Skalenebenen

Wie in der Einleitung dargelegt ist die Funktionalität eines Systems (im Speziellen des Systems Holz) erst in der Unterteilung und Betrachtung des Systems in einzelnen Betrachtungsebenen (Skalenebenen) gegeben. Der Begriff „Skalierung“ ist allgemein und vielfältig verwendbar, dient in diesem Beitrag jedoch weniger der Maßstabsskalierung (Skalierung unterschiedlicher Messskalenebenen – nano, mikro, milli, etc.) sondern vordergründig der Offenlegung und Darstellung der erst in den einzelnen Ebenen erkennbaren und beobachtbaren Funktionalität, in der so genannten „Funktionsskalierung“. Als einführendes Beispiel diene die Betrachtungsebene Baum als Individuum im Verbund des Waldes: Alle Gewebefunktionen wie Stütz-, Leitungs- und Speicherfunktion, etc. sind

gegeben, jedoch in dieser groben Betrachtungsebene nicht klar ersichtlich. Vordergründig wahrnehmbar ist der Baum als Teil des Verbundes im Wald, als Glied im Sinne einer Komponente im System zur Erfüllung der Waldfunktionen wie z.B. der Nutz- (Wirtschafts-), Schutz-, Erholungs- und der Wohlfahrtsfunktion. Um die Auflösung zu erhöhen bedarf es den Betrachtungsmaßstab zu vergrößern, zu detaillieren. Somit stehen sich zwei kontroverse Betrachtungsmöglichkeiten – die Tiefe vers. der Breite – entgegen. Die alleinige Untersuchung einer einzigen Betrachtungsebene ermöglicht das Erfassen der Funktionalität wie in der aktuellen Ebene ersichtlich, im besten Fall inklusive der bedingten Interaktion mit der jeweils vor- und nachgelagerten Betrachtungsebene. Die Betrachtung von Systemen auf unterschiedlichen Skalenebenen dient darüber hinaus der weitgehenden Erfassung aller Skalenebenen um das Verständnis der einzelnen Skalenfunktionalitäten zu vertiefen und im Sinne von ‚top-down‘ (Skalierung unter Erhöhung der Auflösung) sowie ‚bottom-up‘ (Skalierung unter Reduktion der Auflösung) darzustellen. Im Sinne der Quantenphysik sind alle Teilchen des Universums miteinander in Kommunikation, in Verbindung. Ergo dessen ist eine umfassende, endliche Betrachtung von Skalenebenen nicht durchführbar. Im Sinne der Systembetrachtung gilt es die Systemgrenzen (Betrachtungsgrenzen) so zu wählen, das ein umfassendes Verständnis für den vordergründig im Interesse stehenden Bereich (das Kernsystem) bestmöglich und in der jeweils relevanten Art und Weise gewonnen werden kann.

Tab. 2-1: Skalenebenen – Detailliertheitsgrad: Überblick vers. Detail

Überblick	Detail
Konstanter Detailliertheitsgrad innerhalb der Skalenebenen	
Geringer Detailliertheitsgrad im Bezug zum Kernsystem	Hoher Detailliertheitsgrad im Bezug zum Kernsystem
Überblick über die Einbettung des betrachteten Kernsystems in der Systemumgebung und die Interaktionen zwischen dem System und der Systemumgebung	Verlust des Überblickes über die Einbettung des Kernsystems in der Systemumgebung
Verlust des Detailverständnisses über Subfunktionen von Skalenebenen hohen Detailliertheitsgrades	Detailverständnis über die jeweilige Skalenebene und der Funktionalität innerhalb der Skalenebene

Betrachtet man die Tab. 2-1 so erkennt man, dass zum Verständnis eines Systems sowohl ein Überblick als auch das Detailverständnis notwendig ist. Allerdings ist das System über die Parameter Systemgrenze und Systemumgebung auf die jeweilige Anwendung in relevanter Art und Weise anzupassen. Nicht wegen dem System an sich, sondern um den Aufwand des Betrachtens und Erkennens ökonomisch sinnvoll zu gestalten. Als Beispiel seien die beiden Bereiche des Ingenieurs und des Technologen gegenübergestellt: Um das Material Holz in seiner Ausprägung und seinem Leistungsvermögen zu verstehen und als Baustoff adäquat einzusetzen, sollte der Ingenieur über eine Bandbreite an Skalenebenen, von der ‚Wachstumsebene‘ bis zur ‚Baumebene‘ auf der natürlichen Skala, bzw. von der ‚clear wood‘ Ebene‘ bis zur ‚System (‚bearing structures‘) Ebene‘, Bescheid wissen. Zum Verständnis eines Technologen ist die Bandbreite an Skalen zu erweitern. Hier wird der gesamte in Abb. 2-3 dargestellte Bereich der ‚natürlichen Skala‘ als notwendig erachtet.

Der Begriff ‚SKALIERUNG‘ ist somit allgemein die Betrachtung von unterschiedlichen Tiefenebenen. Dies kann, wie erläutert, in vielerlei Hinsicht geschehen (z.B. als Maßstabsskalierung, Funktionsskalierung, etc.). Der Begriff ‚Tiefe‘ steht hier im Zusammenhang mit dem Begriff ‚Detailliertheitsgrad‘. Der englische Begriff ‚SCALING‘ geht hier weiter und wird nach Waser (2004) als ‚logarithmische Skaleninvarianz‘ definiert.

Darunter ist die Gleichheit von Funktion / Form / Gestalt unabhängig von der betrachteten Skalenebene bei logarithmisch (ln) skalierten Variablen zu verstehen. Beziehungen zwischen Kenngrößen bzw. Funktionen, welche durch eine logarithmische Skaleninvarianz geprägt sind, erscheinen in einem ln/ln-Plot als Gerade über alle Skalenebenen hinweg und weisen somit einen konstanten funktionalen Zusammenhang unabhängig der Betrachtungsebene auf (siehe auch Abb. 2-1).

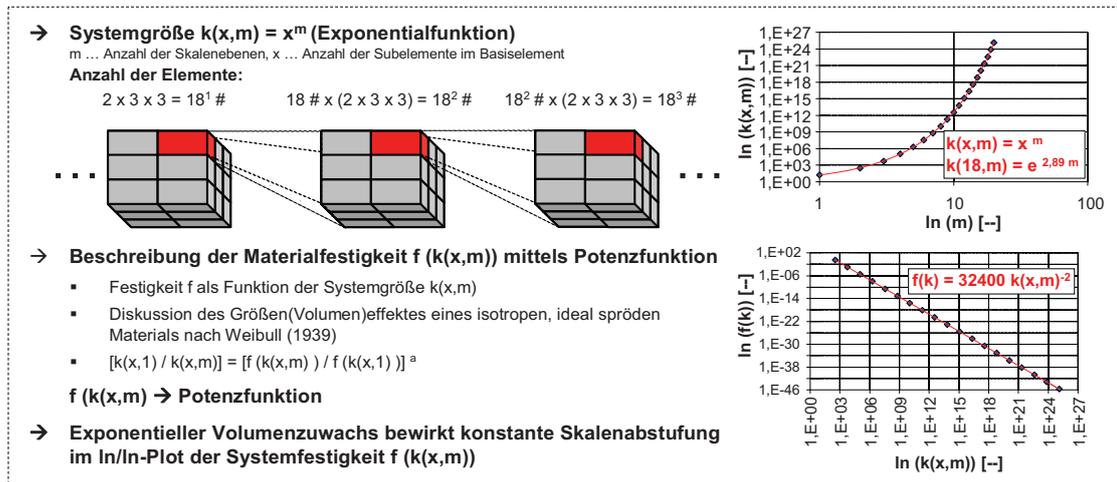


Abb. 2-1: Beispiel einer exponentiellen Skalierung von Strukturen sowie die Auswirkungen der steigenden Systemgröße auf die Systemfestigkeit, beschrieben mittels einer Potenzfunktion: Skaleninvarianz mit äquidistanten Abständen durch das exponentielle Wachstum der Systemgröße

Eine solche Beziehung aber auch das ‚scaling‘ an sich kann durch so genannte Potenzgesetze („power laws“) beschrieben werden. Potenzgesetzte zeichnen sich durch die Invarianz von funktionellen Zusammenhängen in unterschiedlichen Betrachtungsebenen aus (Newman (2005)). Sie sind das funktionelle Abbild des ‚scalings‘ an sich. Als lineare Funktion in einem ln/ln-Plot ist die konstante Steigung mit vertikalen ‚shifts‘ z.B. zwischen den Mittelwerten einzelner Skalenebenen deutlich ersichtlich (siehe Formel [1] und Abb. 2-2).

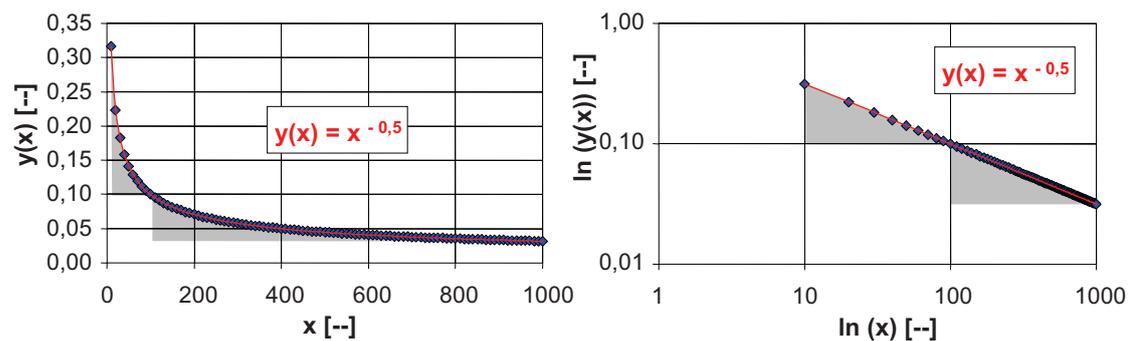


Abb. 2-2: Beispielhafte Darstellung der allgemeinen Potenzfunktion $y(x) = a \cdot x^{-m}$ mittels absoluten Werteskalen (links) und mit logarithmierter Abszisse sowie Ordinate im ln/ln-Plot (rechts): Linearisierte Darstellung im ln/ln-Plot stellt die Skaleninvarianz der Potenzfunktion dar – unabhängig der Betrachtungsebene bzw. unabhängig des betrachteten Wertes $\ln(x)$ zeigt sich der Funktionsverlauf / Steigung konstant und mit vertikalen ‚shifts‘ z.B. zwischen den Mittelwerten einzelner Skalenebenen

Die Anwendbarkeit von Potenzgesetzen ist in der Natur, aber auch zur Charakterisierung des Verhaltens der menschlichen Gesellschaft (Psychologie, Soziologie, etc.) weit verbreitet (z.B. Körpergrößen, Kraterdurchmesser, Erdbebenstärken, Größenverteilungen von Städten,

Verteilung der Anzahl an Wörtern in Texten, etc. (siehe Newman (2005) u.a.). Auch im Bereich der Material- und Werkstoffkunde, auch im Holz, lassen sich viele Zusammenhänge über Potenzgesetze beschreiben (z.B. ‚weakest link theory‘ → Größeneffekte nach Weibull (1939), Tragmodell BSH auf Biegung nach Brandner und Schickhofer (2008), Tragmodell von BSP auf Biegung nach Jöbstl et al. (2006), Systemeffekte (Bakht und Jaeger (1991), Brandner (2006) u.a) u.v.m.).

$$y(x) = a \cdot x^{-m} \rightarrow \ln(y(x)) = \ln(a) - m \cdot \ln(x) \quad [1]$$

y(x)	von x abhängige Variable
a	Vorfaktor; bei Dichtefunktionen zur Normierung
ln(a)	entspricht dem ‚shift‘ (Achsenabschnitt) der Potenzfunktion im ln/ln-Plot
x	beschreibende Variable von y
m	Potenzfaktor (‚power‘ der Potenzfunktion); entspricht dem Steigungsparameter der Potenzfunktion im ln/ln-Plot

2.1 Skalenebenen in der Materialstruktur Holz

2.1.1 Technische Skalenebene vers. natürliche Skalenebene

Wie Eingangs vermerkt und allseits bekannt gilt Holz als ein natürlich gewachsener und auf seine jeweiligen Funktionen hin optimierter Rohstoff. Auf Basis dessen wird für die Erfassung der Funktionalität / Genialität des Materialverbundes Holz im Weiteren der Begriff der „natürlichen Skala“ eingeführt. Abb. 2-3 stellt diese ab der „atomaren Ebene“ bis hin zur „Waldebene“ dar. Die Skala mit Pfeilen beidseits deutet auf endlich erweiterbare Skalenebenen hin.

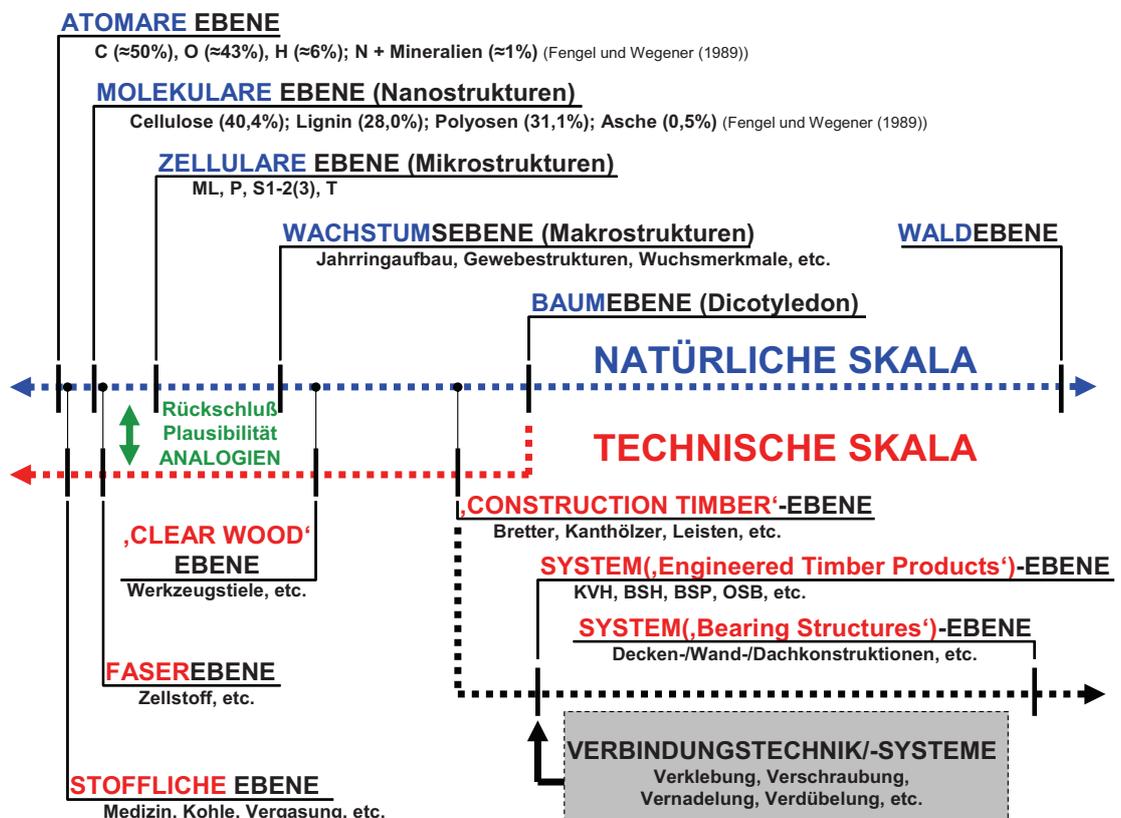


Abb. 2-3: Skalenebenen des Naturrohstoffes und Verbundmaterials Holz: Gegenüberstellung / Unterteilung in die „natürliche Skala“ und die „technische Skala“

Über Rückschlüsse, Plausibilitätsprüfungen und Analogiebetrachtungen wird der „natürlichen Skala“ die „technische Skala“ gegenübergestellt. Der Begriff der „technischen Skala“ leitet sich von der technischen Verwendung des Naturrohstoffes Holz sowie von seiner technischen Betrachtung ab. Eine direkte Gegenüberstellung der natürlichen (mechanischen-, physikalischen- und chemischen-) Eigenschaften mit den technologischen Eigenschaften in den einzelnen Skalenebenen ist durch die Bearbeitung und die damit verbundenen Modifikationen sowie der isolierten Betrachtung des Materials Holz aktuell nicht gegeben. Somit unterliegen die technischen Eigenschaften, insbesondere die mechanischen Kenngrößen, einem erheblichen Einfluss hinsichtlich der Isolierungsmethode, der Untersuchungsmethode und vieler weiterer Faktoren. Insbesondere sind die bei der Untersuchung verwendeten Theorien (Modelle!) zur Berechnung, Auswertung und Analyse der Proben als Einflussparameter hervorzuheben. Viele Kenngrößen im Bereich der atomaren und molekularen Ebene der natürlichen- aber auch der technischen Skala werden mit Hilfe von ‚molecular dynamics‘ wie etwa ‚ab initio‘-Berechnungen oder von ‚quantum mechanical model‘-Simulationen gewonnen. ‚Ab initio‘-Berechnungen gehen hierbei von der reinen, atomaren Struktur und dem Gefüge von Atomen und ihren Bindungen, insbesondere der Bindungsenergien / Potentiale, aus. Die Lage der Elektronen auf diskreten Energieniveaus wird hierbei mit einer Wahrscheinlichkeit von 90 % berechnet. Diese Methode kommt ohne ‚gefittete‘ Modellparameter aus und basiert auf dem Wissen und den Theorien (weit anerkannte Modelle!) der Quantenphysik (‚first principle‘). Aufgrund des enormen Rechenaufwandes (CPU-Zeit) sind gegenwärtig Molekülgrößen von maximal rund 10^3 Atomen berechenbar. Im Vergleich dazu: Ein cm^3 organisches Material beinhaltet rund 10^{23} Atome! Der bemerkenswerte Vorteil dieser Methode besteht in der sehr guten Abschätzbarkeit der maximalen, oberen Kennwerte technologischer Eigenschaften eines Materials. Diese Kennwerte können somit als Referenz für die aktuell nutzbaren Leistungspotentiale und zum Erkennen weiterer Optimierungen genutzt werden. Dem gegenüber stehen Simulationsmethoden wie ‚quantum mechanical model‘ als semi-empirische Modelle, oder empirische Modelle auf Basis der klassischen Physik. Mittels Modellparametern können hier starke Vereinfachungen getroffen werden was den Rechenaufwand erheblich reduziert. Der gegenwärtige Stand an berechenbaren Molekülgrößen liegt hier bei rund 10^9 Atomen (Columbo (2008)).

2.1.2 Aufbau und Funktionen der einzelnen Ebenen – Unterscheidung nach der natürlichen- sowie der technischen Skala

Die „natürliche Skala“, wie sie der Abb. 2-3 zu entnehmen ist, stellt den Versuch dar die einzelnen, naturgegebenen Wachstums- und Entwicklungsbereiche des Materials Holz von der atomaren Ebene bis zur Waldebene zu systematisieren. Das Hauptaugenmerk liegt dabei darauf einzelne Strukturbereiche zu definieren, wobei diese Ebenen nicht als Subsysteme oder Systeme mit scharfer Abgrenzung zur Umgebung an sich zu verstehen sind, sondern als wertungsfreie hierarchische Ebenen, als Teilstufen, eines Ganzen. Die Ebenen und einige wenige Charakteristiken sind in der Tab. 2-2 im Überblick gegeben.

Tab. 2-2: *Natürliche Skala in der Materialstruktur Holz mit Fokus auf die Holzart Fichte (picea Abies Karst.): Größenbereiche, Hauptbestandteile, Charakteristika und Modellanforderungen bzw. Modellansätze der einzelnen Ebenen*

A. Ebene	Größenbereich	$\approx 10^{-19} \text{ m} - 1 \text{ \AA} = 10^{-10} \text{ m}$
	Hauptbestandteile	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Quarks, Neutronen, Protonen (Atomkern), Elektronen (Schalen) ▪ Kohlenstoff (C) $\approx 50 \%$, Sauerstoff (O_2) $\approx 43 \%$, Wasserstoff (H) $\approx 6 \%$, Stickstoff (N) + Mineralien $\approx 1 \%$ (bezogen auf die Masse; Fengel u. Wegener (1989))

Atomare Ebene	Charakteristika	<p>Aufbau der Atome mit Neutronen und Protonen im Atomkern ($\approx 10^{-14}$ m) und Elektronen ($\approx 10^{-19}$ m – $\approx 10^{-17}$ m) in den Schalen auf diskreten Energieniveaus (www.wikipedia.org (2008), www.adfontes.ch (2008), www.desy.de (2008))</p> <p>Kohlenstoff (C): 4. Hauptgruppe der chem. Elemente, Fähigkeit zur Bildung komplexer Moleküle, größte Vielfalt an chem. Bindungen, wichtigstes Element der Biosphäre, Nichtmetall (www.wikipedia.org (2008))</p> <p>Sauerstoff (O₂): 6. Hauptgruppe der chem. Elemente, häufigstes Element auf der Erde, farb-, geschmacks- und geruchloses Gas, relativ reaktionsfreudig (www.wikipedia.org (2008))</p> <p>Wasserstoff (H): 1. Hauptgruppe der chem. Elemente, häufigstes Element des Universums, in fast allen org. Verb. vorkommend (www.wikipedia.org (2008))</p>
	Modellanforderungen und Modellansätze	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Atommodelle betreffend der Elektronenpositionen und der Energieniveaus, etc. ▪ Ausgangspunkt für Bindungen zwischen den Atomen und Bildung von Molekülen, etc. ▪ Basis für ‚ab initio‘-Berechnungen
Molekulare Ebene	Größenbereich	$\approx 10^{-10}$ m – 10^{-6} m
	Hauptbestandteile	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Cellulose (40,4 % (Fichte), allg. 40-50 %), Lignin (28,0 % (Fichte), allg. 20-35 %), Polyosen (31,1 % (Fichte), allg. 15-35 %), Asche → anorganische Bestandteile (0,5 % (Fichte), allg. 1-3 %) (Daten für Fichte (picea Abies Karst.) nach Fengel u. Wegener (1989))
	Charakteristika	<p>Cellulose: 1,4 β-glykosidisch gebundenes, kettenartiges, lineares Molekül aus β-D-Glucose mit sehr hohem Polymerisationsgrad (DP nativer Cellulose ≈ 10.000-15.000, chemisch behandelt DP ≈ 500-2.000 (Wathén (2006))), $f_{r,0,max}$ bei DP = 2.000 (Clarke (1938)); kristalline und amorphe Bereiche; aufgebaut aus Cellobiose-Einheiten ($l/b/h = 1,03/0,8/0,8$ nm), DP allg. in Pflanzen zw. 7.000-15.000, im Holz rd. 10.000, Anteil kristalliner Bereiche in nativer Cellulose rd. 89-96 % (Fengel u. Wegener (1989)); anisotrop (Bergander u. Salmén (2002)); unlöslich; Sesselstruktur als stabilste Molekülform (Eichhorn et al. (2001), Fengel u. Wegener (1989)); Rohdichte $\rho_{mean} = 1.500$ kg/m³ (Eichhorn et al. (2001)); <u>zugfest</u>; starke Tendenz zu intra- und intermolekularen H-Bindungen (Wathén (2006)); visco-elastisch (Wathén (2006)) (zeitabhängig, bedingt durch Van-der-Waals-Kräfte (Andersson (1995))); dominiert die Steifigkeitseigenschaften längs zur Faser (Salmén (2004))</p> <p>Polyosen: Kurzkettige Moleküle aus Fünf- und Sechsfachzucker (Pentosen u. Hexosen) (Polysaccharide) wie Xylose, Mannose, Galactose, Arabinose, etc., leicht verzweigt; stark verzweigt (Eichhorn et al. (2001)); anisotrop (Bergander u. Salmén (2002)); DP ≈ 50-300 (Wathén (2006)); (vor allem Xylan) erhöhen Festigkeit- und Steifigkeit des Molekülverbundes mit Cellulose, obwohl selbst geringere Festigkeiten (Spiegelberg (1966), Sjöholm et al. (2000)); Polyosen als aktive Stress-Transfer-Matrix (Kersavage (1973), Bergander u. Salmén (2002)); dominieren neben Lignin die Steifigkeitseigenschaften der Zellen quer zur Faser (Salmén (2004)); kristallisieren höchstwahrscheinlich bei Extraktion → erhöht Steifigkeit (Bergander u. Salmén (2002))</p>

Molekulare Ebene	Charakteristika	<p>Lignin: Makropolymer aus Phenylpropan-Einheiten, stark verzweigt, isotrop (event. nur im extrahierten Zustand) (Bergander u. Salmén (2002)); aromatisches System aus Phenylpropan-Einheiten, amorph (Fengel u. Wegener (1989)); stark verzweigt in ML, weniger in S2, ‚softening‘ erst ab $> 80\text{ °C}$ (Salmén (2004)); Hydrocarbonpolymer: sehr komplexes Molekül aus aliphatischen und aromatischen Bestandteilen, formt Verklebung / Verbundmatrix mit den Zellen (Eichhorn et al. (2001)); druckfest (Clarke (1938)); als Zement zwischen den Fasern (Goldstein (1991)); Lignifizierung (Inkrustierung von Polysacchariden und Lignin in die Zellwand) beginnt in ML nachdem Zellgröße erreicht ist, permanenter Lignifizierungsprozess (intrazellulärer Prozess) (Fengel u. Wegener (1989))</p> <p>Allg.: Cellulose und Polyosen absorbieren rund 4-5 mal soviel H_2O als Lignin (Cousins (1978))</p>
	Modellanforderungen und Modellansätze	<p>Intermolekulare Bindungen bzw. Bindungskräfte / Energien zwischen gleichartigen und ungleichartigen Molekülen</p> <p>Verteilungen der Moleküle im Material sowie Verteilungskenngrößen und Charakteristiken ihrer technologischen Eigenschaften, etc.</p> <p>‚molecular dynamics‘ wie ‚ab initio‘-Berechnungen, ‚quantum mechanical models‘ oder empirische Modelle auf Basis der klassischen Physik</p>
	Größenbereich	$\approx 10^{-6}\text{ m} - 10^{-3}\text{ m}$
Zelluläre Ebene	Hauptbestandteile	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Elementarfibrillen, Mikrofibrillen ▪ Mittellamelle (ML), Primärwand (P), Sekundärwand (S1, S2, S3), Tertiärwand (T) ▪ Tracheiden, Tracheen (Gefäße), Längs- u. Querparenchym, Librifasern, Harzkanäle, etc.
	Charakteristika	<p>Elementarfibrille: $\varnothing \approx 3-4\text{ nm}$ (Salmén (2004), Fengel u. Wegener (1989))</p> <p>Mikrofibrille: $\varnothing \approx 20\text{ nm}$, anisotrop (Wathén (2006)); $\varnothing \approx 10-25\text{ nm}$ (Fengel u. Wegener (1989)); zu größeren Konglomeraten von 16-20 nm zusammengeschlossen, Abstände zw. Konglomeraten ca. 3-4 nm. Einlagerung aus stark gebundenem Glucomannan in Cellulose-richtung, hoch visco-elastisch (Salmén (2004)); 10-30 nm dick, etwas weniger breit, sehr lang, aus 2-30.000 Cellulosemolekülen aufgebaut, umgeben von Polyosen (Eichhorn et al. (2001))</p> <p>Zellwand: Dichte im Mittel rd. 1.500 kg/m^3 (Kollmann u. Côte (1968))</p> <p>Mittellamelle (ML): $d \approx 0,30\text{ }\mu\text{m}$ (Bergander u. Salmén (2002)); sehr dünne Wandschicht zwischen den einzelnen Zellen; vorwiegend aufgebaut aus Lignin (62 %) und Polyosen (26 %) (Cellulose rd. 12 %) (Fengel (1969), (Kollmann u. Côte (1968)) bzw. nach Clarke (1938) isotropisch aufgebaut aus vorwiegend Polyuroniden</p> <p>Primärwand (P): $d \approx 0,10\text{ }\mu\text{m}$ (Bergander u. Salmén (2002)); bei Zelldifferenzierung von einem Wachstumsgewebe (z.B. Kambium) gebildet; geringe Mikrofasernwinkel (MFA) in gegenläufigen, netzartigen Teilschichten; MFA ungeordnet (Bergander u. Salmén (2002)); MFA rd. 45°, gegenläufig als Netz, oft zusammen mit der Mittellamelle als ‚compound middle lamella‘ (CML) beschrieben (entspricht ML + 2P) (Fengel u. Wegener (1989)); Anteil an Zellwand rund 2,1 % (SH) bis 4,2 % (FH) (Brändström (2001)); aufgebaut aus (im Vergleich zur S) schlankeren Cellulosesträngen sowie hohem Anteilen an Polyosen, Pektin und Lignin (Clarke (1938)); aufgebaut aus Cellulose (12 %), Lignin (62 %) und Polyosen (26 %) (Fengel (1969), (Kollmann u. Côte (1968))</p>

Zelluläre Ebene	<p>Charakteristika</p> <p>Sekundärwand (S1, S2, S3): gibt mechanisch Festigkeit u. Stabilität, nicht geeignet für radiale Zellausdehnung (Clarke (1938))</p> <p>S1: Anteil an Zellwand rund 9 % (SH) bis 13 % (FH) (rd. 10 %) (Brändström (2001)); $d \approx 0,15 \mu\text{m}$ (Bergander u. Salmén (2002)); MFA = 50-70° (Hakkila (1998)), MFA = -70-70° (Bergander u. Salmén (2002)); flach (Clarke (1938)); MFA flach und gegenläufig von Schicht zu Schicht (Fengel u. Wegener (1989)); gekreuzte Fibrillarstruktur durch abwechselnd S-/Z-Schraubungen mit MFA (Fichte, FH) = 54°, MFA (Fichte, SH) = 46° (Brändström (2001)); aufgebaut aus Cellulose (35 %), Lignin (35 %) und Polyosen (30 %) (Fengel (1969), (Kollmann u. Côte (1968))</p> <p>S2: Anteil an Zellwand rund 85 % (SH) bis 79 % (FH) (rd. 80 %) (Brändström (2001)); $d \approx 1,60 \mu\text{m}$ (Bergander u. Salmén (2002)); MFA = (0°) 10-30° (Clarke (1938), Hakkila (1998)), Anordnung der Mikrofibrillen in konzentrischen, dünnen Lamellen (Clarke (1938), Fahlén u. Salmén (2002), Ruel u. Goring (1978), Salmén (2004)), in radialer Richtung (Sell u. Zimmermann (1993), Schwarze u. Engels (1998), Sell (1994)), zufällig (Zimmermann et al. (2006)), in Abhängigkeit der Präparations- und Behandlungsmethode (Donaldson u. Frankland (2004), Zimmermann et al. (2007)); Abnahme des MFA vom Mark zur Rinde, Bestimmung des MFA stark methodenabhängig (0°-60° je nach Methode, Stammlage, FH/SH, etc.) (Brändström (2001)); aufgebaut aus Cellulose (50 %), Lignin (23 %) und Polyosen (27 %) (Fengel (1969), (Kollmann u. Côte (1968))</p> <p>S3: Anteil an Zellwand rund 3 % (SH) bis 5 % (FH) (Brändström (2001)); $d \approx 0,03 \mu\text{m}$ (Bergander u. Salmén (2002)); MFA = 60-90° (Hakkila (1998)), flach-spiralig (Clarke (1938)), MFA: allg. große Variabilität innerhalb der Lit.-Angaben, im Mittel rund 0° (FH = 19°, SH = 14°) (Brändström (2001)); aufgebaut aus Cellulose (45 %), Lignin (20 %) und Polyosen (35 %) (Fengel (1969), (Kollmann u. Côte (1968)); nur in Parenchymzellen (Fengel u. Wegener (1989));</p> <p>Tertiärwand (T): flacher MFA, nicht streng parallel, Hauptteil nicht-tragende Substanzen, tlw. mit „Warzen“ bedeckt („warty layer“) als Zeichen der Entwicklungsstufe (Warzen → gering) (Fengel u. Wegener (1989))</p> <p>Tracheiden: ca. 90 % Anteil im Fichtenholz, bestimmen maßgeblich die phys. Eigenschaften: Strukturparameter wie: Tracheidenlänge, -durchmesser, Zellwandstärke, Aufbau S2, Art der Orientierung der Fibrillen in S2, MFA (Brändström (2001)); Anteil rd. 95,3 % im Fichtenholz (Fengel u. Wegener (1989)); Tracheidenlänge abhängig von der fusiformen Kambial-Initialzelle (Brändström (2001)); bei Fichte Länge im Mittel bei 2,9 mm (1,7-3,7 mm), $\varnothing \approx 30 \mu\text{m}$ (20-40 μm) (Fengel u. Wegener (1989)); im Nadelholz: FH Leitungsfunktion, im SH lastabtragende, versteifende Funktion, im Laubholz: Fasertracheiden (neben Libriformfasern) für die lastabtragende Funktion (Fengel u. Wegener (1989))</p> <p>Libriformfasern: im Laubholz, zur Abtragung der Lasten (mech. Funktion) (Fengel u. Wegener (1989))</p> <p>Parenchym: allg. Quer- und Längsparenchym, verbindende Funktion sowie Speicherfunktion, Anteil im Fichtenholz: Längs rd. 1,4-5,8 %, quer rd. 4,7 % (Fengel u. Wegener (1989))</p> <p>Tracheen (Gefäße), Gefäßtracheiden: im Laubholz, Verbindungs- und Leitungsfunktion (Fengel u. Wegener (1989))</p> <p>(Längs- u. Quer-)Parenchym: Verbindungs- und Speicherfunktion (Fengel u. Wegener (1989), Mattheck (1994))</p> <p>Epithellzellen: Sekretfunktion (Fengel u. Wegener (1989))</p>
-----------------	---

Zelluläre Ebene	Modellanforderungen und Modellansätze	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Charakteristika der Molekül-Cluster (Verteilung kristalliner sowie amorpher Bereiche, etc.) ▪ Charakteristika der einzelnen Zellschichten (Mikrofibrillenwinkel (MFA), radiale oder tangential Lamellenausrichtung (in Abhängigkeit der chemischen Probenvorbereitung (Zimmermann et al. (2007)), Anzahl und Ausprägung der Teilschichten, Anteile und Anordnung der Moleküle, etc.) ▪ Aufbaumodelle der Zellwand sowie der Zellformen ▪ Eigenschaften der Zellwand als Funktion von Struktur / Aufbau sowie der Eigenschaften der Polymere (Bergander u. Salmén (2002)); elastische Eigenschaften längs zur Faser → Haupteinfluss Cellulose, quer zur Faser → Haupteinfluss Polyosen (Bergander u. Salmén (2002)); Aufbau/Anordnung der Moleküle, Fibrillen kann als faserverstärktes Composit betrachtet werden (Salmén (2004)) ▪ Verteilungen der geometrischen Kenngrößen sowie der technologischen Eigenschaften der Fasern in den Zellen, in Abhängigkeit des Zelltypes sowie der techn. / mech. Funktion ▪ Elastizität, Plastizität, Bruchmechanik, etc.
	Größenbereich	$\approx 10^{-3} \text{ m} - 10^0 \text{ m}$
Wachstumsebene	Hauptbestandteile	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Anordnung der Zellen sowie Differenzierung versch. Zelltypen nach den Hauptfunktionen (Stütz-, Leitungs- und Speicherfunktion) ▪ Jahrring / Wachstumsperiode mit Früh- und Spätholz ▪ Juveniles- sowie adultes Holz (radiale und axiale Verteilung / Anordnung)
	Charakteristika	<p>Jahringaufbau: Leitungs-, Stütz- und Speicherfunktion; Querarmierung mittels Holzstrahlen (Querparenchym) (z.B. Mattheck (1994)); Gleitschichten bei Schubbelastung zw. Früh- und Spätholz</p> <p>Frühholz (FH) vers. Spätholz (SH): FH = Leitungsfunktion, SH = Stützfunktion; MFA bei FH größer als bei SH (Paakkari u. Serimaa (1984)); Differenzen zw. FH/SH erklärbar durch variierende Anteile der Polyosen (Bergander u. Salmén (2002)); Tracheiden im SH länger als im FH, an Jahrringgrenze rapider Längenabfall (Brändström (2001)); Tracheiden(Zell-)wandstärke (rad./tang.) im FH < als im SH, Tracheidendurchmesser rad. im FH > als im SH, tang. ca. gleich (Brändström (2001)); große Dichtevariationen: FH rd. 300 kg/m³, Übergangszone rd. 450 kg/m³, SH rd. 1.000 kg/m³, Dicke SH konstant mit rd. 0,2 mm (Daten für Fichte; Persson (2000))</p> <p>Juveniles Holz (JH) vers. adultes Holz (AH): JH-MFA $\approx 20-40^\circ$, AH-MFA $\approx (0) 6-10^\circ$ (Serimaa et al. (2000), Lichtenegger et al. (2000)); Anzahl der Kambialzellen steigt rapide mit radialem Wachstum, ab Stammdurchm. von 6 cm abnehmend → es folgt Anstieg der Tracheidenlänge im JH (1,3-2,7 μm) zum AH (2,8-4,3 μm) (Brändström (2001)); Anstieg der Tracheidenlänge im Mittel vom Mark bis zur Rinde, Anstieg der Streuung exponentiell! Optimum bei Jahrringbreiten (JRB) von 1-2mm (JRB und Tracheidenlänge negativ korreliert) (Hermann et al. (1998)), geringe Längen am Stammfuß, bis 40-50% der Stammhöhe ansteigend; Tracheidendurchm. im JH (15-29 μm) kleiner als im AH (29-40 μm), Zellwandstärke im JH (0,8-4,6 μm) kleiner als im AH (2,1-7,5 μm) (Brändström (2001))</p>

W.-Ebene	Modellanforderungen und Modellansätze	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Verteilungen und techn. Kenngrößen der FH- und SH-Zonen, Jahrringbreiten ▪ Verteilungen und techn. Kenngrößen sowie Ausprägung der juvenilen- und adulten Zonen radial und axial ▪ Stochastische Modellbildung, FEM oder SFEM der Jahrringeigenschaften über den Stamm (radial/axial) ▪ Lineare Elastizität, Plastizität, Bruchmechanik, etc. 							
	Baumebene	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="background-color: #D3D3D3;">Größenbereich</td> <td>$\approx 10^0 \text{ m} - 10^2 \text{ m}$</td> </tr> <tr> <td>Hauptbestandteile</td> <td> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Krone, Stamm, Äste, Wurzeln ▪ Biomasse (Holz) </td> </tr> <tr> <td>Charakteristika</td> <td> <p>Kernbereich des Stammes mit hoher, relativer Astigkeit (Baum bei Wind stark schubbeansprucht → Verdübelungseffekt), juveniles Holz mit weniger Biegesteifigkeit</p> <p>Randzonen, adulte Holzbereiche mit hoher Biegesteifigkeit und hohen Festigkeiten in Faserrichtung</p> <p>Ausbildung von Druck- (Nadelholz) bzw. Zugzonen (Laubholz) durch Bildung von Druck- bzw. Zugholz (allg. Reaktionsholz) bei Ästen und Baumstämmen; Bildung insbesondere am Stammfuß (größtes Biegemoment) zum Ausgleich äußerer Einflüsse (Wind, Hangrutschung, Druck der Umgebungsvegetation, etc.) sowie interner Einflüsse (unsymmetrische Krone, Astbruch, einseitige Verletzungen, Astausbildung, etc.)</p> </td> </tr> <tr> <td>Modellanforderungen und Modellansätze</td> <td> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Abstand der Hauptastquirle bei Nadelhölzern rund 450-650 mm ▪ Verteilung / Auftretenshäufigkeit von Reaktionsholz ▪ Verlauf der Faserneigungen / Drehwuchs über den Stamm ▪ Wachstumsspannungen ▪ Modellierung von Bäumen mit Hilfe von Fraktaltheorie, etc. ▪ Lineare Elastizität, Plastizität, Bruchmechanik, etc. </td> </tr> </table>	Größenbereich	$\approx 10^0 \text{ m} - 10^2 \text{ m}$	Hauptbestandteile	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Krone, Stamm, Äste, Wurzeln ▪ Biomasse (Holz) 	Charakteristika	<p>Kernbereich des Stammes mit hoher, relativer Astigkeit (Baum bei Wind stark schubbeansprucht → Verdübelungseffekt), juveniles Holz mit weniger Biegesteifigkeit</p> <p>Randzonen, adulte Holzbereiche mit hoher Biegesteifigkeit und hohen Festigkeiten in Faserrichtung</p> <p>Ausbildung von Druck- (Nadelholz) bzw. Zugzonen (Laubholz) durch Bildung von Druck- bzw. Zugholz (allg. Reaktionsholz) bei Ästen und Baumstämmen; Bildung insbesondere am Stammfuß (größtes Biegemoment) zum Ausgleich äußerer Einflüsse (Wind, Hangrutschung, Druck der Umgebungsvegetation, etc.) sowie interner Einflüsse (unsymmetrische Krone, Astbruch, einseitige Verletzungen, Astausbildung, etc.)</p>	Modellanforderungen und Modellansätze
Größenbereich	$\approx 10^0 \text{ m} - 10^2 \text{ m}$								
Hauptbestandteile	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Krone, Stamm, Äste, Wurzeln ▪ Biomasse (Holz) 								
Charakteristika	<p>Kernbereich des Stammes mit hoher, relativer Astigkeit (Baum bei Wind stark schubbeansprucht → Verdübelungseffekt), juveniles Holz mit weniger Biegesteifigkeit</p> <p>Randzonen, adulte Holzbereiche mit hoher Biegesteifigkeit und hohen Festigkeiten in Faserrichtung</p> <p>Ausbildung von Druck- (Nadelholz) bzw. Zugzonen (Laubholz) durch Bildung von Druck- bzw. Zugholz (allg. Reaktionsholz) bei Ästen und Baumstämmen; Bildung insbesondere am Stammfuß (größtes Biegemoment) zum Ausgleich äußerer Einflüsse (Wind, Hangrutschung, Druck der Umgebungsvegetation, etc.) sowie interner Einflüsse (unsymmetrische Krone, Astbruch, einseitige Verletzungen, Astausbildung, etc.)</p>								
Modellanforderungen und Modellansätze	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Abstand der Hauptastquirle bei Nadelhölzern rund 450-650 mm ▪ Verteilung / Auftretenshäufigkeit von Reaktionsholz ▪ Verlauf der Faserneigungen / Drehwuchs über den Stamm ▪ Wachstumsspannungen ▪ Modellierung von Bäumen mit Hilfe von Fraktaltheorie, etc. ▪ Lineare Elastizität, Plastizität, Bruchmechanik, etc. 								
Waldebene	Größenbereich	$\approx 10^2 \text{ m} - 10^4 \text{ m}$							
	Hauptbestandteile	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Bäume 							
	Charakteristika	<p>Erfüllung u.a. der Waldfunktionen: Nutzfunktion, Schutzfunktion, Wohlfahrtsfunktion, Erholungsfunktion, etc.</p> <p>Lebensraum für Tiere, Pflanzen, Menschen</p> <p>CO₂-Speicher und Biomasse- sowie O₂-Produzent, uvm.</p>							
	Modellanforderungen und Modellansätze	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Standortvariationen hinsichtlich der Hangneigung, örtliche, klimatische Verhältnisse (Feuchte, Temperatur, Nährstoffversorgung, Vegetationsdruck, etc.), Höhenlage, etc. ▪ Baumarten, Waldstruktur, etc. ▪ Pflege, waldbauliche Maßnahmen, etc. ▪ Modelle des Waldbaues 							

Tab. 2-3: Technische Skala in der Materialstruktur Holz: Größenbereiche, Hauptbestandteile / Produkte, Charakteristika und Modellanforderungen bzw. Modellansätze der einzelnen Ebenen (Auswahl)

Stoffliche Ebene	Größenbereich	$\approx 10^{-9} \text{ m} - 10^{-6} \text{ m}$
	Hauptbestandteile / Produkte	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Cellulose, Lignin, Extraktstoffe, Polyosen, CO₂, etc.
	Charakteristika	<p>Cellulose: Cellulose-Nanofibrillen für Faser-Composite-Stoffe (hochleistungsfähige Materialien), etc.</p> <p>Polyosen: Zuckerstoffe, etc.</p> <p>Extraktstoffe: Einsatz in der Gerberei (Gerbsäure), Medizin (z.B. Aspirin), Lebensmittelindustrie (z.B. Vanillin), etc.</p> <p>Lignin: als Klebstoff, Energieerzeugung, etc.</p> <p>Holzvergasung; Holzöl- Teerprodukterzeugung, uvm.</p>
	Modellanforderungen und Modellansätze	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Vorkommen / Verteilung der Stoffe in den unterschiedlichen Holzarten, etc. ▪ Verfahrenstechnologie: Simulationen der Gewinnungs- und Verwendungsprozesse, etc.
Faserebene	Größenbereich	$\approx 10^{-6} \text{ m} - 10^{-3} \text{ m}$
	Hauptbestandteile / Produkte	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Mikrofibrillen, Fibrillen, Faserbündel, Holz- und Bastzellen, Zellstoff, Faserverbundwerkstoffe wie ‚Wood Plastic Composites‘ (WPCs), Faserplatten, MDF, etc.
	Charakteristika	<p>Papierzellstoff: Erzeugung von Papier- und Kartonagen, etc.</p> <p>Chemiezellstoff: Textilerzeugung, Hygieneartikel, etc.</p>
	Modellanforderungen und Modellansätze	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Faserlängenverteilung, Festigkeiten, Coarseness, Molekülverteilung, FH / SH-Anteile, JH / AH-Anteile, etc.
‚clear wood‘ Ebene	Größenbereich	$\approx 10^{-3} \text{ m} - 10^{-1} \text{ m}$
	Hauptbestandteile / Produkte	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Leisten, Brettabschnitte, Kantholzabschnitte, Bereich der Keilzinkung, Stiele für Arbeitsgeräte, Plattenwerkstoffe (Stäbchen-, Stabplatten, Sperrholz, Furniere, Spanplatten, OSB), etc.
	Charakteristika	Frei von Wuchsmerkmalen wie Ästen, Reaktionsholz, geradfaserig sowie weitgehend stehende Jahrringe, uvm.
	Modellanforderungen und Modellansätze	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Eingangsgrößen bilden die techn. Eigenschaften der Faser ▪ Verarbeitung der Faserparameter über Verbundmodelle, repräsentative Volumenelemente (RVE’s), FEM, Federmodelle zur Abbildung der einzelnen Schichten inkl. der Jahrringlagen, etc.
‚construction timber‘-Ebene	Größenbereich	$\approx 10^{-2} \text{ m} - 10^1 \text{ m}$
	Hauptbestandteile / Produkte	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Bretter, Leisten, Pfosten, Kanthölzer, Balken, etc.
	Charakteristika	<p>Leisten / Latten: $d \leq 40 \text{ mm}$, $b < 80 \text{ mm}$ (DIN 4074)</p> <p>Bretter: $d \leq 40 \text{ mm}$ (außer als Rohprodukt für BSH-Produktion), $b \geq 80 \text{ mm}$, vorwiegend hochkant biegebeanspruchte Bretter sind wie Kanthölzer zu sortieren und zu kennzeichnen (DIN 4074)</p> <p>Pfosten (Bohle): $d > 40 \text{ mm}$, $b > 3 d$, vorwiegend hochkant biegebeanspruchte Pfosten (Bohlen) sind wie Kanthölzer zu sortieren und zu kennzeichnen (DIN 4074);</p> <p>Kanthölzer: $b \leq h \leq 3 b$, $b > 40 \text{ mm}$ (DIN 4074)</p>
	Modellanforderungen und Modellansätze	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Festigkeitsklassen auf Basis von Sortierklassen → Abschätzung der technologischen, statischen Eigenschaften anhand von erfassbaren Sortiermerkmalen und statistischer Korrelationen ▪ Einfache und multiple Regressionsmodelle, multivariate statistische Verfahren, Erfahrung, etc. ▪ Tragmodelle zur Bemessung

	Modellanforderungen und Modellansätze	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Modellannahmen über das Langzeitverhalten, etc. ▪ Modelle zur Abbildung der statischen- sowie der beweglichen Lasten (Verkehrslasten), etc. ▪ Sicherheitskonzepte auf Basis von Versagenswahrscheinlichkeiten bzw. auf Basis von Erfahrungen (deterministische, semi-probabilistische und probabilistische Sicherheitskonzepte), etc.
System('eng. timber prod.')	Größenbereich	$\approx 10^{-2} \text{ m} - 10^{10} \text{ m}$
	Hauptbestandteile / Produkte	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Konstruktionsvollholz (KVH), Brettschichtholz (BSH), Brettspertholz (BSP) ▪ Duo-, Triobalken, Kreuzbalken, etc.
	Charakteristika	Nutzung von Systemeffekten der Kategorie I und II (siehe Kapitel 3.3) Homogenisierungseffekte in Abhängigkeit der Verbindung (starr / nachgiebig) Langzeitverhalten / Wartung (z.B. ‚prestressed timber bridge decks‘), etc.
	Modellanforderungen und Modellansätze	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Statistisch-mechanische Systembeschreibung hinsichtlich der Systemwirkung in Richtung der Belastung und in Abhängigkeit der Belastung ▪ ‚load sharing‘ und ‚load redistribution‘ ▪ Faserbündelmodelle, Laminatstrukturen, etc.
System('bearing structures')	Größenbereich	$\approx 10^0 \text{ m} - 10^{10} \text{ m}$
	Hauptbestandteile / Produkte	<ul style="list-style-type: none"> ▪ ‚construction timber‘, ‚engineered timber products‘, Verbindungstechnik (starr / nachgiebig), Fundamentierungen, Anschlusslösungen, uvm.
	Charakteristika	Nutzung von Systemeffekten der Kategorie III, zusätzlich zu I und II (siehe Kapitel 3.3)
	Modellanforderungen und Modellansätze	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Statistisch-mechanische Systembeschreibung hinsichtlich der Systemwirkung in Richtung der Belastung und in Abhängigkeit der Belastung ▪ Statistische Erfassung der Belastung: statische Kurz- und Langzeitlasten, dynamische Belastungen ▪ Parallele, serielle Systemwirkungen, Redundanzen ▪ Interaktionen mit der Verbindungstechnik – Schluss von Einzelversuchen auf Gruppenwirkungen ▪ ‚partial composite action‘: Lastverteilungsmechanismen in Abhängigkeit der Steifigkeiten der Systemkomponenten (lineare Strukturen (Lastabtragung), flächige Strukturen (Lastverteilung), Verbindungstechnik, etc.)

Wie in Tab. 2-2 und Tab. 2-3 zu erkennen sind die einzelnen Skalenebenen nicht scharf voneinander getrennt sondern vielmehr durch fließende Übergänge / Überschneidungen gekennzeichnet. Es gibt jedoch strukturelle Gemeinsamkeiten, welche sich in vielen der Skalen abzeichnen.

2.2 Analogie der einzelnen Skalenebenen

Im Duden (2005) versteht man unter Analogie (gr.-lat.) im Allgemeinen eine Entsprechung, Ähnlichkeit, Übereinstimmung, eine Gleichheit von Verhältnissen. Die Diskussion von analogen Erscheinungen / Strukturen zwischen den einzelnen Skalenebenen ist Inhalt dieses Kapitels. Hier werden exemplarisch Ebenen aus beiden Skalen – der natürlichen Skala sowie der technischen Skala – betrachtet. Das Ziel ist es generelle Gemeinsamkeiten im evolutionsoptimierten Aufbau des Holzes zu erkennen, um Parallelen und Vergleiche

zwischen der natürlichen Skala und der technischen Skala ziehen zu können, und andererseits um aus der Entwicklungsgeschichte des Holzes zu lernen. Einen ersten Überblick geben die Daten und Informationen in Tab. 2-2 und Tab. 2-3. Abb. 2-4 und Abb. 2-5 sollen das Geschriebene erläutern.

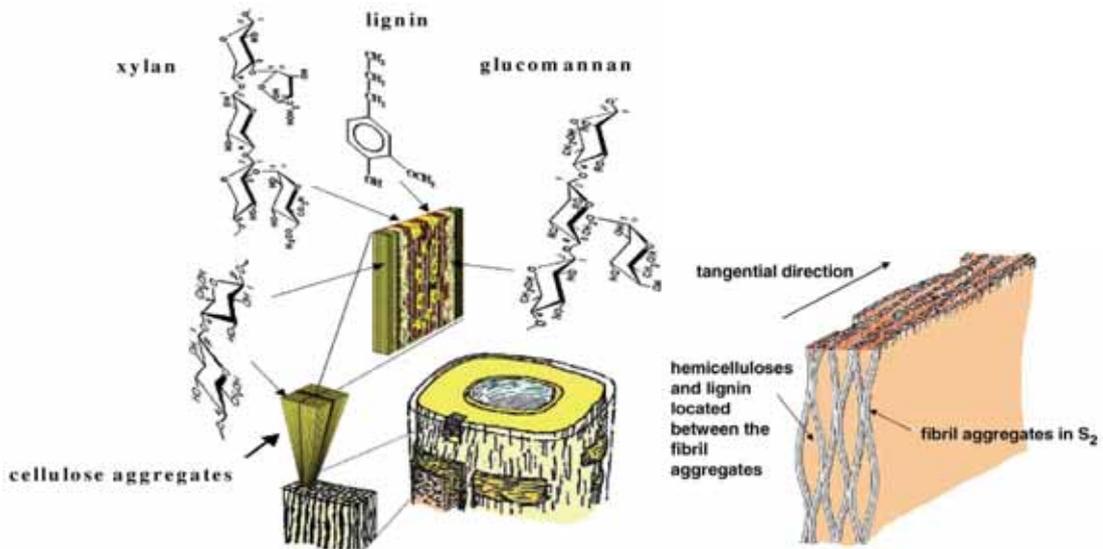


Abb. 2-4: Schematischer Aufbau der Zellwand sowie Anordnung der Holzpolymere in der S₂-Zellwandschicht am Beispiel einer Nadelholztracheide (links; in Anlehnung an Åkerholm und Salmén (2003), ref. in Salmén (2004)); schematische Darstellung der Struktur der Celluloseaggregate (rechts; in Anlehnung an Boyd (1982), ref. in Salmén (2004))

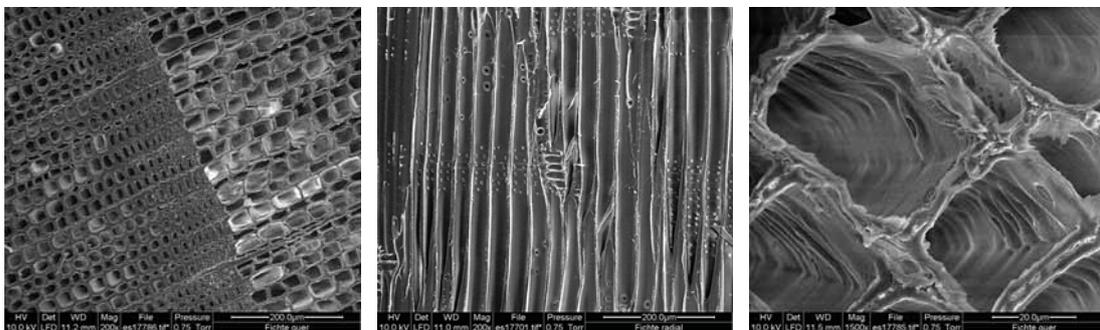


Abb. 2-5: Mikroskopische Aufnahmen (REM_ESEM 600) des Zellaufbaues von Fichtenholz (*picea Abies Karst.*) (Ingolic (2008)): Querschnitt mit Jahrringgrenze, Früh- und Spätholztracheiden (links); stockwerkartig versetzte Anordnung der Tracheiden im Radialschnitt sowie einfache Tüpfel zum Querparenchym und Hoftüpfel zwischen Tracheiden (mitte); Zellstruktur sowie Hoftüpfel von Tracheiden im Querschnitt (rechts)

2.2.1 Parallelen in der Systemstruktur von einzelnen Skalenebenen

Die Strukturen in den Ebenen der natürlichen Skala lassen sich als Systeme aus parallel oder seriell wirkenden Substrukturen (Elemente / Komponenten) auffassen. Im Allgemeinen lassen sich dabei primär parallele Strukturen in Richtung der Cellulosefasern, der Zellausrichtung, der Wachstums- und der Bauebene erkennen. Bereits in der Molekularebene zeigen sich durch intra- und intermolekulare Bindungen serielle Substrukturen zur Verknüpfung / Querverbindung der parallelen Hauptausrichtung. Dies setzt sich in der seriellen Abfolge der Mikrofibrillen, ihrer Konglomerate in den Zellen und dem alternierenden Auftreten von astfreien und astbehafteten Zonen in der Bauebene fort. Serielle Anordnungen führen, im Gegensatz zu parallelen Strukturen (im Speziellen

redundante Strukturen) zu Schwächungen an den Kontaktstellen. Die Evolutionsoptimierung im Holz minimiert diese Schwächung durch versetzte Anordnungen sowie formbedingte Kraftumlagerungen, vergleichbar z.B. mit einem Ziegelmauerwerk (siehe Abb. 2-6).

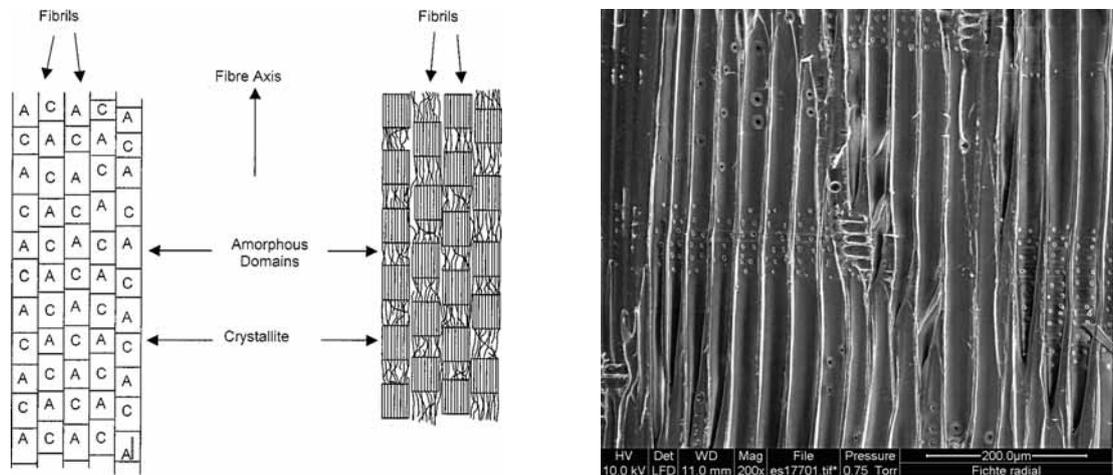


Abb. 2-6: Versetzte Anordnungen in verschiedenen Betrachtungsebenen: Gegenseitig versetzte Fibrillenbündel aus alternierend kristallinen und amorphen Bereichen in den Cellulosefibrillen (links; Eichhorn et al. (2001)); versetzte Anordnung der Tracheiden einer Fichte im Radialschnitt sowie Formoptimierung an den Tracheidenenden (rechts; Ingolic (2008) – ESEM)

Zudem werden die primär parallelen Systeme durch Quersysteme aus seriellen Substrukturen kraft- und formschlüssig (wie z.B. die Bindungen zwischen den Molekülen oder das Querverenchym (Holzstrahlen) in der Zellstruktur) verbunden (siehe Abb. 2-7).

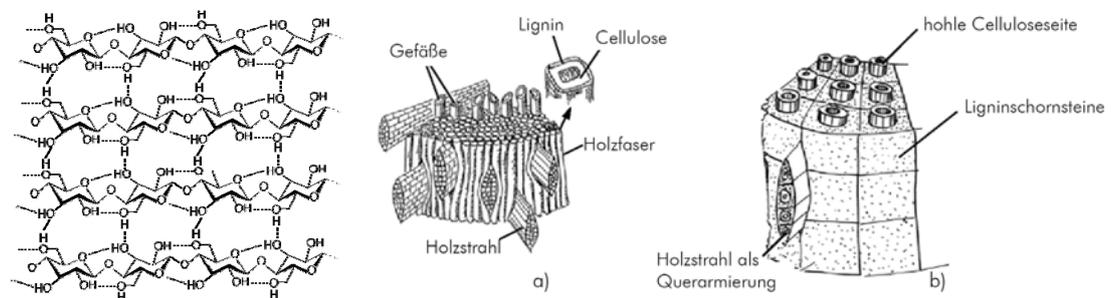


Abb. 2-7: Beispiele von Quersystemen in unterschiedlichen Betrachtungsebenen der natürlichen Skala bei Holz: Zwischenmolekulare Bindungen zwischen Cellulosesträngen (www.wikipedia.org (2008-08-26) (links); Holzstrahl als Querverarmung (Schickhofer (2006) ref. auf Mattheck (1994)) (rechts)

Somit kann als Analogie zwischen den Betrachtungsebenen der natürlichen Skala die Struktur als **paralleles, subserielles System** beschrieben werden.

Auch bei der technischen Skala lassen sich in den Ebenen die gleichen, strukturellen Analogien erkennen. Von der ‚construction timber‘-Ebene abwärts sind die analogen Strukturen aus der vergleichbaren natürlichen Betrachtungsebene anzutreffen. Für Ebenen darüber lässt sich aus den Bezeichnungen dieser – System(,engineered timber products‘)-Ebene (z.B. Duo- / Trio-Balken, BSH, BSP, KVH, etc.) und System(,bearing structures‘)-Ebene (z.B. Dach-, Wand- und Deckenkonstruktionen sowie Brücken, etc.) – die Analogie des Systems (der Systemwirkung) erkennen. Bei diesen Systemebenen wird das bearbeitete Holz zu primär parallelen, subseriellen Systemstrukturen in den Hauptbelastungsrichtungen gefügt. Produkte wie das KVH (Hauptbelastung auf Biegung als Träger bzw. auf Zug in Faserrichtung als Fachwerkstab) oder das Halbfertigprodukt BSH-Lamelle (Hauptbelastung

auf Zug in Faserrichtung im biegebeanspruchten BSH bzw. als Zuggurt im Holzschalungsträger) gelten, aufgrund ihrer primär seriellen Ausrichtung, als Ausnahme. Dem entsprechend benötigen diese Produkte besondere Qualitätssicherungsmaßnahmen (online Qualitätssicherung z.B. ‚proof loading‘). Die Funktion der Quer- und Längsarmierung übernehmen in diesen Betrachtungsebenen Systeme aus der Verbindungstechnik, wie die Verklebungen, die Verschraubungen, u. a. Diese zusätzlichen Systeme ermöglichen bei gezieltem Einsatz somit auch einen Belastungstransfer, eine Lastumleitung und Lastverteilung zwischen den hinsichtlich ihrer technologischen Eigenschaften lokal streuenden Elementen / Komponenten aus Holz (aber auch innerhalb der Verbindungssysteme selbst). Mehr zu den Systemen und Systemwirkungen im Kapitel 3.

2.2.2 Parallelen im Versagensverhalten von einzelnen Skalenebenen

In diesem Kapitel wird in wenigen, anschaulichen Beispielen versucht Parallelen für das Versagensverhalten von Holz – unter Rücksicht auf Analogien zwischen den einzelnen Betrachtungsebenen – darzustellen.

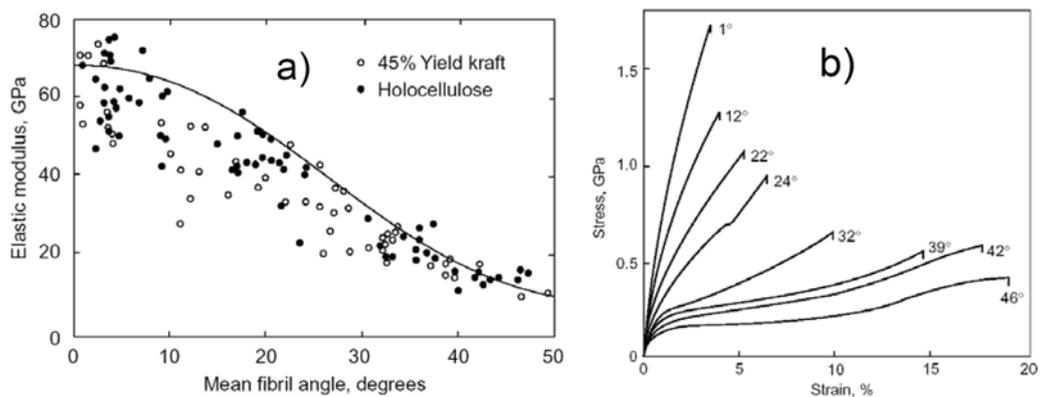


Abb. 2-8: Steifigkeit und Festigkeit in Abhängigkeit des Mikrofibrillenwinkels (MFA) in der S2-Zellschicht in Anlehnung an Wathén (2006): a) E-Modul vers. MFA: Punkte entsprechen Versuchsergebnissen, Kurve entspricht einem theoretischen Modell (nach Page et al. (1977)); b) Festigkeit vers. Dehnung unter Variation des MFA (nach Page u. El-Hosseiny (1983))

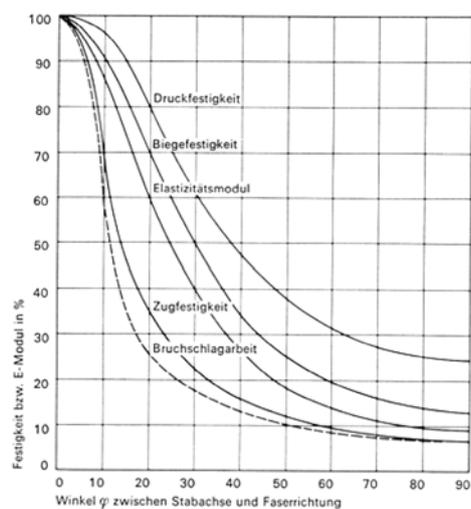


Abb. 2-9: Festigkeiten in Abhängigkeit des Winkels zwischen Belastungs- und Faserrichtung (Schickhofer (2006)) in Anlehnung an Hankinson (1921))

Ein wesentlicher Einfluss im elastischen Verhalten sowie dem Tragverhalten (Festigkeit) von Holzstrukturen in nahezu allen Betrachtungsebenen ist, aufgrund des ausgeprägten orthotropen Verhaltens, der Winkel zwischen der Belastung und der Faserrichtung. Die nichtlineare Abnahme der Steifigkeit und Festigkeit (proportional zum \cos^2 des Winkels (Clarke (1938)) wird oft durch die Hankinson-Formel beschrieben (Hankinson (1921)). Abb. 2-8 enthält eine Gegenüberstellung der Steifigkeiten und Festigkeiten von Zellstofffasern vers. des Mikrofibrillenwinkels (MFA) der S2-Zellschicht (\approx Tracheiden). Vergleichbares lässt sich bei ‚clear wood‘ und ‚construction timber‘ feststellen (siehe Funktionen für die einzelnen Festigkeiten in Abb. 2-9).

Ein weiteres Beispiel für Analogien auf unterschiedlichen Betrachtungsebenen zeigt sich im Versagen des Holzes auf Längsdruck. Hierbei kommt es in der molekularen Ebene zu initialen Scher- bzw. Gleitbändern (‚kink bands‘) welche sich auf die Faserebene und in weiterer Folge auf die ‚clear wood‘- und ‚construction timber‘-Ebene fortsetzen (siehe Abb. 2-10 (theoretische Überlegungen) und Abb. 2-11 (praktische Versuche an ‚clear wood‘ und ‚construction timber‘)).

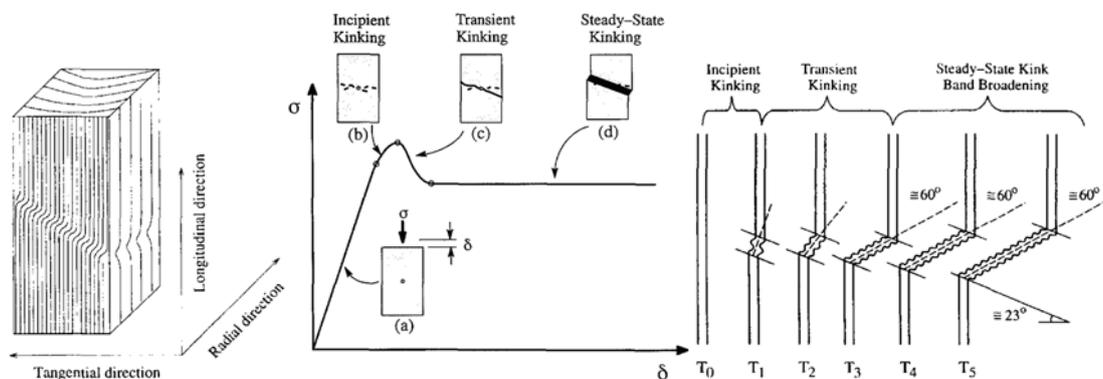


Abb. 2-10: Holz (‚clear wood‘) unter Längsdruckbeanspruchung nach Poulsen et al. (1997): ‚kink band‘-Geometrie (links); (a) linear-elastisches Verhalten; (b) Initiierung der Faserkrümmung (Knicken) mit zunehmender Belastung; (c) schwankende Krümmungen unter abnehmender Last; (d) stabiler Zustand der Krümmung unter konstanter Last (mitte); schematisches Verhalten einer Einzelfaser während des ‚kinking‘ (Faserkrümmung) (rechts)



Abb. 2-11: Längsdruckprüfkörper – Götterbaum (*Ailanthus altissima* (Mill.) Swingle): Längsdruckprüfungen an ‚clear wood‘ (links + mitte); Längsdruckprüfung an ‚construction timber‘ (rechts): Ausbildung von Schubkeilen und Scherbändern in 45°-Ebenen (vgl. auch Mattheck (2003))

Auch im Bereich des Querdruckes lassen sich Analogien zwischen einzelnen Betrachtungsebenen aufzeigen. So stellte Müller et al. (2003) das Querdruckversagen im ‚clear wood‘ einem Knicken der Zellwände gegenüber (siehe Abb. 2-12). Je stärker die Zellwand und je kleiner das Lumen, desto höher die kritische Knicklast. Spätholztracheiden sind durch diese Parameter gekennzeichnet und übernehmen in der Holzstruktur primär die lastabtragende Funktion.

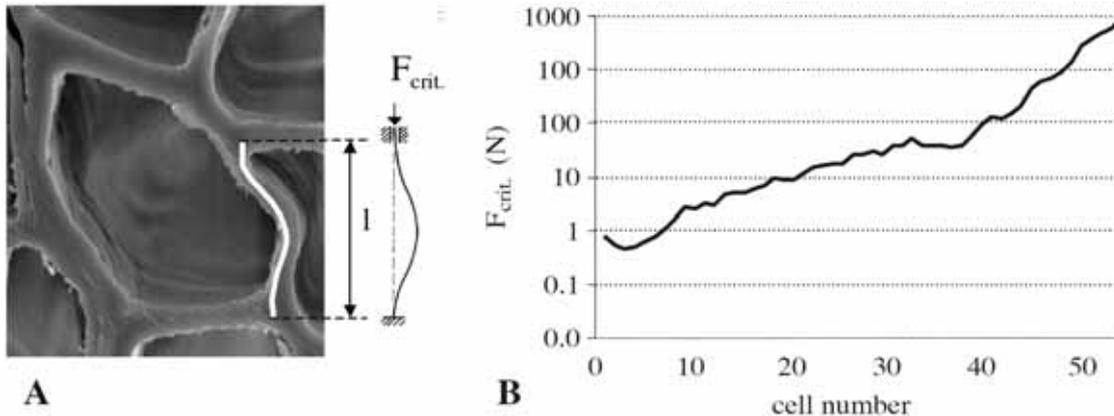


Abb. 2-12: A: Fichten-Frühholzzellen unter Querdruckbeanspruchung zeigen das Verhalten einer beidseits eingespannten Stütze; B: Unter Verwendung der Zellgeometrien (Lumendurchmesser, Stärke der doppelten Zellwand) wurde die kritische Knicklast über einen einzelnen Jahrring berechnet (Müller et al. (2003); Beschriftung der Abb. frei aus dem Englischen übersetzt)

Abb. 2-13 enthält Versagensbilder von Querdruck-, Querkzug-, Schub-, sowie Querdruck-Schub-belasteten Fichtenholz (‚clear wood‘) nach Persson (2000).

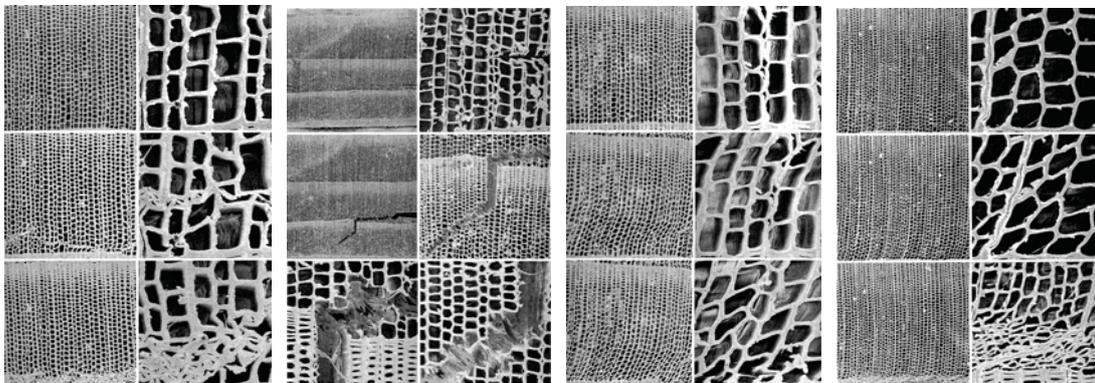


Abb. 2-13: Mikroskopische Verformungs- und Versagensbilder von Fichtenholz nach Persson (2000), frei aus dem Englischen übersetzt: Verformungen unter radialer Druckbelastung (links-außen: oben – unverformt, mitte – durchschn. 8 % Verformung, unten – durchschn. 12 % Verformung); Rissausbreitung unter radialer Zugbeanspruchung (links-mitte: oben – unverformt mit Initialeinschnitt, mitte + unten – durchschn. Verformung 2 %); Schubverformung in der rad./tan.-Ebene (rechts-mitte: oben – unverformt, mitte – durchschn. 7 % Verf., unten – durchschn. 10 % Verf.); kombinierte Druck- und Schubverformung in der rad./tan.-Ebene (rechts-außen: oben – unverformt, mitte – durchschn. Druckverf. 2 %, Schubverf. 7 %, unten – durchschn. Druckverf. 6 %, Schubverf. 15 %)

Adultes Holz (Holz aus den äußeren Stammbereichen) ist bekannt für seine im Mittel höheren physikalischen Eigenschaften wie den Festigkeiten und den Steifigkeiten in Faserrichtung, der Rohdichte, u.v.m. Aus zahlreichen Untersuchungen wurde jedoch auch eine Zunahme der Streuungen dieser Kenngrößen mit zunehmendem Markabstand festgestellt. Dies führte für den tragenden Einsatz (Bauholz) tlw. zu einer starken Reduktion

des mech. Potentials auf dem bemessungsrelevanten Niveau der 5 %-Quantile (z.B. Teischinger und Patzelt (2006)). Auch die Tracheidenlänge steigt im Mittel mit zunehmendem Markabstand. Die Streuung nimmt hier exponentiell zu, unabhängig der Wuchsgeschwindigkeit (siehe Abb. 2-14).

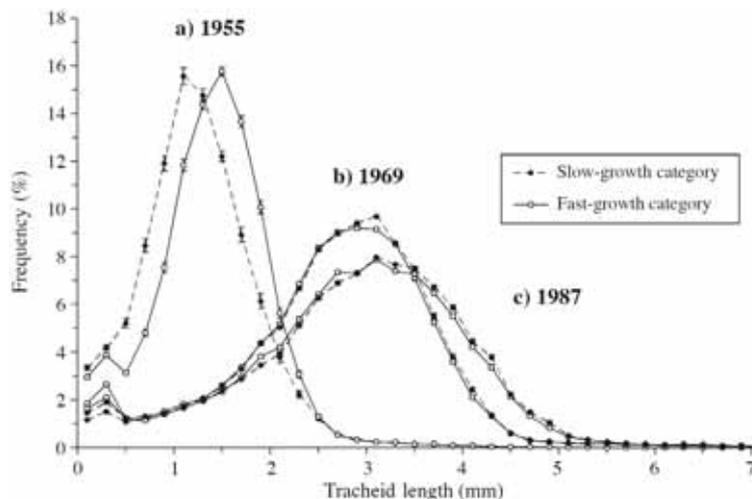


Abb. 2-14: Dichtefunktionen der Tracheidenlängen von Fichte (*picea Abies Karst.*) nach Hermann et al. (1998) (ref. in Brändström (2001)): a) repräsentativer Jahrring im juvenilen Holz (1955); b) Jahrring in der Übergangszone (1969); c) repräsentativer Jahrring im adulten Holz (1987)

Größeneffekte, im Speziellen Längeneffekte, resultieren aus der Variabilität der Eigenschaften betrachteter Kenngrößen (Näheres dazu im Kapitel 3.2). Vor allem Längeneffekte lassen sich mit der ‚weakest link theory‘ nach Weibull (1939) beschreiben und sind in allen Skalenebenen beobachtbar. Abb. 2-15 zeigt den Längeneinfluss auf die Zugfestigkeit von Zellstofffasern. Diese nimmt mit zunehmender freier Prüflänge ab, wobei die Streuung sinkt. Ein vergleichbares Verhalten wurde bei Untersuchungen an KVH beobachtet (siehe Kapitel 4.2.2).

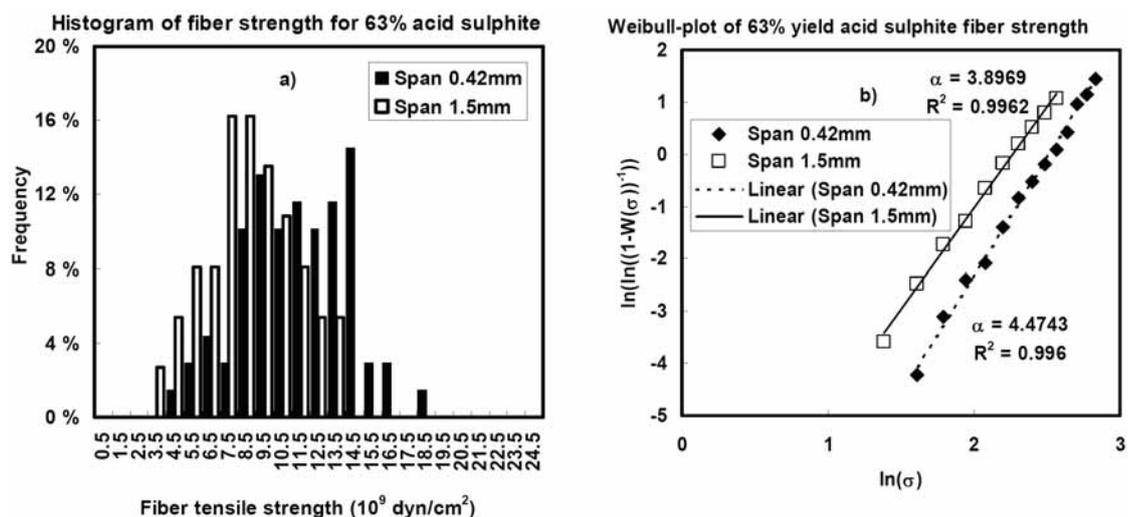


Abb. 2-15: Festigkeitsverteilungen von Sulfite-Zellstofffasern mit unterschiedlicher freier Prüflänge auf Zug geprüft (nach Page und El-Hosseiny (1976), ref. in Wathén (2006)): Histogramme (links) vers. Weibull-Plot (rechts) – Reduktion der mittleren Festigkeit sowie der Variabilität mit zunehmender Prüflänge

2.3 Schlussfolgerungen aus den allgemeinen Skalenbetrachtungen mit Fokus auf das Material Holz

In den vorgehenden Kapiteln wurde die Thematik der Skalierung, insbesondere das Scaling (logarithmische Skaleninvarianz) behandelt. Im Allgemeinen versteht man unter Scaling eine Similarität / Gleichheit von Eigenschaften eines Materials, eines Gebildes, einer Struktur, etc. bei Vergleich dieser untereinander mit Hilfe von logarithmisch skalierten Abständen. Das Auftreten sowie die Anwendbarkeit dieser Zusammenhänge ist im Allgemeinen bei Fraktalen (geometrisch-logarithmische Skaleninvarianz) als auch bei zahlreichen Phänomenen in der Natur und der Gesellschaft beobachtbar. Die logarithmische Skaleninvarianz wird durch Potenzgesetze („power laws“) beschrieben. Ein entsprechender funktionaler Zusammenhang zwischen betrachteten Kenngrößen zeigt sich hierbei im ln/ln-Plot als lineare Funktion. Dies wird auch im Kapitel 4.1 für die betrachteten Skalenebenen für Holz am Beispiel Fichte beobachtet. Um eine Universalität dieses Zusammenhanges feststellen zu können, bedarf es weiterer Untersuchungen unter Einbeziehung anderer Holzarten. Wie Eingangs diskutiert und wiederholt angesprochen gibt es mehrere Strukturebenen und „Materialien“ im Holz, welche sich aber zum Teil wesentlich hinsichtlich der Wachstums- und Betrachtungsstrukturen voneinander unterscheiden (siehe Kapitel 2.1). Im Kapitel 2.2 konnten jedoch Parallelen im strukturellen Aufbau der einzelnen Skalenebenen durch das Aufzeigen von Analogien gefunden werden, welche in sich ein Scaling der Materialstruktur Holz erkennen lassen. Auch konnten Gemeinsamkeiten im Versagensverhalten der Materialstruktur beispielhaft in den unterschiedlichen Größenskalen dargestellt werden.

Die weiteren Kapitel, welche sich nunmehr mit den sich daraus ergebenden Systembetrachtungen auseinandersetzen, sind insbesondere der Diskussion von Analogien in kurz dargestellten Modellansätzen gewidmet, um die bereits begonnene Thematik paralleler sowie serieller Systemwirkungen weiter auszuführen.

3 Systembetrachtungen und Modellansätze – Analogien

3.1 System – allgemeine Definition

Ein System ist ein von Systemgrenzen umgebener Komplex. Nach Festlegung der Systemgrenzen gilt es den Input und Output als Kommunikationskanäle mit der interagierenden Systemumgebung zu definieren. Die Festlegung der Systemgrenzen erfolgt hier keineswegs willkürlich sondern überlegt und mit dem Ziel das zu untersuchende, im Interesse liegende Systemverhalten bestmöglich abzubilden. Eine Systembetrachtung (inhärent eine systematische Betrachtung) führt somit zu vielerlei Abgrenzungen, Systematisierungen und Vereinfachungen sowie zu einem „Übersetzen“ des zu Beschreibenden in ein System auf das uns vorliegende Verständnis inklusive dessen Umgebung über ihre Systemvariablen (Parameter), somit individuell und subjektiv. Ergo dessen hängt die Art und Weise der Systembetrachtung wesentlich vom Kenntnisstand im Speziellen (Fachbereich → Spezialwissen), der Erfahrung aber auch von der jeweiligen Abbildung im Sinne von Breite und Tiefe ab. Eine geschlossene Systembetrachtung würde demnach eine allumfassende Betrachtung des Gesamten / des Universums und darüber hinaus eine externe Analyse, aus der Position des nicht einflussnehmenden Beobachters bedingen. Als Teil des Systems nehmen wir jedoch durch Beobachtung selbst Einfluss auf dieses.

Hinsichtlich der Abgrenzungen und dem Einfluss der Interaktionen des Systems mit seiner Umgebung lassen sich diese auch hinsichtlich ihrer Größe unterscheiden: Kleine Systeme mit relativ eng gewählten Systemgrenzen weisen einen mit der Systemumgebung intensiv interagierenden und somit stark beeinflussten Systemkern auf. Ein großes System mit weit entfernten Systemgrenzen weist im Regelfall einen Systemkern auf der mit der Systemumgebung nur geringe Wechselwirkungen erlebt. Der Einfluss der Umgebung auf das System kann somit als ein „Randeffekt“ betrachtet werden. Als Beispiel dient der Feuchtegradient bei einem Holzbalken im baupraktisch üblichen Wechselklima: Bei einem Balken mit geringen Querschnittsabmessungen ist auch die innere Zone des Balkens einer ständigen, in Abhängigkeit der Dynamik der Systemumgebung (Wechsel der Feuchte und Temperatur sowie Druck) Änderung / Anpassung ausgesetzt. Hingegen bleibt der Kernbereich eines großen Querschnittes oder eines versiegelten Balkens von den klimatischen Schwankungen der Umgebung weitgehend unbeeinflusst (siehe Abb. 3-1). Die Trägheit des Kerns eines Systems auf sich ändernde Randbedingungen zu reagieren nimmt mit steigender Systemgröße nichtlinear zu, vice versa zur (Reaktions-) Dynamik.

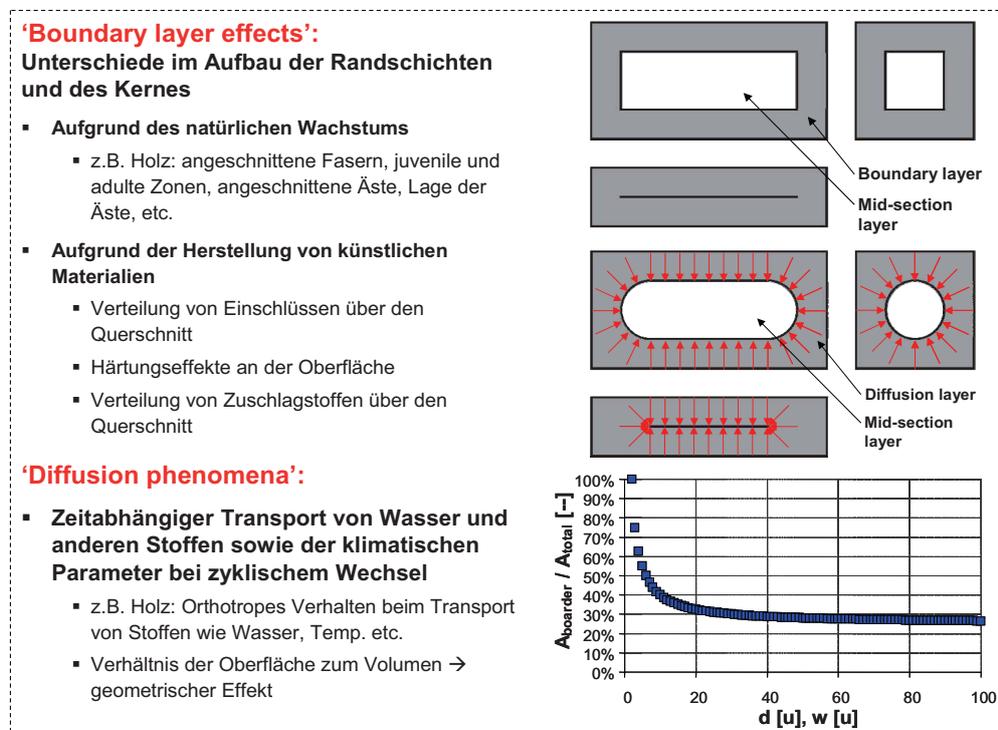


Abb. 3-1: Randeffekte wie ‚boundary layer effects‘ und ‚diffusion phenomena‘ als Subeffekte des Volumenflusses auf das Tragverhalten von Materialien in Anlehnung an Bažant und Chen (1996), Bažant und Planas (1998) und Bažant (2004): A_{border} = Fläche des unter Einfluss stehenden Randbereiches, A_{total} = gesamte Querschnittsfläche, d = Dicke des Querschnittes, w = Breite des Querschnittes

Im Speziellen kann ein System hinsichtlich der Wirkungen / Aufbau der Elemente / Komponenten relativ zur Belastungsrichtung unterschieden werden in seriell, parallel bzw. seriell / parallel (siehe Kapitel 3.2).

Eine Systemunterscheidung kann zudem nach den Betrachtungsweisen absolut bzw. relativ vorgenommen werden. Die relative Betrachtung, sprich die Untersuchung der Systemveränderung, kann wiederum als Differenzbetrachtung (Unterschied → additiv → beschreibbar über die arithmetische Reihe → statistisches Modell der Normalverteilung (ND)) oder als Quotientenbetrachtung (Verhältnis → multiplikativ → geometrische Reihe →

beschreibbar mit Hilfe der logarithmischen Normalverteilung (LND)) zu einem Referenzsystem gesehen werden. Ein Auszug aus der Arbeit von Waser (o.J) unter Referenz auf Gebelein und Heite (1950) in Abb. 3-2 stellt diesen Sachverhalt dar.

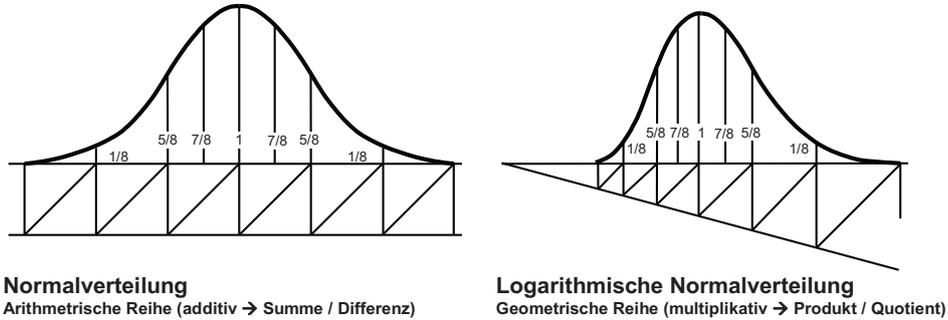


Abb. 3-2: Gegenüberstellung der relativen Betrachtungsweisen von Systemwirkungen: Differenzbetrachtung (Unterschied / additiv) → ND (links) vers. Quotientenbetrachtung (Verhältnis / multiplikativ) → LND (rechts) (nach Waser (o.J.), in Referenz auf Gebelein und Heite (1950))

3.2 Serielle sowie parallele Systemwirkungen und die daraus resultierenden Effekte

Die Begriffe „serielle-“ sowie „parallele Systeme“ wurden bereits in den vorgehenden Kapiteln zahlreich verwendet um analoge Strukturverhältnisse zwischen Skalenebenen zu beschreiben. Inhalt dieses Kapitels ist die Abhandlung einiger grundlegender Betrachtungsweisen. Ein erster Überblick dazu ist in Tab. 3-1 gegeben.

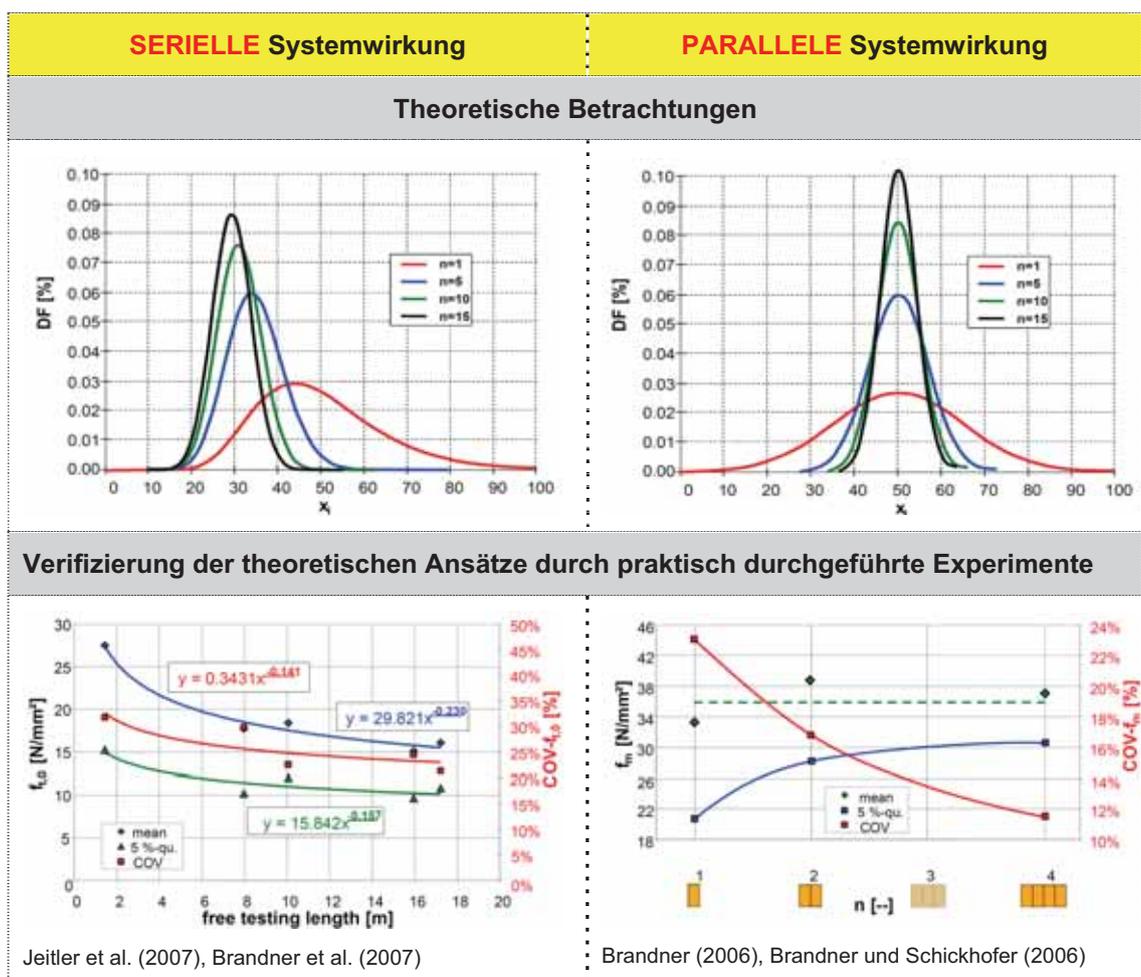
Tab. 3-1: Gegenüberstellung der beiden Wirkungsweisen von Systemstrukturen seriell – parallel

SERIELLE Systemwirkung	PARALLELE Systemwirkung
→ Anordnung der Elemente / Komponenten SERIELL	→ Anordnung der Elemente / Komponenten PARALLEL
→ Systemwirkung eindimensional	→ Systemwirkung ein- bzw. zweidimensional
→ „Kette“: Versagen am schwächsten Glied	→ Redundanz, Stützeffekte, Systemeffekte
→ Tendenz zum MINIMUM	→ Tendenz zum MITTELWERT
→ Homogenisierung (Reduktion der Variabilitäten)	→ Homogenisierung (Reduktion der Variabilitäten)
→ bisher berücksichtigt als Größeneffekte (k_{size} , k_{length} , etc.)	→ bisher berücksichtigt als Systemeffekte (k_{sys}), Lamelliereffekte (k_{lam})
→ Mittelwert x_{mean} sinkt asymptotisch gegen das Minimum x_{min}	→ Mittelwert x_{mean} je Verteilungstyp und Materialverhalten tendenziell konstant
→ Variationskoeffizient COV reduziert sich asymptotisch gegen 0	→ Variationskoeffizient COV reduziert sich asymptotisch gegen 0
→ 5 %-Quantile x_{05} nähert sich asymptotisch dem Mittelwert x_{mean} und strebt mit ihm gegen das Minimum x_{min}	→ 5 %-Quantile x_{05} nähert sich asymptotisch dem Mittelwert x_{mean}

Generell sind Systemwirkungen in Materialien in statistische und mechanische Effekte zu unterteilen. Statistische Effekte beruhen hierbei auf der Variabilität / der Streuung der technologischen Eigenschaften, insbesondere der Festigkeiten und Steifigkeiten. Dies führt bei seriellen Systemen, also in Belastungsrichtung hintereinander angeordneten Elementen / Komponenten (→ Kette), zu einer mit steigender Systemgröße zunehmenden Wahrscheinlichkeit von „Gliedern“ mit geringem Potential und somit zu einer tendenziellen Reduktion der Kenngrößen. Diese Reduktion stellt sich umso markanter dar, je größer die „Ausgangsstreuungen“ der Kenngrößen der Elemente / Komponenten sind. Es kommt zu einem Versagen des jeweils schwächsten „Kettengliedes“, (in Erwartung) umso früher, je länger die Kette wird. Da jedoch die „Glieder“ höherer Eigenschaften nicht bzw. nur bedingt zum Verhalten des Systems beitragen, reduziert sich auch die Streuung der Kenngrößen mit zunehmender Systemgröße.

Auf der anderen Seite führt eine parallele Systemanordnung zu einem Ausgleich zwischen den technologischen Eigenschaften benachbarter Elemente / Komponenten / Sub-Systeme und somit bei weitgehend stabilem Mittelwert zu einer starken Reduktion der Streuungen der betrachteten Kenngröße im System (siehe Tab. 3-2).

Tab. 3-2: Theoretische Betrachtungen der Effekte bei seriellen- (links) bzw. parallelen (rechts) Systemen: Anwendung der Ansätze der Extremwerttheorie und allgemeiner Homogenisierungsverfahren aus der Statistik (oben) – Verifizierung der theoretischen Modelle durch praktisch durchgeführte Versuche



Mechanische Systemwirkungen zeigen sich über Effekte wie Lastverteilungen („load sharing“), der Lastumverteilung nach einem Teilversagen im System („load redistribution“) in der Betrachtungsebene „System („engineered timber products“)“, sowie in der Systemwirkung von Tragstrukturen durch zweiteilige Konstruktionen – Trennung der Lastverteilung und der Lastabtragung – über „partial composite action“. Eine Nutzung von Effekten der Lastumverteilung und der Wirkungen zwischen lastverteilender- und lastabtragender Systemebene ist jedoch mit einem ausreichenden Verformungspotential gekoppelt. Holz gilt allgemein als vorwiegend spröder Werkstoff für die Hauptbelastungen Zug und Schub. Unter Druck lässt sich ein plastischer Anteil nutzen.

Weitere mechanische Effekte ergeben sich durch konstante Prüfgeometrien wie etwa die Vier-Punkt-Biegeprüfung nach EN 408 mit einem konstanten Höhen- zu Spannweitenverhältnis von $l_{span} = 18 \pm 3 h$.

Es gilt allgemein, dass serielle Systemwirkungen in einer Betrachtungsebene eindimensional möglich sind. Parallele Systemwirkungen sind jedoch ein- oder zweidimensional gegeben (siehe Abb. 3-3).

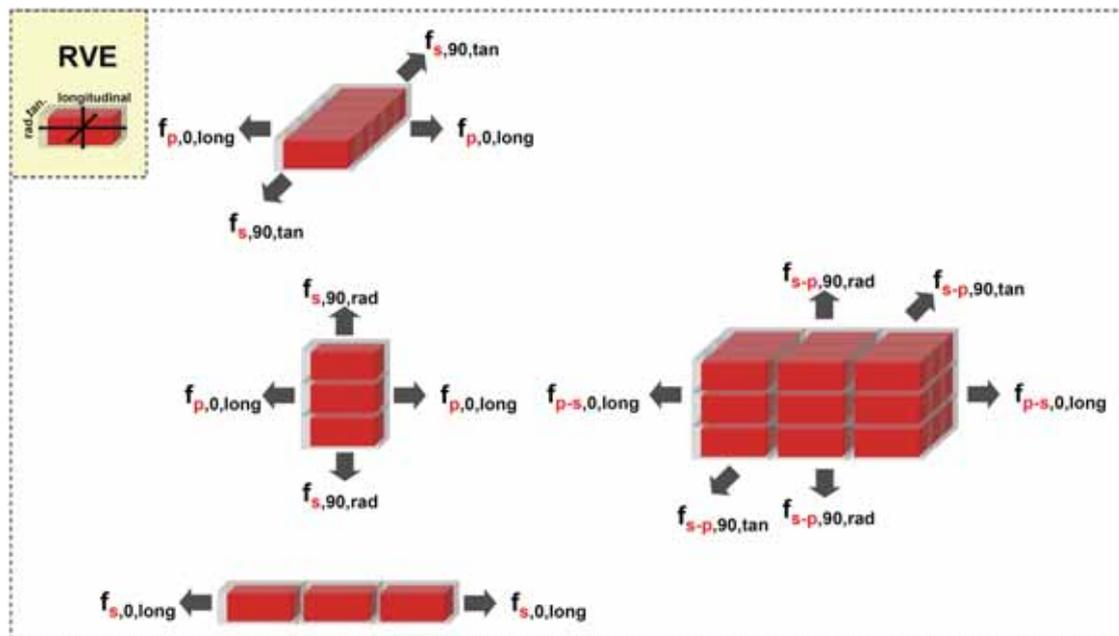
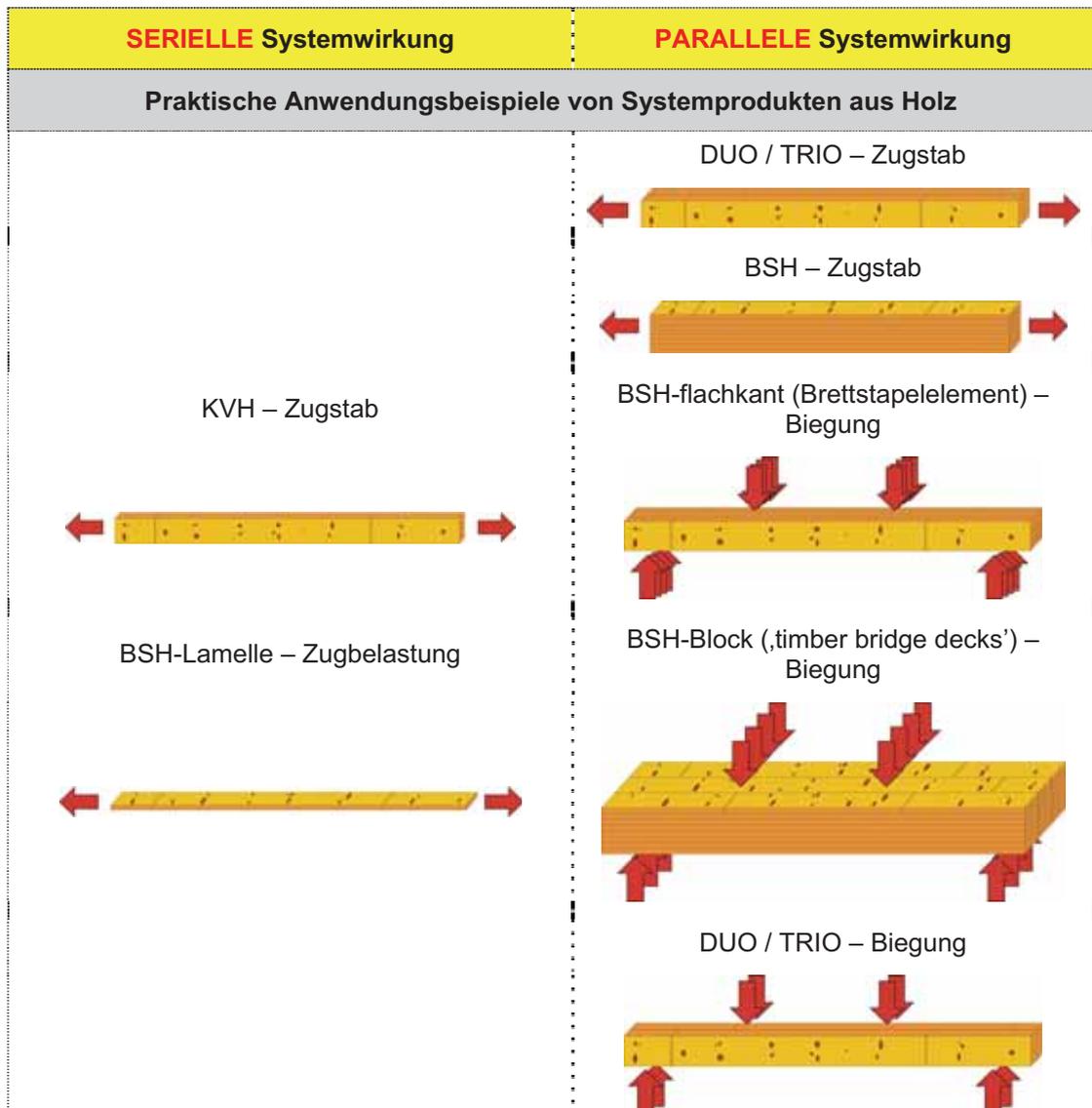


Abb. 3-3: Anordnungen von Elementen / Komponenten zu Systemen unter Darstellung der Systemwirkungen seriell (s) und parallel (p) am Beispiel eines repräsentativen Volumenelementes (RVE) eines orthotropen Materials

Beispiele von Systemstrukturen der Betrachtungsebenen „System („engineered timber products“)“ sind der Tab. 3-3 zu entnehmen.

Tab. 3-3: Praktische Anwendungsbeispiele von Systemprodukten serieller bzw. paralleler Systemstrukturen der Holzindustrie



In Systemstrukturen kommt es, unter Variation einer Dimension (z.B. der Länge → Längeneffekt) zu einem Transformationsprozess zwischen primären parallelen Systemwirkungen zu seriellen Systemwirkungen (siehe Abb. 3-4, in Anlehnung an Bažant und Chen (1996), Bažant und Planas (1998) und Bažant (2004)). Diese Veränderung / Transformation erfordert einerseits das Anwenden von verschiedenen Theorien / Modellen in den Grenzbereichen, andererseits eine Kopplung der Theorien und Modelle für den Übergangsbereich. Dies betrifft sowohl die statistische als auch die mechanische Beschreibung der Systemwirkungen.

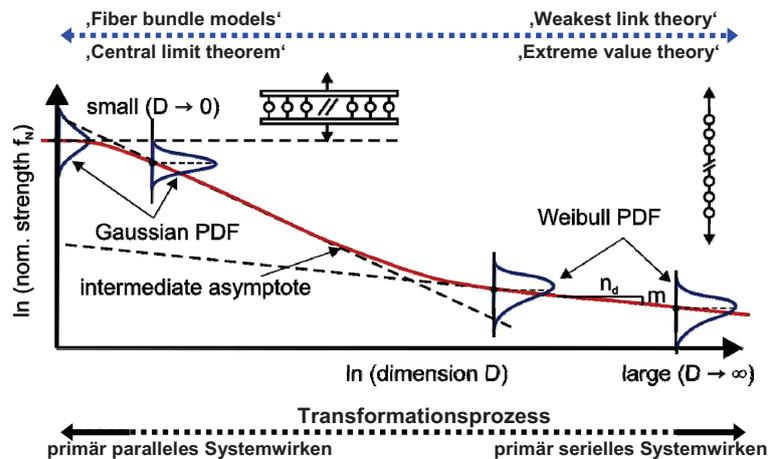


Abb. 3-4: Transformationsprozess der Systemwirkungen in Anlehnung an Bažant und Chen (1996), Bažant und Planas (1998) und Bažant (2004): Transformation vom primären parallelen Systemverhalten – beschreibbar mittels ‚fiber bundle models‘ sowie ‚central limit theorem‘ – zum primären seriellen Systemverhalten – beschreibbar mittels ‚weakest link theory‘ als Teil der ‚extreme value theory‘ – übertragbar z.B. auf den Längeneffekt bei stabförmigen Produkten spröde-versagender Materialien wie Holz unter Zugbelastung längs zur Faser

3.2.1 Systemeffekte – gegenwärtige Handhabung

Generell gelten Systemeffekte als Effekte des parallelen Wirkens von Elementen / Komponenten in einem System. Systemeffekte sind somit das Resultat des Zusammenwirkens von Elementen / Komponenten in einem System. Hierbei kann zwischen Systemeffekten aus direktem Zusammenwirken (z.B. in starr oder nachgiebig direkt miteinander verbundenen Elementen / Komponenten wie BSH, BSP, etc.) und Systemeffekten aus indirektem Zusammenwirken (z.B. Dach-, Wand- und Deckenkonstruktionen) unterschieden werden. Systemeffekte im Holzbau werden gegenwärtig fast ausschließlich bei Festigkeiten berücksichtigt.

3.2.2 Größeneffekte – gegenwärtige Handhabung

Größeneffekte resultieren aus der Veränderung der technologischen Eigenschaften (insbesondere der Festigkeiten) als Funktion des betrachteten Volumens („Volumeneffekt“) und innerhalb einer Betrachtungsebene. Dies gilt solange sich die Dimensionen der Elemente / Komponenten selbst ändert und diese gemeinsam nicht als System aufgefasst werden. Größeneffekte werden gegenwärtig ebenfalls vorwiegend bei Festigkeiten angesetzt. Dabei gilt nach der ‚weakest link theory‘ nach Weibull (1939) eine Abnahme der Festigkeiten mit steigendem Volumen.

Im Allgemeinen werden hierbei Phänomene „verschmiert“ gehandhabt welche sich nachweislich in Versuchsergebnissen darstellen aber bisweilen isoliert unzureichend oder gänzlich ungelöst sind.

3.3 Folgerungen aus den bisherigen Begriffsdefinitionen

Unter Betrachtung der vorgehenden Kapitel entspricht der Größeneffekt – nicht zuletzt aufgrund der Betrachtung mit der ‚weakest link theory‘ (Weibull (1939)) und den dortigen Subsystemen – auch einem Systemeffekt. Ergo dessen ist für die weitere Betrachtung der Begriff Größeneffekt zu streichen. Stattdessen wird vorgeschlagen Systemeffekte allgemein in drei Ebenen zu strukturieren:

- I: Systemeffekte innerhalb von Elementen bzw. Komponenten → $k_{\text{sys,I}}$
(z.B. Skalenebene ‚**construction timber**‘)
- II: Systemeffekte innerhalb von Systemstrukturen sowie innerhalb von Systemprodukten aus direkt miteinander interagierenden Elementen / Komponenten / Systemen → $k_{\text{sys,II}}$
(z.B. Skalenebene ‚**System(engineered timber products)**‘)
- III: Systemeffekte innerhalb von Systemtragstrukturen aus indirekt miteinander interagierenden Elementen / Komponenten / Systemen → $k_{\text{sys,III}}$
(z.B. Skalenebene ‚**System(bearing structures)**‘)

Wie bereits unter den Begriffsdefinitionen erläutert, ist die Ausprägung der Systemeffekte von der Struktur, dem Aufbau des betrachteten Systems in Richtung der Belastungen abhängig. Dem entsprechend sind die Systemeffekte aller drei Betrachtungsebenen zudem in seriell (s), parallel (p) sowie seriell / parallel (s/p) zu trennen.

Zusammenfassend wurde in den vorhergehenden Kapiteln der Versuch unternommen Systeme, aufgebaut aus Subsystemen / Komponenten / Elementen, zu betrachten. Hierbei galt es das primär interessierende System zu definieren und gegebenenfalls um Skalenebenen nach oben und unten zu erweitern. Dies soll das Erkennen und Abschätzen von relevanten Einflüssen zwischen dem System und der Systemumgebung ermöglichen. Erst bei der Betrachtung eines Systems über eine Bandbreite von Betrachtungsebenen sind allgemeine Tendenzen im Materialverhalten erkennbar und erklärbar. Der gerne gepflegte Trend der Extrapolation, wie z.B. von Einzelversuchen an Schrauben auf einen Verbindungsknoten mit mehreren Hundert Schrauben, soll dies verdeutlichen. Insbesondere der Systemeinflussparameter Zeit, im Sinne des Langzeitverhaltens, spielt eine wesentliche Rolle.

Die Notwendigkeit einer umfassenden Systembetrachtung und die Gefahr der Extrapolation über Theorie- und Modellgrenzen hinaus, sowie die Gefahr der Verneinung der materialinhärenten Variabilitäten in den Kenngrößen ist in Betracht zu ziehen. Beispiele dazu werden auszugsweise im Kapitel 4 dargestellt.

4 Scaling und Modellbetrachtungen bei der Materialstruktur Holz: Von der Cellulose bis zur System(,bearing structure‘)-Ebene – Anwendung / Umsetzung

Kapitel 2 und 3 dienten der allgemeinen Erläuterung von Scaling und Systemen sowie der generellen Beschreibung der Materialstruktur Holz in mehreren Betrachtungsebenen. Des Weiteren wurden Randbedingungen und erste Modellansätze in der Beschreibung von seriellen und parallelen Systemwirkungen einführend diskutiert.

Das Kapitel 4 ist nunmehr ein Konglomerat gesammelter Untersuchungen aus dem Umfeld der vorangegangenen Kapitel, und im Speziellen dem lastabtragenden Zweck des Materials Holz gewidmet.

4.1 Die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften über mehrere Skalenebenen hinweg am Beispiel der Holzart Fichte (*picea Abies Karst.*)

Die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften von der molekularen Betrachtungsebene bis zur Ebene des ‚construction timber‘ im Holz ist Inhalt dieses Abschnittes. Ziel ist die

Untersuchung allgemeiner Tendenzen. Aufgrund der Schwierigkeit der Datensammlung und der erheblichen Bandbreiten in den Ausprägungen der Kenngrößen aus dem Faser- und Molekularbereich wird die folgende Diskussion auf dem erwartbaren Niveau des Mittelwertes geführt. Zurückzuführen ist diese Bandbreite in den Kenngrößen der unteren Betrachtungsebenen nicht zuletzt auf die versuchstechnischen Schwierigkeiten, die Messtoleranzen und auch auf die Abhängigkeit der verwendeten Methoden zur Probenaufbereitung und Versuchsdurchführung. Simulationsmodelle wie ‚molecular dynamics‘ oder FEM unterliegen zudem nicht zuletzt dem zugrunde gelegten Strukturmodell, wie etwa der noch in Fachkreisen intensiv diskutierte Aufbau der Zellwand, sondern auch der Vielzahl an Möglichkeiten um Annahmen zu treffen und Beziehungen unter verschiedenen Parametern zu beschreiben. Einen Überblick über die Bandbreite an versuchstechnisch oder über Berechnungen bzw. Simulationen ermittelten Kenngrößen ist in Tab. 8-1 im Anhang gegeben.

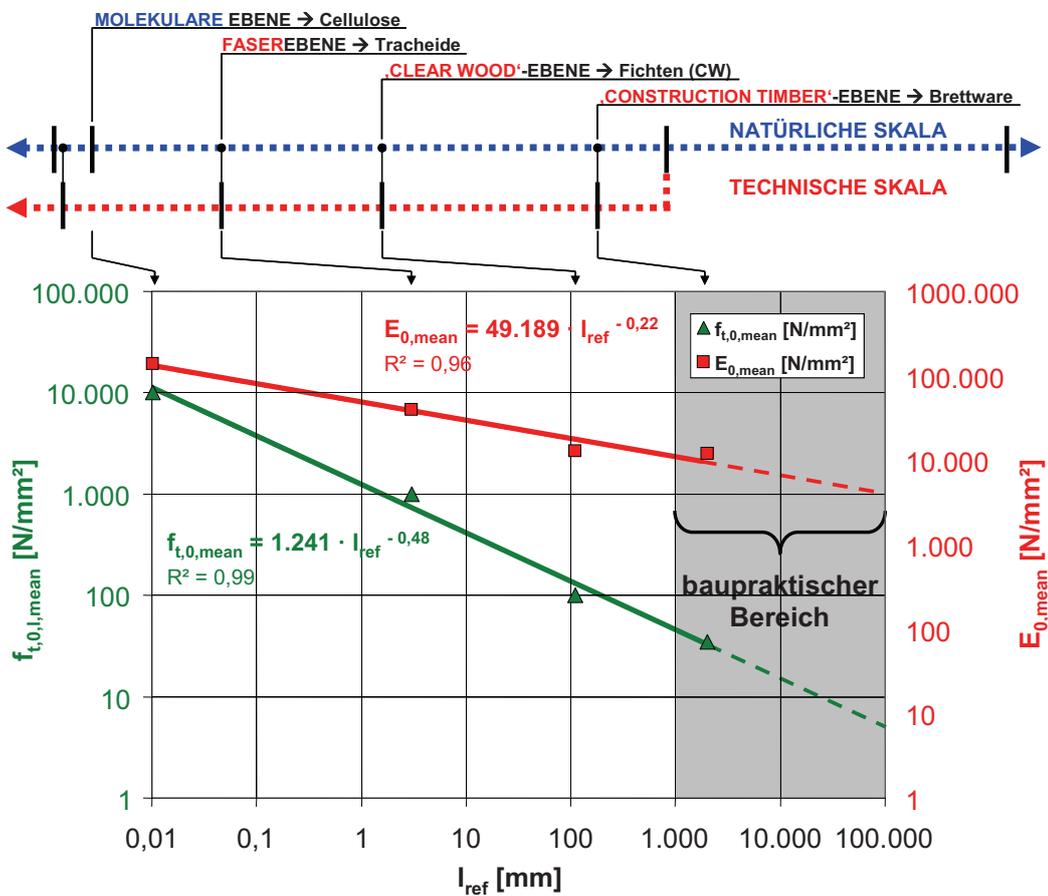


Abb. 4-1: Entwicklung der Zugfestigkeit und des E-Moduls in Faserrichtung über mehrere Größenskalen hinweg am Beispiel der Fichte (picea Abies Karst.): Darstellung der Entwicklung der Mittelwerte von der molekularen Ebene bis zur Ebene des ‚construction timber‘

Jene Steifigkeits- und Festigkeitswerte der einzelnen Betrachtungsebenen welche aufgrund der studierten Literatur im Mittel erwartet werden können, sind in der Tab. 4-1 zusammengefasst. Diese bilden die Eingangswerte für die weiteren Betrachtungen. Eine Darstellung der Veränderung des E-Moduls sowie der Zugfestigkeit, in Abhängigkeit der Referenzlänge (freien Prüflänge) im ln/ln-Plot, unter Zuweisung der Betrachtungsebenen, ist Abb. 4-1 zu entnehmen.

Tab. 4-1: Ausgewählte physikalische Kenngrößen mehrerer Größenskalen am Beispiel Fichte: mittlere Kennwerte in Anlehnung an Literaturangaben (siehe Tab. 8-1 im Anhang)

Physik. Kenngrößen	l_{ref} [mm]	ρ_{mean} [kg/m ³]	$f_{t,0,mean}$ [N/mm ²]	$E_{0,mean}$ [N/mm ²]
MOLEKULARE Ebene: Cellulosefaser	0,01 ¹⁾	1.510	10.000	140.000
FASERebene: Tracheide	3,00 ²⁾	--	1.000	40.000
„CLEAR WOOD“-Ebene	110,00 ³⁾	430	100	13.000
„CONSTRUCTION TIMBER“-Ebene: Brettware	2.000,00 ⁴⁾	430	35	12.000
¹⁾ Annahme: DP = 10.000, Länge der Cellobiose-Einheit rund 1,03 nm (Fengel und Wegener (1989))				
²⁾ mittlere Tracheidenlänge der Fichte in Anlehnung an Fengel und Wegener (1989)				
³⁾ lokale Prüflänge an merkmalsfreien Kleinproben nach der DIN 52188:1979				
⁴⁾ Prüflänge von Brettware für die BSH-Produktion nach der EN 1194:1999				

Es stellen sich ein weitgehend linearere Zusammenhänge für die beiden Kenngrößen dar, welche als Potenzfunktion im unverzerrten Zustand mit sehr guter Übereinstimmung beschrieben werden können. Es ist anzumerken, dass eine an jeweils vier Funktionspunkte (Wertepaare) angepasste Regressionsfunktion, bei Wahl eines repräsentativen, mathematischen Modells, sehr wahrscheinlich ein hohes Maß an Bestimmtheit bestätigen wird. Trotz allem erscheint der potenzielle Verlauf der Beziehungen ($f_{t,0}$ vers. l_{ref} und E_0 vers. l_{ref} , mit l_{ref} = Referenzlänge in der jew. Betrachtungsebene bzw. die freie Prüflänge) aufgrund des strukturellen Aufbaus der Materialstruktur Holz als plausibel. Des Weiteren entspricht der statistische Längeneffekt nach Weibull (1939), bei Betrachtung der Längenabhängigkeit der Festigkeit innerhalb einer Größenskala, einer Potenzfunktion. Die Reduktion der Zugfestigkeit und des E-Moduls in Faserrichtung innerhalb von fünf Größenskalen ist erheblich und für das Material Holz in Betracht zu ziehen. Interessant ist der in etwa halb so große Potenzfaktor zur Beschreibung der Reduktion des E-Moduls im Vergleich zu jenem der Zugfestigkeit parallel zur Faser. Für den Baubereich, welcher zusätzlich rund zwei Größenskalen überdeckt, existieren hinsichtlich der Zugkenngrößen, aber auch für andere Materialparameter, keine adäquaten Versuchsergebnisse. Die gegenwärtige Praxis extrapoliert die Basiskennwerte von rund zwei Meter langen Probekörpern im Bereich ‚construction timber‘ (oder $l_{ref} \approx 9 \cdot b$ nach EN 408) auf bis zu 70-80 m (> 100 m) weit gespannte Tragstrukturen. Dies geschieht weitgehend bis ausschließlich ohne Berücksichtigung von Längeneffekten. Die Skalenbereiche von ‚construction timber‘, über „System (,engineered timber products)“ zu „System (,bearing structures)“ bedarf einer dringenden theoretischen und versuchstechnischen Abklärung.

Warum Produkte und Tragstrukturen dieser Größenordnungen trotzdem „funktionieren“ ist einerseits auf das Sicherheitsniveau zurückzuführen und andererseits auf die in der Bemessung weitgehend unberücksichtigt bleibenden Systemwirkungen. Möglichkeiten der aktiven Beeinflussung des „globalen Scalingeffektes“ der mechanischen Kenngrößen nach Abb. 4-1 werden im folgenden Kapitel 4.2 erläutert.

4.2 „Shifts‘ im Mittelwert und Reduktion der Variabilitäten von Kennwerten durch Homogenisierung – Gegensteuerungen zum „globalen Scalingeffekt“

Die Beeinflussung des „globalen Scalingeffektes“ aus Abb. 4-1 („global“ im Sinne von weitreichende Größenskalen überdeckend) kann prinzipiell auf zwei Varianten erfolgen. Die erste Variante ist eine Verschiebung (,shift‘) der Trendfunktion. Die zweite Möglichkeit betrifft die Reduktion der Steigung der Funktion selbst (siehe Abb. 4-2). Das Ziel ist es die Kennwerte der Holzprodukte in den beiden für den Baubereich praxisrelevanten

Größenskalen auf dem Niveau des Mittelwertes und der 5 %-Quantile weitgehend zu stabilisieren bzw. die materialinhärente Reduktion der realistisch ansetzbaren Kennwerte für die Bemessung mit zunehmender Spannweite der Konstruktionen zu verringern. Diese Varianten werden folgend diskutiert.

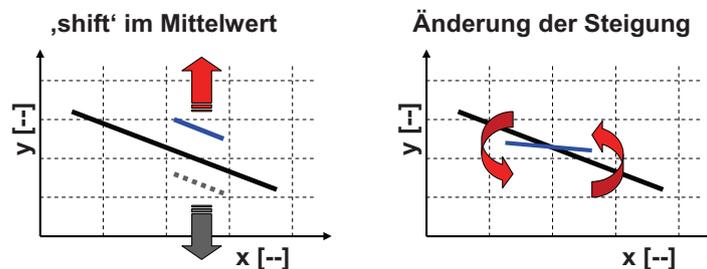


Abb. 4-2: Schematische Darstellung der Möglichkeiten zur Beeinflussung des „globalen Scalingeffektes“

In der ersten Strukturebene zur Gliederung der Homogenisierungsmethoden können zwei wesentliche Gruppierungen unterschieden werden. Zum einen kann dies durch die Bildung von Gruppen zur ‚step-by-step‘-Anhebung der charakteristischen Kennwerte – die so genannte „Klassenbildung“ bzw. Sortierung – geschehen, zum anderen ermöglicht ein gezielter Aufbau von Systemen unter Nutzung von „sozialen Effekten“ – so genannte „intelligente Systemstrukturen“ oder ‚smart system structures‘ – die Aktivierung von Systemeffekten als Ergebnis der sich einstellenden Reduktion der Streuungen. Beide Methoden – Klassenbildung und Systembildung – stehen bei Kombination in Wechselwirkung zueinander. Zu einem Teil sind die dabei entstehenden Effekte bereits unbewusst / bewusst in der Praxis umgesetzt. Hinsichtlich des erhöhten Leistungspotentials gilt aber vor allem der Bereich der ‚smart system structures‘ als bis dato weitgehend unberücksichtigt und somit ungenutzt.

Die Untergliederung der beiden Methoden zur Reduktion der Variabilitäten sowie Verschiebung des Mittelwertes soll nachfolgend kurz dargestellt werden.

Methode I: Klassenbildung

Die Klassenbildung (das Gruppieren) kann auf mehreren Hierarchieebenen erfolgen. Gegenwärtig wird diese Methode vorwiegend im Bereich der Schnittholzsortierung bewusst angewendet. Folgende Anwendungsbereiche können im Allgemeinen abgegrenzt werden:

- Klassierung nach der Holzart, Herkunft
- Klassierung innerhalb der Holzart → Sortierung
 1. Am Rundholz (gegenwärtig in der Praxis nur Vorsortierung)
 2. Am Schnittholz (visuell / maschinell)

Durch die Bildung von Untergruppen im Materialaufkommen kann eine erste Homogenisierung der mechanischen und physikalischen Kennwerte erreicht werden. Hierbei kommt es neben der Reduktion der Streuungen zu einem Verschieben des Mittelwertes in den einzelnen Gruppen. Eine entsprechende Zielgruppe mit einem hohen Mittelwert bedingt somit weitere Klassen mit gegenüber der Grundgesamtheit reduzierten Mittelwerten.

Die Auseinandersetzung mit der Methodik der „Klassenbildung“ dient der Abgrenzung zur Methode der ‚smart system structures‘, welche auf die erwartbaren Streuungen der klassierten Elemente / Komponenten – bezeichnet als so genannte Ausgangsstreuung – für den weiteren Prozess der Homogenisierung aufbaut.

Method II: Systemstrukturen – ‚smart system structures‘

Die Methodik der ‚smart system structures‘ beschreibt den Aufbau von Produkten durch die intelligente Verbindung von Elementen / Komponenten zu Systemstrukturen. Das Ziel ist durch die materialinhärenten Variabilitäten und den Wechsel von „merkmalsbehafteten Bereichen“ (= ‚timber‘) und „merkmalsfreien Bereichen“ (sog. ‚clear wood‘ = ‚wood‘) gegenseitige Interaktionen (so genannte „Stützeffekte“) zu mobilisieren um eine gezielte, quantifizierbare Homogenisierung zu erreichen. Dies erlaubt zum einen eine wesentliche Erhöhung der charakteristischen Kennwerte, und zum anderen wird die Zuverlässigkeit der Produkte durch die Reduktion der Versagenswahrscheinlichkeit erhöht.

Die Abhängigkeit der Systemwirkungen (gegenwärtig in der Praxis bekannt bzw. in den Normen gegeben als Größeneffekte wie k_{size} , k_h , k_{length} , als Lamelliereffekte bei BSH (k_{lam}) oder als Systemeffekte k_{sys}) von der Streuung der Ausgangselemente („Ausgangsstreuung“ = COV_1) wird bis dato nicht berücksichtigt, stellt aber einen wesentlichen Bestandteil in der Bemessung und in den Zuverlässigkeitsbetrachtungen von Bauteilen dar. Zudem dürfen zurzeit bei vielen Systemprodukten – Duo-, Trio-Balken, etc. – keine oder nur bedingt Vergütungseffekte in Rechnung gestellt werden. Beispielhafte Untersuchungen von Systemeffekten der Ebene I ($k_{sys,I}$) und II ($k_{sys,II}$) sowie der Einfluss von Klassierungen werden anschließend diskutiert.

4.2.1 Klassierung / Gruppierung / Sortierung

Im Schnittholzbereich (Ebene des ‚construction timber‘) werden visuelle, als auch maschinelle Sortierverfahren zur Klassierung in definierte Sortierklassen angewendet. Das primäre Interesse für den Bauingenieur liegt hierbei in der Erzielung und Einhaltung definierter physikalischer und mechanischer Kenngrößen wie Rohdichte, Festigkeit und Steifigkeit. Das primäre Interesse des Produzenten und Schnittholzlieferanten liegt in der Erzielung hoher, wirtschaftlicher Ausbeuten in den einzelnen Klassen. Dazwischen besteht eine „Äquivalenz-Übereinkunft“ über die Zurechnung der Sortierklassen zu so genannten Festigkeitsklassen. Unabhängig von der Art der Sortierung (visuell / maschinell) gilt es auf Basis von erfassbaren Sortierparametern (z.B. Ästigkeit, Jahringbreite, Rohdichte, dyn.- / stat.-E-Modul, etc., so genannte ‚indicating properties‘ (IPs)) die interessierenden, erwartbaren technologischen Eigenschaften zu schätzen. Die Schätzung des zerstörungsfrei nicht ermittelbaren Festigkeitspotentials wird hierbei zusätzlich durch den Bezug auf die bemessungsrelevante 5 %-Quantile erschwert. Aufgrund der großteils geringen Korrelationen zwischen den Sortierparametern und den Festigkeiten ist, zur Wahrung eines angemessenen Sicherheitsniveaus, das untere Konfidenzband für den interessierenden Parameter (z.B. 5 %-Quantile der Festigkeit) als Schätzbereich anzusetzen.

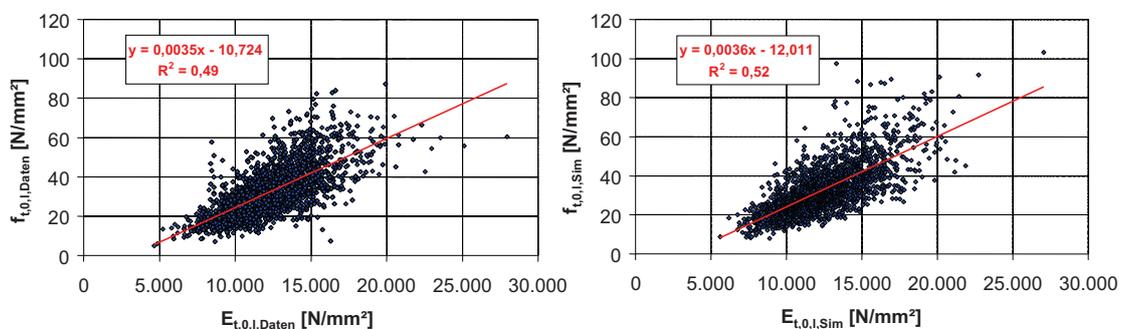


Abb. 4-3: Zugfestigkeit $f_{t,0,1}$ vers. Zug-E-Modul $E_{t,0,1}$ von Fichtenbrettware in Faserrichtung: Versuchsergebnisse (links) in Gegenüberstellung zu statistisch generierten, transformierten Zufallszahlen auf Basis der Kenntnis der repräsentativen Verteilungsmodelle, der Verteilungsparameter und der Beziehung $f_{t,0,1}$ vers. $E_{t,0,1}$ (rechts) - rund 2.000 # Wertepaare

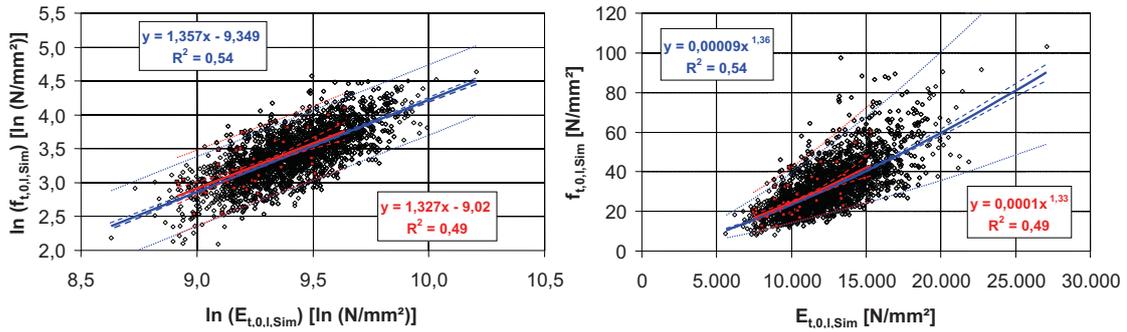
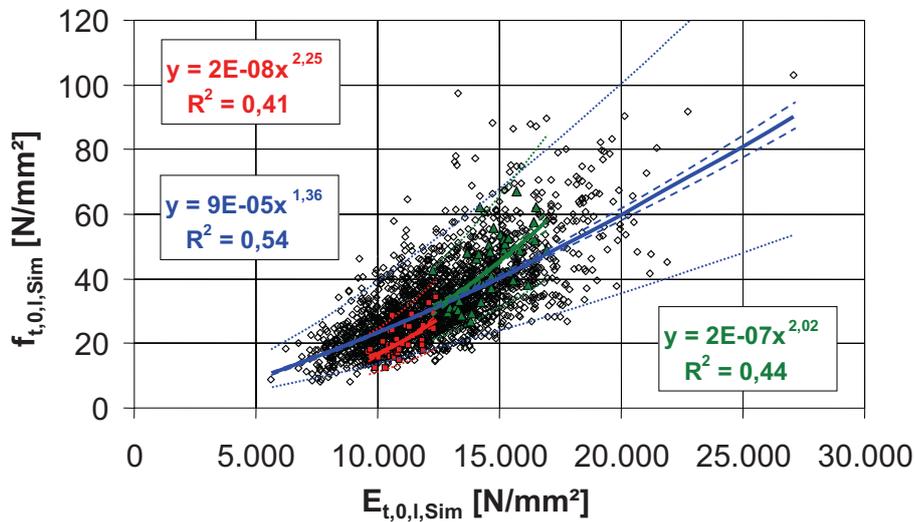


Abb. 4-4: Gegenüberstellung logarithmisch-transformierter Zufallszahlen („sample_1“ mit $n = 2.000$ #; „sample_2“ mit $n = 40$ #) unter Verwendung des linearen Regressionsmodells zur Beschreibung von $\ln(f_{t,0,1})$ vers. $\ln(E_{t,0,1})$ (links) zu rücktransformierten Zufallszahlen mit dem Resultat einer Potenzfunktion als Regressionsmodell zur Beschreibung von $f_{t,0,1}$ vers. $E_{t,0,1}$; Darstellung unter Eintragung von Konfidenz- und Prognoseintervallen mit $(1 - \alpha) = 95\%$



- ◇ „Population“ – Brettware Fichte (picea Abies karst.): $n = 2.000$; $(1-\alpha) = 95\%$; $r(f_{t,0,1}; E_{t,0,1}) = 0,72$
 $f_{t,0,1,mean} = 33 \text{ N/mm}^2$, $COV-f_{t,0,1} = 40\%$; $E_{t,0,1,mean} = 12.480 \text{ N/mm}^2$, $COV-E_{t,0,1} = 21\%$
- „T14“ – Brettware Fichte (picea Abies karst.): $n = 40$; $(1-\alpha) = 95\%$; $r(f_{t,0,1}; E_{t,0,1}) = 0,65$
 $f_{t,0,1,mean} = 21 \text{ N/mm}^2$, $f_{t,0,1,05} = 14,7 \text{ N/mm}^2$, $COV-f_{t,0,1} = 25\%$; $E_{t,0,1,mean} = 10.970 \text{ N/mm}^2$, $COV-E_{t,0,1} = 7\%$
- ▲ „T28“ – Brettware Fichte (picea Abies karst.): $n = 40$; $(1-\alpha) = 95\%$; $r(f_{t,0,1}; E_{t,0,1}) = 0,65$
 $f_{t,0,1,mean} = 43 \text{ N/mm}^2$, $f_{t,0,1,05} = 29,2 \text{ N/mm}^2$, $COV-f_{t,0,1} = 24\%$; $E_{t,0,1,mean} = 14.510 \text{ N/mm}^2$, $COV-E_{t,0,1} = 8\%$

Abb. 4-5: Beziehung $f_{t,0,1}$ vers. $E_{t,0,1}$ von auf Basis von Versuchsergebnissen an Fichtenbrettware generierten Zufallszahlen („sample_1“ (s_1) mit $n = 2.000$ #; „sample_2“ (s_2) und „sample_3“ (s_3) mit $n = 40$ #); Gegenüberstellung der gesamten Versuchsbandbreite über alle Sortier- und Festigkeitsklassen zu zwei ausgewählten, parallel sortierbaren Festigkeitsklassen T14 und T28 – Darstellung des ‚shifts‘ und der Änderung der Steigung (Potenz) im Verlauf der beschreibenden Funktionen für die beiden Klassen als Resultat der Sortierung (Reduktion der Streuungen und Verschiebung der Mittelwerte der Kenngrößen zur Einhaltung der lt. Festigkeitsklasse definierten 5%-Quantile der Festigkeit und des Mittelwertes des E-Moduls)

Die Ermittlung der „Schätzfunktionen“ (Beziehungen zwischen den mechanischen Kenngrößen und den beschreibenden, erfassbaren Sortierparametern) basiert auf Erfahrung und der Anwendung von statistischen Methoden wie der multiplen Regression (gegenwärtig) oder unter Einsatz multivariater Verteilungsmodelle und Verfahren. Als Beispiel für ein bivariates Verteilungsmodell, unter Gegenüberstellung zu realen Daten aus Zugversuchen an Fichtenbrettware, dienen die Abb. 4-3, Abb. 4-4 und Abb. 4-5. Hierbei wurden, in Anlehnung an den JCSS:2006, der E-Modul und die Zugfestigkeit in Faserrichtung als

logarithmisch normalverteilt (LND) angenommen. Dies erklärt zum einen die mit ansteigen der Kenngrößen beobachtbare zunehmende Bandbreite in deren Ausprägung. Zum anderen ermöglicht eine logarithmische Transformation der Daten die Anwendung des linearen Regressionsmodells zur Untersuchung der Beziehung $\ln(f_{t,0,1})$ vers. $\ln(E_{t,0,1})$ (siehe Abb. 4-4).

Abb. 4-5 stellt den Einfluss der Klassenbildung / Gruppierung auf den Funktionsverlauf der Beziehung $f_{t,0,1}$ vers. $E_{t,0,1}$ dar. Hierbei werden zwei Festigkeitsklassen (T14 und T28) der gesamten Bandbreite an Daten gegenübergestellt. Durch die Reduktion der Streuungen in der Sortierung und Verschiebungen der Mittelwerte der E-Module und Festigkeiten zur Einhaltung der Anforderungen an die Festigkeitsklassen zeigt sich die Variante I und II der Beeinflussung des „globalen Scalingeffektes“.

4.2.2 Systemeffekt der Ebene I – Längeneffekt stabförmiger Strukturen ($k_{\text{sys},I,s}$)

Der Begriff des Längeneffektes wurde bereits im Kapitel 3.2 definiert. Im Rahmen eines Forschungsvorhabens am Kompetenzzentrum holz.bau forschungs gmbh / Graz wurde der Einfluss der Länge auf das Produkt KVH aus dem Bereich des „System (engineered timber products)“ auf Zug parallel zur Faser versuchs-technisch ermittelt. Parallel dazu wurde der statistische Längeneffekt von stabförmigen Strukturen mit sprödem Versagen untersucht. In den theoretischen Betrachtungen wurden, unter Anwendung der Extremwerttheorie der Statistik, die Verteilungsfunktionen und ihre Parameter in Abhängigkeit des repräsentativen Verteilungsmodells und der Ausgangsstreuung des Referenzelementes, mittels einfacher Simulationen, ermittelt. Nach statistischer Analyse und Betrachtung möglicher stat. Verteilungsmodelle (Normalverteilung, Weibullverteilung, log. Normalverteilung) zur Repräsentierung der Zugfestigkeit wurde die logarithmische Verteilungsfunktion, wie im JCSS:2006 angegeben, als repräsentatives Modell bestätigt.

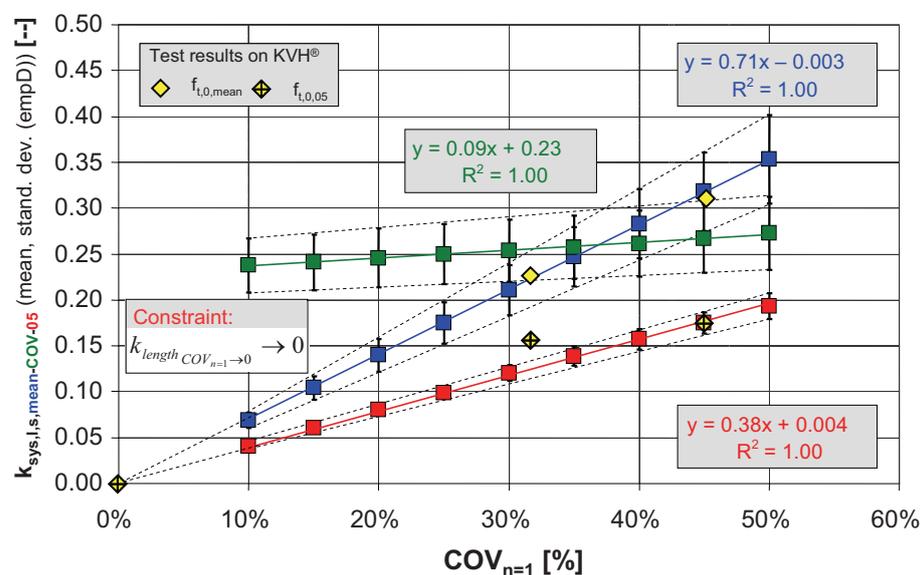


Abb. 4-6: Gegenüberstellung von statischen Zugversuchen an KVH (Wertepaare) mit Simulationsergebnissen (Bereiche), unter Verwendung der logarithmischen Normalverteilung (LND) als repräsentatives statistisches Verteilungsmodell zur Beschreibung der Zugfestigkeit parallel zur Faser: Darstellung der Abhängigkeit des Längeneffektes $k_{\text{sys},I,s}$ als Ergebnis seriellen Systemwirkens von der Ausgangsstreuung $\text{COV}_{n=1}$ eines KVH in Referenzlänge (siehe Jeitler et al. (2007), Brandner et al. (2007))

Abb. 4-6 stellt die wesentlichen Ergebnisse aus den theoretischen Erkenntnissen den Versuchsdaten gegenüber. Es wird, unter Zugrundelegung einer log. Normalverteilung, die Abhängigkeit des Potenzfaktors der Längeneinflussfunktion $k_{sys,II,s,LND}$ in Abhängigkeit der Ausgangsstreuung auf den Niveaus des Mittelwertes und der 5 %-Quantile, sowie allgemein der Einfluss auf die Änderung der Streuung (hier ausgedrückt als Änderung des Variationskoeffizienten COV) dargestellt. Es zeigt sich vor allem auf dem stabileren Niveau des Mittelwertes eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsdaten sowie mit der formulierten Randbedingung. Die formalen Zusammenhänge sind Formel [2] bis Formel [5] zu entnehmen. Es kann festgehalten werden, dass der Längeneinfluss des auf Zug spröde versagenden Holzes bei log. normalverteilten Festigkeiten der Referenzelemente weitgehend allein durch den statistischen Anteil des Längeneffektes beschrieben werden kann.

$$k_{sys,II,s,LND} \rightarrow f\{DM_{n=1}, COV_{n=1}\} \quad [2]$$

- $k_{sys,II,s,LND}$ Potenzfaktor der Längeneinflussfunktion unter Annahme einer log. Normalverteilung zur Charakterisierung der Zugfestigkeit des Referenzelementes
- $DM_{n=1}$ Repräsentatives statistisches Verteilungsmodell zur Charakterisierung der Zugfestigkeit des Referenzelementes
- $COV_{n=1}$ Ausgangsstreuung der Zugfestigkeit des Referenzelementes, ausgedrückt als Variationskoeffizient

$$k_{length,LND} = \left(\frac{l}{l_{ref}}\right)^{k_{sys,II,s,LND}} \rightarrow \left(\frac{l}{9 \cdot b_{ref}}\right)^{k_{sys,II,s,LND}} = \left(\frac{l}{9 \cdot 150}\right)^{k_{sys,II,s,LND}} = \left(\frac{l}{1350}\right)^{k_{sys,II,s,LND}} \quad [3]$$

- $k_{length,LND}$ Längeneffekt aus der Längeneinflussfunktion unter Annahme einer log. Normalverteilung zur Charakterisierung der Zugfestigkeit des Referenzelementes
- $k_{sys,II,s,LND}$ Potenzfaktor der Längeneinflussfunktion unter Annahme einer log. Normalverteilung zur Charakterisierung der Zugfestigkeit des Referenzelementes
- l, l_{ref} (Referenz-) Länge der stabförmigen Struktur
- b_{ref} Referenzbreite der stabförmigen Struktur ($l_{ref} = 9 b$ nach EN 408)
- $\alpha_{II,s}$ Potenzfaktor der Längeneinflussfunktion

$$k_{sys,II,s,mean,LND} \approx 0.7 \cdot COV_{n=1} \quad [4]$$

- $k_{sys,II,s,mean,LND}$ Potenzfaktor der Längeneinflussfunktion unter Annahme einer log. Normalverteilung zur Charakterisierung der Zugfestigkeit des Referenzelementes, auf dem Niveau des Mittelwertes
- $COV_{n=1}$ Ausgangsstreuung der Zugfestigkeit des Referenzelementes, ausgedrückt als Variationskoeffizient

$$k_{sys,II,s,05,LND} \approx 0.4 \cdot COV_{n=1} = 0.6 \cdot k_{sys,II,s,mean,LND} \quad [5]$$

- $k_{sys,II,s,mean,LND}$ Potenzfaktor der Längeneinflussfunktion unter Annahme einer log. Normalverteilung zur Charakterisierung der Zugfestigkeit des Referenzelementes, auf dem Niveau des Mittelwertes
- $k_{sys,II,s,05,LND}$ Potenzfaktor der Längeneinflussfunktion unter Annahme einer log. Normalverteilung zur Charakterisierung der Zugfestigkeit des Referenzelementes, auf dem Niveau der 5 %-Quantile
- $COV_{n=1}$ Ausgangsstreuung der Zugfestigkeit des Referenzelementes, ausgedrückt als Variationskoeffizient

Tab. 4-2 enthält Vorschläge für die Potenzfaktoren des Längeneffektes in Abhängigkeit der Ausgangsstreuung.

Tab. 4-2: Tabellarische Übersicht der $k_{\text{sys,II,s}}$ -Faktoren zur Beschreibung des statistischen Längeneffektes von stabförmigen, spröde versagenden Strukturen auf Zug in Faserrichtung in Abhängigkeit der Ausgangsstreuung $\text{COV}_{n=1}$ der Zugfestigkeit der Referenzstruktur

$\text{COV}_{n=1}$	$k_{\text{length,t-factor}} \alpha_t$	$\text{COV}_{n=1}$	$k_{\text{length,t-factor}} \alpha_t$
5 %	0.025	25 %	0.100
10 %	0.040	30 %	0.120
15 %	0.060	35 %	0.140
20 %	0.080	40 %	0.160

4.2.3 Systemeffekt der Ebene II – paralleles Systemwirken am Beispiel von Duo- / Triobalken, hochkant-biegebeanspruchtem BSH und BSP ($k_{\text{sys,II,p}}$)

Die Gruppenwirkung von starr miteinander verbundenen, unter Belastung parallel wirkender Elementen bzw. Komponenten ist Inhalt zahlreicher nationaler und internationaler Forschungsarbeiten. Dem entsprechend sind auch die Ergebnisse zahlreich und zum Teil widersprüchlich. Dieser „Systemeffekt“ (siehe Kapitel 3.2.1) wird gegenwärtig als Verhältnis der Systemfestigkeit zur Festigkeit der Einzelemente / Komponenten berücksichtigt. Somit ist dieser Effekt ($k_{\text{sys,II,p}}$) in erster Linie von der Anzahl der parallel wirkenden Elemente bzw. Komponenten im System (der Systemgröße n) abhängig. Als erste Übersicht über die Bandbreite der sich dabei ergebenden nationalen und internationalen Regelungen in Normenwerken dient Abb. 4-7. Während die Regelungen in Europa durchwegs einen bi-linearen, allgemein im Vergleich sehr konservativen Ansatz zur Beschreibung des Systemeffektes in Abhängigkeit der Systemgröße wählen finden sich in Übersee (Kanada und Australien) nicht-lineare Ansätze, welche den in Versuchen beobachtbaren Funktionsverlauf beschreiben (siehe z.B. zum Vergleich Tab. 3-2 in Kapitel 3.2). Der Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC) unterscheidet zudem nach der Ausgangsstreuung der Festigkeit der Elemente / Komponenten.

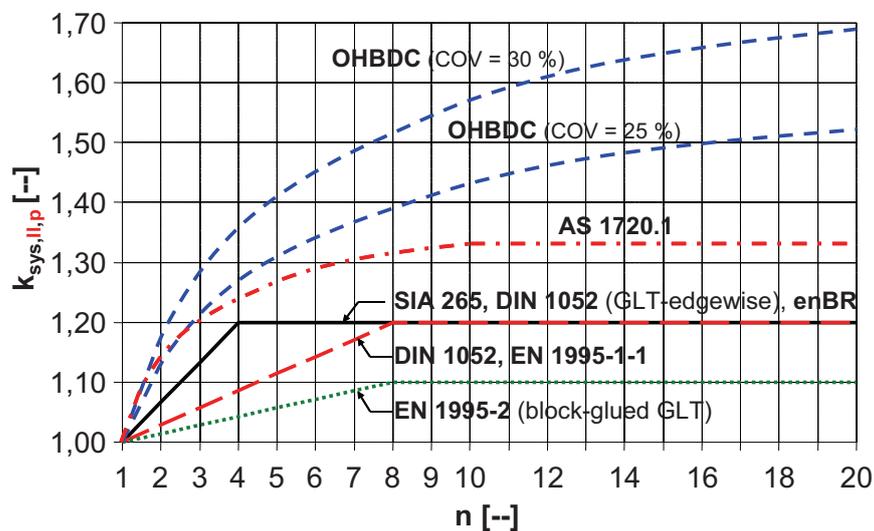


Abb. 4-7: Bandbreite der nationalen und internationalen Regelungen zum Systemeffekt $k_{\text{sys,II,p}}$ in den Normenwerken: Regelungen zur Bemessung auf dem Niveau der 5%-Quantile der Festigkeiten (Brandner (2006), Brandner und Schickhofer (2006))

Im Zuge eines Forschungsprojektes am Kompetenzzentrum holz.bau forschungs gmbh / Graz wurden umfangreiche Versuche zum Tragverhalten paralleler Systeme durchgeführt (siehe Schickhofer (2004), Brandner (2006), Brandner und Schickhofer (2006), Jöbstl et al. (2006) u.a.). Auch hierbei wurde der Einfluss der Ausgangsstreuung COV_1 auf den

erzielbaren Vergütungseffekt im parallel wirkenden Paket bestätigt. Es wurde eine empirisch beobachtete Funktion zur Beschreibung der Reduktion der Systemstreuung COV_n im Verhältnis zur Ausgangsstreuung COV_1 und in Abhängigkeit der Systemgröße n ermittelt. Der Anwendungsbereich dieser Funktion ist im Bereich von $COV_1 = 0 \div 25\%$ definiert (bei höheren Ausgangsstreuungen wird durch die zweimalige Berücksichtigung dieser das Potential der Systemwirkung $k_{sys,II,p}$ auf dem Niveau der 5 %-Quantile tendenziell überschätzt). Abb. 4-8 stellt die empirische Funktion der diesbezüglich konstanten Funktion von Bakht und Jaeger (1991) gegenüber.

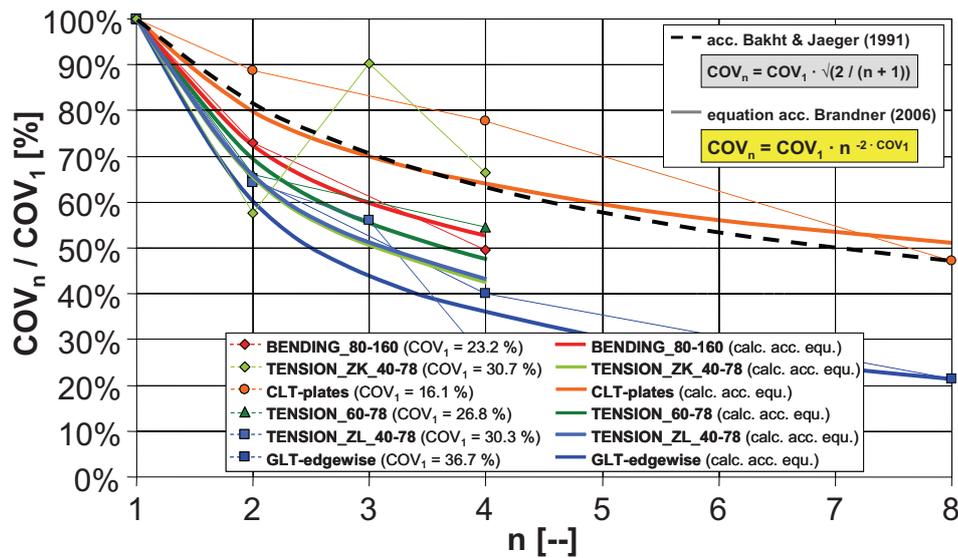


Abb. 4-8: Einfluss der Ausgangsstreuung COV_1 auf die Reduktion der Streuung im System, in Abhängigkeit der Systemgröße n : Vergleich mit Versuchsergebnissen sowie Gegenüberstellung zur Funktion von Bakht und Jaeger (1991) (Brandner (2006), Brandner und Schickhofer (2006))

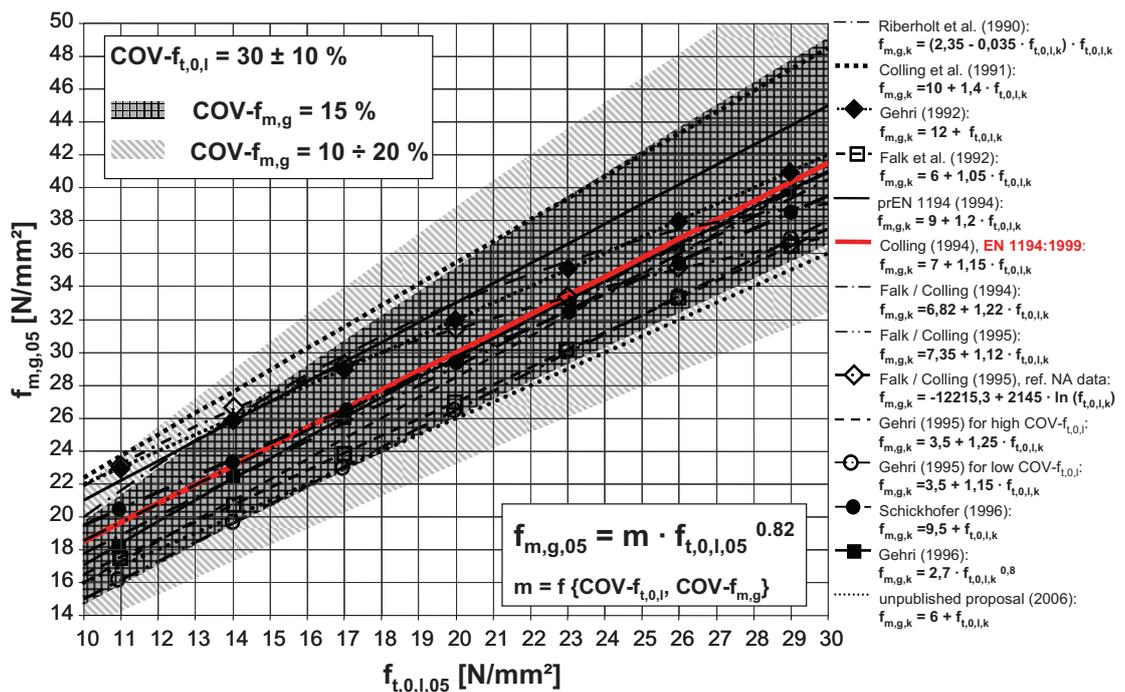
Die Berücksichtigung des Systemeffektes parallel wirkender, starr verbundener Komponenten $k_{sys,II,p}$ ermöglicht auf einfache Art und Weise eine erhebliche Potentialsteigerung für das Tragverhalten von ‚engineered timber products‘ und allgemein eine Reduktion der Streuungen in den physikalischen und mechanischen Kennwerten. Die Handhabung dieser Systemwirkung in der Praxis bedarf jedoch weiterer, intensiver Arbeit um Einflüsse wie globale und lokale Lastverteilungseffekte, etc. adäquat berücksichtigen zu können. Die Aktivierung dieser Systemwirkungen entspricht, durch die Reduktion der Streuung, der Variante II zur Beeinflussung des „globalen Scalingeffektes“.

4.2.4 Systemeffekte der Ebene II – parallel, subserielles Systemwirken am Beispiel des „Tragmodells Biegung für BSH“ ($k_{sys,II,s-p}$)

Die Hauptbeanspruchung von Brettschichtholz (BSH) ist die Biegebeanspruchung. Hierbei kommt es bei in der Regel größeren Querschnitten (Referenzhöhe $h_{g,ref} = 600$ mm, Referenzlamellendicke $d_{l,ref} = 40$ mm \rightarrow 15 # Lamellen) zu vorwiegend Zug- und Druckspannungen in Faserrichtung der äußeren BSH-Lamellen. Die BSH-Lamelle selbst ist wiederum aufgebaut aus mittels Keilzinkenverbindung seriell verbundenen Brettern. Aufgrund dessen zeigt sich die Tragfähigkeit des Brettschichtholzes auf Biegung $f_{m,g}$ (das Tragmodell Biegung) im wesentlichen von den Kenngrößen und deren Verteilungen in der Zugfestigkeit der Brettware $f_{t,0,1}$ und der Keilzinkenverbindungen $f_{t,j}$ abhängig ($f_{m,g} \rightarrow f\{f_{t,0,1}; f_{t,j}\}$). Durch die Streuung der technologischen Kenngrößen innerhalb und zwischen den Brettern und Keilzinkenverbindungen kommt es durch die starre Verklebung im Produkt

BSH zu Vergütungseffekten (Homogenisierung). Diese werden in der Literatur als Lamelliereffekte k_{lam} bezeichnet und beschreiben das Verhältnis der Biegefestigkeit des BSH zur Zugfestigkeit der Brettware ($k_{lam} = f_{m,g} / f_{t,0,l}$) (siehe z.B. Falk und Colling (1995) u. a).

Im Zuge der aktuellen Forschungen am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz sowie dem Kompetenzzentrum holz.bau forschungs gmbh / Graz wurde eine intensive Literaturrecherche zur Ermittlung von veröffentlichten Funktionen zur Beschreibung der Beziehung $f_{m,g}$ vers. $f_{t,0,l}$ auf dem Niveau der 5 %-Quantile durchgeführt ($\rightarrow f_{m,g,0.05}$ vers. $f_{t,0,l,0.05}$) (siehe Abb. 4-9). Als Ergebnis zeigt sich eine erhebliche Bandbreite an Modellen und somit an Möglichkeiten der Wahl von Anforderungen der Brettware an die Zugfestigkeit zum Aufbau einer bestimmten BSH-Festigkeitsklasse. In weiterer Folge wurde, auf Basis von zahlreichen Versuchsergebnissen von Zugversuchen an BSH-Brettware, Keilzinkenverbindungen sowie von Biegeprüfungen an aus der gleichen Grundgesamtheit aufgebauten BSH-Träger der TU Graz, eine Funktion zur Beschreibung der Beziehung $f_{m,g}$ vers. $f_{t,0,l}$ auf dem statistisch stabilen Niveau des Mittelwertes ermittelt ($\rightarrow f_{m,g,mean}$ vers. $f_{t,0,l,mean}$). Hierbei stellte sich abermals eine Potenzfunktion als adäquate Beschreibung des Verhältnisses dar (siehe Brandner und Schickhofer (2007, 2008)). Unter Kenntnis der jeweils repräsentativen statistischen Verteilungsmodelle und dessen Parameter aus der Analyse der zahlreichen Versuchsreihen und unter Einbeziehung der Literatur konnte diese Beziehung auf das Niveau der 5 %-Quantile transformiert werden ($\rightarrow f_{m,g,0.05}$ vers. $f_{t,0,l,0.05}$).



$f_{m,g,k}$	$= 2.5 \cdot f_{t,0,l,k}^{0.8} \cdot k_{size,g,m}$	$f_{t,j,k} \geq 1.2 \cdot f_{t,0,l,k}$	for COV- $f_{t,0,l} = 25 \pm 5 \%$
	$= 2.8 \cdot f_{t,0,l,k}^{0.8} \cdot k_{size,g,m}$	$f_{t,j,k} \geq 1.4 \cdot f_{t,0,l,k}$	for COV- $f_{t,0,l} = 35 \pm 5 \%$
	$k_{size,g,m} = (d_g / 600)^{0.10}$		for $d_g \geq 150$ mm, else $d_g = 150$ mm

Abb. 4-9: „Tragmodell Biegung für BSH aus Fichte“: Abhängigkeit des Homogenisierungspotentials (Vergütung \rightarrow Lamelliereffekt) der starr miteinander verklebten Brettware im biegebeanspruchten BSH-Träger auf Basis von Versuchsergebnissen und theoretischen Überlegungen, sowie tabellierter Vorschlag für die prEN 14080 zur zukünftigen Regelung der BSH-Festigkeitsklassen GL20h bis GL36h für Fichte und Tanne (siehe Brandner und Schickhofer (2008))

Die ermittelte Funktion ist, unter Variation der Streuungen $COV-f_{t,0,l}$ und $COV-f_{m,g}$ im erwartbaren und in den Versuchen beobachteten Bandbreiten, den Modellen aus der Literatur in Abb. 4-9 gegenübergestellt. Ebenfalls enthalten ist ein tabellierter Vorschlag zur Handhabung des „Tragmodells Biegung von BSH“ aus der aktuell in Diskussion befindlichen prEN 14080. Das Ergebnis dieser Gegenüberstellung ist eine weitgehende Überdeckung der in der Literatur gegebenen Modelle. Es kann somit festgestellt werden, dass die Streuung der Zugfestigkeit der Brettware eine wesentliche Kenngröße in der Beurteilung des erzielbaren Lamellierefektes im BSH-Träger darstellt (siehe auch Gehri (1995)).

5 Ausblick für die Zukunft

Auf Grundlage der in den vorhergehenden Kapiteln getätigten Überlegungen sind wesentliche Eckpunkte nochmals kurz angeführt:

- Das Kapitel 2 behandelte allgemeine Grundsätze des **Scaling**. Hierbei wurde in Anlehnung an Waser (2004) der Begriff des Scaling als logarithmische Skaleninvarianz definiert und die Beschreibung durch **Potenzfunktionen** einführend und exemplarisch diskutiert. In weiterer Folge wurde das Material Holz in zwei Skalen, die **natürliche Skala** und die **technische Skala**, unterteilt. Die Untergliederung der beiden Skalen in mehrere Betrachtungsebenen erlaubt die Analyse von strukturellen Gemeinsamkeiten sowie übertragbaren Versagensmustern zwischen den Betrachtungsebenen und den Skalen. Hierbei wurden **Analogien** gefunden und beispielhaft diskutiert.
- Das Kapitel 3 widmete sich allgemeinen, einführenden **Systembeschreibungen** und ersten **Modellansätzen** zur Charakterisierung von seriellen und parallelen Systemstrukturen. Beginnend mit einer kurzen Definition des Begriffes **System** wurden die Unterschiede zwischen **seriellen und parallelen Systemwirken** diskutiert bzw. an Systemprodukten aus Holz symbolisch dargestellt. Die gegenwärtige Handhabung von Systemeffekten wurde einführend erläutert.
- Das Kapitel 4 stand im Zeichen des **Scaling im Material Holz**, dargestellt am Beispiel der Zugkenngrößen der Holzart Fichte. Hierbei konnten Kenngrößen aus verschiedenen Betrachtungsebenen über insgesamt fünf Größenskalen aus der Literatur ermittelt werden. Die Darstellung der Entwicklung des mechanischen Potentials auf Zug vers. der jeweiligen Bezugslänge im \ln/\ln -Plot lässt auf eine **materialinhärente Potenzfunktion** zur Beschreibung der betrachteten Beziehungen schließen. Der baupraktische Bereich, welcher in Summe zwei weitere Größenskalen überdeckt, ist gegenwärtig nicht durch Versuche abgedeckt. Die gegenwärtige Bemessung auf Zug extrapoliert die Kenngrößen auf der Ebene des ‚construction timber‘. Auf Basis dieser Erkenntnisse wurden zwei Varianten zur Beeinflussung des „**globalen Scalingeffektes**“ – der Verschiebung des Mittelwertes einer Kenngröße in einer Betrachtungsebene und / oder der Änderung der Steigung (des Potenzfaktors) der Funktion – vorgestellt. Anhand von Beispielen wie der **Sortierung** und der Nutzung von **Systemeffekten** durch ‚**smart system structures**‘ wurden diese beiden Varianten exemplarisch vorgestellt.

Anhand dieses einführenden Beitrages soll auf die Notwendigkeit der Betrachtung von Kernsystemen, nach gründlicher Definition dieser, über die Systemgrenzen hinweg, in mehreren Größenskalen hingewiesen werden. Entsprechend einer statistischen Versuchsplanung (‚design of experiments‘) ist es zum Auffinden von globalen Beziehungen notwendig Randbereiche für die Orientierung und Zentrumsbereiche für die Form des Zusammenhanges zu untersuchen. Eine Extrapolation ist generell nicht zulässig, außer es

existiert anerkanntes Wissen über den zu extrapolierenden Bereich. Dies bedingt jedoch eine vorhergehende Untersuchung oder der Anwendung übertragbarer, stichhaltiger Analogien aus vergleichbaren Bereichen.

Ein weiteres Ziel dieses Beitrages ist das Aufzeigen von Systemwirkungen. Es soll damit die Sinnhaftigkeit der Nutzung von materialinhärenten Streuungen durch den gezielten Aufbau von ‚smart system structures‘ in der Ebene der System(,engineered timber products‘) sowie in der Tragkonstruktion, der System(,bearing structure‘)-Ebene, diskutiert und angeregt werden. Dieser Bereich bedarf weiterer, intensiver Arbeit hinsichtlich theoretischer Überlegungen und Modelle sowie praktischer Umsetzung. Auf eine breite Anwendung dieser Strukturen, nicht zuletzt aufgrund der reduzierten Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit der Homogenisierung, ist zu hoffen!

6 Danksagung

Die Forschungsarbeiten werden im Rahmen der Projekte APTM 2.1.1 mature_wood sowie MMSM 2.2.1 stoch_mod vom Kompetenzzentrum holz.bau forschungs gmbh finanziert und in Kooperation mit dem Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz und den Industriepartnern Holzindustrie Leitinger GmbH, Holzindustrie Stallinger GmbH, Hasslacher Drauland Holzindustrie GmbH, Haas Fertigung Holzbauwerk GmbH & Co. KG, HMS Bausysteme GmbH sowie dem Holzcluster Steiermark GmbH bearbeitet.

Das Projekt wird aus Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Arbeit, des Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technologie, der Steirischen Wirtschaftsförderungsgesellschaft mbH und des Landes Steiermark gefördert.

7 Literaturverzeichnis

7.1 Publikationen

Åkerholm L, Salmén L (2003) The mechanical role of lignin in the cell wall of spruce tracheids. *Holzforschung*, Vol. 57, No. 5, p. 459-465 (ref. in Salmén (2004))

Ander P, Burgert I, Frühmann K (2003) The possible relationship between dislocations and mechanical properties of different spruce fibres: A single fibre study. COST E20 – Wood Fibre Cell Wall Structure, Program and Proceedings of the Final Workshop “Building a Cell Wall”, Helsinki, Finland, p. 66-67

Andersson T L (1995) Fracture mechanics of nonmetals. Chapter 6 in *Fracture Mechanics Fundamentals and Applications*, 2nd Ed., CRC Press, Boca Raton, FL, USA, p. 313-361 (ref. in Wathén (2006))

Bakht B, Jaeger L G (1991) Load sharing in timber bridge design. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 18, p. 312-319.

Bažant Z P, Chen E P (1996) Scaling of structural failure. Scandia Report SAND96-2948, UC-703

Bažant Z P, Planas J (1998) Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials. *Library of Congress Cataloguing-in-Publication Data*, ISBN 0-8493-8284-X, United States of America, 617 p.

Bažant Z P (2004) Scaling theory for quasibrittle structural failure. *PNAS* Vol. 101, No. 37, 13400-13407

Beecher J F (2007) Wood, trees and nanotechnology. *Nature Nanotechnology*, Vol. 2, 2 p.

Bergander A, Salmén L (2002) Cell wall properties and their effects on the mechanical properties of fibers. *Journal of Material Science*, No. 37, p. 151-156

Bledzhi A K, Gassan J (1999) Composites reinforced with cellulose based fibres. *Prog. Polym. Sci.*, No. 24, p. 221-274

Boyd J D (1982) An anatomical explanation for viscoelastic and mechanosorptive creep in wood, and effects of loading rate on strength. In: Baas P (ed.), *New perspective in wood anatomy*, Martinus Nijhoff/Dr W Junk Pub., La Hague, p. 171-222 (ref. in Salmén (2004))

Brandner R (2006) Systemeffekte von aus Konstruktionsvollholz aufgebauten Querschnitten. *Fachhochschule Salzburg, Studiengang Holztechnik und Holzwirtschaft, Dipl.-Arb.*, 304 p.

Brandner R, Schickhofer G (2006) System effects of structural elements – determined for bending and tension. *WCTE 2006 – 9th World Conference on Timber Engineering*, 8 p.

Brandner R, Schickhofer G (2007) Bearing model for glued laminated timber in bending – new aspects concerning modelling. *COST E 55 – Modelling of the performance of timber structures*, 1st Workshop and 2nd MC Meeting, Graz University of Technology, Austria, 31 p.

Brandner R, Bogensperger T, Jeitler G, Schickhofer G (2007) Size effect considerations for linear structural elements of timber. *COST E55 – Modelling of the performance of timber structures – 2nd Workshop and 4th MC Meeting*, Eindhoven University of Technology, 19 p.

- Brandner R, Jeitler G, Schickhofer G (2007) Statistischer Längeneffekt von stabförmigen Strukturen – Allgemeine Betrachtungen. Forschungsbericht im Rahmen des Projektes P03 qm_online_II, holz.bau forschungs gmbh, Graz, Austria, 39 p.
- Brandner R, Schickhofer G (2008) Strength models for GLT – Statements in regard to the TUG / hbf proposal concerning prEN 14080. CEN TC124 / WG3 Meeting, Wien, am: 03.04.2008
- Brandner R, Schickhofer G (2008) Glued laminated timber in bending: new aspects concerning modelling. Wood Science and Technology, Band 42, Heft 5, p. 401 - 425
- Brändström J (2001) Micro- and ultrastructural aspects of Norway spruce tracheids: a review. IAWA Journal, Vol. 22, No. 4, p. 333-353
- Carrington H (1923) The elastic constants of spruce. Phil. Mag., Vol. 45, p. 1055-1057 (ref. in Persson (2000))
- Clarke S H (1938) Fine structure of the plant cell wall. Nature, No. 3603, p. 899-142
- Colling F, Ehlbeck J, Görlacher R (1991) Glued laminated timber – Contribution to the determination of the bending strength of glulam beams. CIB-W18 / 24-12-1, 1-17. Oxford, United Kingdom
- Colling F (1994) Brettschichtholz unter Biegebeanspruchung. Informationsdienst Holz; Holzbauwerke; STEP 3: Holzbauwerke nach Eurocode 5: Grundlagen, Entwicklungen, Ergänzungen 5/1-18. Arbeitsgemeinschaft Holz e.V., Düsseldorf
- Colombo L (2008) Introduction to quantum physics. Additional lectures at the course: Brittle Fracture and Plastic Slip – From the Atomistic to the Engineering Scale. Centre International des Sciences Mécaniques (CISM), Udine, Italy, 26th to 30th May 2008
- Cousins W J (1978) Young's modulus of hemicellulose as related to moisture. Wood Sci. Technol., Vol. 12, No. 3, p. 161-167 (ref. in Wathén (2006))
- Donaldson L, Frankland A (2004) Ultrastructure of iodine treated wood. Holzforschung, Vol. 58, No. 3, p. 219-225 (ref. in Zimmermann et al. (2006))
- Duden (2005) Duden – Fremdwörterbuch. 7., neu bearbeitete und erweiterte Auflage, Duden Band 5, Dudenverlag, Mannheim – Leipzig – Wien – Zürich, Bibliografisches Institut & F. A. Brockhaus Setzerei GmbH, ISBN 3-411-04057-2
- Eichhorn S J, Baillie C A, Zafeiropoulos N, Mwaikamabo L Y, Ansell M P, Dufresne A, Entwistle K M, Herrera-Franco P J, Escamilla G C, Groom L, Hughes M, Hill C, Rials T G, Wild P M (2001) Review – Current international research into cellulosic fibres and composites. Journal of Materials Science, No. 36, p. 2107-2131
- Fahlén J, Salmén L (2002) On the lamellar structure of the tracheid cell wall. Plant Biology, Vol. 4, No. 3, p. 339-345 (ref. in Zimmermann et al. (2006))
- Falk R H, Solli K, Aasheim E (1992) The performance of glued laminated beams manufactured from machine stress graded Norwegian spruce. Norwegian Institute of Wood Technology, Publ. 77 (referenced by Gehri E (1995))
- Falk R H, Colling F (1994) Glued-laminated timber: Laminating effects. PTEC 94, 618-625, Gold Coast Australia, Australia
- Falk R H, Colling F (1995) Laminating effects in glued-laminated timber beams. Journal of Structural Engineering 121/12/1857-1863

Fengel D (1969) The ultrastructure of cellulose from wood. Part 1: Wood as the basic material for the isolation of cellulose. *Wood Science Technology*, Vol. 3, p. 203-217 (ref. in Persson (2000))

Fengel D, Wegener G (1989) *Wood – Chemistry, Ultrastructure, Reactions*. Walter de Gruyter, Berlin, New York, ISBN 3-11-012059-3

Gebelein H, Heite H J (1950) Über die Unsymmetrie biologischer Häufigkeitsverteilungen. *Klinische Wochenschrift*, No. 28, p. 41-45 (ref. in Waser (2008-06-05))

Gehri E (1992) Determination of characteristic bending values of glued laminated timber – EN-approach and reality. CIB-W18 / 25-12-1, 1-10. Åhus, Sweden

Gehri E (1995) Determination of characteristic bending strength of glued laminated timber. CIB-W18 / 28-12-1, 1-4. Copenhagen, Denmark

Gehri E (2005) Zur Erfassung des Biege widerstandes von Brettschichtholz – Gedanken im Hinblick auf die Überarbeitung der EN 1194. Internes Paper, 1-9. Rüslikon, Schweiz

Gillis P P (1969) Effect of hydrogen bonds on the axial stiffness of crystalline native cellulose. *Journal of Polymer Science A*, Vol. 2, No. 7, p. 783-794 (ref. in Waterhouse (1984) und Salmèn (2004))

Glos P (1999) The great potential of wood as a building material for the next century. 1st International RILEM Symposium of Timber Engineering, Stockholm, Sweden, RILEM Publications S.A.R.L, ISBN 2-912143-10-1, 10 p.

Goldstein I S (1991) Overview of the Chemical Composition of Wood. Chapter 1 in *Wood Structure and Composition* (ed. Lewin M and Goldstein I S), Marcel Dekker Inc., New York, NY, USA, p. 1-5 (ref. in Wathén (2006))

Gordon J E, Jeronimidis G (1974) Work of fracture of natural cellulose. *Nature*, Vol. 252, p. 116

Hakkila P (1998) Structure and properties of wood and woody biomass. Chapter 4 in *Forest Resources and Sustainable Management* (ed. Kellomäki S), Book 2 in *Papermaking Science and Technology*, Fapet Oy, Jyväskylä, Finland, p. 116-185 (ref. in Wathén (2006))

Hankinson R L (1921) Investigation of crushing strength of spruce at varying angles of grain. *U.S. Air Service Information Circular*, Vol. 3, No. 259, Washington, DC, US Air Service, Materials Section Paper No. 130 (ref. in Schickhofer (2006))

Hearmon R F S (1948) The elasticity of wood and plywood. *For. Prod. Res. Special Report*, No. 7, HMSO London (ref. in Persson (2000))

Hill R L (1967) The creep behaviour of individual pulp fibers under tensile stress. *Tappi*, Vol. 50, no. 8, p. 432-440 (ref. in Wathén (2006))

Ingolic E (2008) FFG_Forschungsprojekt “Götterbaum – *Ailanthus altissima*“ – Lichtmikroskopie Axioplan mit CCD Camera von Polaroid, REM_ESEM 600. Bericht, Zentrum für Elektronenmikroskopie Graz (ZFE), Technische Universität Graz, Verein zur Förderung der Elektronenmikroskopie und Feinstrukturforschung (FELMI), 21 p.

Jeitler G, Brandner R, Schickhofer G (2007) Versuchstechnische Ermittlung des Längeneffektes auf die Zugfestigkeit von stabförmigen Holzprodukten. Forschungsbericht im Rahmen des Projektes P03 qm_online_II, holz.bau forschungs gmbh, Graz, Austria

Jöbstl R A, Bogensperger T, Moosbrugger T, Schickhofer G (2006) A Contribution to the Design and System Effect of Cross Laminated Timber. CIB W18, 39th Meeting

- Kersavage P C (1973) Moisture content effect on tensile properties of individual Douglas-fir latewood tracheids. *Wood and Fiber*, Vol. 5, No. 2, p. 105-117 (ref. in Wathén (2006))
- Kim C Y, Page D H, El-Hosseiny F, Lancaster A P S (1975) The mechanical properties of single wood pulp fibers. III The effect of drying stress and strength. *Journal Applied Polymer Sciences*, No. 19, p. 1549-1561 (ref. in Waterhouse (1984))
- Kollmann F F P, Côte W A (1968) Principles of wood science and technology, 1. solid wood. Springer-Verlag, Berlin, Germany (ref. in Persson (2000))
- Kroon-Batenburg L M, Kroon J, Norholt M G (1986) Chain modulus and intramolecular hydrogen bonding in native and regenerated cellulose fibers. *Polym. Commun.*, No. 27, p. 290-292 (ref. in Salmèn (2004))
- Lichtenegger H, Reiterer A, Tschegg S E, Fratzl P (2000) Microfibril angle in the wood cell wall: mechanical optimization through structural variation? COST Action E20, Proceedings of Workshop Fibre Wall & Microfibril Angle, May 11-13, Athens, Greece, p. 1-4 (ref. in Wathén (2006))
- Mark R E (1967) Cell wall mechanics of tracheids. Yale University Press, New Haven, CT. (ref. in Waterhouse (1984))
- Mark R E (1983) Handbook of physical and mechanical testing of paper and paperboard. Vol. 1, Marcel Dekker Inc. (ref. in Waterhouse (1984))
- Mattheck C (1994) Holz: Die innere Optimierung der Bäume. KFK-Nachrichten 4/94, Kernforschungszentrum Karlsruhe, p. 232-239 (ref. in Schickhofer (2006))
- Mattheck C (2003) Warum Alles kaputt geht: Form und Versagen in Natur und Technik. 1. Auflage, mit Beiträgen von Bethge K, Tesari I und Kürschner W, Forschungszentrum Karlsruhe GmbH, ISBN 3-923704-41-0
- Michell A J, Willis D (1978) *Appita*, Vol. 31, No. 3, p. 347-354 (ref. in Bledzhi und Gassan (1999) und Eichhorn et al. (2001))
- Mott L, Groom L, Shaler S (2002) Mechanical properties of individual Southern pine fibers. Part II. Comparison of earlywood and latewood fibers with respect to tree height and juvenility. *Wood Fiber Science*, Vol. 34, No. 2, p. 221-237 (ref. in Wathén (2006))
- Müller U, Gindl, W, Teischinger A (2003) Effects of cell anatomy on the plastic and elastic behaviour of different wood species loaded perpendicular to grain. *IAWA Journal*, Vol. 24, No. 2, p. 117-128
- Newman M E J (2005) Power laws, Pareto distribution and Zipf's law. *Contemporary Physics*, Vol. 46, No. 5, p. 323-351
- Nishino T, Takano K, Nakamae K (1995) *J. Polym. Sci., Part B: Polym. Phys*, No. 33, p. 1647 (ref. in Nishino et al. (2004))
- Nishino T, Matsuda I, Hirao K (2004) All-Cellulose Composites. *Macromolecules*, No. 37, p. 7683-7687
- Orso S, Wegst U G K, Arzt E (2006) The elastic modulus of spruce cell wall material measured by an in situ bending technique. *J Mater Sci*, No. 41, p. 5122-5126
- Paakkari T, Serimaa R (1984) A study of the structure of wood cells by x-ray diffraction. *Wood Sci Technol.*, Vol. 18, No. 2, p. 79-85 (ref. in Wathén (2006))

Paavilainen L (2002) Fiber Structure. Chapter 13 in Handbook of Physical Testing of Paper (ed. Mark R E, C C Habeger Jr., J Borch, Lyne M B), 2nd Ed., Revised and expanded, Marcel Dekker, New York, NY, USA, Vol. 1, p. 699-725 (ref. in Wathén (2006))

Page D H, El-Hosseiny F, Winkler K (1971) Nature, No. 229, p. 252 (ref. in Gordon und Jeronimides (1974))

Page D H, El-Hosseiny F, Winkler K, Bain R (1972) The mechanical properties of single wood-pulp fibres. Part I: A new approach. Pulp. Pap. Mag. Can, Vol. 73, No. 8, p. 72-77 (ref. in Wathén (2006))

Page D H, El-Hosseiny F, Winkler K, Lancaster A P S (1977) Elastic modulus of single wood pulp fibers. Tappi, Vol. 60, No. 4, p. 114-117 (ref. in Waterhouse (1984))

Persson K (2000) Micromechanical modelling of wood and fibre properties. Dissertation, Structural Mechanics, Department of Mechanics and Materials – Structural Mechanics, LTH, Lund University, Lund, Sweden, ISBN 91-7874-094-0, 215 p.

Poulsen J S, Moran P M, Shih C F, Byskov E (1997) Kink band initiation and band broadening in clear wood under compressive loading. Elsevier, Mechanics of Materials, No. 25, p. 67-77

Riberholt H (1990) Glued laminated timber – strength classes and determination of characteristic properties. CIB-W18 / 23-12-4, 1-9. Lisbon, Portugal

Ruel K F, Goring D A I (1978) Lamellation in the S2 layer of softwood tracheids as demonstrated by scanning transmission electron microscopy. Wood Sci. Technol., No. 12, p. 287-291 (ref. in Zimmermann et al. (2006))

Salmén L (2004) Micromechanical understanding of the cell-wall structure. C. R. Biologies, No. 327, p. 873-880

Schickhofer G.. 2004. Holzbau – Der Roh- und Werkstoff Holz. Skriptum S-4-01A/2004, Kapitel 3.3.3: Ermittlung des Systembeiwertes k_{sys} aus Versuchen. Durchführung: Unterwieser H., Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz, Skriptum WS 2004/2005, Version 1.0.

Schickhofer G (2006) Holzbau – Der Roh- und Werkstoff Holz. Skriptum S-4-01A/2006, Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz, Version 1.2

Schickhofer G (1996) Development of efficient glued laminated timber. CIB-W18 / 29-12-1, 1-17. Bordeaux, France

Schwarze F W M R, Engels J (1998) Cavity formation and the exposure of peculiar structures in the secondary wall (S-2) of tracheids and fibres by wood degrading basidiomycetes. Holzforschung, Vol. 52, No. 2, p. 117-123 (ref. in Zimmermann et al. (2006))

Sell J, Zimmermann T (1993) Radial fibril agglomerations of the S2 an transverse-fracture surfaces of tracheids of tension-loaded spruce and white fir. Holz Roh-Werkst., No. 51, p. 384 (ref. in Zimmermann et al. (2006))

Sell J (1994) Confirmation of a sandwich-like model of the cell wall of softwoods by the light microscope. Holz als Roh- und Werkstoff, No. 52, p. 234

Serimaa R, Andersson S, Saranpää P, Saren M P, Peura M, Paakari T, Pesonen E (2000) The structure of cell wall of Norway spruce and Scots pine by x-ray scattering methods. COST Action E20, Proceedings of Workshop Fibre Wall & Microfibril Angle, May 11-13, Athens, Greece, p. 30-31 (ref. in Wathén (2006))

- Sjöholm E, Gustafsson K, Norman E, Reitberger T, Colmsjö A (2000) Fibre strength in relation to molecular weight distribution of hardwood kraft pulp: Degradation by gamma irradiation, oxygen/alkali or alkali. *Nord. Pulp Pap. Res. J.*, Vol. 15, no. 4, p. 326-332 (ref. in Wathén (2006))
- Spiegelberg H L (1966) The effect of hemicelluloses on the mechanical properties of individual pulp fibers. *Tappi*, Vol. 49, No. 9, p. 388-396 (ref. in Wathén (2006))
- Sridhar M K, Basavarajappa G (1982) *Indian J Text Res*, Vol. 7, no. 9, p. 87-92 (ref. in Bledzki und Gassan (1999))
- Stelle B (2007) Cellulose Nanofibers from Wheat Straw for High-value Green Nanocomposite Materials Applications. Presentation, NDSU, MBI International, 18 p.
- Tashiro K, Kobayashi M (1991) Theoretical calculation of three-dimensional elastic constants of native and regenerated celluloses: role of hydrogen bonds. *Polymer*, Vol. 32, No. 8, p. 1516-1526 (ref. in Salmèn (2004))
- Teischinger A, Patzelt M (2006) XXL-Wood – Materialkenngrößen als Grundlage für innovative Verarbeitungstechnologien und Produkte zur wirtschaftlich nachhaltigen Nutzung der Österreichischen Starkholzreserven. Forschungsbericht, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Fabrik der Zukunft, p. 133
- Waser A (2004) Eine kurze Einführung in die Global Scaling Theorie. Raum-Energie-Forschung GmbH i.m. Leonard Euler, Wolfratshausen, Deutschland, AW-Verlag, 66 p.
- Waser A (o.J.) Die logarithmische Verteilung in der Natur. AW-Verlag, 5 p.
- Watanobe U, Norimoto M (2000) Three dimensional analysis of elastic constants of the wood cell wall. *Wood Research*, No. 87, 7 p.
- Waterhouse J F (1984) The ultimate strength of paper. IPC Technical Paper Series, No. 146, The Institute of Paper Chemistry, Appleton, Wisconsin, USA, 37 p.
- Wathén R (2006) Studies on fiber strength and its effect on paper properties. Dissertation, KLC communications, No. 11, University of Technology, Helsinki, Finland, ISSN 1457-6252, 97 p.
- Weibull W (1939) A statistical theory of the strength of materials. *Ingeniörsvetenskapsakademiens Handlingar* Nr. 151, Royal Swedish Institute
- Zeronian S H (1991) *J Appl Polym Sci*, No. 47, p. 445-461 (ref. in Bledzki und Gassan (1999))
- Zimmermann T, Thommen V, Reimann P, Hug H J (2006) Ultrastructural appearance of embedded and polished wood cell walls as revealed by atomic force microscopy. *Journal of Structural Biology*, No. 156, p. 363-369
- Zimmermann T, Richter K, Bordeau N, Sell J (2007) Arrangement of cell-wall constituents in chemically treated Norway spruce tracheids. *Wood and Fiber Science*, Vol. 39, No. 2, p. 221-231

7.2 Weblinks

- Makrokosmos. www.adfontes.ch (2008-09-04), 2 p.
- Einführung. www.desy.de/f/hera/germ/chap1.htm (2008-09-04), 6 p.
- Cellulose. www.wikipedia.org (2008-08-26), 5 p.

Elektron. www.wikipedia.org (2008-09-04), 3 p.

Kohlenstoff. www.wikipedia.org (2008-09-04), 11 p.

Sauerstoff. www.wikipedia.org (2008-09-04), 18 p.

Wasserstoff. www.wikipedia.org (2008-09-04), 21 p.

7.3 Normen

AS 1720.1:1997. Timber structures - Part 1: Design methods. Australian Standard

EN 408:2005. Timber structures – Structural timber and glued laminated timber - Determination of some physical and mechanical properties. European Standard

EN 1194:1999. Holzbauwerke Brettschichtholz – Festigkeitsklassen und Bestimmung charakteristischer Werte

prEN 14080:xxxx. Holzbauwerke – Brettschichtholz – Anforderungen

EN 1995-1-1:2006. Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. European Standard

EN 1995-2:2005. Eurocode 5: Design of timber structures – Part 2: Bridges. European Standard

enBR:2005. Eurocodenahe Bemessungsrichtlinie: Holzbauwerke – Entwurf, Berechnung und Bemessung. Austrian Guideline

DIN 1052:2004. Design of timber structures – General rules and rules for buildings. German Standard

DIN 4074-1:2004. Strength grading of wood – Part 1: Coniferous sawn timber. German Standard

DIN 52188:1979. Bestimmung der Zugfestigkeit parallel zur Faser.

JCSS:2006. Joint Probabilistic Model Code. Part 3: Resistance Models. Timber. Joint Committee on Structural Safety

OHBDC-91-1:1991. Ontario Highway Bridge Design Code. Ministry of Transportation of Ontario. Canadian Standard

SIA 265:2003. Timber Structures. Swiss Standard

8 Anhang

8.1 Mechanische Kenngrößen von der Cellulose bis zum ‚clear wood‘ – Literaturstudie

Tab. 8-1: Ausgewählte mechanische Kenngrößen (E-, G-Module und Festigkeiten) aus den verschiedenen Skalenebenen in Holz mit Hauptaugenmerk auf Nadelholz - Literaturstudie

Gewebe Literaturangabe (Zusatzinformation)	$E_{0,mean}$ [N/mm ²]	$E_{90,mean}$ [N/mm ²]	$G_{090,mean}$ [N/mm ²]	$G_{9090,mean}$ [N/mm ²]	$f_{t,0,mean}$ [N/mm ²]
Kristalline Cellulose					
Wathén (2006)	140.000	14.000 – 50.000	--	--	--
Glos (1999)	--	--	--	--	7.500
Nishino et al. (1995)	138.000	--	--	--	--
Bledzki u. Gassan (1999)	250.000	--	--	--	17.800
Mark (1967)	134.000	--	--	--	19.000
Mark (1983)	250.000 – 300.000	--	--	--	--
Watanobe u. Norimoto (2000)	134.000	27.200	4.400	13.000	--
Bergander (2002)	134.000	27.200	4.400	--	--
Salmén (2004)	134.000	27.200	4.400	--	--
Tashiro u. Kobayashi (1991)	120.000 – 170.000	--	--	--	--
Gillis (1969), Kroon-Batenburg et al. (1986)	246.000 – 319.000	--	--	--	19.000
Kroon-Batenburg et al. (1986)	134.000 – 136.000	--	--	--	--
Persson (2000) (Literaturrecherche)	135.000 – 168.000	17.700 – 27.000	4.400 – 5.100	--	--
Amorphe Cellulose					
Watanobe u. Norimoto (2000)	110.000	22.300	3.610	10.700	--
Cellulose-Nanofibrillen					
Beecher (2007)	145.000	--	--	--	7.500
Steele (2007)	150.000	--	--	--	10.000
Mikrofibrillen					
Bledzki u. Gassan (1999)	70.000	--	--	--	--
Eichhorn et al. (2001)	163.000 (COV=26%)	--	--	--	188 (COV=16%)
Lignin					
Bergander (2002)	2.000	1.000	600	--	--
Salmén (2004)	2.000	1.000	600	--	--
Persson (2000) (Literaturrecherche)	2.000 – 3.500	--	--	--	--
Polyosen					

Bergander (2002)	7.000	1.400	1.800	--	--
Salmén (2004) (trocken, 20°C)	2.000	800	1.000	--	--
Salmén (2004) (feucht, 20°C)	20	8	10	--	--
Persson (2000) (Literaturrecherche)	14.000 – 18.000	3.000 – 4.000	1.000 – 2.000	--	--
Fasern					
Mott et al. (2002) Southern Pine - Frühholzfaser	14.800	--	--	--	604
Mott et al. (2002) (Southern Pine – Spätholzfaser)	19.700	--	--	--	1.045
Glos (1999) Fasertracheide Nadelholz	--	--	--	--	1.200
Nishino et al. (2004) (Ramie-Einzelfaser)	42.000 (COV=21%)	--	--	--	190 (COV=26%)
Sridhar u. Basavarajappa (1982), Zeronian (1991) (Ramie-Faser)	61.400 – 128.000	--	--	--	400 – 938
Michell u. Willis (1978) Nadelholz-Kraft-Faser	40.000	--	--	--	1.000
Bledzki u. Gassan (1999) (Zellstofffaser)	40.000	--	--	--	--
Waterhouse (1984)	175.000	--	--	--	13.500
Page et al. (1977)	76.900	--	--	--	
Kim et al. (1975)		--	--	--	1.130
Orso et al. (2006) (Fichte-Faser)	12.000 – 31.000	--	--	--	--
Orso et al. (2006) (Fichte-S2-Schicht)	13.500 – 30.000	--	--	--	--
Ander et al. (2003)	27.425 – 31.606	--	--	--	899 – 1.452
Michell u. Willis (1978) (Nadelholz-Kraft-Fasern)	40.000	--	--	--	1.000
„clear wood“					
Glos (1999) Nadelholz	--	--	--	--	100
Carrington (1923), Hearmon (1948) (Fichte)	13.500 – 16.700	400 – 900	500 – 850	29 – 39	--

C Modellbildung für DUO-, TRIO- und QUATTRO-Querschnitte

G. Jeitler, R. Brandner



DI Georg Jeitler

- 1997 – 2004 Studium Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Graz
- 2004 Diplomarbeit am Institut für Holzbau und Holztechnologie
- 2004 – 2008 wissenschaftlicher Mitarbeiter und Projektleiter am Kompetenzzentrum holz.bau forschungs gmbh
- seit 2008 Produktmanager GLT® – Geprüfte Leimholz Träger / Holzindustrie Leitinger GmbH in Preding

Dipl.-Ing. (FH) Reinhard Brandner



- 10.11.1977 Geboren in Leoben / Steiermark / Österreich
- 2002 – 2006 Studium Holztechnik und Holzwirtschaft an der Fachhochschule (FH) Salzburg / Kuchl; Sponson zum Dipl.-Ing. (FH) mit dem Thema „Systemeffekte von aus Konstruktionsvollholz aufgebauten Querschnitten“
- 08/2004 – 09/2004 Praktikum bei Wood-K-Plus unter der Leitung von Uni.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. nat. techn. Rupert Wimmer
- 03/2005 – 07/2005 Praktikum an der holz.bau forschungs gmbh / Graz unter der Leitung von Uni.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Schickhofer
- 08/2005 – 06/2006 Wissenschaftlicher Mitarbeiter (30 %) an der holz.bau forschungs gmbh / Graz unter der Leitung von Uni.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Schickhofer
- seit 07/2006 Wissenschaftlicher Mitarbeiter (100 %) an der holz.bau forschungs gmbh / Graz unter der Leitung von Uni.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Schickhofer
- seit 10/2006 Doktoratsstudium der technischen Wissenschaften – Bauingenieurwesen; Vertiefungen in den Bereichen Bauingenieurwesen und Statistik an der Technischen Universität Graz

1 Einleitung

Holz als natürlich gewachsener Roh- und Werkstoff weist in seinen mechanischen Eigenschaften (Festigkeit, Steifigkeit) im Vergleich zu industriell gefertigten Werkstoffen wie beispielsweise Stahl große Streuungen auf. Eine Homogenisierung der mechanischen Eigenschaften des Holzes kann einerseits durch Sortierung (visuell oder maschinell) und andererseits durch Verklebung festigkeitssortierter Einzelkomponenten erfolgen. Durch die Anordnung mehrerer Einzelkomponenten zu verklebten „Systemen“, welche unter Belastung als einheitliche Struktur nach außen wirken, kann eine Reduktion der Streuung der technologischen Kenngrößen, insbesondere der mechanischen Eigenschaften der Festigkeit aber auch der Steifigkeit, beobachtet werden. Durch diese Reduktion der Streuung ist es möglich, die Festigkeitseigenschaften auf der Ebene der charakteristischen Werte im Vergleich zu den Einzelkomponenten zu erhöhen. Diese Erhöhung ist gegenwärtig in den Normenwerken als „Systembeiwert“ oder als „load sharing factor“, dargestellt als Quotient der 5 %-Quantilen der Festigkeit des Systems im Vergleich zu jener der Einzelkomponenten, verankert und festgelegt. Dieser Beiwert selbst kann als Multiplikator der betreffenden charakteristischen 5 %-Quantilwerte der Festigkeiten wie beispielsweise für Biege- und Zugbeanspruchung, basierend auf den mechanischen Eigenschaften der Einzelkomponenten herangezogen werden. Die Anwendung, respektive die quantitative Ausprägung des Systembeiwertes k_{sys} , ist abhängig von den Regelungen der nationalen Normen, wie der Anzahl n der parallel wirkenden Einzelkomponenten und der Art der Kopplung der Einzelkomponenten untereinander. Diese Kopplung kann in der Praxis über Sekundärkonstruktionen, mechanische Verbindungsmittel oder über Verklebung, also quasi starr, erfolgen.

Im Rahmen eines Forschungsprojektes an der holz.bau forschung gmbh wurde das Hauptaugenmerk auf die Untersuchung von Systemen von kontinuierlich, quasi starr miteinander verbundenen Einzelkomponenten gelegt. Ziel war es, den zuvor beschriebenen Systembeiwert k_{sys} in Abhängigkeit der Anzahl n der quasi starr miteinander verbundenen Einzelkomponenten unter Miteinbeziehung der relativen Streuung COV_1 der Einzelelemente praxisnahe zu ermitteln und darzustellen. Der vorliegende Beitrag soll eine zusammenfassende Darstellung des Modells „Systembeiwert k_{sys} “, die Validierung der Reduktion der Streuungen anhand von durchgeführten Laboruntersuchungen und die Anwendung dieses Modells auf DUO-, TRIO-, und QUATTRO-Querschnitten wiedergeben.

2 Regelungen für Systemeffekte in den Normenwerken

Im Folgenden sollen die Regelungen zu Systemeffekten in nationalen und internationalen Normenwerken erläutert und zusammengefasst werden. Die quantitativen Festlegungen des Systembeiwertes weisen in Abhängigkeit der normativen Grundlagen durchaus erhebliche Differenzen auf. Viele dieser Ansätze scheinen nach erster Einschätzung eher auf der konservativen Seite liegend.

Europäische Normenwerke (sowohl auf nationaler als auch auf internationaler Ebene), basierend auf dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept, beinhalten einen Systembeiwert als linear anzuwendender Multiplikator für die Bemessungswerte der Schub- und Biegefestigkeiten. Die DIN 1052:2004 sowie die EN 1995-1-1 geben einen Systembeiwert in Abhängigkeit der Anzahl n von parallel wirkenden Einzelkomponenten – der Begriff „Lamelle“ wird in diesem Zusammenhang erwähnt – und der Art der Verbindung dieser Einzelkomponenten – nachgiebig oder quasi starr miteinander verbunden – an. Bei

quasi starrem Verbund (quervorgespannte oder verklebte Lamellen) kann ein Systembeiwert k_{sys} von maximal 1,20 bei $n \geq 8$ in Rechnung gestellt werden. Eine ergänzende Passage findet sich im Anhang Tabelle F.9 der DIN 1052:2004. Diese regelt einen Systemfaktor $k_1 = 1,20$ bei: „...Hochkantbeanspruchung der Lamellen von homogenem Brettschichtholz aus mindestens vier nebeneinander liegenden Lamellen...“ unter Biegebeanspruchung.

Ergänzend zu den Normenwerken EN 1995-1-1 und DIN 1052:2004 erlaubt die EN 1995-2 die Anwendung eines Systemfaktors k_{sys} für blockverklebte oder quer vorgespannte Brettschichthölzer von 1,10 bei $n \geq 8$.

Die schweizerische Norm SIA 265:2003 definiert die quantitative Ausprägung des Systemfaktor k_{sys} ebenfalls als Funktion in Abhängigkeit von der Anzahl n der mitwirkenden Komponenten (hier wird dezidiert von Komponenten und nicht von Lamellen gesprochen), der Eigenschaften der Komponenten sowie der Verbindungsart der Komponenten mit maximal 1,20 bei $n \geq 4$, welcher auf die Bemessungswerte für Biegung und Schub angewendet werden darf.

Der „Ontario Highway Bridge Design Code“ (kurz: OHBDC) führt einen sogenannten „load sharing factor“ an. Dieser basiert auf den Arbeiten und Veröffentlichungen von Bakht und Jaeger (1991) und ist als Funktion der Anzahl n der parallel wirkenden Einzelkomponenten sowie der relativen Streuung COV_1 der Biegefestigkeit der Einzelkomponenten festgelegt. Bakht und Jaeger legten in ihrer Veröffentlichung die Materialstreuung als einen der wichtigsten Einflussparameter für den „load sharing factor“ fest. Die dort verankerten Funktionen sind nicht linear und degressiv, d.h. ab einer Komponentenanzahl von $n = 20$ wird ein konstanter Wert zu Grunde gelegt.

Die australische Norm AS 1720.1:1997 enthält eine gemeinsame Berücksichtigung der Interaktion zwischen Systemen aus lastverteilenden und lastabtragenden Strukturen („discrete parallel systems“), sowie Systemen aus kontinuierlich verbundenen Komponenten („combined parallel systems“). Hierbei wird der Systemeffekt über den Anteil des „strength sharing“ geregelt. Die Funktionen selbst sind in Abhängigkeit von der Anzahl der mitwirkenden Komponenten beider Systeme, des Abstandes zwischen den Komponenten, sowie dessen Spannweite festgelegt. Bei alleiniger Berücksichtigung des „strength sharing factors“ von „combined parallel systems“ ergibt sich ein nichtlinearer, degressiver Funktionsverlauf mit einem Systembeiwert $k_{\text{sys}} = 1,33$ bei $n \geq 10$ als Maximum.

3 Ermittlung des Zusammenhangs zwischen der Abnahme der relativen Streuung COV und der Anzahl n der parallel wirkenden Einzelkomponenten

Die Motivation zur Durchführung der folgenden Versuchsreihen liegt in der quantitativen Abschätzung des Systemeffektes sowie in der Ermittlung eines Zusammenhanges der Veränderung der relativen Streuung COV in Abhängigkeit von der Anzahl n parallel wirkender Einzelkomponenten. Der Fokus der Untersuchung wurde auf die Ermittlung des Systembeiwertes k_{sys} für auf Biegung bzw. Zug beanspruchte Bauteile mit den Serien B_80-160 bzw. T_60-78 gelegt (siehe Abb. 3-1). Die Einzelkomponenten beider Serien wurden visuell nach den Kriterien der Sortierklasse S10 der ON DIN 4074-1 sortiert und über Keilzinkenverbindungen nach ON EN 385 zu Endloslamellen verbunden. Des Weiteren wurden diese miteinander verklebt (siehe Abb. 3-1) und einer Zug- bzw. Biegeprüfung (4-Punkt-Biegeversuch) nach ON EN 408 zugeführt. Die Zugversuche wiesen eine freie Spannweite von 4860 mm, die 4-Punkt-Biegeversuche eine freie Spannweite von $18 \times h$ auf. Nach erfolgter Prüfung wurden Darrproben entnommen und nach ON EN 13183 die

jeweilige Holzfeuchte bestimmt. Der ermittelte E-Modul und die Rohdichte wurden auf eine Holzfeuchte von $u = 12\%$ referenziert.

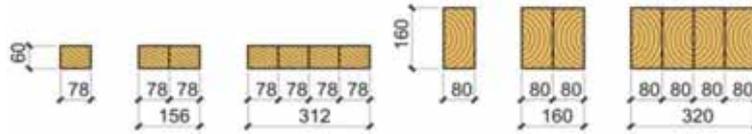


Abb. 3-1: Versuchskörper der Serien T_60-78 (links) und B_80-160 (rechts)

Die Versuchsergebnisse sind in Tab. 3-1 und Tab. 3-2 zusammengefasst und gegenübergestellt.

Tab. 3-1: Ergebnisse der Serie T_60-78

T_60-78	T_1_xx			T_2_xx			T_4_xx		
	$\rho_{12}^{1)}$ [kg/m ³]	$E_{t,0,12}^{1)}$ [N/mm ²]	$f_{t,0}$ [N/mm ²]	$\rho_{12}^{1) 2)}$ [kg/m ³]	$E_{t,0,12}^{1)}$ [N/mm ²]	$f_{t,0}$ [N/mm ²]	$\rho_{12}^{1) 2)}$ [kg/m ³]	$E_{t,0,12}^{1)}$ [N/mm ²]	$f_{t,0}$ [N/mm ²]
Anzahl	46	46	46	41	41	41	29	29	30
Mittelwert	460	11900	23,0	453	11750	24,6	457	12380	28,3
COV [%]	6,4 %	11,6 %	26,8 %	4,5 %	8,4 %	17,7 %	3,6 %	7,3 %	14,6 %
5 % qu. (3p WD) ³⁾	--	--	14,4	--	--	16,9	--	--	20,9
k_{sys}	--	--	1,00	--	--	1,17	--	--	1,45

Tab. 3-2: Ergebnisse der Serie B_80-160

B_80-160	B_1_xx			B_2_xx			B_4_xx		
	$\rho_{12}^{1)}$ [kg/m ³]	$E_{m,1,12}^{1)}$ [N/mm ²]	f_m [N/mm ²]	$\rho_{12}^{1) 2)}$ [kg/m ³]	$E_{m,1,12}^{1)}$ [N/mm ²]	f_m [N/mm ²]	$\rho_{12}^{1) 2)}$ [kg/m ³]	$E_{m,1,12}^{1)}$ [N/mm ²]	f_m [N/mm ²]
Anzahl	74 #	72 #	74 #	49 #	49 #	49 #	29 #	29 #	29 #
Mittelwert	442	11560	33,2	457	13290	38,8	444	12070	37,1
COV [%]	8,6 %	24,2 %	23,2 %	5,6 %	17,0 %	16,9 %	5,2 %	13,4 %	11,5 %
5 % qu. (3p WD) ³⁾	--	--	20,5	--	--	28,4	--	--	30,5
k_{sys}	--	--	1,00	--	--	1,39	--	--	1,49
¹⁾	Die Werte für Rohdichte und Steifigkeit wurden nach EN 384 einer Referenzholzfeuchte von $u = 12\%$ angepasst								
²⁾	Die Werte für die Rohdichte wurden anhand der Einzelkomponenten ermittelt.								
³⁾	Die 5 % Quantilen der Festigkeit wurden anhand des „best fitting models“ ermittelt								

Der Systembeiwert k_{sys} wurde als Quotient der jeweiligen 5 %-Quantilen zwischen dem aus Einzelkomponenten aufgebauten System und der Einzelkomponente selbst ermittelt. Die Ergebnisse der beiden Serien T_60-80 und B_80-160 zeigen eine deutliche Reduktion der Streuung der mechanischen Eigenschaften, der Festigkeit und der Steifigkeit, und damit verbunden eine Anhebung der 5 %-Quantilen, insbesondere der Festigkeit.

Die zuvor angeführten Versuchsergebnisse sollen exemplarisch die Vorgehensweise bei der versuchstechnischen Ermittlung von Systembeiwerten zeigen. Brandner (2006) hat in seiner Diplomarbeit „Systemeffekte von aus Konstruktionsvollholz aufgebauten Querschnitten“ [1] auch weitere Serien, welche am Institut für Holzbau und Holztechnologie bzw. am Kompetenzzentrum holz.bau forschungs gmbh bearbeitet wurden, zusammengefasst und die Abminderung der relativen Streuung in Abb. 3-2 dargestellt.

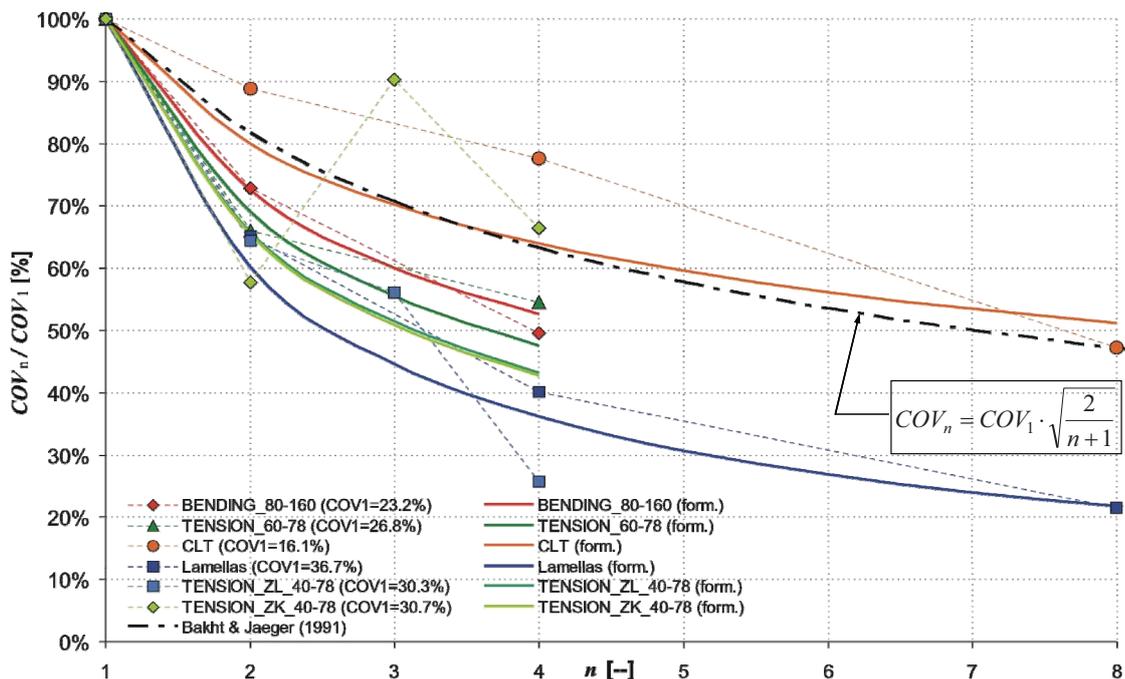


Abb. 3-2: Gegenüberstellung von Ergebnissen betreffend der Abnahme der relativen Streuung COV_n [1]

Mittels einer Potenzfunktion konnten die Abnahme der relativen Streuung COV_n von R. Brandner anhand der dargestellten Versuchsergebnisse wie folgt beschrieben werden:

$$COV_n = COV_1 \cdot n^{-2 \cdot COV_1} \tag{1}$$

Diese Funktion stellt die Grundlage für weitere Betrachtungen dar und wird im Folgenden für die Ermittlung eines funktionalen Zusammenhanges zwischen Systembeiwert k_{sys} , der relativen Streuung COV_1 des Einzelelementes sowie der Anzahl n der gekoppelten Einzelelemente angewandt.

$$k_{sys} = f(COV_1, n) \tag{2}$$

4 Rechenmodell zur Ermittlung des Systemfaktor k_{sys}

Die quantitative Ermittlung der in der Formel (2) dargestellten Beziehung soll im Zuge dieses Abschnittes beschrieben werden. Grundlage dafür bildet die Formel (1), welche als Basis zur Berechnung der 5 %-Quantilen der Festigkeit, unter Annahme einer log-normalverteilten Grundgesamtheit, in einen Berechnungsalgorithmus eingearbeitet wurde. Die Ergebnisse dieses Algorithmus bilden Scharparameter quantitativer Systemfaktoren in Abhängigkeit der Streuung der Einzelkomponenten COV_1 (vgl. Abb. 4-1).

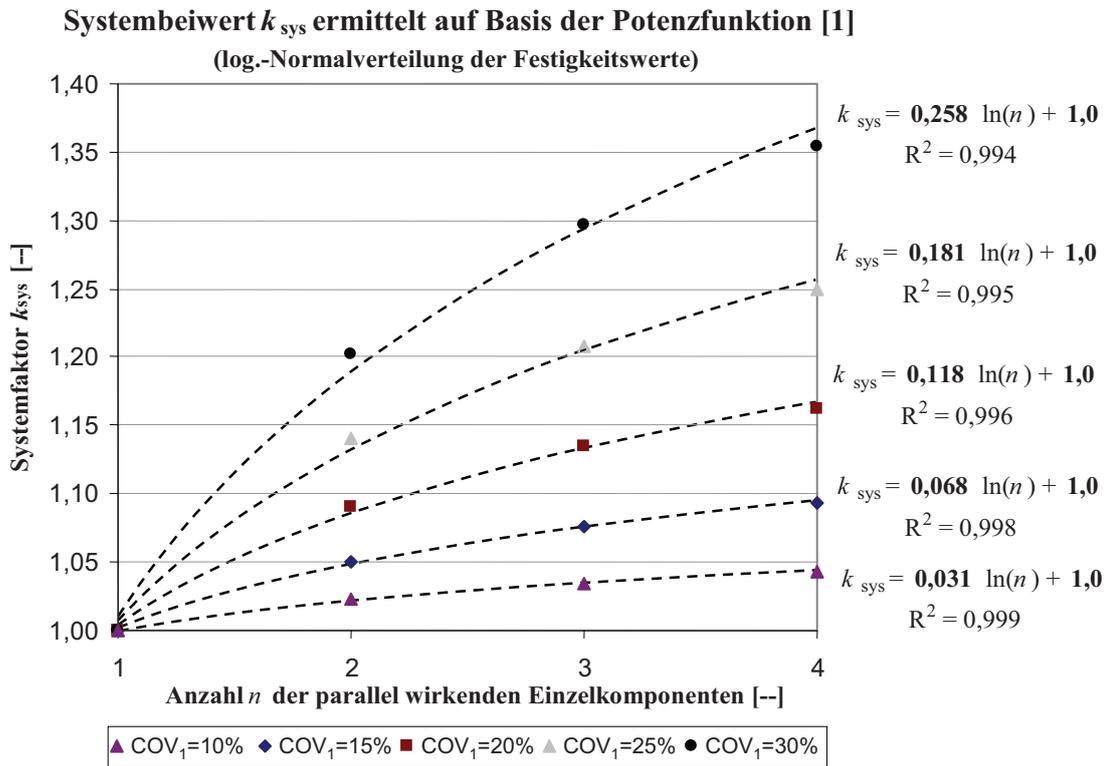


Abb. 4-1: Ermittlung der Systembeiwerte k_{sys} in Abhängigkeit der Streuung COV_1 und der Anzahl n der miteinander verbundenen Einzelelemente anhand der Potenzfunktion (1) und unter Annahme logarithmisch-normalverteilter Festigkeiten

Die in Abb. 4-1 eingetragenen Ergebniswerte wurden, unter Annahme eines logarithmischen Zusammenhanges und unter der „Minimierung der Fehlerquadrate“, angepasst. Als „best fitted model“ konnte dabei die folgende logarithmische Funktion ermittelt werden:

$$k_{sys} = A \cdot \ln(n) + 1 \tag{3}$$

Es ist relativ deutlich zu erkennen, dass der Vorfaktor A mit Zunahme der relativen Streuung COV_1 ebenfalls ansteigt. Um eine Lösung der in (3) dargestellten Gleichung herbeizuführen, gilt es in einem weiteren Schritt zu zeigen, dass der Vorfaktor A in direktem Zusammenhang mit der Streuung COV_1 steht.

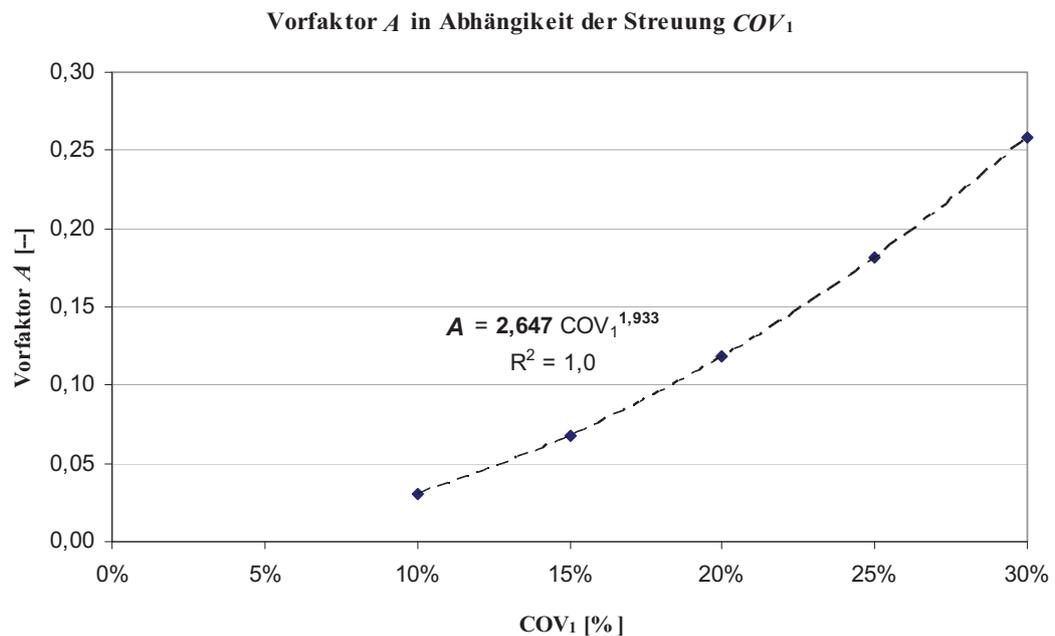


Abb. 4-2: Ermittlung eines Zusammenhanges zwischen Vorfaktor A und der Streuung COV_1 der Einzelkomponente

Wie in Abb. 4-4 ersichtlich, steht der Vorfaktor A über eine Potenzfunktion („best fitting model“ über „Minimierung der Fehlerquadrate“) in direktem Zusammenhang mit der relativen Streuung COV_1 . Zur Beschreibung des Vorfaktor A kann somit in erster Näherung folgender Zusammenhang festgelegt werden.

$$A = 2,7 \cdot COV_1^{1,95} \tag{4}$$

Durch Einsetzen von der Formel (4) in die Formel (3) kann der Zusammenhang zwischen dem Systembeiwert k_{sys} , der Streuung COV_1 sowie der Anzahl n der mitwirkenden Einzelkomponenten über das nachfolgende Modell dargestellt werden.

$$k_{sys} = 2,7 \cdot COV_1^{1,95} \cdot \ln(n) + 1 \tag{5}$$

Der unter der Formel (5) dargestellte Zusammenhang erstreckt sich über den Gültigkeitsbereich:

$$0 \% \leq COV_1 \leq 25 \% \tag{6}$$

$$1 \leq n \leq \infty \tag{7}$$

Die zweifache Berücksichtigung der Eingangsstreuung in der Formel (1) führt bei zunehmender Streuung COV_1 zu einer Überschätzung des tatsächlichen Homogenisierungspotentials im System anhand des in der Formel (5) gezeigten Zusammenhanges. Eine Anpassung der Funktion durch einen weiteren Parameter, welcher dieser Überschätzung ab einer Streuung von $COV_1 > 25\%$ entgegenwirkt, ist Gegenstand weiterer Untersuchungen. Aufgrund dieses Sachverhaltes soll der Anwendungsbereich des in der Formel (5) angegebenen Zusammenhanges auf den in der Formel (6) angeführten Gültigkeitsbereiches eingeschränkt werden.

Das im Rahmen des vorliegenden Beitrages in der Formel (5) vorgestellte Modell für die Ermittlung des Systembeiwertes k_{sys} fand unter Berücksichtigung des angegebenen Gültigkeitsbereiches Eingang in eine Österreichische Technische Zulassung (ÖTZ-2008/005/6) für GLT[®] – Geprüfte Leimholzträger (GLT_{MONO}, GLT_{DUO}, GLT_{TRIO}, GLT_{QUATTRO}), sowie in den Entwurf der bauaufsichtlichen Zulassung für dieses Produkt des deutschen Institutes für Bautechnik Z-9.1-699. Im Rahmen dieser technischen Zulassungen werden die Einzelkomponenten einem Zug-Prüflastverfahren („tensile proof loading“) nach ÖNORM B 4125:2008 „Holzbauwerke – Zug-Prüflastverfahren“ unterzogen um die Anwendung der Systembeiwerte k_{sys} über definierte Mindestfestigkeiten („proof level“) der Einzelkomponenten abzusichern.

5 Zusammenfassung

Zur Charakterisierung der Änderung der relativen Streuung COV für aus Einzelkomponenten aufgebaute Produkte wurde, in Abhängigkeit von der „Systemgröße“ n , ein empirischer Zusammenhang definiert und auf die Ermittlung des Systembeiwertes k_{sys} angewandt. Mit Hilfe von durchgeführten Versuchen und den Ergebnissen aus der Literatur konnte ein Zusammenhang zwischen dem Systembeiwert k_{sys} , der Streuung der Kenngrößen der Einzelkomponente COV_1 und der Anzahl n der miteinander starr verbundenen und als paralleles System wirkende Komponenten ermittelt und anhand von versuchstechnischen Untersuchungen verifiziert werden. Aufgrund der breiten Anwendbarkeit dieser Funktionen für verklebte Produkte aus beispielsweise BSH-Lamellen, Brettsperholz, Konstruktionsvollholz, Geprüfte Leimholz Träger aber auch vorgespannte Systeme (siehe Abb. 3-2) ist zu schließen, dass die Streuung COV_1 der Festigkeit der Einzelkomponenten als ein Haupteinflussparameter für den System-beiwert k_{sys} anzusehen ist. Der im Rahmen dieses Beitrages definierte Formalismus soll somit eine Basis für weitere Modellbildungen zur Beschreibung des Systemeffektes k_{sys} in Abhängigkeit des Parameters COV_1 der Festigkeit der Einzelkomponenten und der Anzahl n der mitwirkenden Einzelkomponenten bilden.

6 Danksagung

Die Grundlage des vorliegenden Beitrages bildete ein umfassendes Forschungsprojekt P03 qm_online des Kompetenzzentrums holz.bau forschungs gmbh in Zusammenarbeit mit dem Institut für Holzbau und Holztechnologie der Technischen Universität Graz und dem Projektpartner Holzindustrie Leitinger GmbH. Das Forschungsprojekt wurde durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Arbeit (BMWA), durch das Land Steiermark und durch die Stadt Graz unterstützt.

Dieser Beitrag sei allen Mitarbeitern des Kompetenzzentrums holz.bau forschungs gmbh und des Institutes für Holzbau und Holztechnologie, insbesondere Herrn Univ.-Prof. DI Dr. Gerhard Schickhofer in Dankbarkeit für die die 4½ Jahre die ich an der holz.bau forschungs gmbh als wissenschaftlicher Mitarbeiter tätig sein durfte, gewidmet. Ich möchte im Zuge

dieses Beitrages auch Herrn DI (FH) Reinhard Brandner zu seiner Diplomarbeit „Systemeffekte von aus Konstruktionsvollholz aufgebauten Querschnitten“ herzlich gratulieren, welche eine solide Grundlage für den vorliegenden Beitrag und die angeführten technischen Zulassungen bildet.

7 Literaturverzeichnis

- [1] Brandner, R., Schickhofer, G.: System effects of structural elements - determined for bending and tension, WCTE – World Conference of Timber Engineering, Portland, USA, 2006
- [2] Brandner, R.: Systemeffekte von aus Konstruktionsvollholz aufgebauten Querschnitten, Diplomarbeit, Diplomstudiengang „Holztechnik und Holzwirtschaft“, Kuchl, Mai 2006.
- [3] Bakht B., Jaeger L. G.: Load sharing in timber bridge design. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 18, pp. 312-319, 1991.
- [4] AS 1720.1:1997. Timber structures - Part 1: Design methods. Australian Standard
- [5] OHBDC-91-1:1991. “Ontario Highway Bridge Design Code. Ministry of Transportation of Ontario. Canadian Standard
- [6] ON EN 338:2003 „Bauholz für tragende Zwecke – Festigkeitsklassen“
- [7] ON EN 384:2004 „Bauholz für tragende Zwecke - Bestimmung charakteristischer Werte für mechanische Eigenschaften und Rohdichte“
- [8] ON EN 408:2005 “Holzbauwerke – Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz - Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften“
- [9] EN 1995-1-1:2006 “Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings”
- [10] EN 1995-2:2005 “Eurocode 5: Design of timber structures - Part 2: Bridges”
- [11] ON EN 13183-1:2004 “Feuchtegehalt eines Stückes Schnittholz - Teil 1: Bestimmung durch Darrverfahren“
- [12] DIN 1052:2004 „Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau“
- [13] DIN 4074-1:2004 „Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit – Teil 1: Nadelschnittholz“
- [14] SIA 265:2003 „Holzbau“

D Simulation von Brettschichtholz am Beispiel des Karlsruher Rechenmodells („KaReMo“)

F. Colling

Prof. Dr.-Ing. François Colling



- | | |
|-------------|---|
| 1.11.1956 | Geboren in M'Bandaka (ehemals Zaire). |
| 1975 | Abitur in Esch/Alzette in Luxemburg |
| 1976 – 1981 | Studium des Bauingenieurwesens an der Universität (TH) Karlsruhe. |
| 1982 – 1990 | Wissenschaftlicher Angestellter und Assistent am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen (Prof. Dr. J. Ehlbeck) an der Uni Karlsruhe. |
| 1990 | Promotion über die Tragfähigkeit von Brettschichtholzträgern an der Uni (TH) Karlsruhe. |
| 1991 – 1995 | Stellvertretender Geschäftsführer der Entwicklungsgemeinschaft Holzbau (EGH) in der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung (DGfH), München |
| Seit 1995 | Professor für Holzbau und Baustatik an der Hochschule Augsburg. |
| Seit 2005 | Leiter der bauaufsichtlich anerkannten Prüf-, Überwachungs- und Zertifizierungsstelle („PÜZ“-Stelle) für Holzbau im Kompetenzzentrum Konstruktiver Ingenieurbau (KKI) an der HS Augsburg. |

Autor mehrerer Fachbücher sowie der Bemessungs-Software HoB.Ex

1 Allgemeines

Die Tragfähigkeit von BSH-Trägern ist abhängig von

- den Holzeigenschaften der Bretter, wie Ästigkeit, Rohdichte und Elastizitätsmodul,
- der Auftretenshäufigkeit und der Festigkeit der Keilzinkenverbindungen.

Eine realitätsnahe Simulation muss den Einfluss dieser Eigenschaften berücksichtigen. Die Simulation von BSH-Trägern umfasst prinzipiell folgende Teile:

1. Simulation des Trägeraufbaus: zufälliger oder gezielter Aufbau mit Lamellen unterschiedlicher Qualitäten, Lage von Keilzinkungen.
2. Zuweisung von Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften (in Abhängigkeit von den Holzeigenschaften).
3. Berechnung der Spannungen mit einem geeigneten Rechenprogramm (z.B. Finite Elemente).
4. Ermittlung der Bruchlast mit Hilfe geeigneter (angepasster) Bruchkriterien.

Nachfolgend wird beschrieben, wie dies im sog. „Karlsruher Rechenmodell“ („KaReMo“) erfolgt. Detailliertere Informationen können [1] und [2] entnommen werden.

2 Eigenschaften / Arbeitsweise des „KaReMo“

2.1 Simulation des Trägeraufbaus

Zur Ermittlung der Auftretenshäufigkeit von Ästen (z.B. alle ca. 45 cm ein „Hauptast“) und zugehörigen Ästigkeitswerten wurden hunderte von Brettern untersucht.

An diesen Brettern wurden auch die jeweilige Rohdichte und der Elastizitätsmodul (über Eigenfrequenzmessung) ermittelt.

Diese Untersuchungen bilden die Grundlage für eine realitätsnahe Simulation von Brettern, wobei die Bretter in 15 cm – lange Abschnitte unterteilt werden.

2.2 Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften

Glos (siehe u.a. [3]) untersuchte die Zug- und Druckfestigkeit von etwa 15 cm langen Brettabschnitten in Abhängigkeit von der Rohdichte, der Ästigkeit und des E-Moduls. Ergebnis seiner Untersuchungen waren Regressionsgleichungen der Form

$$E_{t/c} = f(\text{KAR}, \rho) \pm X_E \tag{2.1a}$$

$$f_{t/c} = f(\text{KAR}, \rho, E) \pm X_f \tag{2.1b}$$

KAR	„Knot Area Ratio“, Maß für die Ästigkeit
ρ	Rohdichte
$E_{t,c}$	Elastizitätsmodul (t = Zug, c = Druck)
$f_{t,c}$	Festigkeit (t = Zug, c = Druck)
$X_{E/f}$	verbleibende Reststreuung (normalverteilt)

Diese Versuche wurden mit „starrer“ Lasteinleitung durchgeführt (ebener Verformungszustand), d.h. eine seitliche Verformung, wie sie bei einem Zugversuch mit größerer Prüfkörperlänge auftritt, wurde bewusst verhindert (siehe hierzu auch Abb. 3-1).

Hiermit wurden die Verhältnisse, denen die Brettabschnitte in einem BSH-Träger ausgesetzt sind, nachempfunden: hier werden die Bretter seitlich durch die anderen Bretter gehalten.

Mit Hilfe dieser Regressionsgleichungen werden jedem Brettabschnitt Steifigkeits- und Festigkeitswerte zugewiesen. Bedingt durch die berücksichtigte Reststreuung, weisen 2 Träger mit identischem Aufbau (Rohdichte + Ästigkeit) unterschiedliche Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften auf.

2.3 Berechnung der Spannungen

Die Berechnung der in den einzelnen Brettabschnitten auftretenden Spannungen erfolgt mit Hilfe eines FE-Programmes.

Dies kann aber auch mit anderen Programmen erfolgen. Voraussetzung hierfür ist jedoch, dass die Kopplung der Brettabschnitte, d.h. das Zusammenwirken der einzelnen Brettelelemente berücksichtigt wird, um so Lastumlagerungen von benachbarten Elementen mit unterschiedlichen Steifigkeiten berücksichtigen zu können.

2.4 Bruchkriterium

Während die Berechnung der in den einzelnen Brettabschnitten auftretenden Spannungen eine rein mathematische und vergleichsweise einfache Aufgabe ist, erfordert die Abschätzung der rechnerischen Bruchlast holzbauspezifische Kenntnisse. Von entscheidender Bedeutung ist dabei ein Bruchkriterium, das zu den herrschenden Verhältnissen „passt“.

Bei BSH-Trägern mit Höhen von 600 mm ist die äußerste (Zug-)Lamelle fast ausschließlich einer Zugbeanspruchung ausgesetzt (Abb. 2-1), der Biegeanteil ist vernachlässigbar. Der Ansatz der Zugfestigkeit als Kriterium für das Erreichen der Bruchlast erscheint somit durchaus sinnvoll.¹

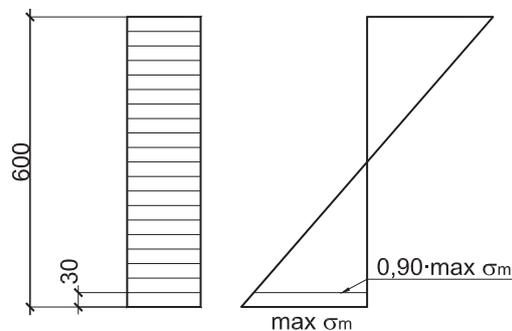


Abb. 2-1: Spannungsverteilung über den Querschnitt und in der äußersten Zuglamelle

Versuche mit BSH-Trägern zeigen aber, dass bei machen Trägern nach dem ersten Lastabfall noch eine weitere Laststeigerung möglich ist. Der Ansatz „Erreichen der Zugfestigkeit in einem Brettabschnitt = Bruchlast“ würde in diesem Fall zu konservative Bruchlasten ergeben.

Daher wurden die Bruchkriterium auf der Grundlage von zahlreichen Biegeversuchen mit BSH-trägern „kalibriert“.

¹ Im Druckbereich wird nach Erreichen der Druckfestigkeit eine Plastifizierung berücksichtigt.

Nach abgeschlossener Kalibrierung der Bruchkriterien wurden Versuche mit unterschiedlich aufgebauten 600 mm hohen BSH-Trägern durchgeführt. Hierbei wurden die in Tab. 2-1 angegebenen Versuchsreihen mit unterschiedlichen Anforderungen an die Holzeigenschaften der Bretter geprüft.

Tab. 2-1: Versuchsreihen

Reihe	Anforderungen an die Bretteigenschaften
I	$0,35 \leq \text{KAR}$
II	$0,20 \leq \text{KAR} \leq 0,35$
III	$\text{KAR} \leq 0,20$
IV	$500 \text{ kg/m}^3 \leq \rho$
V	$15000 \text{ N/mm}^2 \leq E$
VI	$15000 \text{ N/mm}^2 \leq E$ und $\text{KAR} \leq 0,20$

Der Vergleich zwischen Versuchswerten und Simulationsrechnungen ist in Abb. 2-2 dargestellt. Die Übereinstimmung ist als sehr gut zu bezeichnen.

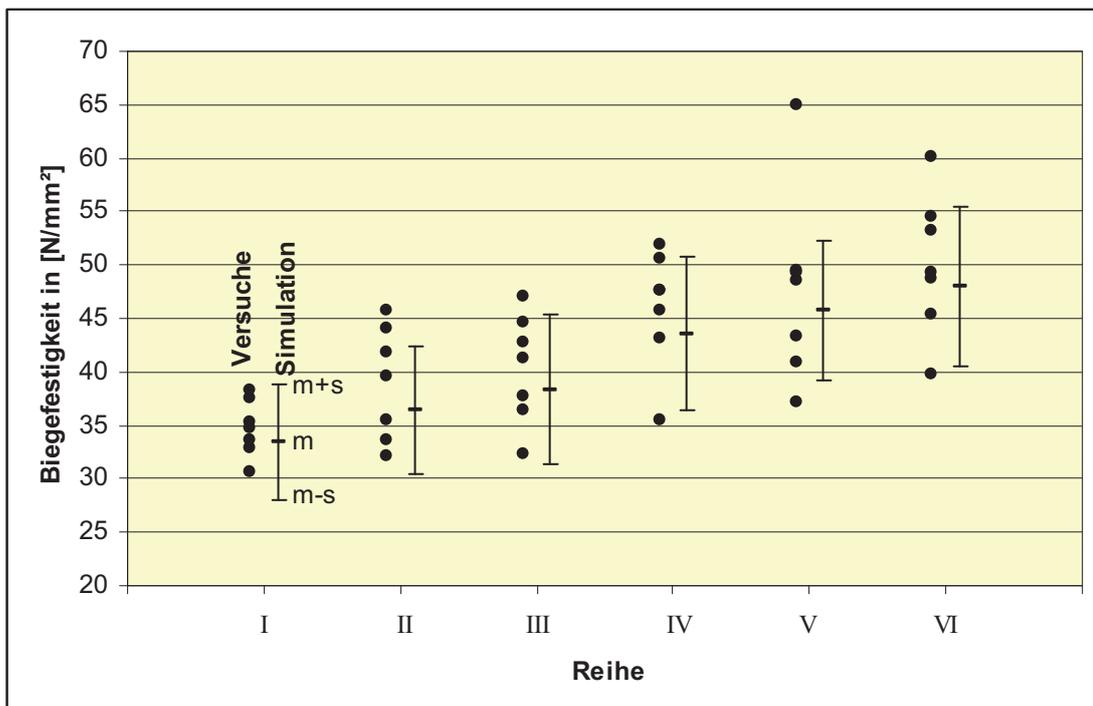


Abb. 2-2: Vergleich zwischen Versuchen und Simulationsrechnungen

Als wesentliche Erkenntnisse aus diesen Untersuchungen wären zu nennen:

- Die Tragfähigkeit von BSH-Trägern wird wesentlich von der Festigkeit der Keilzinken (KZ-) bestimmt.
- Dies gilt insbesondere bei Trägern mit hoher Brettqualität: hier tritt sehr häufig ein KZ-Versagen auf, so dass die hohen Brettqualitäten nicht ausgenutzt werden können.
- Ein Ast über einer KZV ist dabei „gefährlicher“ als 2 KZV übereinander, weil ein „weicher“ Ast Kräfte an die steifere KZV abgibt (Analogie zu parallelen Federn).

3 Anpassungen für die Bemessung

Im „KaReMo“ wird die Tragfähigkeit von BSH-Trägern auf der Grundlage der Druck- und Zugfestigkeiten von etwa 15 cm-langen Brettabschnitten berechnet.

Im Rahmen der Europäischen Normung (EN 1194) hingegen, wird die Tragfähigkeit von BSH-Trägern in Abhängigkeit von der Lamellen-Zugfestigkeit nach EN 408 angegeben. Weiterhin werden Mindestanforderungen an die KZ-Festigkeiten gestellt, um die gewünschte BSH-Festigkeit sicherstellen zu können.

Die Anpassungen, die erforderlich waren, um die Ergebnisse des „KaReMo“ für die Europäische Normung nutzen zu können, sind nachfolgend beschrieben.

3.1 Lamellenfestigkeit

Die Zugfestigkeit eines simulierten Brettes kann dadurch abgeschätzt werden, indem von allen simulierten Zellen der geringste Wert der Zellen-Zugfestigkeit ermittelt wird.

Ein so berechneter Wert entspricht aber der „behinderten“ Festigkeit eines Brettes, bei dem seitliche Verformungen, wie sie üblicherweise bei einem Prüfkörper mit freier Prüflänge auftreten, verhindert werden. Er ist daher nicht direkt mit einer Zugfestigkeit nach EN 408 vergleichbar. In **Abb. 3-1** ist dies anhand einer Skizze dargestellt.

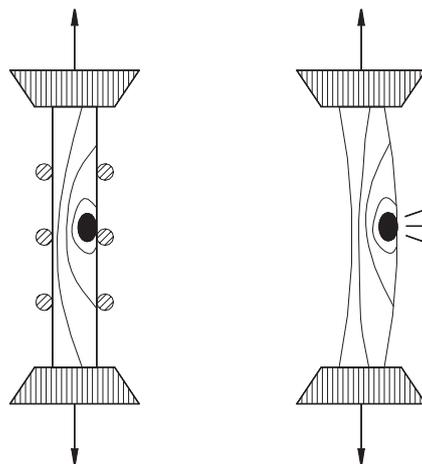


Abb. 3-1: Links: „Behinderte“ Zugfestigkeit
Rechts: „Freie“ Zugfestigkeit nach EN 408

Falk / Colling haben in [4] das Verhältnis zwischen „behinderter“ und „freier“ Zugfestigkeit abgeschätzt. Auf der Grundlage dieser Arbeit sind die ersten Gleichungen der EN 1194 entstanden.

Zwischenzeitlich liegen die Ergebnisse von umfangreichen Untersuchungen mit mehreren Tausend Versuchen von Glos vor, bei denen die „freie“ Zugfestigkeit von Brettern nach EN 408 ermittelt wurde. Die Holzeigenschaften jedes Prüfkörpers wurden dabei detailliert erfasst (Ästigkeiten, Rohdichte, Elastizitätsmodul). Auf der Grundlage dieser erfassten Holzeigenschaften wurden die Zugfestigkeiten der Prüfkörper mit Hilfe des „KaReMo“ simuliert. Über den Vergleich der simulierten Zugfestigkeiten mit den Werten aus den Versuchen war es möglich, zuverlässige und versuchstechnisch abgesicherte Werte für das Verhältnis zwischen „behinderter“ und „freier“ Zugfestigkeit der Lamellen zu bestimmen. Details können [5] entnommen werden.

Über diesen „Umweg“ ist es mit dem „KaReMo“ somit möglich, Gleichungen für die Berechnung der BSH-Biegefestigkeit $f_{m,gl,k}$ in Abhängigkeit von der „freien“ Lamellen-Zugfestigkeit $f_{t,lam,k}$ herzuleiten. In [2] ist z.B. folgende Gleichung angegeben, die in Abb. 3-2 schematisch dargestellt ist.

$$f_{m,gl,k} = 7 + 1,15 \cdot f_{t,lam,k} \quad (3.1)$$

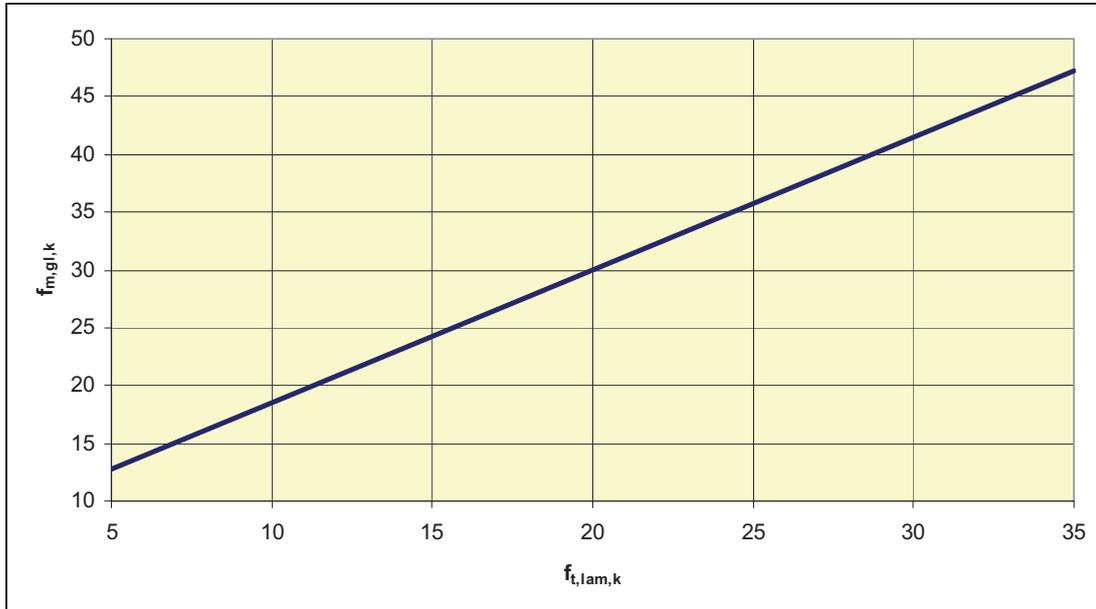


Abb. 3-2: Biegefestigkeit $f_{m,gl,k}$ von BSH in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit $f_{t,lam,k}$ der Bretter

Zwischenzeitlich gibt es auf der Grundlage neuerer Untersuchungen eine geringfügig modifizierte Gleichung.

Die Zugfestigkeit der Brettlamellen kann dabei über die Holzsortierung gesteuert werden, wobei die Ausbeute an Brettern naturgemäß mit steigenden Anforderungen abnimmt.

3.2 Keilzinkenfestigkeit

Die Tragfähigkeit von BSH-Trägern wird maßgeblich von der Zugfestigkeit der KZV bestimmt. Mit dem „KaReMo“ ist es möglich, die Tragfähigkeit von BSH-Trägern in Abhängigkeit von der KZ-Zugfestigkeit im Zusammenspiel mit der Lamellen-Zugfestigkeit zu berechnen.

Da aber die Zugfestigkeit von KZV in den Leimbaubetrieben (im Zuge der Eigenüberwachung) nur mit sehr großem Aufwand bestimmt werden kann, wurden in den einschlägigen Normen Mindestanforderungen an die KZ-Biegefestigkeit aufgenommen.

Anhand von zahlreichen Versuchen mit KZV (Zugversuche mit vergleichenden Biegeversuchen) konnte ein Verhältnis zwischen Zug- und Biegefestigkeit ermittelt werden (dieses liegt grob bei etwa 0,7).

Über diesen Verhältniswert kann nun die Tragfähigkeit von BSH-Trägern ($f_{m,gl,k}$) auch in Abhängigkeit von der Biegefestigkeit der KZV ($f_{m,j,k}$) angegeben werden. In [2] wird folgende Abhängigkeit angegeben:

$$f_{m,gl,k} = 0,75 \cdot f_{m,j,k} \quad (3.2)$$

Im Gegensatz zur Lamellenfestigkeit kann die KZ-Festigkeit aber nur bedingt über die Holzsortierung gesteuert werden. Zwar steigt die KZ-Festigkeit mit höherer Rohdichte und E-Modul, die KZ-Festigkeiten werden aber nicht selten durch produktionspezifische Einflussfaktoren begrenzt.

3.3 BSH-Biegefestigkeit

Auf der Grundlage der oben beschriebenen Anpassungen ist es möglich, die Biegefestigkeit von BSH-Trägern in Abhängigkeit von der Lamellen-Zugfestigkeit und der KZ-Biegefestigkeit anzugeben. Dies ist am folgenden Bild dargestellt (aus [2]).

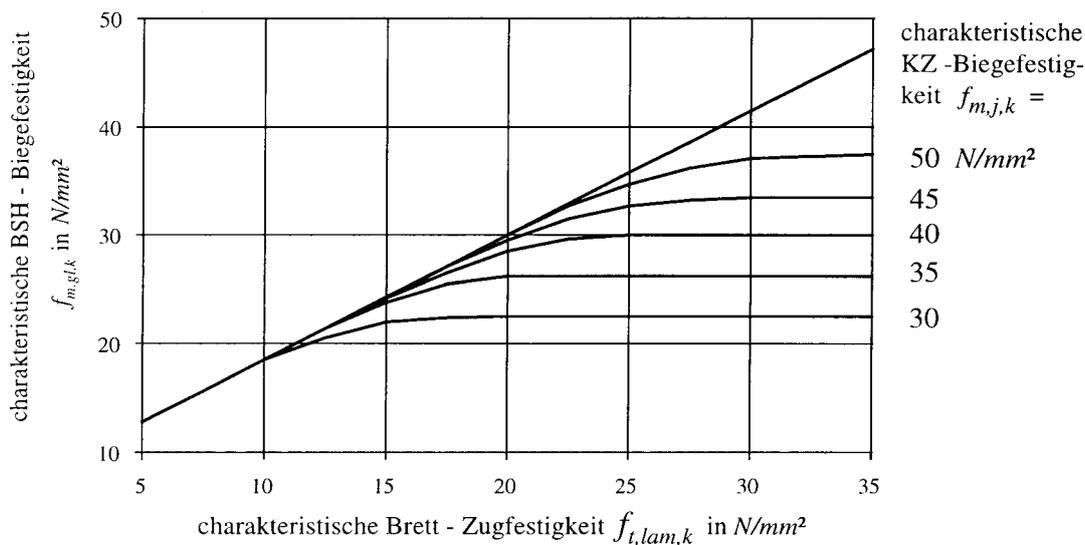


Abb. 3-3: Biegefestigkeit $f_{m,gl,k}$ von BSH in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit $f_{t,lam,k}$ der Bretter

Aus diesem Diagramm kann abgelesen werden, welche BSH-Biegefestigkeit bei gegebener Lamellen-Zugfestigkeit und KZ-Biegefestigkeit zu erwarten ist.

Da aber eine Bemessung von BSH auf der Grundlage von Firmen-spezifischen Parametern (KZ-Festigkeit) nicht möglich ist, kann dieses Diagramm auch dazu verwendet werden, abzulesen, welche KZ-Biegefestigkeit erforderlich ist, um BSH mit einer bestimmten Biegefestigkeit zu erreichen.

Abb. 3-3 stellt den Stand im Jahre 1995 dar. Zwischenzeitlich gibt es modifizierte Diagramme, die auf der Grundlage neuerer Untersuchungen in Karlsruhe/ München/ Finland [5] hergeleitet wurden und derzeit im Zuge der Europäischen Normung diskutiert werden. Die Abweichungen sind aber nur gering.

Es hat sich bestätigt, dass die KZ-Festigkeit den eigentlichen „Knackpunkt“ in Bezug auf die erreichbaren BSH-Festigkeiten darstellt. Da die KZ-Festigkeit (wie oben beschrieben) nicht beliebig gesteigert werden kann, wird die Tragfähigkeit von BSH mit hochwertigen Lamellen durch die KZ-Qualitäten begrenzt. So zeigen – nach Kenntnis des Autors - alle bislang durchgeführten Versuche, dass es nur mit allergrößten Anstrengungen möglich sein dürfte, hochfestes BSH mit einer charakteristischen Biegefestigkeit von $36 N/mm^2$ (GL 36) zu erreichen.

4 Fazit

Simulationsprogramme müssen möglichst realitätsnah sein. Sie können dabei immer nur so gut sein, wie der „Input“, d.h. die mechanischen und Holzbau-spezifischen Grundlagen (Eingabedaten). Hierbei müssen nicht nur die Einflussfaktoren selbst, sondern auch deren Zusammenspiel berücksichtigt werden.

Ist dies gewährleistet, so stellen Simulationsprogramme wertvolle und unverzichtbare Hilfsmittel dar, um den Einfluss von verschiedenen (sich gegenseitig beeinflussenden) Parametern zu untersuchen, was mit versuchstechnischen Untersuchungen zu aufwändig oder gar nicht möglich wäre.

Vorgestellt wurde das Karlsruher Rechenmodell in seiner „Urfassung“ zu Beginn der 90er Jahre. Es wurde zwischenzeitlich im Zuge mehrerer Forschungsprojekte weiterentwickelt. An den in der vorliegenden Ausarbeitung gemachten Kernaussagen ändert sich aber nichts, im Gegenteil: die Erkenntnisse der 90er Jahre wurden durch die jüngsten Untersuchungen umfassend bestätigt.

5 Literatur

- [1] Colling, F. 1990: Tragfähigkeit von Brettschichtholzträgern in Abhängigkeit von den festigkeitsrelevanten Einflussgrößen. Dissertation Uni (TH) Karlsruhe
- [2] Colling, F. 1995: Brettschichtholz unter Biegebeanspruchung. INFORMATIONSDIENST HOLZ, STEP 3
- [3] Glos, P. 1978: Zur Bestimmung des Festigkeitsverhaltens von Brettschichtholz bei Druckbeanspruchung aus Werkstoff- und Einwirkungskenngrößen. Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, Heft 35, SFB 96, München
- [4] Falk, R.; Colling, F. 1995: Laminating effects in glued-laminated timber beams. Journal of Structural Engineering, Vol 121 No. 12.
- [5] Blass/Frese/Glos/Denzler/Linsenmann/Ranta-Maunus 2008: Zuverlässigkeit von Fichten-Brettschichtholz mit modifiziertem Aufbau. Forschungsbericht der Uni (TH) Karlsruhe.

E Tragmodelle für Brettsperrholz

R. A. Jöbstl



DI Robert A. Jöbstl

- 2002 Abschluss des Diploms für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz
- seit 2002 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz
- seit 2008 Qualitätsmanager und Technischer Manager der akkreditierten Prüf- und Überwachungsstelle Lignum Test Center

1 Brettsperrholz ist ein Produkt ... oder doch ein System?

Die im Holzbau üblichen Tragmodelle beschränken sich auf die linear-elastische Rechnung nach der Theorie des Bernoulli-Stabes und einem Schwellenwert für das Erreichen der Traglast, dem Festigkeitswert. Die Gründe dafür liegen im meist spröden, aber linear-elastischen Verhalten des Materials und in der ausgeprägten inhomogenen und orthotropen Struktur.

Eine Möglichkeit die Produkte des Holzbaus einzuteilen kann unter anderem durch eine Unterscheidung in Primär- und Sekundär-, eventuell auch noch Tertiärprodukte erfolgen.

Primärprodukte wie etwa das Brett finden direkt als Endprodukt im Bauwerk ihren endgültigen Einsatz und sind durch eigenständige Normen reguliert. Es handelt sich damit um einen eigenständigen, abgeschlossenen und – betreffend die Zielvorgaben – messbaren Produktionsprozess. Für das Beispiel Brett existiert hierfür die harmonisierte Norm ON EN 14081-1:xxxx. Darin sind direkt und indirekt (z.B.: durch Verweis auf die weiteren Teile dieser Norm hinsichtlich der maschinellen Sortierung) die Anforderungen an die Sortierung bzw. die nationalen Sortiernormen definiert und letztendlich im Anhang ZA die Konformitätsbestimmungen geregelt, die über die CE-Kennzeichnung die Brauchbarkeit des Produktes Brett (sowie Kantholz) bescheinigen soll. Damit einhergehend wird auf mitgeltenden Normen referenziert, die Bemessungswerte (Festigkeits- und Steifigkeitswerte von Bauholz in ON EN 338) und Prüfmethode zur Verfügung stellen. Dieses Primärprodukt kann aber auch als Ausgangsprodukt für Sekundärprodukte dienen und damit zu höherer Wertschöpfung, aber vor allem auch zu größerer Homogenität führen.

Eines der ältesten – oder sogar das älteste – Sekundärprodukt des Holzbaus ist das Brettschichtholz, für das wiederum die eigenständige harmonisierte Norm ON EN 14080:xxxx das Ausgangsprodukt, die Produktion und Qualitätskontrolle festlegt. Über das Trägermodell, derzeit noch in der ON EN 1194:1999 geregelt, ist klar ersichtlich, dass ein Sekundärprodukt als ein System betrachtet werden kann, dessen Kenngrößen aus den Eigenschaften des Ausgangsproduktes abgeleitet werden können.

Eines der jüngsten Sekundärprodukte, das den Sprung aus der Nische zur Masse vollzogen hat, ist das Brettsperrholz, das mit dem Brettschichtholz hinsichtlich des Ausgangsproduktes verwandt ist. Dieses aus dem Primärprodukt Brett aufgebaute Bauprodukt ist derzeit über nationale und internationale Zulassungen geregelt. Es liegt nahe, auch die Eigenschaften des Sekundärproduktes Brettsperrholz über die Eigenschaften des Primärproduktes Brett herzuleiten.

Die hier verwendete Einteilung gestaltet sich für die Produkte Furniersperrholz und Spansperrholz – z.B. das OSB (oriented strand board) als ein bekannter Vertreter – prinzipiell etwas schwieriger. Beide sind hinsichtlich des Aufbaues mit dem Brettsperrholz verwandt. Obwohl diese Produkte in einem klar abgetrennten zweiten Produktionsprozess durch Fügung von einem Ausgangsprodukt (Span bzw. Furnier, das in einem davor durchgeführten Produktionsprozess entsteht) hergestellt werden, müssen die Produkteigenschaften neu ermittelt und im Weiteren eigenständig und unabhängig des Ausgangsproduktes angegeben werden, da für dieses keine spezifischen Eigenschaften festgelegt sind. Somit sind diese beiden Sperrhölzer im Grunde als Primärprodukte einzustufen.

Tertiärprodukte entstehen durch Fügung von Sekundärprodukten, meist eine Kombination zweier oder mehrerer verschiedener Sekundärprodukte. Bekanntestes Beispiel dafür sind Holzkastenquerschnitte, die in Standard- und Sonderquerschnitten aus Brettschichtholz-

stegen und Brettsperrholzplatten hergestellt werden. Spätestens hier wird das Tragverhalten auf Basis der Ausgangsprodukte bestimmt, eventuell noch positive Systemtragwirkungen versuchstechnisch ermittelt und mittels eines eigenständigen Systemfaktors berücksichtigt.

Im Folgenden wird das Tragverhalten von Brettsperrholz an Hand einiger Beispiele der Modellbildung auf Basis des Ausgangsproduktes Brett erläutert.

2 Belastungen quer zur Plattenebene

2.1 Linear-elastische Verformungs- und Spannungsberechnung bei Biegung aus der Plattenebene

Das Verformungs- und Tragverhalten von Brettsperrholzplatten bei Biegung aus der Plattenebene wurde als Erstes versuchstechnisch untersucht. Der hauptsächliche Einsatzbereich des Brettsperrholzes liegt im Wohnbau. Hier ist der massive Querschnitt im Einsatz für Decken aufgrund der geringen Bauhöhe bzw. Plattendicke gegenüber einer Balkenlage aus rein statischer Sicht (Bauteilmasse zu Widerstand) unterlegen. Der zusätzlich zum zylindrisch orthotropen Aufbau der Holzstruktur eben-orthotrope strukturelle Aufbau von Brettsperrholz durch Längs- und Querlagen weckte eine bis dahin in Bauteilgröße unbekannte Belastungsrichtung – in der Literatur zumeist als Rollschub bezeichnet.

Bereits die im Vergleich zur Normalsteifigkeit E_0 geringe Schubsteifigkeit G_{090} bedingt bei unidirektionalen Produkten wie Vollholz oder Brettschichtholz Schubverformungen, die im baupraktischen Bereich rund 5 ÷ 10 % der Biegeverformung betragen und damit gegenüber einem isotropen Material rund 4-mal so hoch sind. Für Brettsperrholz müssen die Schubverformungen berücksichtigt werden und dürfen nicht als reiner Verbundstab ohne Schubnachgiebigkeit berechnet werden, wie in Abb. 1 klar ersichtlich ist.

Durch die Erweiterung der starren Verbundtheorie um den Schubanteil (Timoshenko-Balken) erhält man für baupraktische Schlankheiten von Decken $l / h = 25 \div 30$ vernachlässigbare Abweichungen zur exakten Lösung der Differenzialgleichung (Guggenberger (2006)). Dafür wird es allerdings notwendig, vom Querschnittsaufbau abhängige Schubkorrekturbeiwerte κ_{BSP} zu verwenden. In Tab. 1 sind die in Jöbstl (2007b) vorgeschlagenen Schubkorrekturbeiwerte für die im Wohnbau üblichen 3- bis 7- schichtigen Platten angegeben.

Für nachgiebig verbundenes Brettsperrholz, wie z.B. der deutsche EXPO-Beitrag in Hannover durch Vernagelung auf der Baustelle, wurde in München das sogenannte Schubanalogieverfahren entwickelt, das neben der Nachgiebigkeit der Verbindung auch die Schubsteifigkeiten der Schichten berücksichtigt (Kreuzinger (1999)). Es fand in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen Deutschlands und in der neuen DIN 1052:2004 Eingang. Bei starrer Verklebung der einzelnen Schichten im Falle des Massenproduktes Brettsperrholz ist der damit verbundene Mehraufwand gegenüber der starren Verbundtheorie mit Berücksichtigung der Schubverformungen im baupraktischen Bereich jedoch nicht erforderlich, wie Abb. 1 zeigt.

Tab. 1: Schubkorrekturbeiwerte für Brettsper Holzelemente von 3 bis 7 Schichten gemäß Jöbstl (2007b)

	EN 338 (alle Festigkeitsklassen) ¹⁾	C 24 (lt. Zulassungen) ²⁾	C 30 (lt. Zulassungen) ²⁾
Schichtanzahl	$G_{9090} = G_{090}/10$	$G_{9090} = 50 \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$G_{9090} = 50 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
3-schichtig	4,9	6,5	7,0
5-schichtig	4,1	5,4	5,9
7-schichtig	3,9	5,1	5,5
¹⁾ $E_0/E_{90} = 30; E_0/G_{090} = 16; G_{090}/G_{9090} = 10$			
²⁾ Für C24: $E_0/E_{90} = 30; E_0/G_{090} = 16$ Für C30: $E_0/E_{90} = 30; E_0/G_{090} = 16$			

Ein weiteres Modell stellt das im EC 5 enthaltene γ -Verfahren dar, welches für die Berechnung von nachgiebig verbundenen Bauteilen angewendet werden kann. In diesem Fall wird die Nachgiebigkeit, die zu Schubverformungen führt, durch eine Reduktion der Biegesteifigkeit berücksichtigt. Für das starr verbundene Brettsper Holz wurde in Blaß (2001) ein adaptiertes γ -Verfahren entwickelt, bei dem die Schubnachgiebigkeiten der Querlagen statt der Verbindungsmittelnachgiebigkeit angesetzt werden. Der Nachteil dieses Verfahrens aus Sicht des Autors liegt in der Abhängigkeit des Querschnittswertes „Trägheitsmoment“ von der davon unabhängigen Spannweite, da sich der Schubverformungseinfluss mit Veränderung der Schlankheit ebenfalls ändert. Das führt dazu, dass dem Ingenieur der Blick auf die tatsächlichen Einflussgrößen abhanden kommt.

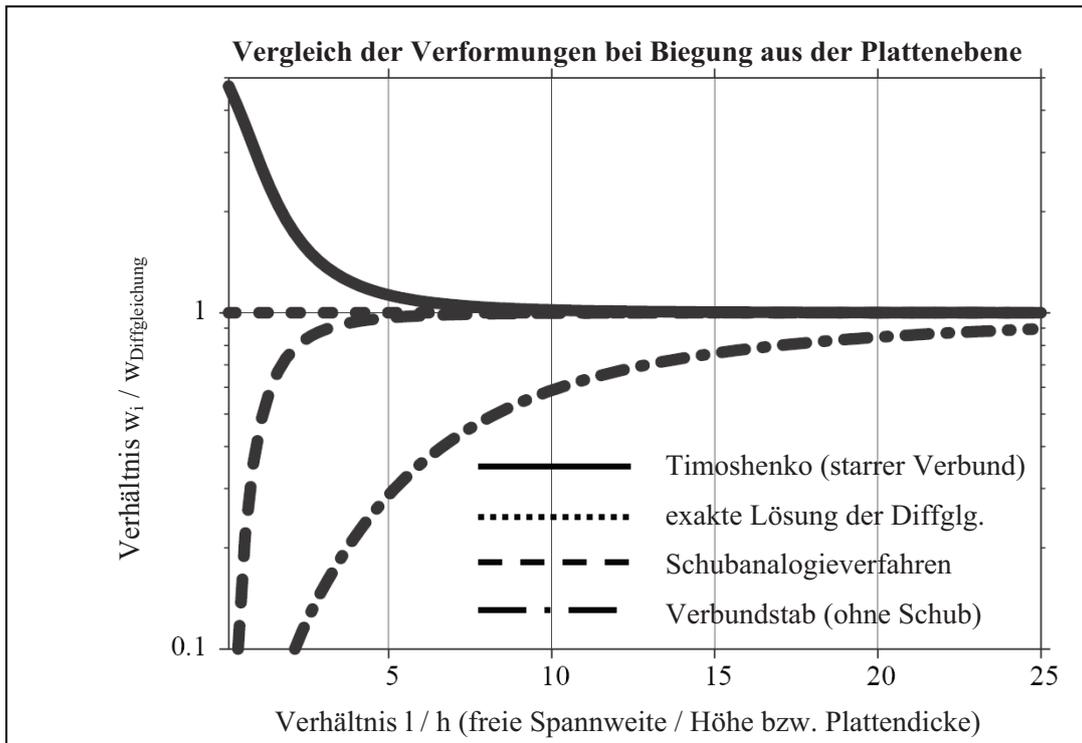


Abb. 1: Vergleichende Betrachtung der Verformungen bei Biegung aus der Plattenebene in Abhängigkeit von Berechnungstheorie (Modellansatz) (Guggenberger (2006))

2.2 Traglastmodelle Biegung aus der Plattenebene

Das Produkt Brettsperrholz wurde erstmals in der DIN 1052:2004 definiert. Der Traglastnachweis ist allerdings nicht direkt für BSP angeführt, sondern könnte nach drei unterschiedlichen Kapiteln erfolgen:

1. Geklebte Verbundbauteile (DIN 1052:2004; Kapitel 10.5.1):
Der Nachweis bei Biegung ist durch Vergleich der maximalen, am Verbundbauteil auftretenden Zug- bzw. Druckspannung mit der Biegefestigkeit (des an dieser Stelle befindlichen verbundenen Bauteiles bzw. Einzelteiles) zu führen.

$$\frac{\sigma_{c,0,max,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \text{ bzw. } \frac{\sigma_{t,0,max,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad [1]$$

Zusätzlich ist noch die Schwerpunktspannung jedes Bauteiles auf Normalkraft nachzuweisen.

2. Flächen aus Schichten (DIN 1052:2004; Kapitel 10.7.1):
Der Nachweis ist in diesem Fall an der maximal belasteten Einzelschicht in Form eines Kombinationsnachweises aus Normalkraft und Biegung zu führen, wobei – auf der sicheren Seite liegend – keine begünstigenden Systemwirkungen angesetzt werden (dieser Nachweis gilt auch für nachgiebig verbundene Flächentragwerke).

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \text{ bzw. } \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad [2]$$

Damit kommt es im Falle des starr verklebten Brettsperrholzes zu einer deutlichen Unterschätzung der Biegetragfähigkeit, wie in [Jöbstl-2, 2007] gezeigt.

3. Flächen aus Vollholzlammellen (DIN 1052:2004; Kapitel 10.7.2)
Es ist in der DIN 1052:2004 nicht konkret definiert, dass unter “Flächen aus Vollholzlammellen“ nur vertikal nebeneinander liegende Lamellen, wie in Abbildung 17 des Kapitels 8.9.4 gemäß DIN 1052:2004 erläutert, zu verstehen sind. Damit könnte bei konzentrierten Lasten für das starr verklebte Brettsperrholz zusätzlich zur Biegefestigkeit der Lamelle ein Systembeiwert k_1 mit einem Wert bis zu 1,2 angesetzt werden.

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,l,d}} = \frac{\sigma_{m,d}}{k_1 \cdot f_{m,d}} \leq 1 \text{ mit } k_1 = k_1(n) \leq 1,2 \quad [3]$$

An der Technischen Universität Graz wurden in Zusammenarbeit mit der holz.bau forschung gmbh Graz Traglastuntersuchungen an Brettsperrholzelementen unterschiedlicher Breite und Zugprüfungen am Ausgangsprodukt Lamelle durchgeführt.

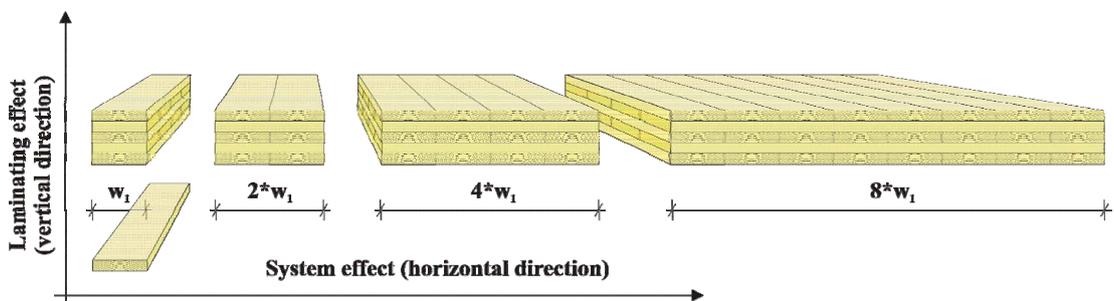


Abb. 2: Übersicht über die für die Ermittlung der Traglast von Brettsperrholz in Abhängigkeit der unterschiedlichen Systemeffekte

Die Ergebnisse führten, in Anlehnung an das Trägermodell von Brettschichtholz (Brandner (2006)) und in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit des Ausgangsproduktes und dessen Streuung, zur Herleitung eines Traglastmodells für Brettsperrholz (Jöbstl (2006)).

$$f_{m,BSP,k} = (1,76 + 5,0 \cdot COV_{f_{t,0}}) \cdot f_{t,0,l,k}^{0,8} = a_{BSP} \cdot f_{t,0,l,k}^{0,8} \quad [4]$$

Der Vorfaktor a_{BSP} der in der Formel [4] gegebenen Potenzfunktion kann dabei aus Erfahrung für übliche Streuungen der Zugfestigkeiten mit 3,5 bei visueller Sortierung (Variationskoeffizient rund 35 %) bzw. mit 3,0 bei maschineller Sortierung (Variationskoeffizient rund 25 %) angenommen werden.

Basierend auf diesen Ergebnissen wurde mittlerweile in zwei allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen Deutschlands die Bemessung folgendermaßen bestimmt:

„Bei der Bemessung nach DIN 1052:2004-08 oder DIN V ENV 1995-1-1 mit NAD sind für die Einzelschichten die charakteristischen Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte für Brettschichtholz aus Brettern der verwendeten Sortier-/Festigkeitsklasse anzusetzen.“

Damit ist der formale Zusammenhang zwischen den Zugkenngrößen des Ausgangsproduktes Lamelle und dem daraus entwickelten Sekundärprodukt Brettsperrholz, mit im Vergleich zum Brettschichtholz ähnlichem Verhalten, bestätigt worden, auch wenn das „Tragmodell für Biegung“ gemäß den beiden zitierten Normen noch jenem aus der ON EN 1194:1999 entstammt.

Zusätzlich darf für Brettsperrholzelemente mit vier oder mehr Brettlamellen je Längslage ein Systembeiwert $k_1 = 1,1$ positiv in Rechnung gestellt werden.

2.3 Kriechen bei Biegung aus der Plattenebene

Wie oben bereits dargestellt erforderte die Verwendung der großformatigen Brettsperrholzplatte neue Definitionen der Materialparameter für die Schubrichtung 9090 (jeweils quer zur Faser; bekannt als Rollschub). Aufgrund des strukturell orthotropen Querschnittsaufbaus aus Längs- und Querlagen wurde die Berücksichtigung der Schubverformung auch bei großen Schlankheiten, unter Verwendung von Plattenelementen zwischen $l/h = 25 \div 30$ notwendig. Da in diesem Bereich die maximal tolerierbaren Verformungen meist bemessungsrelevant werden, fällt der Gebrauchstauglichkeit besondere Bedeutung zu. Damit einhergehend ist der Langzeitverformung und damit dem Kriechen besonderes Augenmerk zu schenken.



Während in derzeitigen Bemessungsnormen je Baustoff nur ein Deformationsbeiwert je Nutzungsklasse definiert ist, wurde bereits in Madson (1992) und in Niemz (1993) unter anderem für Vollholz ein deutlicher Unterschied zwischen den Richtungen der Kriechbelastung in Abhängigkeit der Faserrichtung dokumentiert. Kriechversuche an Brettsperrholz- und Brettschicht-holzelementen (gleicher Abmessungen und aus demselben Grundmaterial aufgebaut) führten zu über den Querschnitt verschmierten Deformationsbeiwerten $k_{def,BSP}$ (Jöbstl (2007a)).

Abb. 3: Kriechprüfungen von Brettsperrholz und Brettschichtholzelementen an der Technischen Universität Graz

In Tab. 2 sind die Deformationsbeiwerte $k_{def,BSP}$ für die beiden für Brettsperrholz relevanten und zugelassenen Nutzungsklassen 1 und 2 sowie die Normwerte für Vollholz und Brettschichtholz $k_{def,0}$ dargestellt. Durch Rückrechnung ließen sich in weiterer Folge die Materialkennwerte $k_{def,9090}$ ermitteln, wobei man, je nach Annahme des Verhältnisses der Schubmoduli G_{090} und G_{9090} , zu unterschiedlichen Ergebnissen kommt.

Tab. 2: Ergebnisse der Rückrechnung von den Prüfergebnissen (5-schichtige BSP-Elemente) zu einem Deformationsbeiwert für das Grundmaterial bei Belastung in die Richtungen 9090

	Nutzungsklasse 1	Nutzungsklasse 2
$k_{def,BSP}$	0.85	1.1
$k_{def,0}$	0.6	0.8
$k_{def,9090}$ ($G_{090}/G_{9090} = 10$)	2.27	2.80
$k_{def,9090}$ ($G_{9090} = 50 \text{ N/mm}^2$)	1.88	2.33

Da die tatsächlichen Schubmoduli und damit auch deren Verhältnis bislang nicht eindeutig ermittelt werden konnten, können diese Deformationsbeiwerte derzeit nur mit diesen Annahmen übernommen werden.

Setzt man diese Richtwerte unter denselben Grundannahmen wieder ein, verändert aber die Schichtanzahl, erhält man dafür je einen verschmierten Deformationsbeiwert. Hier ist der Unterschied, der sich durch die Modellansätze des Schubmodulverhältnisses für den reinen Materialkennwert sehr deutlich zeigt, vernachlässigbar (siehe Abb. 4).

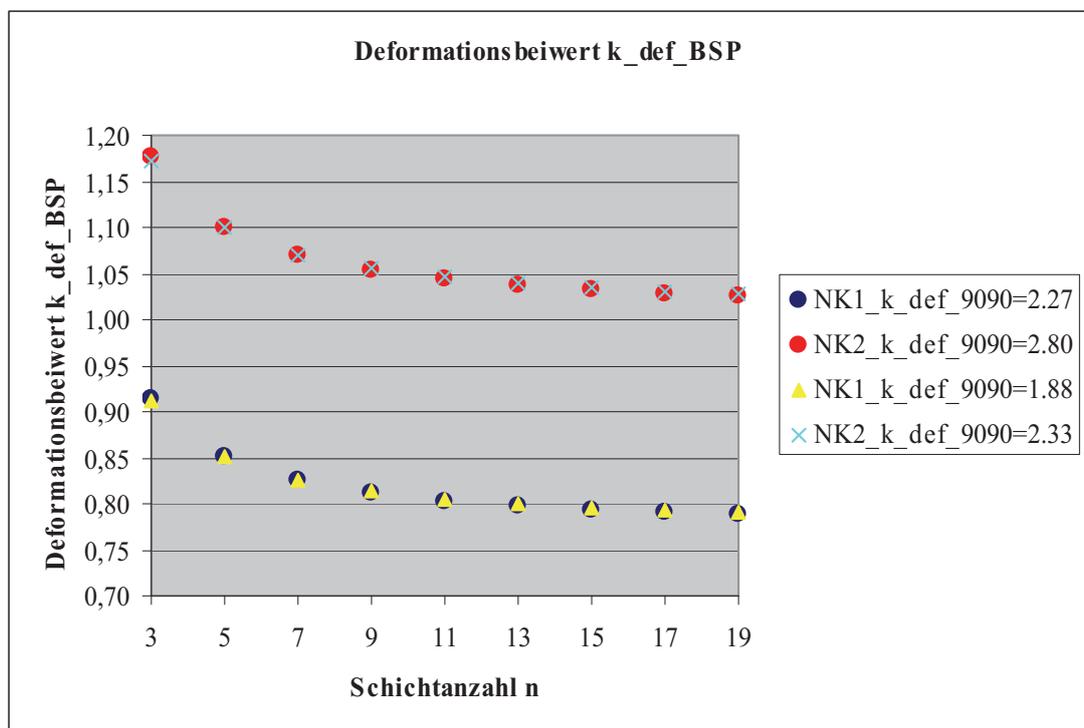


Abb. 4: Über den Querschnitt verschmierte Deformationsbeiwerte $k_{def,BSP}$ aus der Rückrechnung der Materialkennwerte $k_{def,9090}$ in Abhängigkeit von der Schichtanzahl und der Nutzungsklasse

Diese rückgerechneten Werte ergeben für ein 19-schichtiges Element – verglichen mit den entsprechenden Deformationsbeiwerten von Furniersperrholz – vergleichbare Werte.

Für eine vereinfachte Berechnung kann somit empfohlen werden, für Langzeitverformungen bei Brettsperrholz die Deformationsbeiwerte der Gruppe der gesperrten Produkte wie Furniersperrholz zu verwenden, im Fall von 7 oder weniger Schichten diese Werte aber um 10 % zu erhöhen. Um eine genauere Berechnung zu ermöglichen sind für das Grundmaterial Deformationsbeiwerte für die unterschiedlichen Belastungsrichtungen anzugeben.

3 Belastungen in der Scheibenebene

3.1 Steifigkeiten in der Scheibenebene

Die Steifigkeiten in die beiden Hauptrichtungen der Scheibenebene (in bzw. quer zur Produktionsrichtung) lassen sich sehr einfach als Summe der Steifigkeiten derjenigen Lagen, deren Faserverlauf mit der betrachteten Richtung übereinstimmt, berechnen. Eine Ausnahme dafür wären Plattenquerschnitte, die auch Schichten mit einem Faserverlauf zwischen 0° und 90° – quasi Diagonalschichten – aufweisen, wie sie in den Forschungstätigkeiten am Beginn der Brettsperrholzplatte im Projekt BRESTA-V u. BRESTA-H (1996) umgesetzt und auch heute noch bei nachgiebig verbundenen Brettsperrholzelementen für die Gewährleistung der Schubtragfähigkeit und -steifigkeit angewendet werden.

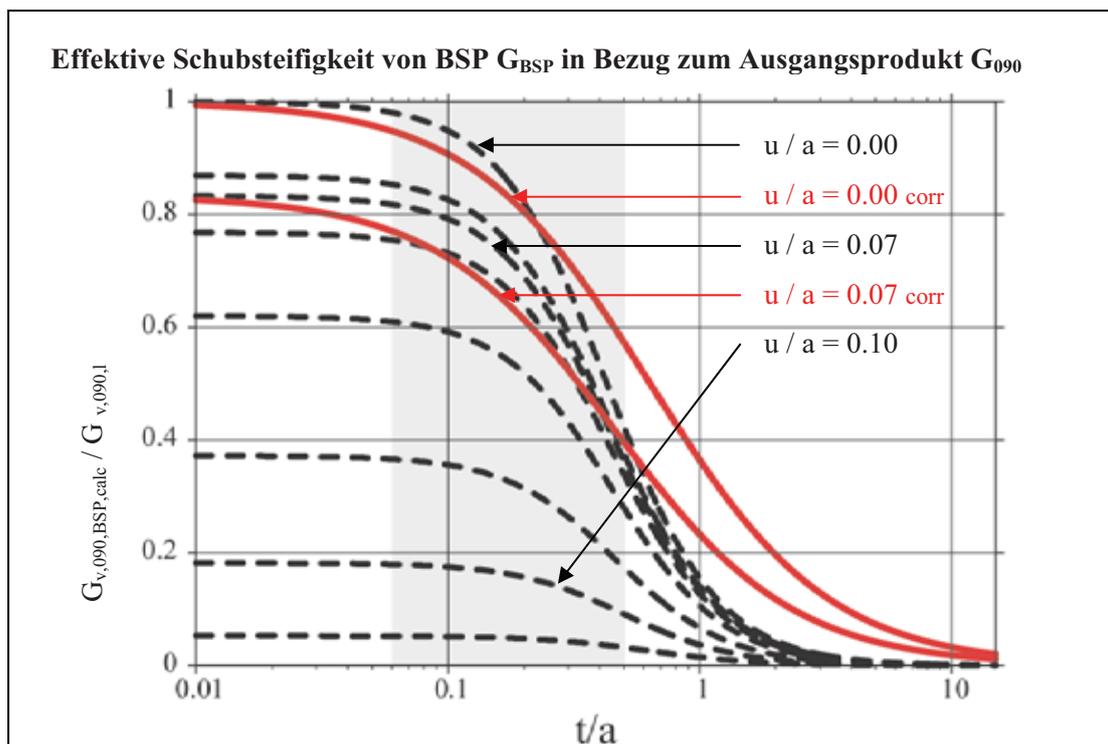


Abb. 5: Verhältnis des errechneten/kalkulierten Schubmoduls einer Brettsperrholzscheibe $G_{v,090,BSP,calc}$ in Bezug zum Schubmodul $G_{v,090,1}$ des Ausgangsproduktes Lamelle in Abhängigkeit des Verhältnisses der Brettstärke zur Brettbreite t/a und des Verhältnisses der Fugengröße zur Brettbreite u/a (Moosbrugger (2006))

Bei dieser Belastungsart führte die starre Verklebung der einzelnen Brettlagen zu einer sehr hohen Schubsteifigkeit, vor allem hinsichtlich der bisherigen Konstruktionsarten für schubaussteifende Bauteile aus Holz bzw. Holzwerkstoffen (zumeist so genannte ‚shear walls‘, welche die Schubkräfte über die Beplankung einer meist nachgiebig verbundenen Rahmenkonstruktion an die rahmenbildenden Kanthölzer abgeben). Die versuchstechnische Ermittlung der Schubkenngrößen in der Scheibenebene (vor allem, wie später noch

behandelt, der Festigkeit) gestaltet sich gegenüber Normalkraftbeanspruchungen deutlich aufwändiger und damit auch kostenintensiver. Das mag mit ein Grund dafür sein, dass derartige Untersuchungen (Bosl (2002), Dujic (2007), Traetta (2006) und Görlacher (2002)) nur sehr spezielle Zielrichtungen verfolgten und wenig dazu geeignet waren ein allgemein gültiges Modell für die Schubsteifigkeit von Brettsperrholz in der Scheibenebene abzuleiten welches unterschiedliche Querschnittsaufbauten berücksichtigen kann. Moosbrugger gab 2007, über die exakte Lösung der Differenzialgleichung der Scheibe, in Abhängigkeit des Verhältnisses der Klebeflächenbreite zur Brettstärke sowie in Abhängigkeit der Schubsteifigkeit des Ausgangsmaterials, eine Funktion für die Schubsteifigkeit an, welche mittels Finite Element Berechnungen weiter angepasst wurde (Abb. 5, rote Kurven).

Der Vergleich der ‚theoretischen‘ Funktion mit den oben genannten Untersuchungen sowie nicht veröffentlichten Prüfungen an der Technischen Universität Graz bestätigen die dargestellte Anwendbarkeit.

Tab. 3: Gegenüberstellung von Schubmoduli $G_{v,090,BSP,proof}$ verschiedener an der TU Graz in Scheibenebene geprüfter Serien von Brettsperrholzelementen zu den errechneten Schubmoduli $G_{v,090,BSP,calc}$

Serie	1	2	3	4	5
Anzahl	7	10	10	14	13
$G_{v,090,BSP,mean}$	501	462	288	634	415
t/a	0,20	0,20	0,75	0,10	0,40
$G_{v,090vBSP,calc} / G_{v,090,i}$	0,8	0,8	0,45	0,9	0,65
$G_{v,090vBSP,calc}$	520	520	293	585	423

Die dargestellten Prüfserien wiesen zu vernachlässigende Fugenbreiten von maximal 3 mm Breite auf.

3.2 Traglast zu Folge Schubbelastung in der Ebene

Die, im Vergleich zu den bisher im Ingenieurholzbau verwendeten Produkten, sehr hohe Schubfestigkeit von Brettsperrholz führte dazu, dass Prüfkörper nicht zu Folge des Erreichens der Schubfestigkeit, sondern meist auf Grund von Lasteinleitungsproblemen versagten.

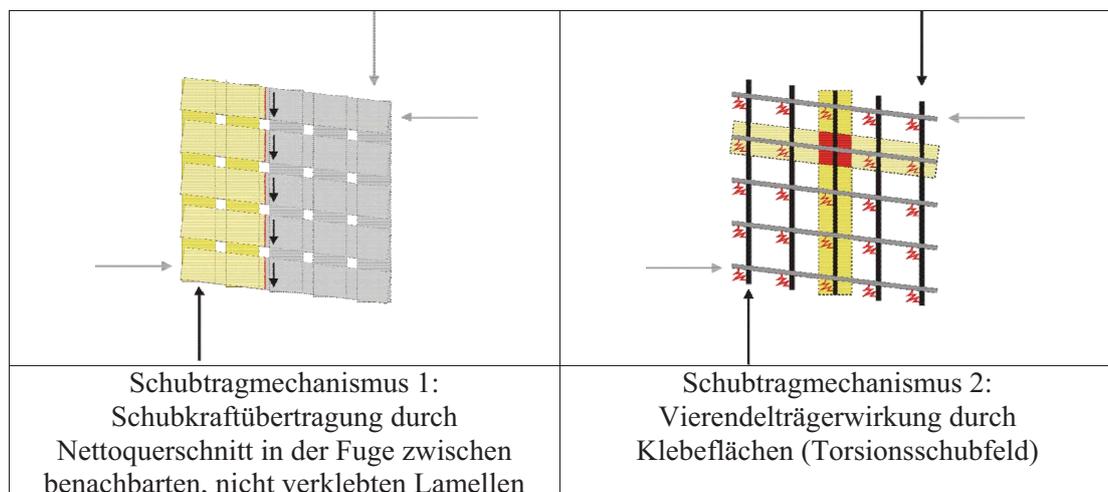


Abb. 6: Schubtragmechanismen von Brettsperrholz mit verbundlosen Fugen zwischen Brettlamellen einer Schicht

In Bogensperger (2006) wurde für das übliche Brettsperrholz mit verbundlosen Fugen zwischen den Brettlamellen einer Lage das Schubtragverhalten in zwei dabei aktivierte Mechanismen unterteilt (siehe Abb. 6). Der Schubtragmechanismus 2 wurde erstmals von Blaß (2001) untersucht und die darin publizierten Festigkeitswerte für die Torsionsschubspannungen in den Klebefugen mit $f_{T,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ seitens Jeitler (2004) bestätigt.

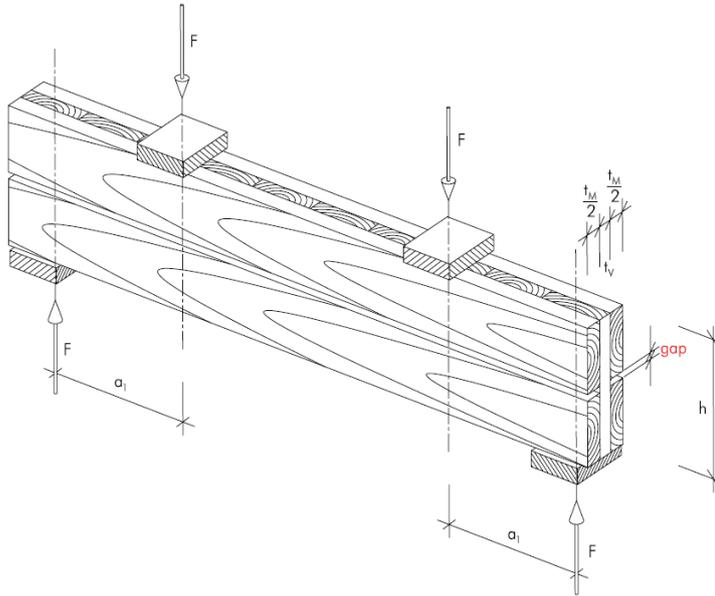


Abb. 7: Scheibenschubkonfiguration gemäß CUAP (2005)

Für den Schubtragmechanismus 1 wurde die Schubfestigkeit $f_{v,090,k}$ gemäß ON EN 338 für die jeweilige Festigkeitsklasse des Ausgangsproduktes Brett angewendet. Im Zuge von Zulassungsverfahren für Europäisch Technische Zulassungen von Brettsperrholz wurde in der dafür erarbeiteten CUAP (2005) eine Biegeprüfkonfiguration für die Ermittlung der Schubfestigkeit im Nettoquerschnitt festgelegt, auf deren Basis für ein Produkt diese Schubfestigkeit mit $f_{v,090,k} = 5,2 \text{ N/mm}^2$ ermittelt wurde.

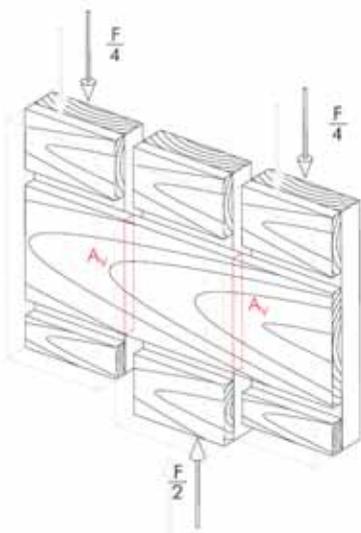


Abb. 8: Modifizierte Scheibenschubkonf. (Jöbstl (2008))

In Jöbstl (2008) wurden die Ergebnisse von Scheibenschubprüfungen gemäß CUAP (2005) von insgesamt 90 Prüfungen vorgestellt, die ausschließlich auf Biegung versagten und rechnerische Mittelwerte der Schubspannungen im Nettoquerschnitt zum Zeitpunkt des Bruches bis zu $\tau_{v,090,mean} = 11,6 \text{ N/mm}^2$ lieferten. Weiters wurde eine modifizierte Prüfkonfiguration vorgestellt, welche bei 20 Prüfungen zu 100 % Schubbrüchen führte. Der dabei ermittelte charakteristische Schubfestigkeitswert lag bei $f_{v,090,k} = 10,3 \text{ N/mm}^2$ mit einem Mittelwert von $f_{v,090,mean} = 12,8 \text{ N/mm}^2$, und damit bei rund dem 4-fachen Wert gegenüber Vollholz bzw. Brettschichtholz.

In diesem Zusammenhang noch nicht berücksichtigt sind verschiedene Einflüsse, die sich aus Fugenbreite, Brettstärke bzw. Verhältnis benachbarter Brettstärken und der Jahrringlage (Lage des Brettes im Stamm) ergeben können. Diese Fragen sind in künftigen Forschungsarbeiten zu klären.

4 Schlussfolgernde Betrachtungen

Die oben angeführten Beispiele zeigen deutlich, dass das Produkt Brettsperrholz als Sekundärprodukt verlässlich über die Parameter Ausgangsprodukt bzw. Primärprodukt – in diesem Fall Brett – und die durch Fügung einhergehenden Systemeffekte beschreibbar ist.

Durch die zum Teil neuen Beanspruchungen in Bezug auf die Faserrichtung, wie Rollschub oder auch die strukturelle Veränderung durch Sperreffekte, könnte eine Erweiterung der Kennwerte für das Primärprodukt sowie eine Zusammenfassung der systemverändernden Faktoren für das Sekundärprodukt eine konsistente Weiterführung des Europäischen Normungsgrundgedankens in Hinblick auf einen Ingenieurholzbau mit Produkten höherer Designstufe bedeuten.

4.1 Anpassungen für das Primärprodukt Brett

4.1.1 Festigkeits- und Steifigkeitswerte

Die für das Primärprodukt neuartige Beanspruchung des sogenannten Rollschubes führt zu einer erforderlichen Definition neuer Materialkennwerte. Idealerweise könnte in diesem Zuge auch die Nomenklatur der Richtungsabhängigkeit aller Materialkennwerte auf das etablierte System der ON EN 338 angepasst werden. In der Tab. 4 sind, in Anlehnung an die ON EN 338:2003, für die drei für Brettsperrholz am häufigsten verwendeten Festigkeitsklassen charakteristische Werte eingearbeitet.

Tab. 4: Auszug aus der Tabelle 1 der ON EN 338:2003 – Festigkeitsklassen und charakteristische Werte, mit Änderungen

		Auszug Nadelholz			Anmerkungen
		C18	C24	C30	
Festigkeitseigenschaften (in N/mm²)					
Biegung //	$f_{m,0,k}$	18	24	30	Änderung ¹⁾
Biegung \perp	$f_{m,90,k}$?	?	?	Neueintrag ²⁾
Zug //	$f_{t,0,k}$	11	14	18	
Zug \perp	$f_{t,90,k}$	0,5	0,5	0,6	
Druck //	$f_{c,0,k}$	18	21	23	
Druck \perp	$f_{c,90,k}$	2,2	2,5	2,7	
Schub //– \perp	$f_{v,090,k}$	2,0	2,5	3,0	Änderung ^{3) 4)}
Schub \perp – \perp	$f_{v,9090,k}$	1,25	1,25	1,25	Neueintrag ⁵⁾
Steifigkeitseigenschaften (in N/mm²)					
Elastizitätsmodul //	$E_{0,mean}$	9000	11000	12000	
Elastizitätsmodul //	$E_{0,05}$	6000	7400	8000	
Elastizitätsmodul \perp	$E_{90,mean}$	300	370	400	
Schubmodul //– \perp	$G_{090,mean}$	560	690	750	Änderung ^{6) 7)}
Schubmodul \perp – \perp	$G_{9090,mean}$	50	50	50	Neueintrag ⁸⁾
¹⁾ Exakte Nomenklatur müsste $f_{m,0,k}$ heißen					
²⁾ Die Festigkeiten bei Biegung quer zur Faser dürften knapp über $f_{t,90,k}$ liegen; dieser Wert ist in der Praxis nahezu nie erforderlich und hier nur der Vollständigkeit halber angegeben					
³⁾ Änderung hinsichtlich einer einheitlichen Nomenklatur.					
⁴⁾ Aus der aktuellen Diskussion um BSH ist hier ein konstanter Wert für alle Festigkeitsklassen wahrscheinlich.					
⁵⁾ Die charakteristische ‚Rollschubfestigkeit‘ des Grundmaterials wurde bis dato nicht ermittelt, der angegebene Wert stammt aus BSP-Prüfungen, die nicht durch strukturelle Randbedingungen zum Bruch führten, sondern augenscheinlich das Material an sich versagte.					
⁶⁾ Änderung hinsichtlich einer einheitlichen Nomenklatur.					
⁷⁾ Aus der aktuellen Diskussion um BSH ist auch hier ein konstanter Wert für alle Festigkeitsklassen wahrscheinlich.					
⁸⁾ Der konstante Wert über alle Festigkeitsklassen ist derzeit in Zulassungen vorhanden, aber nicht versuchstechnisch fundiert.					

4.1.2 Faktoren zur Berücksichtigung der Umwelt

Der Modifikationsbeiwert k_{mod} ist gemäß dem EC 5 für jedes Produkt (jeweils für die drei Nutzungsklassen) angegeben. Da die stabförmigen Produkte Vollholz wie auch Brettschichtholz in der Regel auf Normalkraft beansprucht werden und der Schubanteil relativ gering ist, genügt ein einziger belastungsunabhängiger Modifikationsbeiwert je Nutzungsklasse. Inwieweit diese Annahme auch für diejenigen Belastungen, die erst durch die Plattentragwirkung geweckt werden, berechtigt ist, bleibt Forschungsbedarf der nächsten Zukunft.

Ähnliche Überlegungen (wie für den Modifikationsbeiwert) gelten auch für den Deformationsbeiwert zur Berücksichtigung der Langzeitverformung zufolge Kriechen. In der Literatur findet man dazu für die unterschiedlichen Belastungsrichtungen (meist nur qualitative) Angaben für die vormals als „Kriechzahlen“ bekannten Materialkennwerte (z.B.: Madsen (1992) und Niemz (1993)).

Daraus folgend wäre für eine umfassendere Beschreibung der Primärprodukte eine entsprechende Erweiterung der Tabelle 3.2 „Werte für k_{def} für Holz und Holzwerkstoffe“ aus dem EC 5 wünschenswert.

Tab. 5: *Vorschlag für eine geänderte Tabelle 3.2 gemäß dem EC 5 für Deformationsbeiwerte in Abhängigkeit von der Belastungsart und -richtung*

Baustoffgruppe	Belastungsrichtung	Nutzungsklasse		
		1	2	3
Unidirektionale Holzbaustoffe aus Nadelschnittholz oder Nadelfurnier (Vollholz, Brettschichtholz, Furnierschichtholz)	äquivalent E_0	0,60	0,80	2,00
	äquivalent E_{90} ¹⁾	?	?	?
	äquivalent G_{090} ²⁾	0,60	0,80	2,00
	äquivalent G_{9090} ³⁾	1,9	2,3	?
¹⁾ Derzeit sind keine Werte festgelegt.				
²⁾ Derzeit muss diese Belastungsrichtung wie für Normalkraftbeanspruchung angenommen werden. Die Werte bei Schubbelastung dürften jedoch höher liegen				
³⁾ Die Werte für Nutzungsklasse 1 und 2 wurden gemäß Kapitel 2.3 mit einem Schubmodul $G_{9090} = 50 \text{ N/mm}^2$ aus BSP-Prüfungen ermittelt. Reine Materialkennwerte sind derzeit noch ausständig.				

4.2 Die Systemveränderungen

Dieses Kapitel behandelt die allgemeine Beschreibung der Änderungen hinsichtlich der Festigkeit und Steifigkeit.

4.2.1 Festigkeits- und Steifigkeitswerte

Der Rollschubfestigkeitswert $f_{v,9090,k}$ – wie auch der Steifigkeitswert G_{9090} – ist (oder sollte sein) ein reiner Materialkennwert. Die Tragfähigkeit kann sich aber durch unterschiedlichen Aufbau in einem System verändern. Während das Überschreiten des Festigkeitswertes des Primärproduktes innerhalb der Holzstruktur erfolgt, kann das System unter derselben Belastung an den Grenzen des Prüfkörpers, z.B. der Klebefuge, versagen.

In Abb. 9 (a) ist das strukturelle Versagen in einer Querlage zu Folge Schub dargestellt. Auf Grund von kleinen Verhältnissen von Brettbreite zu Brettstärke b / t kommt es zu hohen Querkraftkräften im Bereich der Klebefuge, welche aus dem Kippmoment, als Resultat der entgegengesetzt wirkenden Normalkräfte der angrenzenden Längslagen, hervortreten. In diesem Fall wird die Querkraftfestigkeit vor Erreichen der Rollschubfestigkeit überschritten. In den derzeit gültigen Zulassungen für Brettspertholz mit hohen Rollschubfestigkeiten

(entsprechend dem Material-Rollschubfestigkeitswert) ist daher ein Mindestwert für das Verhältnis $b / t \geq 4$ festgelegt, um einen Materialschubbruch (Abb. 9 (b)) zu erzielen. Ein geringer Pressdruck, wie z. B. im Falle des Vakuumpressverfahren, benötigt zur gesicherten Flächenverklebung Entlastungsnuten um auch zulässige Verwindungen und Verdrehungen des Ausgangsproduktes Brett „flachdrücken“ zu können. Damit entstehen deutlich kleinere b / t -Verhältnisse, welche strukturbedingt zu geringeren Rollschubfestigkeiten führen (eine Möglichkeit, trotz geringer Pressdrücke ohne Entlastungsnuten gesicherte Klebefugen zu erhalten, liegt in gegenüber der Sortiernorm deutlich erhöhten Anforderungen an die Maßhaltigkeit, die Ebenheit und die Geradheit des Ausgangsproduktes, wie dies z.B. bei geschliffenen Einschichtplatten gegeben ist).

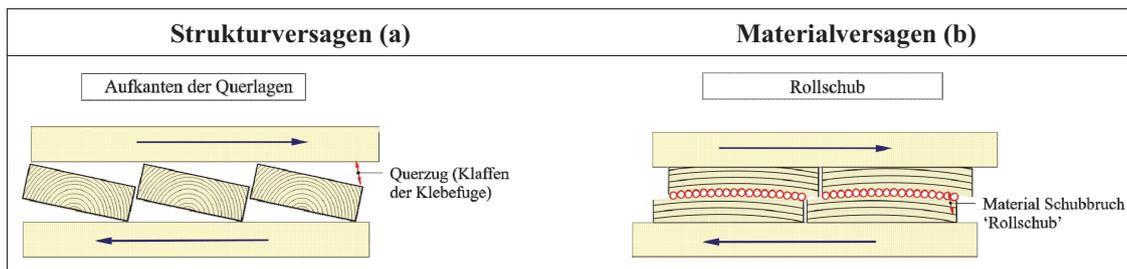


Abb. 9: Struktur- und Materialversagen bei Schubbelastung in Richtung 90/90 (Rollschub)

Somit ist die Systemfestigkeit eine Funktion der Material- bzw. Primärproduktfestigkeit und des systemischen Aufbaues, und kann als Ergebnis einen erhöhenden, aber auch verminderten Wert ergeben.

Wie an diesem Beispiel aufgezeigt, kann – in Anlehnung an ON EN 1194:1999 – jede Festigkeit des Sekundärproduktes Brettsperrholz als Funktion der Festigkeiten des Ausgangsproduktes Brett dargestellt werden, wobei zusätzlich strukturelle Randbedingungen berücksichtigt werden müssen. Ein Versuch einer solchen Zusammenstellung ist in Tab. 6 gegeben, die damit auch den noch offenen Forschungsbedarf aufzeigt. Funktionen für die Steifigkeiten und die Rohdichte wurden ausgespart.

Tab. 6: Festigkeitseigenschaften von Brettsperrholz in Abhängigkeit der Festigkeitseigenschaften des Ausgangsproduktes (unvollständig)

Festigkeitseigenschaften		Anmerkungen
Belastungen normal auf die Plattenebene		
Biegung	$f_{m,BSP,k} = (1,76+5 \cdot COV - f_{t,0,1,k}) \cdot f_{t,0,1,k}^{0,8}$	Anforderung: Anzahl der Bretter in Lastabtragsrichtung ≥ 4
Druck ¹⁾	$f_{c,90,BSP,k} = k_{c,90} \cdot k_{c,BSP} \cdot f_{c,90,1,k}$	Ein erstes Forschungsprojekt zu diesem Thema wurde im Rahmen einer Diplomarbeit bearbeitet (Halili (2008)), weitere Arbeiten werden folgen.
Zug ²⁾	$f_{t,90,BSP,k} = k_{sys_t,90} \cdot f_{t,90,1,k}$	Die Systemtragwirkung bei Querzug ist nicht untersucht
Schub	$f_{v,9090,BSP,k} = f(f_{v,9090,1,k}, b/t_{eff})$ derzeit: $0,7 \leq f_{v,9090,BSP,k} \leq 1,25 \text{ N/mm}^2$	Abhängig vom Querschnittsaufbau und der Lage der Querschichten. Abminderung bei geringen b/t_{eff} -Verhältnissen.
Belastungen in der Scheibenebene		
Biegung ³⁾	$f_{m,BSP,k} = k_{sys_m} \cdot f_{t,0,1,k}$	Die Systemtragwirkung bei Biegung in Scheibenebene ist nicht untersucht
Druck ⁴⁾	$f_{c,0,BSP,k} = k_{sys_c,0} \cdot f_{c,0,1,k}$	Die Systemtragwirkung bei Druck in Scheibenebene ist nicht untersucht
Zug ⁵⁾	$f_{t,0,BSP,k} = k_{sys_t,0} \cdot f_{t,0,1,k}$	Die Systemtragwirkung bei Querzug ist nicht untersucht
Schub	$f_{v,090,BSP,k} = f(f_{v,090,1,k}, b/t_{eff}, u)$ derzeit: $f_{v,090,1,k} \leq f_{v,090,BSP,k} \leq 10,0 \text{ N/mm}^2$	u ... Fugendicke zwischen Brettern innerhalb einer Lage.
<i>Anmerkungen</i>		
1)	$k_{c,90}$ $k_{c,BSP}$ $f_{c,90,1,k}$	Der Faktor $k_{c,90}$ muss für BSP auf Grund der 2-dimensionalen Ausdehnung deutlich mehr Fälle unterscheiden, als dies für BSH der Fall ist (Lasteinwirkung in der Ecke, am Rand, im Feld). Gemäß Halili (2008) kann er einen Wert bis zu 1,67 erreichen. Der Beiwert $k_{c,BSP}$ soll den Unterschied in zwischen der Querdruckfestigkeit des Ausgangsproduktes und der Würfeldruckfestigkeit von BSP beschreiben und ist damit vom Aufbau des Querschnittes abhängig (Schichtanzahl über die Höhe, Schichtdickenverhältnis, ...). Gemäß Halili (2008) liegt der Faktor $k_{c,BSP}$ bei rund 1,3. Die Querdruckfestigkeit $f_{c,90,1,k}$ ist EN 338 zu entnehmen. Tatsächlich handelt es sich dabei um eine Würfeldruckfestigkeit und nicht um die Querdruckfestigkeit der Lamelle. Aus diesem Grund wäre aus heutiger Sicht die Anwendung der Querdruckfestigkeit von BSH vorzuziehen.
2)	$k_{sys_t,90}$	Der Beiwert $k_{sys_t,90}$ könnte das Zusammenwirken mehrerer Lamellen je Schicht in BSP berücksichtigen. Die weiteren Faktoren zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung k_{disp} und des Volumens k_{vol} sind an dieser Stelle nicht angeführt.
3)	k_{sys_m}	Der Beiwert k_{sys_m} soll die Systemtragwirkung von auf Biegung beanspruchte BSP-Elemente symbolisieren. Je nach Anzahl der in Haupttragrichtung übereinander liegenden Lamellen wird sich ein dem Trägermodell ähnlicher Systemeffekt einstellen. Auch die Dicke der Querlagen könnte darauf einen Einfluss haben. Die Brettsperrholzscheibe ohne Querlagen stellt den Extremfall dar und ist in EN 386 als vertikal laminiertes BSH bekannt.
4)	$k_{sys_c,0}$	Für die Systemfaktoren $k_{sys_c,0}$ und $k_{sys_t,0}$ gelten sinngemäß dieselben Überlegungen wie für ³⁾
5)	$k_{sys_t,0}$	

4.2.2 Umwelt berücksichtigende Faktoren

Wie in Kapitel 2.3 gezeigt, lässt sich der Langzeiteinfluss auf die Verformung des Sekundärproduktes Brettsperrholz aus den entsprechend den Belastungsrichtungen resultierenden Deformationsfaktoren des Primärproduktes herleiten. Zu beachten ist dabei, dass dieser neu gewonnene Deformationsbeiwert für Brettsperrholz jedoch vom

Querschnittsaufbau und von der Belastungsrichtung abhängig ist (selbiges dürfte auch für den Modifikationsbeiwert k_{mod} gelten, hier liegen allerdings noch keine Ergebnisse vor).

5 Literatur

Blaß, H.-J.; Görlacher, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von LIGNOTREND-Decken- und Wandsystemen aus Nadelschnittholz (PDF -350K). Bauen mit Holz 103 (2001)

Bogensperger, Th.; Moosbrugger, Th.; Schickhofer, G.: New test configuration for CLT-wall-elements under shear load, CIB W18, 40th Meeting (2007)

Bosl, R.: Zum Nachweis des Trag- und Verformungsverhaltens von Wandscheiben aus Brettsperrholz, Institut for structural engineering, Military University Munich, January (2002)

Brandner, R.: Darstellung des Festigkeits- und Steifigkeitspotentials von BSH-Lamellen in Hinblick auf das "Trägermodell".: 2. Grazer Holzbau-Workshop 2006 (GraHWS'06), Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz, holz.bau forschungs gmbh, (2006)

Entwicklung leistungsfähiger u. wirtschaftlicher Bauelemente zur Erhöhung der Wertschöpfung von minderwertigem Schnittholz (BRESTA-V und BRESTA-H): durch den FFF gefördertes Forschungsprojekt (1996)

CUAP Common Understanding of Assessment Procedure: Solid wood slab element to be used as a structural element in buildings, ETA request No 03.04/06, prepared by "OIB Österreichisches Institut für Bautechnik", Schenkenstraße 4, 1010 Wien, Austria, (2005)

Dujic,B.; Klobcar,S.; Zarnic,R.; Influence of openings on shear capacity of wooden walls, Proceedings of CIB W18/40-15-6, Bled, Slovenia (2007)

Görlacher, R.; Blaß, H.J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Brettsperrholz-Elementen bei Beanspruchung in Plattenebene.: Teil 1 und 2, Bauen mit Holz 11 und 12 (2002)

Guggenberger, W.; Moosbrugger, T.: Mechanics of Cross-Laminated Timber Plates under Uniaxial Bending.: WCTE 2006, 9th World Conference on Timber Engineering (2006)

Halili, Y.: Versuchstechnische Ermittlung von Querdruckkenngrößen für Brettsperrholz.: Diplomarbeit, Institut für Holzbau und Holztechnologie, TU Graz (2008)

Jeitler, G.: Versuchstechnische Ermittlung der Verdrehungskenngrößen von orthogonal verklebten Brettlamellen, Institute for Steel, Timber and Shell Structure, Graz University of Technology, January 2004

Jöbstl, R.-A.; Bogensperger, T.; Moosbrugger, T.; Schickhofer, G.: A Contribution to the Design and System Effect of Cross Laminated Timber: CIB W18, 39th Meeting (2006)

Jöbstl, R.A.; Schickhofer, G.: Comparative Examination of Creep of GLT and CLT Slabs in Bending.: CIB W18, 40th Meeting (2007a)

Jöbstl, R.A.: Praxisgerechte Bemessung von Brettsperrholz.: Ingenieurholzbau Karlsruher Tage, Forschung für die Praxis. Karlsruhe (2007b)

Jöbstl, R.A.; Bogensperger, Th.;Schickhofer, G.: In-Plane Shear Strength of Cross Laminated Timber.: CIB W18, 41st Meeting (2008)

Kreuzinger, H.: Platten, Scheiben und Schalen – Ein Berechnungsmodell für gängige Statikprogramme.: Bauen mit Holz (1/1999)

Moosbrugger, T.; Guggenberger, W.; Bogensperger, T.: Cross-Laminated Timber Wall Segments under homogeneous Shear – with and without Openings.: WCTE 2006, 9th World Conference on Timber Engineering (2006)

Madsen, B.: Structural Behaviour of Timber. Timber Engineering Ltd., ISBN 0-9696162-0-1 (1992)

Niemz, P.: Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe. DRW-Verlag, ISBN 3-87181-324-9 (1993)

Traetta, G.; Bogensperger, Th.; Moosbrugger, Th.; Schickhofer, G.: Verformungen von Brettsperrholzplatten unter Schubbeanspruchung in der Ebene.: 5. Grazer Holzbau-Fachtagung GraHFT'06 (2006)

F Modellunsicherheit im semi-probabilistischen Sicherheitskonzept

G.I. Schuëller, B. Goller

o. Univ.-Prof. Dr.-Ing.habil. Dr.-Ing.E.h. Gerhart I. Schuëller, Ph.D.



Studium: TU Graz und Stanford University (1970)
1970 – 1972 Ass. Prof. an der George Washington University
1972 – 1981 Univ.-Doz. an der TU München
seit 1981 o. Univ.-Prof. an der Universität Innsbruck
seit 2008 Präsident der Europäischen Gesellschaft für Baudynamik
2008 Dr.-Ing.E.h. der Ruhr Universität Bochum
Forschungs- Stochastische Strukturmechanik, Risiko- und
interessen: Zuverlässigkeitsanalyse



Dipl.-Ing. Barbara Goller

1983 Geboren in Bruneck (Südtirol)
1997 – 2002 Realgymnasium in Bruneck
2002 – 2007 Diplomstudium Bauingenieurwesen (Universität Innsbruck)
seit 2007 Doktorandin am AB Mechanik (Universität Innsbruck)
(Doc-fForte Stipendiatin der Österreichischen Akademie der
Wissenschaften)

1 EINFÜHRUNG

Der Trend zu immer größeren und gleichzeitig schlankeren Bauwerken führt gleichzeitig zum Bewusstsein des damit verbunden erhöhten Risikos. Um alle auftretenden Unsicherheiten und somit das Risiko quantifizieren zu können, müssen Berechnungsmethoden verwendet werden, die diesen Anforderungen gerecht werden. Diese Unsicherheiten haben ihren Ursprung in den statistischen Schwankungen aller in den Bemessungsprozess einfließenden Parameter (Parameterunsicherheiten) sowie in den Idealisierungen und Vereinfachungen in der Modellbildung zur Verringerung der Komplexität der tatsächlichen Tragstruktur (Modellunsicherheiten).

Bei der Verwendung von Sicherheitsfaktoren zur Abdeckung von Unsicherheiten in den Annahmen zur Modellbildung wird versucht, das Versagensrisiko so niedrig wie möglich zu halten, indem Extremwerte abgedeckt werden, was somit einem „min-max“-Bemessungskonzept entspricht. Probabilistische Methoden stellen im Gegensatz dazu die Möglichkeit dar, das Versagensrisiko quantitativ zu beschreiben. Die Verwendung von probabilistischen Methoden ermöglicht daher eine realitätsnahe und damit auch wirtschaftliche Bemessung von Tragstrukturen.

Der vorliegende Tagungsbeitrag soll die Grundsätze eines probabilistischen Bemessungskonzeptes sowie die Umsetzung in den nationalen und europäischen Normen erläutern. Der erste Teil befasst sich dabei mit den Grundlagen des semi-probabilistischen Sicherheitskonzeptes, wobei auch die dafür nötigen Grundbegriffe aus der Wahrscheinlichkeitstheorie erläutert werden. Der zweite Teil dieses Manuskriptes konzentriert sich dann auf Modellunsicherheiten, wobei Methoden zur Berücksichtigung dieser Kategorie von Unsicherheiten diskutiert werden und anschließend deren Niederschlag in den Normen erörtert wird.

2 SEMI-PROBABILISTISCHES SICHERHEITSKONZEPT

2.1 Historischer Hintergrund

Die erste Formulierung eines Sicherheitskonzeptes für Baukonstruktionen löste im 19. Jahrhundert die rein empirischen Verfahren ab. Es beruht auf einem deterministischen Konzept, das als „Verfahren der zulässigen Spannungen“ bezeichnet wird und Anfang des 20. Jahrhunderts von den staatlichen Normungen übernommen wurde. Unter der Voraussetzung von linearen Gesetzen für die Einwirkungen und den kinematischen und konstitutiven Beziehungen wird ein Sicherheitsbeiwert für den Widerstand der Struktur eingeführt, der einen Sicherheitsabstand zwischen Einwirkung und Widerstand zur Folge hat. Das Sicherheitsmodell ist daher durch die Beziehungen

$$S_m \leq \frac{R_m}{\gamma_0} \tag{1}$$

S_m	Nominalwert der Beanspruchung
R_m	Nominalwert des Widerstandes
γ_0	Sicherheitsfaktor

bzw.

$$\sigma_{vorh} \leq \sigma_{zul} \quad [2]$$

σ_{vorh} vorhandene Spannung
 σ_{zul} zulässige Spannung

gegeben. Der offensichtliche Nachteil dieses Bemessungskonzeptes liegt in der Einschränkung der Anwendbarkeit auf lineare Systeme und in der physikalischen Interpretation des Parameters γ_0 , der sowohl Einwirkungen als auch Widerstand erfassen soll, was zu einer Festlegung dieses Parameters ohne Grundlage von physikalischen Daten führt. Des Weiteren können die Streuungen der Strukturparameter und der Einwirkungen mit diesem Verfahren nicht erfasst werden, da man die Auswirkungen von Veränderungen der Wahrscheinlichkeitsfunktionen bei gleich bleibenden Nominalwerten S_m und R_m auf die Versagenswahrscheinlichkeit nicht erfassen kann (siehe Abb. 2-1).

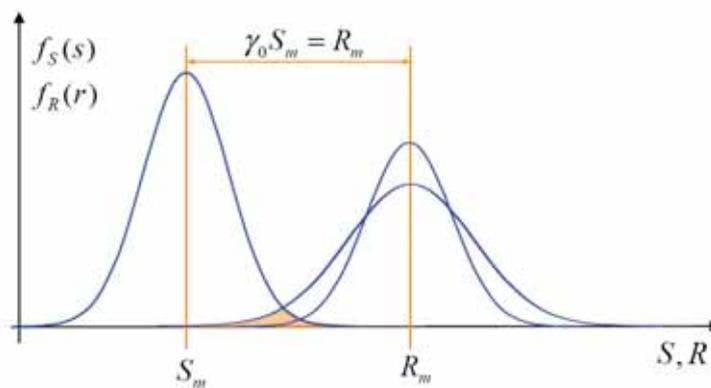


Abb. 2-1: *Deterministisches Sicherheitskonzept*

Aufgrund zum Teil äußerst konservativer Annahmen führte dieses deterministische Konzept zu Bauwerken mit hoher Zuverlässigkeit, obgleich keine quantitative Aussage über die tatsächliche Versagenswahrscheinlichkeit gemacht werden konnte. Die Forderung nach Wirtschaftlichkeit sowie Transparenz der Bemessung von Tragwerken führte zur Entwicklung eines probabilistischen Sicherheitskonzeptes, das die Unsicherheiten bzw. statistischen Streuungen aller im Bemessungsprozess auftretenden Parameter berücksichtigt. Der große Vorteil dieser Methode ist die damit ermöglichte *Quantifizierung* der Sicherheit des Bauwerkes.

Die Grundlagen für die probabilistische Bemessung von Bauwerken legte im Jahre 1989 die ÖNORM B 4040 (Gründruck) (Ref. [1,2]) fest, die die Zuverlässigkeitsanalyse in die so genannten Level I-, II- und III-Verfahren gliedert. Auf dem Level I-Verfahren basiert das in den meisten Normen verwendete Sicherheitsmodell mit Teilsicherheitsfaktoren, deren Bestimmung mittels des Level II-Verfahrens erfolgt. Die Bemessung von Sonderbauwerken bedarf einer Bemessung nach Level III, was einer reinen probabilistischen Methode entspricht (z.B. Monte-Carlo Simulation). Die Grundlagen der probabilistischen Tragwerksbemessung gehen auf A.M. Freudenthal (Ref. [3-5]) zurück, der damit die lange ungenutzten Erkenntnisse von M. Mayer (Ref. [6]) in den Fokus der Entwicklungen des Sicherheitskonzeptes rückte.

Die Grundlagen des derzeit meist verwendeten Sicherheitsmodells, dem so genannten semi-probabilistischen Sicherheitskonzeptes, seien im nächsten Abschnitt zusammengefasst (siehe auch Ref. [7-11]).

2.2 Das semi-probabilistische Sicherheitskonzept

2.2.1 Allgemeines

Das semi-probabilistische Sicherheitskonzept ermöglicht eine Erfassung der Unsicherheiten, die im Zuge des Bemessungsprozesses auftreten. Die Zuverlässigkeit eines Tragwerkes ist mit Hilfe dieser Methode quantifizierbar, die Anwendbarkeit ist für jeglichen Tragwerkstypus gegeben und gleichzeitig ist die Methode mit geringem Rechenaufwand verbunden.

2.2.2 Einige Grundbegriffe der Wahrscheinlichkeitstheorie

Das semi-probabilistische Sicherheitskonzept beruht auf der statischen Beschreibung der Eingangsvariablen. Jede Zufallsvariable wird durch eine Wahrscheinlichkeitsverteilung (Dichtefunktion) $f_X(x)$ mit Mittelwert m_x und Standardabweichung σ_x charakterisiert (siehe Abb. 2-2), deren Bestimmung auf der Grundlage von gemessenen Daten beruht.

Die Dichtefunktion $f_X(x)$ lässt Aussagen über die relativen Auftretenswahrscheinlichkeiten von X treffen. Der Zusammenhang mit der kumulativen Wahrscheinlichkeitsfunktion ist durch die Beziehung

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^x f_X(x) dx \quad [3]$$

$f_X(x)$ Dichtefunktion des Parameters X
 $F_X(x)$ $F_X(x)$ kumulative Wahrscheinlichkeitsfunktion des Parameters X

bzw.

$$f_X(x) = \frac{dF_X(x)}{dx} \quad [4]$$

gegeben. Dieses auch als Verteilungsfunktion bezeichnete Integral $F_X(x)$ gibt an, welcher Anteil der Ereignisse X kleiner oder gleich x ausfällt. Gleichzeitig kann $F_X(x)$ auch als die Wahrscheinlichkeit interpretiert werden, dass $X \leq x$ ist, d.h.

$$F_X(x) = P[X \leq x] \quad [5]$$

$F_X(x)$ kumulative Wahrscheinlichkeitsfunktion des Parameters X
 $P[\cdot]$ Wahrscheinlichkeit

Dies leitet über zum Begriff des Fraktilwertes (Quantilwertes) x_p , der als jener Wert definiert wird, der mit einer Wahrscheinlichkeit p unterschritten oder höchstens erreicht wird. Es handelt sich somit um jenen Wert von x , an dem die Summenhäufigkeit den entsprechenden Wert annimmt. So gilt z.B. für den 95%-Fraktilwert $x_{95\%}$ der Zusammenhang $F(x_{95\%}) = 95\%$.

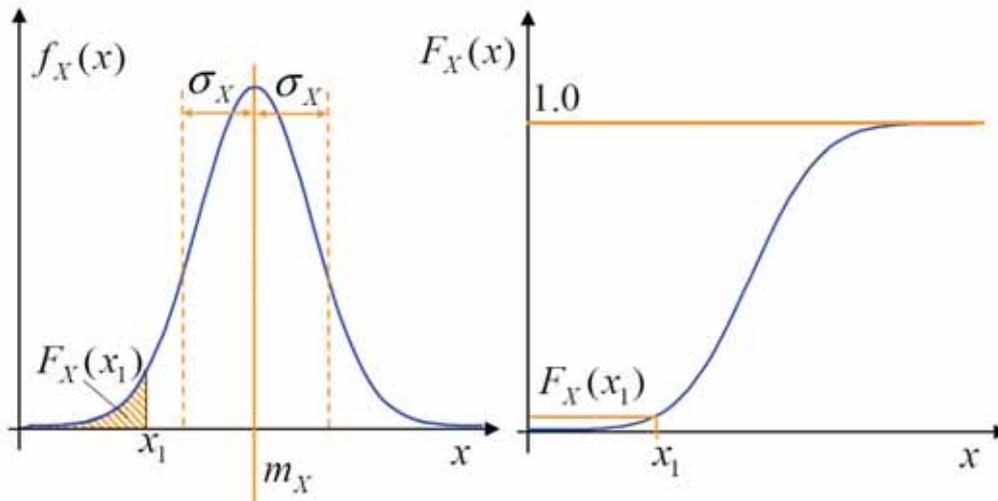


Abb. 2-2: Dichtfunktion $f_X(x)$ mit Mittelwert m_X und Standardabweichung σ_X (links) und kumulative Wahrscheinlichkeitsfunktion

2.3 Tragwerkssicherheit

Die Grundlage für die Berechnung der Tragwerkssicherheit ist die Formulierung einer Grenzzustandsfunktion

$$Z = R_d - S_d = 0 \tag{6}$$

$Z = 0$	Grenzzustand
S_d	Bemessungswert (Designwert) der Beanspruchung
R_d	Bemessungswert (Designwert) des Tragwerkswiderstandes

sodass der Versagensbereich durch

$$Z \leq 0 \tag{7}$$

und der sichere Bereich durch

$$Z > 0 \tag{8}$$

gegeben ist. Die Wahrscheinlichkeit des Versagens ist somit durch $P[Z \leq 0] = p_f$ gegeben (siehe Abb. 2-3). Da die Beanspruchung S und der Tragwerkswiderstand R streuende Größen darstellen, ist auch die Variable Z eine Zufallsvariable von zunächst noch unbekanntem Verteilungstyp.

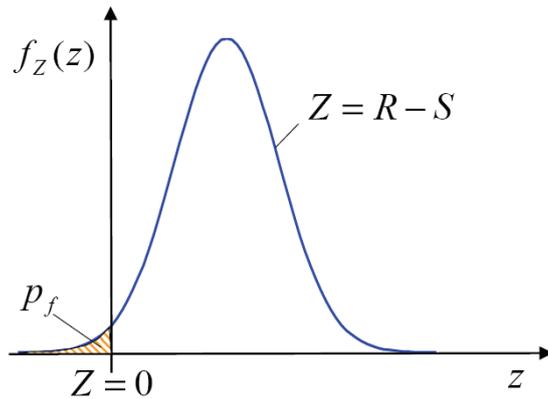


Abb. 2-3: Verteilung der Variablen Z und Grenzzustand definiert durch $Z = 0$

Die Aufgabe besteht also darin, Sicherheitsfaktoren für die Beanspruchung und den Widerstand festzulegen, sodass die geforderte Tragwerkssicherheit erreicht werden kann, d.h. das Ereignis

$$R_d - S_d \geq 0 \tag{9}$$

$$\frac{R_k}{\gamma_R} \geq \gamma_S S_k \tag{10}$$

R_k	charakteristischer Wert des Widerstandes
S_k	charakteristischer Wert der Einwirkung
γ_R	Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand
γ_S	Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung

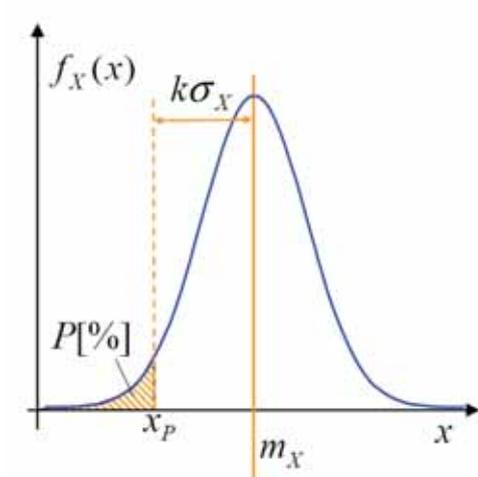
muss den Anforderungen an die Zuverlässigkeit genügen. Die charakteristischen Werte stellen Fraktilwerte dar und können – unter Annahme einer Normalverteilung – folgendermaßen berechnet werden:

$$R_k = m_R - k_R \sigma_R \tag{11}$$

$$S_k = m_S + k_S \sigma_S \tag{12}$$

m_R	Mittelwert des Widerstandes
m_S	Mittelwert der Einwirkung
k_R, k_S	Index der charakteristischen Werte
σ_R	Standardabweichung des Widerstandes
σ_S	Standardabweichung der Einwirkung

Der Zusammenhang zwischen dem Faktor k und dem Fraktilwert ist in Tab.2-1 bzw. in Abb.2-4 dargestellt.



Tab. 2-1: Zusammenhang zwischen Fraktilen [%] und dem Index k

P[%]	k
10	1,282
5	1,645
1	2,326

Abb. 2-4: Zusammenhang zwischen Fraktilen [%] und k

Unter der Annahme, dass Widerstand sowie Einwirkungen als Gaußverteilte Zufallsvariablen dargestellt werden können, ergibt sich für den Mittelwert und die Standardabweichung von Z folgender Zusammenhang:

$$m_Z = m_R - m_S \tag{13}$$

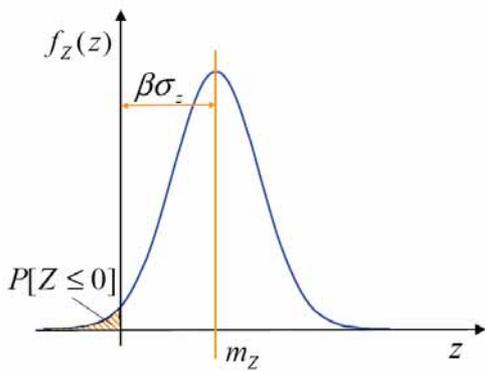
$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \tag{14}$$

m_Z Mittelwert der Variablen Z
 σ_Z Standardabweichung der Variablen Z

Aus diesen Größen lässt sich der so genannte Sicherheitsindex β berechnen:

$$\beta = \frac{m_Z}{\sigma_Z} \tag{15}$$

Der Zusammenhang des Sicherheitsindex β und der Versagenswahrscheinlichkeit $P[Z \leq 0] = p_f$ ist in Tab. 2-2 bzw. Abb.2-5 erläutert.



Tab. 2-2: Zusammenhang zwischen den β -Werten und der Versagenswahrscheinlichkeit p_f

$P[Z \leq 0] = p_f$	β
10^{-2}	2,33
10^{-3}	3,09
10^{-4}	3,72
10^{-5}	4,27
10^{-6}	4,75

Abb. 2-5: Zusammenhang zwischen den β -Werten und der Versagenswahrscheinlichkeit p_f

Einsetzen von Gl. [13] und [14] in Gl. [15] und Umformung ergibt

$$\frac{m_Z}{\sigma_Z} = \frac{m_R - m_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \beta \tag{16}$$

$$\beta \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} = m_R - m_S \tag{17}$$

$$\beta \frac{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = m_R - m_S \tag{18}$$

Die Einführung von den Wichtungsfaktoren α_R und α_S , die durch

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \tag{19}$$

$$\alpha_S = \frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \tag{20}$$

definiert sind, führt zu

$$\beta \alpha_R \sigma_R + \beta \alpha_S \sigma_S = m_R - m_S \tag{21}$$

$$m_R (1 - \beta \alpha_R V_R) - m_S (1 + \beta \alpha_S V_S) = 0 \tag{22}$$

V_R Variationskoeffizient des Widerstandes ($V_R = \sigma_R / m_R$)
 V_S Variationskoeffizient der Beanspruchung ($V_S = \sigma_S / m_S$)

$$\frac{m_R}{m_S} = \frac{1 + \beta \alpha_S V_S}{1 - \beta \alpha_R V_R} \tag{23}$$

Verwendung von Gl. [11] und [12] in Gl. [23] definiert den Zusammenhang von Gl. [23] mit dem so genannten Nennsicherheitsfaktor v , der durch

$$v = \frac{R_k}{S_k} \tag{24}$$

gegeben ist. Der Nennsicherheitsfaktor lässt sich demnach anschreiben als

$$v = \frac{m_R}{m_S} \cdot \frac{1 - k_R V_R}{1 + k_S V_S} \tag{25}$$

$$v = \frac{1 + \beta \alpha_S V_S}{1 - \beta \alpha_R V_R} \cdot \frac{1 - k_R V_R}{1 + k_S V_S} \tag{26}$$

$$v = \frac{1 + \beta \alpha_S V_S}{1 + k_S V_S} \cdot \frac{1 - k_R V_R}{1 - \beta \alpha_R V_R} = \gamma_S \gamma_R \tag{27}$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte für den Widerstand und Beanspruchung lauten daher:

$$\gamma_R = \frac{1 - k_R V_R}{1 - \beta \alpha_R V_R} \tag{28}$$

$$\gamma_S = \frac{1 + \beta \alpha_S V_S}{1 + k_S V_S} \tag{29}$$

Das Konzept des semi-probabilistischen Sicherheitsmodells ist zusammenfassend in Abb. 2-6 schematisch dargestellt.

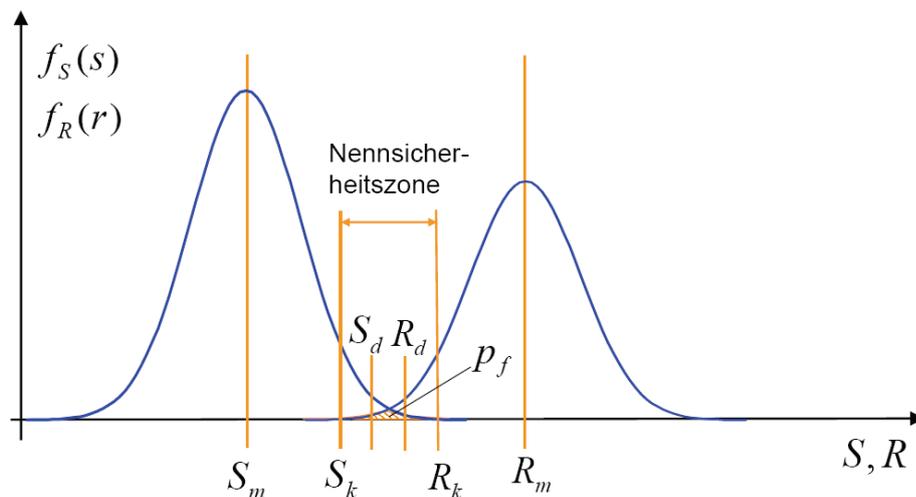


Abb. 2-6: Das semi-probabilistische Sicherheitskonzept

In der baupraktischen Anwendung muss somit der Nachweis der deterministischen Gl. [10] unter Verwendung von Teilsicherheitsfaktoren erbracht werden, die auf probabilistische Weise ermittelt worden sind. Daher leitet sich die Bezeichnung des semi-probabilistischen Sicherheitskonzeptes ab. Mit Erfüllen der deterministischen Gl. [10] wird somit erreicht, dass der Versagenszustand $Z \leq 0$ nur mit der festgelegten d.h. kontrollierbaren Wahrscheinlichkeit auftreten kann.

2.3.1 Einwirkungen und Kombinationen

Für die Einwirkungskombinationen ergeben sich je nach Bemessungssituation (Nachweis der Tragsicherheit oder Gebrauchstauglichkeit) sowie nach Lastsituationen aufgrund der unterschiedlichen Streuungen (z.B. Eigengewicht und Verkehrslasten) unterschiedliche Teilsicherheitsfaktoren.

Allgemein betrachtet müssen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit folgende Kombinationen berücksichtigt werden (z.B. laut Ref. [12]):

Normalsituation und Bauzustand:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [30]$$

“+“	bedeutet „zu kombinieren mit“
E_d	Bemessungswert der Einwirkung
$\gamma_{G,j}$	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Last j
$G_{k,j}$	Charakteristischer Wert der ständigen Last j
γ_{Pj}	Teilsicherheitsbeiwert eine Vorspannkraft
P	Vorspannkraft
$\gamma_{Q,1}$	Teilsicherheitsbeiwert für die dominierende veränderliche Einwirkung
$Q_{k,1}$	Charakteristischer Wert der dominierenden veränderlichen Einwirkung
$\gamma_{Q,i}$	Teilsicherheitsbeiwert für begleitende veränderliche Einwirkung i
$Q_{k,i}$	Charakteristischer Wert der begleitenden veränderlichen Einwirkung i
$\psi_{0,i}$	Kombinationsbeiwert

Außergewöhnliche Lastsituation (Feuer, Impakt):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ or } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [31]$$

A_d	Bemessungswert der außergewöhnlichen Last
$\psi_{1,1}$	Kombinationsbeiwert für die dominierende veränderliche Einwirkung (falls häufige Last)
$\psi_{2,1}$	Kombinationsbeiwert für die dominierende veränderliche Einwirkung (falls quasi ständige Last)
$\psi_{2,i}$	Kombinationsbeiwert für begleitende, quasi ständige Einwirkung i

Erdbebenlast:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \gamma_I A_{Ek} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [32]$$

A_{Ek}	Charakteristischer Wert der Erdbebenlast
γ_I	Wichtigkeitsfaktor (siehe EN 1998)

Bei der Bemessung für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unterscheidet man zwischen der charakteristischen Lastsituation (Lebensdauer), sowie der häufigen und quasi ständigen Lastsituation. Die entsprechenden Lastkombinationen sind im Folgenden angeführt.

Charakteristische Lastkombination:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [33]$$

Häufige Lastkombination:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \cdot P \cdot \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [34]$$

Quasi-permanente Lastkombination:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \cdot P \cdot \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [35]$$

2.3.2 Widerstand und Beanspruchbarkeit

Diesen Bemessungslastfällen steht der Widerstand eines Bauwerkes gegenüber. Die Beanspruchbarkeit einer Konstruktion ergibt sich aus dem charakteristischen Wert und dem Teilsicherheitsbeiwert, wie in den vorigen Abschnitten erläutert.

Der Bemessungswert einer Materialeigenschaft ist lt. Ref. [12] demnach folgendermaßen zu berechnen

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad [36]$$

X_d	Bemessungswert einer Baustoffeigenschaft
X_k	Charakteristischer Wert der Baustoffeigenschaft
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für die Baustoffeigenschaft

Für die Bemessungswerte der geometrischen Abmessungen werden die nominalen Werte, d.h.

$$a_d = a_{nom} \quad [37]$$

a_d	Bemessungswert einer geometrischen Abmessung
a_{nom}	Nominalwert der geometrischen Abmessung

bzw. bei hoher Sensitivität der Zuverlässigkeit in Bezug auf die geometrischen Abmessungen

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad [38]$$

Δa	Abweichung der geometrischen Abmessung vom Nominalwert
------------	--

verwendet. Auf die Anwendung der Sicherheitsfaktoren im Holzbau wird im Abschnitt 3.3.4 näher eingegangen.

Die Erläuterungen zum probabilistischen Aspekt dieses Sicherheitskonzeptes und zu deren Umsetzung in den Normen waren auf *Parameterunsicherheiten*, d.h. Unsicherheiten, die durch Variationen der Eingangsparameter hervorgerufen werden, konzentriert. Im nächsten Kapitel sollen Ansätze zur Quantifizierung und Berücksichtigung von *Modellunsicherheiten* und deren Niederschlag in den Normen diskutiert werden.

3 Modellunsicherheiten

3.1 Allgemeines

Tragwerksbemessungen, die auf dem Verfahren der zulässigen Spannungen (siehe Abschnitt 2.1) beruhen, stellen rein deterministische Berechnungsverfahren dar, die auf der Annahme

der exakten Bestimmbarkeit der Parameter gründen. Durch die Einführung des probabilistischen Sicherheitskonzeptes konnte man die Streuungen der in den Bemessungsprozess einfließenden Variablen statistisch erfassen. Allerdings ist damit noch nicht die vollständige Erfassung aller Unsicherheit gegeben, denn in neuesten Forschungsentwicklungen wird zunehmend auch das Modell an sich als stochastisch betrachtet (siehe Abb. 3-1).

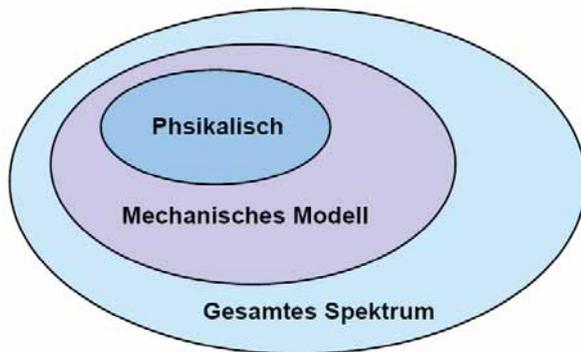


Abb. 3-1: Spektrum der Unsicherheiten (Ref. [14])

Diese als Modellunsicherheiten bezeichneten Unschärfen resultieren aus Idealisierungen und Vereinfachungen der Realität. Modellunsicherheiten betreffen z.B. Annahme von Randbedingung: so können unter der Annahme einer starren Verbindung die Effekte, die durch eine Verdrehung zweier Balken hervorgerufen werden, nicht erfasst werden (siehe Abb. 3-2). Weitere Beispiele stellen die Verwendung der Euler- bzw. Timoshenko Balkentheorie dar oder die Annahme der Kirchhoff'schen bzw. Mindlin-Reissner Plattentheorie. Die Anwendung dieser Theorien führt zu vereinfachten Modellen, gleichzeitig können allerdings bestimmte Effekte nicht erfasst werden. Klarerweise ist es aufgrund der hohen Komplexität der Realität unmöglich, exakte Tragwerksmodelle zu erstellen. Die entscheidende Frage ist allerdings, *in welchem Maße* das idealisierte Ingenieursmodell von der Realität abweicht.

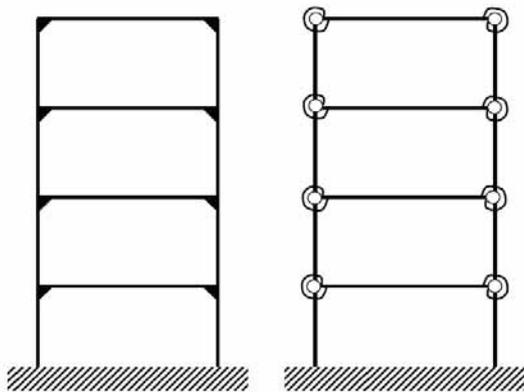


Abb. 3-2: Modellierung von Randbedingungen: starre Verbindungen (links) und Drehfeder (rechts)

Wie in Abschnitt 2.1 erläutert, führten die Forderungen nach höherer Wirtschaftlichkeit und nach Quantifizierung der Tragwerkszuverlässigkeit zur Entwicklung von probabilistischen Methoden zur Erfassung von Parameterunsicherheiten. Um diesem Ziel noch stärker gerecht

zu werden, ist das – im ersten Schritt vor allem wissenschaftliche – Interesse auf die Erfassung und Quantifizierung von Modellunsicherheiten gerichtet, um so das gesamte Spektrum an Unsicherheiten abzudecken.

3.2 Methoden zur Erfassung von Modellunsicherheiten

Die Methoden zur Erfassung von Modellunsicherheiten können in drei Kategorien unterteilt werden:

1. Parametrischer Ansatz
2. Nicht-parametrischer Ansatz
3. Bayes-Statistik

Die einzelnen Methoden sollen im Folgenden kurz dargestellt werden.

3.2.1 Parametrischer Ansatz

Die ersten Ansätze zur Verwendung des parametrischen Ansatzes zur Berücksichtigung von Modellunsicherheiten beruhen auf der Idee, dass Modellunsicherheiten innerhalb der Kategorie der Parameterunsicherheiten berücksichtigt werden und wie diese dann innerhalb eines probabilistischen Sicherheitskonzeptes erfasst werden. Die Vorgangsweise dieses parametrischen Ansatzes ist in Abb. 3-3 nochmals zusammenfassend dargestellt. Parametrische Methoden simulieren möglichst viele Szenarien von Kombinationen der Eingangsparameter, sodass die Ausgabewerte, wie etwa die Spannung in Abb. 3-3, statistisch beschrieben werden können.

Wie diese Berücksichtigung innerhalb der Parameterunsicherheiten erfolgen kann, sei am oben erwähnten Beispiel erläutert (siehe Abb. 3-2): Die Modellunschärfe, d.h. die nicht berücksichtigte, mögliche Verdrehung der Verbindungsbalken, kann durch die Einbeziehung einer zusätzlichen Variablen, d.h. einer Drehfedersteifigkeit, explizit modelliert werden. Die statistischen Streuungen dieser Variablen können dann wiederum im Rahmen des semi-probabilistischen Sicherheitskonzeptes erfasst werden. Für detaillierte Erläuterungen zu diesem Ansatz sei der Leser auf Ref. [14,15] verwiesen.

Der Nachteil dieser Methode liegt in der Schwierigkeit, komplexere, nicht modellierte Phänomene mit Modellparametern zu erfassen.

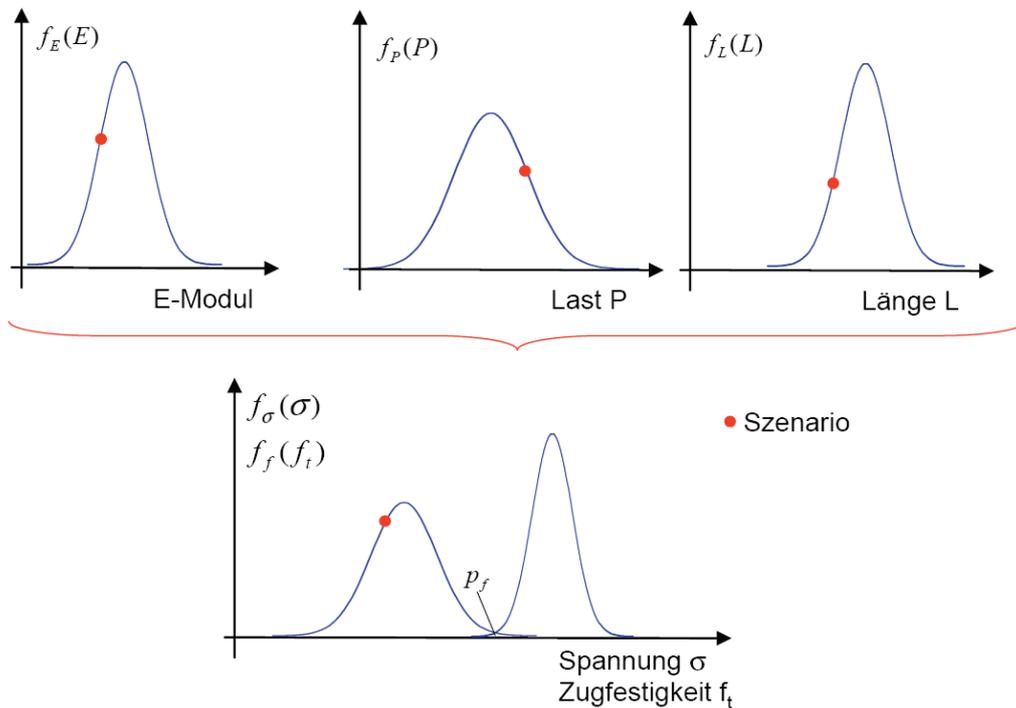


Abb. 3-3: Parametrischer Ansatz zur Berücksichtigung von Unsicherheiten

3.2.2 Nicht-parametrischer Ansatz

Parametrische Ansätze zur Berücksichtigung und Quantifizierung von Unsicherheiten sind auf der statistischen Beschreibung von Struktur- und Belastungsparametern begründet. Im nicht-parametrischen Ansatz werden im Unterschied zur parametrischen Vorgangsweise nun nicht mehr die Unsicherheiten im Parameterraum, sondern direkt auf der Ebene der Strukturmatrizen, d.h. der Masse, Steifigkeit und Dämpfung, berücksichtigt. Dies bedeutet, dass nun nicht mehr möglichst viele Szenarien mit Kombinationen von zufälligen Werten der *physikalischen Struktur- und Belastungsparameter* durchgespielt werden, sondern es werden nun die *Einträge der Strukturmatrizen direkt* als Zufallsvariable dargestellt. Die Verteilungsfunktionen der Matrizeneinträge sind dabei so gewählt, dass sowohl Parameter- als auch Modellunsicherheiten berücksichtigt werden können.

In Bezug auf das Beispiel mit dem vierstöckigen Rahmen bedeutet dies, dass die Steifigkeit der Verbindungen nicht direkt als Zufallsvariable zur Erstellung der Steifigkeitsmatrix eingeht, sondern dass die der Zufallsmatrizen zugrunde liegenden Verteilungen diese Variation der Steifigkeit berücksichtigen (siehe Abb. 3-4).

Genauere Erläuterungen zum nicht-parametrischen Ansatz können z.B. in Ref. [16,17] gefunden werden.

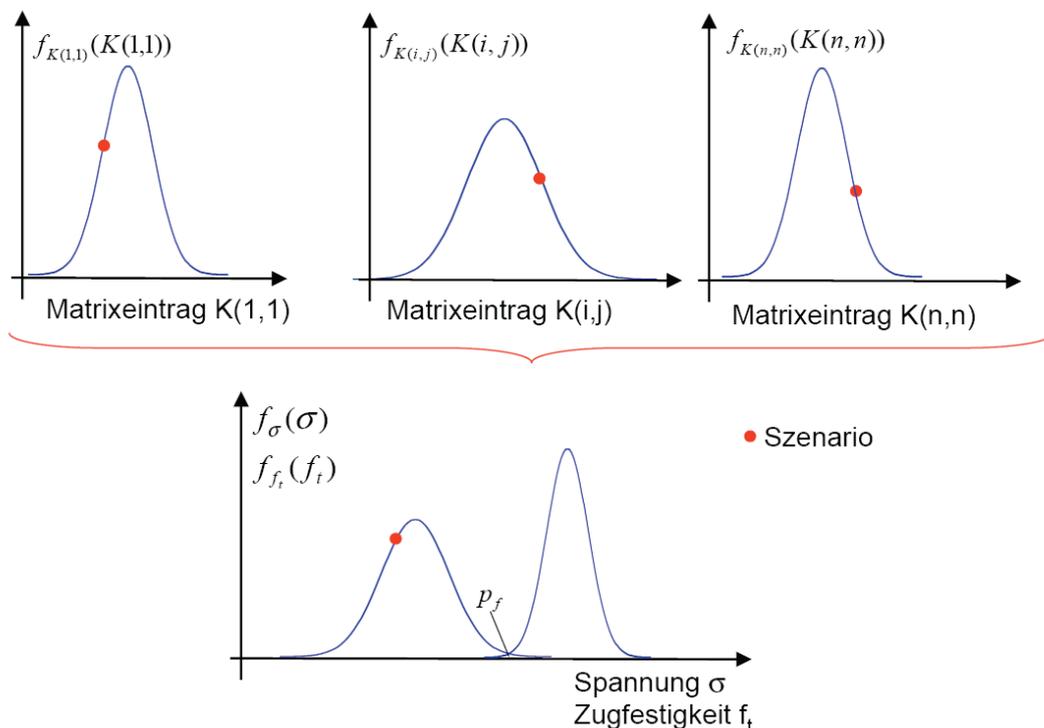


Abb. 3-4: Nicht-parametrischer Ansatz zur Berücksichtigung von Unsicherheiten (K =Steifigkeitsmatrix, n = Dimension der Steifigkeitsmatrix)

3.2.3 Bayes'sche Statistik

Eine weitere alternative Möglichkeit zur Berücksichtigung von Modellunsicherheiten bzw. zur Möglichkeit der Modellklassifizierung stellt die Bayes'sche Statistik dar, deren Grundlage das Theorem nach Bayes ist:

$$P(A | B) = \frac{P(B | A)P(A)}{P(B)} \tag{39}$$

$P(\cdot \cdot)$	bedingte Wahrscheinlichkeit
A	Ereignis A
B	Ereignis B

Für den Zweck der Modellklassifikation können das Ereignis A als das Ereignis, dass das Modell i zutrifft und Ereignis B als die Daten bezeichnet werden. Dies führt zu folgender Formulierung von obiger Gl. [39]:

$$P(M_i | D) = \frac{P(D | M_i)P(M_i)}{P(D)} \tag{40}$$

$P(M_i D)$	Wahrscheinlichkeit von Modell i aufgrund der Daten
$P(D M_i)$	Wahrscheinlichkeit der Daten unter der Bedingung von Modell M_i
$P(M_i)$	A priori Wahrscheinlichkeit von Modell i (ohne Grundlagen von Daten)
$P(D)$	Wahrscheinlichkeit von D (entspricht Normalisierungskonstanten)

Auf Grundlage von durchgeführten experimentellen Messungen und der Verwendung von a priori Wissen über die Wahrscheinlichkeit der einzelnen Modelle kann dann eine Klassifikation der möglichen Modelle durchgeführt werden. Dies bedeutet, dass das Bayes

Theorem Aussagen über die Plausibilität, d.h. Wahrscheinlichkeiten, der einzelnen Modelle schließen lässt.

Zur Erläuterung dieses Ansatzes soll wiederum das Rahmenbeispiel verwendet werden: Die zwei möglichen Modelle, aus denen eines für den Bemessungsprozess ausgewählt werden soll, sind durch starre Verbindungen bzw. durch Drehfedern charakterisiert (siehe Abb. 3-2). Daten von z.B. Verschiebungen und Spannungen aus einem Belastungstest stehen zur Verfügung. Die Aufgabe des Ingenieurs ist es nun festzustellen, welches dieser beiden Modelle die experimentellen Daten am besten wiedergeben kann, d.h. welches dieser beiden Modelle auf Grundlage der vorhandenen Daten wahrscheinlicher (plausibler) ist.

Ein Vorteil dieses Verfahrens ist, dass künftige zusätzliche Daten in dem Modell in Form einer Aktualisierung direkt berücksichtigt werden können.

Detaillierte Erläuterungen zur Bayes'schen Statistik findet man z.B. in Ref. [18], die Anwendung im Ingenieurwesen ist z.B. in Ref. [19,20] diskutiert. In Bezug auf die spezielle Applikation im Bereich der Modellunsicherheiten sei z.B. auf Ref. [21] verwiesen.

3.3 Berücksichtigung von Modellunsicherheiten in den Normen

3.3.1 Allgemeines

Nach diesem Überblick in Bezug auf die Ansätze zur Berücksichtigung von Modellunsicherheiten soll nun im folgenden Abschnitt gezeigt werden, inwiefern diese Kategorie von Unsicherheiten durch die Normen abgedeckt wird. Dabei sollen die erste nationale Norm, die ein probabilistisches Sicherheitskonzept vorgeschlagen hat sowie die aktuellen europäischen Normen ins Blickfeld gerückt werden.

3.3.2 ÖNORM B 4040: Allgemeine Grundsätze über die Zuverlässigkeit von Tragwerken

Der erste Ansatz zur Berücksichtigung von Modellunsicherheiten in den staatlichen Normen erfolgte mit der Einführung eines Sicherheitsfaktors γ_{mod} in der ÖNORM B 4040 (siehe Ref. [1]). Mit der Einbeziehung dieses Faktors wollte man erstmals Ingenieure auf die Existenz von Modellunsicherheiten hinweisen. Genauere Information zu dieser Kategorie von Unsicherheiten bzw. mögliche Methoden zur Berücksichtigung und Quantifizierung dieses Risikos wurden nicht angeführt. Der Benutzer wurde nämlich lediglich auf weiterführende Fachliteratur verwiesen und in den Erklärungen zum Nachweisverfahren wurde der Sicherheitsfaktor gleich $\gamma_{\text{mod}} = 1.0$ gesetzt.

3.3.3 EN 1990 EUROCODE – Grundlagen der Tragwerksplanung

Auch im Eurocode (siehe Ref. [12]) findet man das Thema der Modellunsicherheiten wieder. Allerdings sind im Vergleich zur ÖNORM B 4040 noch keine Veränderungen im Hinblick auf die Erfassung von Modellunsicherheiten erfolgt. Der Eurocode unterteilt Unsicherheiten in die beiden Kategorien der Parameter- und Modellunsicherheiten indem die Sicherheitsbeiwerte

- γ_g für ständige Lasten aufgrund von Parameterunsicherheiten und γ_G für ständige Lasten aufgrund von Parameter- und Modellunsicherheiten,
- γ_q für veränderliche Lasten aufgrund von Parameterunsicherheiten und γ_Q für veränderliche Lasten aufgrund von Parameter- und Modellunsicherheiten

eingeführt werden. Die Sicherheitsfaktoren γ_G und γ_Q können dabei in der Form

$$\gamma_G = \gamma_g \gamma_{sd} \quad [41]$$

$$\gamma_Q = \gamma_q \gamma_{sd} \quad [42]$$

angeschrieben werde. Der Wertebereich des Sicherheitsfaktors zur Berücksichtigung von Modellunsicherheiten γ_{sd} wurde mit 1,05-1,15 angegeben (siehe Ref. [12], Annex A1), wobei diese Werte unbegründet bleiben und im Hinblick auf mögliche Modifikationen dieser Werte auf die nationalen Anhänge verwiesen wird.

3.3.4 EN 1995-1-1 EUROCODE 5 – Bemessung und Konstruktion von Holzbauten

Der Eurocode für den Holzbau (Ref. [13]) übernimmt die Regelungen des Eurocodes EN 1990, weshalb obige Erläuterungen auch auf dieses Dokument zutreffen. Zusätzlich sind allerdings für die Bemessungen im Holzbau weitere Sicherheitsfaktoren eingeführt worden, die Modellunsicherheiten berücksichtigen sollen.

So wird z.B. in der Bestimmung des Bemessungswertes des Widerstandes

$$R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_M} \quad [43]$$

R_d	Bemessungswert der Beanspruchbarkeit
R_k	Charakteristischer Wert der Beanspruchbarkeit
k_{mod}	Modifikationsbeiwert für Lasteinwirkungsdauer und Feuchtegehalt
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft

der Faktor k_{mod} eingeführt. Mit diesem Faktor wird der in den Berechnungen nicht berücksichtigte Effekt, den ein unterschiedlicher Feuchtegehalt sowie die Lastaufbringungsdauer auf die Ausgabegrößen darstellt, modelliert.

Ebenso erwähnt sei der Faktor $k_{c,90}$, der bei der Bemessung auf Druck senkrecht zur Faserrichtung in die Berechnung miteinbezogen wird.

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad [44]$$

$\sigma_{c,90,d}$	Bemessungswert der Druckspannung in der Kontaktfläche rechtwinklig zur Faserrichtung
$f_{c,90,d}$	Bemessungswert der Druckspannung rechtwinklig zur Faserrichtung

Da eine mögliche Spaltgefahr sowie der Grad der Druckverformung nicht explizit in der Bemessung aufscheinen, soll der Sicherheitsfaktor $k_{c,90}$ diese Phänomene abdecken.

Als letztes Beispiel zur Abdeckung von Modellunsicherheiten in der Bemessung von Holzbauten wird der Faktor k_m angeführt, der in der Biegebemessung aufscheint.

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad [45]$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad [46]$$

$\sigma_{m,y,d}$ und $\sigma_{m,z,d}$	Bemessungswerte der Biegespannung um die Hauptachsen
$f_{m,y,d}$ und $f_{m,z,d}$	zugehörige Bemessungswerte der Biegesteifigkeiten

Dieser Sicherheitsfaktor k_m berücksichtigt die Spannungsverteilungen in Verbindung mit den Inhomogenitäten des Baustoffes in einem Querschnitt. Damit erfasst dieser Beiwert einen

nicht modellierten Effekt der Bemessung und kann somit als ein weiterer Sicherheitsfaktor zur Abdeckung von Modellunsicherheiten bezeichnet werden.

4 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Dieser Tagungsbeitrag erläuterte die Grundsätze der probabilistischen Bemessung und deren Niederschlag in den Normen als semi-probabilistisches Sicherheitskonzept. Diese Bemessungsmethode erfasst allerdings nur Unsicherheiten, die durch Streuungen der physikalischen Parameter ausgelöst werden, nicht jedoch Unsicherheiten, die auf Modellunsicherheiten beruhen. Die Erläuterungen in Bezug auf die vorgeschlagenen Methoden und deren Umsetzung in den nationalen bzw. europäischen Normen zeigen klar auf, dass der derzeitige Entwicklungsstand des Sicherheitskonzeptes in der praktischen Umsetzung die Forschungsergebnisse nicht widerspiegelt.

Die Anwendung von Sicherheitsfaktoren stellt hier weiterhin einen konservativen Ansatz dar, der die Extremereignisse abzudecken versucht. Es kann keine Aussage über eine quantitative Erfassung des Risikos getroffen werden. Die Anwendung von probabilistischen Methoden zur Erfassung der Modellunsicherheiten weist zusätzlich zur Möglichkeit der Quantifizierung der Tragwerkszuverlässigkeit auch den Vorteil einer transparenten Bemessung auf, die sich nicht nur auf reine Erfahrungswerte zur Berücksichtigung der maximalen bzw. minimalen Werte aller im Rahmen des Bemessungsprozesses auftretenden Variablen stützt.

Ziel der weiterführenden Arbeiten sollte die praktische Umsetzung der vorhandenen theoretischen Entwicklungen sein, sodass eine rationale Anwendung von probabilistischen Methoden zur Erfassung von Modellunsicherheiten auch in der Bemessungspraxis erfolgen kann.

5 REFERENZEN

- [1] ÖNORM B 4040. Allgemeine Grundsätze über die Zuverlässigkeit von Tragwerken. Grundlage für die Erstellung von Fachnormen im Bauwesen. Fachnormenausschuss 176, Vornorm, 1. März 1989
- [2] G.I. Schuëller. Ermittlung von Teilsicherheitsbeiwerten der Beanspruchbarkeit im Rahmen des semi-probabilistischen Sicherheitskonzeptes – Erläuterungen zum Entwurf der ÖNORM B 4040. ÖNORM 10, Österreichisches Normungsinstitut im Signum Verlag (Hrsg.), Wien 93-95, 1987
- [3] A.M. Freudenthal. The Safety of Structures. *Transactions ASCE*, Band 112 (1947), S. 805-180
- [4] A.M. Freudenthal. Safety and the Probability of Structural Failure. *Transactions ASCE*, Band 121 (1956), S. 1337-1397
- [5] A.M. Freudenthal und G.I. Schuëller. Risikoanalyse von Ingenieurtragwerken. *Berichte zum konstruktiven Ingenieurbau*. Ruhr Universität Bochum, 7-95, 1976
- [6] M. Mayer. Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkraften anstatt nach zulässigen Spannungen. Springer Verlag, Berlin. 1926
- [7] G.I. Schuëller und U. Bourgund. Über die Notwendigkeit eines umfassenden probabilistischen Sicherheitskonzeptes. *Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift*. Heft 6, Jahrgang 132 (1987)

- [8] G.I. Schuëller und U. Bourgund. Entwicklung und Konzeption eines umfassenden semi-probabilistischen Sicherheitskonzeptes für das Bauwesen. *Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift*. Heft 9, Jahrgang 132 (1987)
- [9] G.I. Schuëller. Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Bauwerken. Willhelm Ernst & Sohn Verlag, Berlin. 1981
- [10] G.I. Schuëller. Tragwerkszuverlässigkeit. In *Der Ingenieurbau – Grundwissen in 9 Bänden* (G. Mehlhorn, Hrsg.). Ernst & Sohn Verlag, Berlin. Seiten 1-71. 1996
- [11] G.I. Schuëller (Hrsg.). Zuverlässigkeitshandbuch – Ein Handbuch zur zuverlässigkeitsorientierten Analyse und Bemessung von Kranstrukturen. Institut für Mechanik, Universität Innsbruck. 1995
- [12] EN 1990. EUROCODE – Grundlagen der Tragwerksplanung. Europäisches Komitee für Normung. April 2002
- [13] EN 1995-1-1. EUROCODE 5 – Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln für den Hochbau. Europäisches Komitee für Normung. November 2004
- [14] R.C.R. Menezes und G.I. Schuëller. On structural reliability assessment considering mechanical model uncertainties. *Uncertainty: Models and Measures* (H.G. Natke und Y. Ben-Haim, Hrsg.) Akademie Verlag. Band 99, Seiten 173-186, 1997
- [15] R.C.R. Menezes und C.E. Brenner. On mechanical modelling uncertainties in view of real failure data. Proceedings of the 6th International Conference on Structural Safety and Reliability – ICOSSAR '93 (G. I. Schuëller, M. Shinozuka und J. Yao, Hrsg.) A.A. Balkema Publications, Rotterdam, Niederlande. Seiten 305-300, 1994
- [16] C. Soize. A nonparametric model of random uncertainties for reduced matrix models in structural dynamics. *Probabilistic Engineering Mechanics*. 15(3), Seiten 277-294, 2000.
- [17] C. Soize. Maximum entropy approach for modeling random uncertainties in transient elastodynamics. *Journal of the Acoustical Society of America*. 109(5), Seiten 1979-1996
- [18] R. Viertl. Einführung in die Stochastik – Mit Elementen der Bayes-Statistik und der Analyse unscharfer Informationen. Springer Lehrbücher der Informatik. 2003.
- [19] J.L. Beck und L.S. Katafygiotis. Updating Models and their uncertainties. I: Bayesian statistical framework. *Journal of Engineering Mechanics*. 124(4), Seiten 455-461, 1998
- [20] L.S. Katafygiotis und J.L. Beck. Updating Models and their uncertainties. II: Model identifiability. *Journal of Engineering Mechanics*. 124(4), Seiten 463-467, 1998
- [21] J.L. Beck und K.V. Yuen. Model selection using response measurements: Bayesian Probabilistic Approach. *Journal of Engineering Mechanics*. 130(2), Seiten 192-203, 2004

G Statik und Konstruktion – Modellierungskonzepte für die Bemessung anhand praktisch ausgeführter Beispiele

A. Brunauer



DI Alfons Brunauer

seit 1996

WIEHAG GmbH Altheim

1 Einleitung

Ein Modell ob Eben oder Räumlich für ein Tragwerk ist schnell gefunden. Sehr bald ergibt sich jedoch die Frage entspricht das der Realität und ist das auch im Detail umsetzbar. Gerade im Holzbau liegen hier die Probleme oft im Detail. Neben den Produktionsmöglichkeiten spielen die Eigenschaften des Werkstoffes und des Anschlusses die entscheidende Rolle. Bei der Modellbildung muss man sich daher immer vor Augen halten was löse ich wie um der Struktur räumlich und im Detail gerecht zu werden.

2 Fachwerkbinder mit unterschiedlichen Knotenverbindungen

2.1 Statisches Modell mit Detailknoten eines Fachwerkbinders mit Schlitzblech und Stabdübelanschlüssen

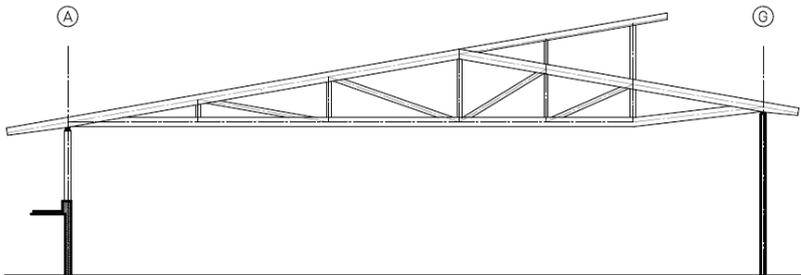


Abb. 2-1: System Fachwerksträger

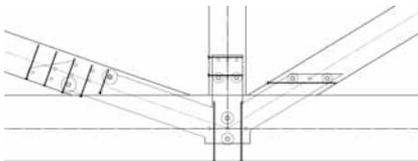


Abb. 2-2: Schlitzblechknoten

Die statischen Achsen schneiden sich in einem Punkt so wie es sein soll.

Die zurzeit noch nicht übliche Aufreissicherung der Stabdübelverbindung ist in Abb.1-2 im Detail dargestellte. Unserer Erfahrung haben jedoch gezeigt, dass diese einen wesentlichen Beitrag zu dauerhaften Tragsicherheit einer Stabdübelverbindung darstellt.



Abb. 2-3: Unverstärkte Verbindung



Abb. 2-4: Mit Vollgewindeschrauben verstärkt

Beide Versuchskörper zeigen klar den Unterschied. Die unverstärkte Probe weist starke Rissbildungen in den Stabdübelachsen auf. Dadurch trat das Versagen der Verbindung ein. Beim verstärkten Prüfkörper konnte die Last solange gesteigert werden bis die Zugtragfähigkeit des Holzes erreicht wurde und es zu einem Holzbruch gekommen ist. Im Gegensatz zum unverstärktem Anschluss trat der Bruch erst bei einem wesentlich höheren Lastniveau auf. Bis zum Bruch war kaum eine Rissbildung im Prüfkörper feststellbar.



Abb. 2-5: Anordnung der Verstärkungen

Die Bruchlast betrug bei diesem Versuch 380 % im Vergleich mit der zulässigen errechneten Tragfähigkeit. Zu diesem Verstärkungsmodell liegen auch ausführliche Untersuchungen der TU Karlsruhe vor.

2.2 Statisches Modell mit Detailknoten eines Fachwerkbinder Anschlusses mit Vollgewindeschrauben

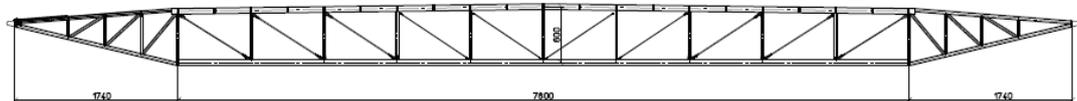


Abb. 2-6: Fachwerkträger Frankfurt

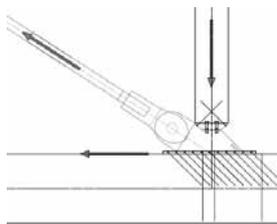


Abb. 2-7: Knotendetail

In dem in Abb.1-7 dargestellten Fachwerkknoten liegen ganz andere Bedingungen vor. Die Schnittlinien schneiden sich nicht in ihren Stabachsen. Dies hat natürlich Einfluss auf die Modellierung des Stabwerkmodells und die daraus resultierende Detailbemessung.

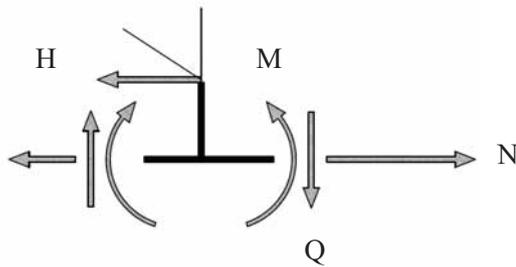


Abb. 2-8: Knotenkräfte

Aufgrund der sich daraus ergebenden Exzentrizität sind die entsprechenden Schnittgrößen in den Anschlüssen und Querschnitten zu berücksichtigen. Auf die Berücksichtigung des Effektes eines ausgeklinkten Auflagers sei besonders verwiesen, da dieser zu einem Querkzugversagen führt.

Da wir derartige Anschlüsse auch bei nicht alltäglichen Kräften einsetzen versuchen wir unsere Modelle durch entsprechende Versuche zu bestätigen.



Abb. 2-9: Versuchsaufbau an der TU Stuttgart

Hierzu wurde ein Großversuch für den meistbelasteten Knoten beim Neubau der Messe Frankfurt durchgeführt. Insgesamt wurden zwei Versuchskörper getestet um zumindest eine gewisse Aussage über die Streuung zu erhalten. Die Versuche wurden gemeinsam mit der UNI Stuttgart und der MPA Stuttgart durchgeführt.

Ergebnis:

- Bruchlast > 13 MN
- Sicherheit gegenüber Gebrauchslast > 300 %
- Versagensursache war Zugbruch der Schrägschrauben
- Verformungen des Anschlusses entlang der Gurte so gering das die Nachgiebigkeit des Anschlusses für die Gesamtverformung vernachlässigbar ist.

Um ein Gefühl für die Tragfähigkeit des Anschlusses zu bekommen, sei angemerkt, dass die Belastung von 13000 KN einem Gewicht von 27 mit 48 t beladenen Sattelschleppern entspricht. Derartige Verbindungen stellen eine ganz besondere Anforderung an die Modellbildung, Konstruktion und nicht zuletzt an die Verarbeitung dar.

Zum sehr hohen Sicherheitsniveau der Verbindung ist festzuhalten das die Reibung Holz-Stahl einen wesentlichen Beitrag leistet. Das Versagen der Verbindung ist auf ein reines Zugversagen der Schrauben zurückzuführen. Die Sicherheit der Zugfestigkeit der Schrauben gegenüber der Gebrauchslast liegt in der Größenordnung von 200-230 %. Diese Zusatzsicherheit bleibt bei allen ausgeführten Anschlüssen unangetastet.



Abb. 2-10: Eindreihen der Schrauben Drehmomentgesteuert



Abb. 2-11: Zusammenbau des Binders auf der Zwischendecke



Abb. 2-12: Ausrichten des Binders über die Abspannungen

2.3 Zug- Druckanschluss

Einen unserer Meinung nach sehr holzbaugerechten und leistungsfähigen Zuganschluss möchten wir nachstehend vorstellen. Grundüberlegung war hierbei einen fertigungsgerechten und montagefreundlichen Windverband aus Holz zu entwickeln. Gerade bei Bauvorhaben in der BRD gibt es immer wieder Probleme mit F30 Windverbänden mit Stahlzugdiagonalen.

Schlitzblech- Stabdübelverbindungen müssen mit einem relativ hohen Aufwand durch Verstoppelungen und Verleistungen dem Anspruch des Feuerwiderstandes gerecht werden. Zudem werden diese Anschlüsse bei uns mit Aufreissicherungen ausgeführt. Warum also nicht gleich Vollgewindeschrauben verwenden.



Abb. 2-13: Anordnung der Schrauben

Holzbaugerechter Anschluss warum? Durch die schräge Anordnung der Schrauben wird mehr oder weniger der gesamte Querschnitt erfasst. Die Krafteinleitung erfolgt somit volumenförmig und durch die schräge Anordnung wird das Ende des Querschnittes „vernäht“. Die Anordnung der Schrauben mag auf den ersten Blick für Verwunderung sorgen, hat jedoch seinen guten Grund.

Grundüberlegungen:

- Alle Schrauben müssen voll tragen
- Die maximale Zugtragfähigkeit der Schrauben soll ausgenützt werden ohne hierfür den Querschnitt zu vergrößern.
- Die Schrauben sollen möglichst den ganzen Querschnitt erfassen
- so wenig Stahl wie möglich

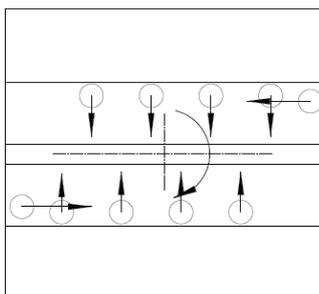


Abb. 2-14: Kraftkomponenten auf das Schraubenbild

Da die Schrauben unter einem Winkel verlaufen liefert je Schraube eine horizontale Komponente. Bei unsymmetrischer Anordnung muss daher die Bedingung

$$\Sigma M_T = 0$$

erfüllt werden.

Wird diese Bedingung nicht beachtet werden die Schrauben auf Abscheren belastet, und sind dadurch weitestgehend ausgenutzt. Die Zugtragfähigkeit wird dadurch stark minimiert.

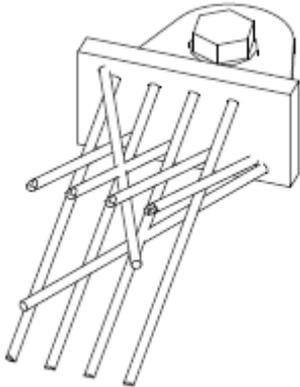


Abb. 2-15: Anordnung der Schrauben im Holzquerschnitt



Abb. 2-16: Dachaufsteifung Brasov



Abb. 2-17: Zugversuch Strebe

Aus Abb. 1-17 ist gut zu erkennen, dass eine optimale Krafteinleitung in den Querschnitt gewährleistet ist. Am Querschnitt sind keinerlei Risse oder sonstige Spuren der Krafteinleitung zu erkennen.

3 Zusammenfassung

Die Sicherheit einer Konstruktion wird im Wesentlichen über das zugrunde gelegte Modell beeinflusst. Fehler in der Modellbildung wirken sich meist gravierend auf das Tragverhalten der Konstruktion aus. Dies ist sehr gut am Beispiel des Zuganschlusses zu erkennen. Ordnet man hier die Schrauben anders an sind diese plötzlich auf abscheren belastet. Die Sicherheit ist schnell $<1,0$. Weiters treten oft Effekte auf die man auf den ersten Blick nicht erkennt, und zu einem späteren Zeitpunkt von außen nicht mehr ersichtlich sind.

Die oberste Prämisse an eine Konstruktion muss Sicherheit und Qualität sein.

H Statische Modellbildung im Holzbau – Umsetzung und Interpretation in der Praxis

N. Burger

FH-Prof. Dr.-Ing. Norbert Burger



1987 – 1992	Bauingenieurstudium an der TU München
1993 – 1997	Wiss. Mitarbeiter am Institut für Holzforschung, München, Abt. Mechanik, Prof. Dr. Peter Glos
1998	Promotion an der TU München
1997 – 2000	Projektleiter im Büro IEZ Natterer, Wiesenfelden
2000 – 2005	Projektleiter im Büro Barthel & Maus, München
seit 2005	Selbständiger Ingenieur und Gutachter in Landshut, Lehrauftrag für Holzbau an der FH Salzburg
seit 2006	Bereichsleiter Tragwerksplanung im Ingenieurbüro Bauer Beratende Ingenieure GmbH, Landshut
seit 2006	FH-Professur an der FH Salzburg – Studiengang Baugestaltung Holz

1 Einführung

In allen naturwissenschaftlichen und technischen Bereichen bedient man sich der Hilfe von Modellen, um Phänomene und Zusammenhänge unterschiedlicher Komplexität besser verstehen und erklären zu können. Im Bereich der Ingenieurwissenschaften dienen Modelle der Erklärung von Materialverhalten sowie der Einschätzung des Tragverhaltens und der Berechnung der Beanspruchungen von Gebäudestrukturen.

Gebäude und Tragkonstruktionen bestehen i.d.R. aus einer Vielzahl von Baustoffen, Bauteilen und Anschlüssen mit unterschiedlichem Verhalten. Auch die Belastungen von Tragwerken sind vielfältig. Um Tragwerke berechnen zu können, müssen vereinfachende Annahmen getroffen werden, die zum einen die Realität ausreichend genau wiedergeben und zum anderen den Aufwand für die Berechnung vertretbar halten.

2 Grundlagen statischer Modelle

2.1 Allgemeines zur Modellbildung

Bauwerke wurden anfangs aufgrund handwerklicher Erfahrungen, die durch Erfolge und Misserfolge gewonnen wurden, errichtet. Die Grundlagen der heute üblichen Rechenverfahren und Betrachtungsweisen wurden im Wesentlichen erst ab der Zeit Leonardo da Vincis im 15. Jahrhundert gelegt.

Grundlagen für die Berechnung bilden dabei vor allem Modellbetrachtungen zu folgenden Bereichen:

- Materialverhalten (Festigkeitswerte, Steifigkeitswerte, Spannungs-Dehnungs-Beziehungen, Temperaturdehnung)
- Querschnittswerte
- Belastungen (Größe der Lasteinwirkungen, Lastverteilung, zeitliche und räumliche Veränderlichkeit)
- Mögliche Imperfektionen
- Anschlusssituationen
- Anschlusssteifigkeiten
- Auflagerbedingungen

Um ein Rechenmodell zu erhalten, muss das reale Tragwerk zunächst in seine Bestandteile (Bauteile und Verbindungen) zerlegt werden. Zu allen genannten Teilbereichen sind dann vereinfachende Annahmen zu treffen (z.B. Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes, d.h. Spannungen und Dehnungen verhalten sich direkt proportional). Das Gesamt-Rechenmodell ergibt sich durch Zusammensetzen der Teilelemente und Teilmodelle.

Zur Modellierung von Tragstrukturen werden im Wesentlichen zwei Modelltypen unterschieden: Stabwerksmodelle und Finite-Elemente-Modelle. Bei den Stabwerksmodellen werden alle Bauteile durch eindimensionale Stäbe idealisiert, die miteinander verbunden werden und so die Gesamtstruktur ergeben. Bei den Finite-Elemente-Modellen werden die Flächen (2D-Modelle) oder Volumenkörper (3D-Modelle) des Baukörpers in kleine Flächen- bzw. Volumenelemente zerlegt. Mit allen Modellen können räumliche Strukturen abgebildet werden.

Ausgehend von der natürlichen Entstehung des Rohstoffes Holz und seiner charakteristischen Struktur spielen bei der Berechnung von Holztragwerken bislang Stabwerksmodelle die Hauptrolle. Stabwerksmodelle waren auch die ersten statischen Rechenmodelle und bilden auch heute noch die Grundlage der wichtigsten statischen Rechenverfahren.

Grundlage jeder Modellbildung ist die vereinfachte Umsetzung des realistischen Verhaltens. Dafür stehen eine Vielzahl von Stab- bzw. Elementtypen, Gelenktypen, Federn und Kopplungen zur Verfügung. Gefahr bei den leistungsfähigen modernen Hilfsmitteln (Soft- und Hardware) ist zum einen das „Drauflosrechnen“ ohne ausreichende Vorüberlegungen zum Tragverhalten und über zutreffende Modellannahmen. Zum anderen eröffnen neue und genauere Modelle Möglichkeiten für realitätsnähere Betrachtungen, die allerdings immer schwerer kontrollierbar sind und bei deren Einsatz immer genauere und detailliertere Kenntnisse erforderlich sind.

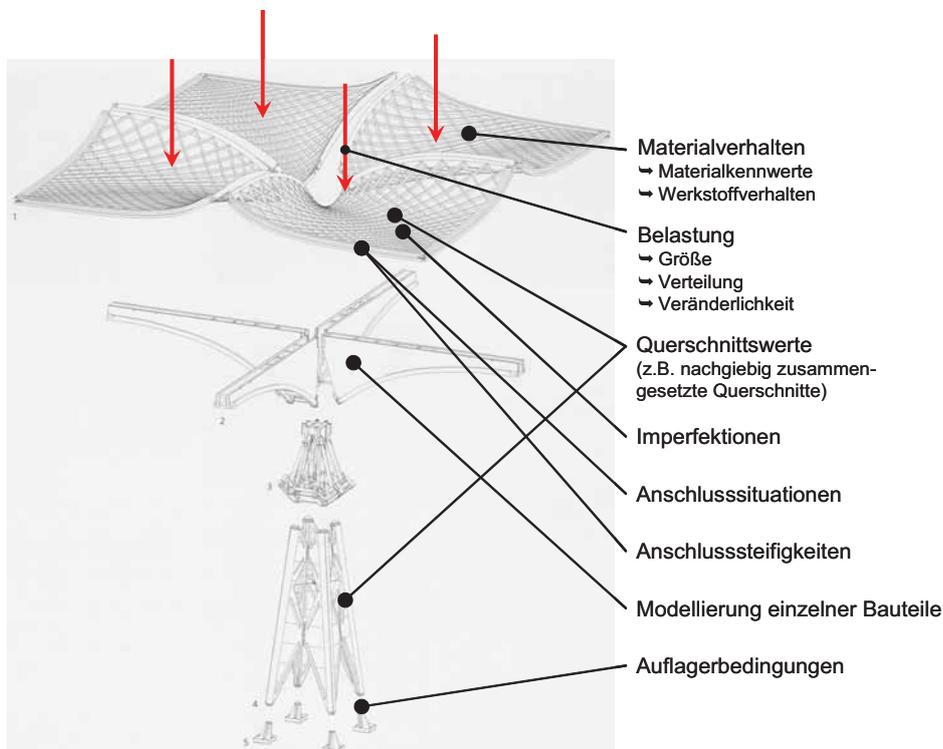


Abb. 2-1: EXPO-Dach Hannover mit Explosionszeichnung eines Einzelschirmes und Übersicht der wesentlichen Parameter für das Rechenmodell.

Für die Berechnung gibt es folgende Möglichkeiten, die sich in den Annahmen für die Berechnung unterscheiden:

- Theorie I. Ordnung: keine Berücksichtigung von Verformungen
Schnittgrößenermittlung am unverformten System
- Theorie II. Ordnung: Berücksichtigung von Verformungen
unter Annahme kleiner Verformungen
- Theorie III. Ordnung: Berücksichtigung von Verformungen
(z.B. Seil- und Membrantragwerke)

2.2 Elemente von Stabwerksmodellen

Bei Stabwerksmodellen werden alle Bauteile, Anschlüsse und Auflagerungen durch eindimensionale Elemente dargestellt (Abb. 2-2). Durch Zusammensetzen der einzelnen Elemente können auch räumliche Strukturen modelliert werden. Den Elementen werden die jeweiligen Eigenschaften der Bauteile, Anschlüsse und Auflagerungen zugewiesen. Dies sind die Materialkennwerte, die Querschnitte sowie die Anschluss- und Auflagersteifigkeiten. Bei der Modellierung sind für jedes Bauteil und für jeden Anschluss die entsprechenden Eigenschaften zu bestimmen und in das Modell einzusetzen.

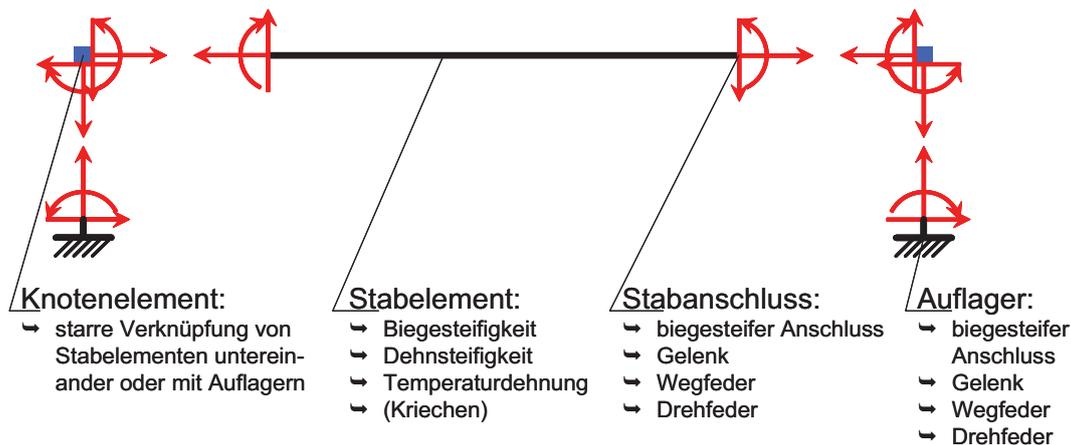


Abb. 2-2: Elemente eines Stabwerksmodells mit Zuordnung von spezifischen Eigenschaften der Bauteile, Anschlüsse und Auflagerungen der darzustellenden Tragstruktur.

Bei den Stabelementen werden i.d.R. folgende Stabtypen mit jeweils vorgegebenen Grundeigenschaften unterschieden:

- Balkenstäbe biegesteif mit Übertragung aller Schnittgrößen
- Fachwerkstäbe dehnsteif mit gelenkigen Anschlüssen (M-Gelenke)
- Zugstäbe zugsteif, Ausfall bei Druckbeanspruchung
- Druckstäbe drucksteif, Ausfall bei Zugbeanspruchungen
- Knickstäbe dehnsteif, Ausfall bei Druck für $N < N_{ki}$
- Seilstäbe zugsteif, Berechnung mit großen Verformungen (Th.III.Ord.)
- Kopplungen Verbindung von Knotenelementen ohne real vorh. Bauteil

Bei der Umsetzung in Rechenprogrammen muss unbedingt bekannt sein, wie sich die einzelnen Stabtypen im jeweiligen Programm verhalten, da es hier teilweise Unterschiede gibt. Beispielsweise sind bei Fachwerkstäben z.T. auch Belastungen quer zur Stabachse möglich. Die Anwendung von Zug-, Druck- und Knickstäben erfordert die Berechnung des Stabwerkes nach Theorie II. Ordnung, da sich die einzelnen Lastfälle nicht mehr durch direkte Superposition überlagern lassen, wenn bei unterschiedlichen Lastfällen unterschiedliche Stäbe ausfallen.

Bei Stabanschlüssen und Auflagern ist darauf zu achten, dass Gelenke und Nachgiebigkeiten jeweils nur einmal berücksichtigt werden, also nur an der Stelle, wo sie tatsächlich vorhanden sind.

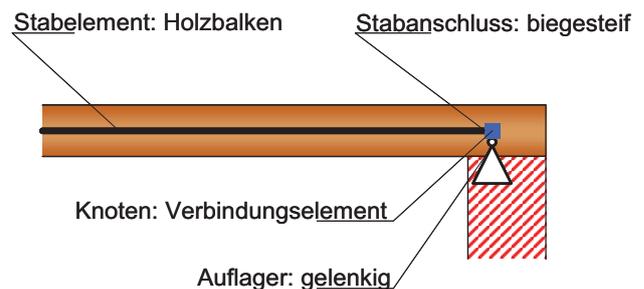


Abb. 2-3: Modellierung eines Holzbalkens am Auflager zum Mauerwerk.

2.3 Bestimmung der Modellannahmen

2.3.1 Stabelemente

Die Stabeigenschaften Biegesteifigkeit EI und Dehnsteifigkeit EA setzen sich aus den Materialeigenschaften (Elastizitätsmodul E) und den Querschnittswerten zusammen. Die Rechenwerte der Materialeigenschaften ergeben sich i.d.R. aus den einschlägigen Vorschriften, die Querschnittswerte aus der vorhandenen Querschnittsgeometrie.

Vor allem im Holzbau spielen jedoch die besonderen Eigenschaften des Baustoffes häufig eine besondere Rolle. Zum einen streuen die Materialeigenschaften trotz deutlich verbesserter Qualitätssortierung in den vergangenen Jahren in vergleichsweise hohem Maß und zum anderen finden spezielle Bauweisen Anwendung, z.B. Querschnitte aus nachgiebig verbundenen Querschnittsteilen.

Die Streuung der Materialeigenschaften, die sich u.a. in einer Streuung des Elastizitätsmoduls äußert, beeinflusst die Ergebnisse der Berechnung durch Veränderung der Kraftverteilungen (siehe Beispiel in Abschn. 3.1.1).

Bei nachgiebig verbundenen Querschnitten müssen die für die Berechnung maßgebenden Querschnittswerte gesondert ermittelt werden. Hier fließen weitere Berechnungsmodelle mit Vereinfachungen und Annahmen ein, die es in jedem Einzelfall zu betrachten gilt.

Da alle Modelle mehr oder weniger auf vereinfachenden Annahmen beruhen, muss betrachtet werden, in welchem Umfang Abweichungen Einfluss auf die Modellparameter und auf die Berechnungsergebnisse haben. Beispielhaft wird dies an den Querschnittswerten für ein Bauteil aus nachgiebig verbundenen Querschnittsteilen erläutert:

Für einen Vollquerschnitt ergeben sich die maßgebenden Querschnittswerte (Querschnittsfläche A , Flächenmoment 2. Grades I , Flächenmoment 1. Grades S) aus den geometrischen Abmessungen. Für einen Rechteckquerschnitt sind dies:

Querschnittsfläche $A = b \cdot h$

Flächenmoment 1. Grades $S = \frac{b \cdot h^2}{8}$

Flächenmoment 2. Grades $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

Zur Berechnung von Querschnitten mit mehreren nachgiebig verbundenen Querschnittsteilen wird üblicherweise das γ -Verfahren verwendet, auf dem die in den einschlägigen Normen angegebenen Formeln beruhen (ÖNorm B 4100, DIN 1052, EN 1995-1-1). Beim γ -Verfahren werden für jeden Teilquerschnitt Nachgiebigkeitsfaktoren berechnet, mit denen der jeweilige Steiner-Anteil abgemindert wird. Die Angaben in den Normen beziehen sich auf bis zu drei Querschnittsteile. Bei mehr als drei Querschnittsteilen sind die Nachgiebigkeitsfaktoren über die Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen an jedem Teilquerschnitt zu bestimmen (vgl. Schelling).

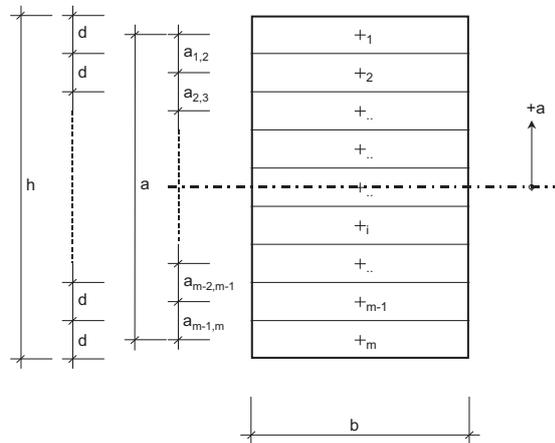


Abb. 2-4: Querschnittsaufbau einer Brett-rippe aus Brett-lamellen gleicher Abmessungen.

Bei der Herleitung und Berechnung der Nachgiebigkeitsfaktoren geht man vereinfachend von einem Einfeldträger mit sinusförmiger Belastung aus. Für diesen Fall kann die zugrunde liegende Differentialgleichung geschlossen gelöst werden. Für andere Belastungen und Systeme stellt das Verfahren nur eine Näherungslösung dar. Für die Anwendung in einem Stabwerksmodell sind hier also bereits zwei einschränkende Annahmen enthalten.

Für in der Geometrie und den Materialeigenschaften übereinstimmende Teilquerschnitte nach Bild 2-4 ergibt sich bei gleichen Fugensteifigkeiten das folgende Gleichungssystem:

$$\begin{bmatrix} (2K-1)a_1 & -a_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -a_1 & 2K \cdot a_2 & -a_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \dots & \dots & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -a_{i-1} & 2K \cdot a_i & -a_{i+1} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -a_{m-2} & 2K \cdot a_{m-1} & -a_m & \gamma_{m-1} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -a_{m-1} & (2K-1)a_m & \gamma_m \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \gamma_1 \\ \gamma_2 \\ \dots \\ \gamma_i \\ \dots \\ \gamma_{m-1} \\ \gamma_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -d \end{bmatrix}$$

mit $K = \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot EA}{l^2 \cdot 2 \cdot C} \right)$
 $E_i = E = \text{konstant}$

$$b_i \cdot d_i = b \cdot d = A = \text{konstant}$$

$$\bar{C} = \frac{C_i}{e'} = \text{konstant}$$

Nach Berechnung der Nachgiebigkeitsfaktoren γ_i lassen sich die effektiven Querschnittswerte bestimmen:

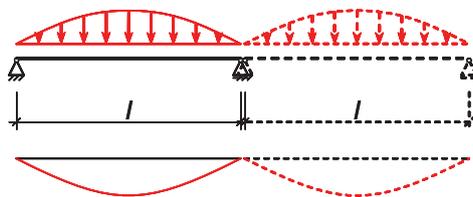
$$ef I = \sum_{i=1}^n I_i + \sum_{i=1}^n (\gamma_i \cdot A_i \cdot a_i^2) = n \cdot I + A \cdot \sum_{i=1}^n (\gamma_i \cdot a_i^2)$$

$$ef S_{i,i+1} = \sum_{j=1}^i (\gamma_j \cdot A_j \cdot a_j)$$

Im Steifigkeitsparameter K ist neben der Dehnsteifigkeit EA und der Fugensteifigkeit C auch die Systemlänge l enthalten, die bei der Herleitung der Stützweite des angenommenen Einfeldträgers entspricht.

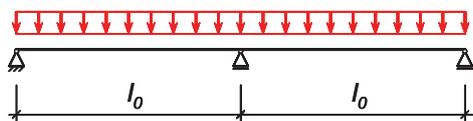
Annahme der Modellierung:

- ↳ Einfeldträger
- ↳ sinusförmige Last



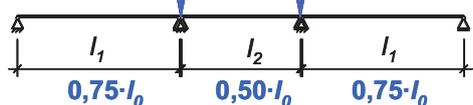
Vorhandenes System:

- ↳ Zweifeldträger
- ↳ Gleichlast durchgehend



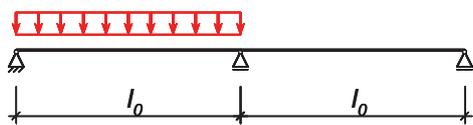
(M)

Ersatzsysteme



Einfluss Lastverteilung:

- ↳ Gleichlast einseitig



(M)

Ersatzsysteme

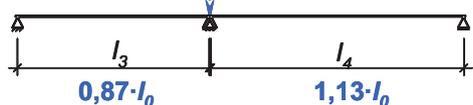


Abb. 2-5: Querschnittsaufbau einer Brettrippe aus Brettlamellen gleicher Abmessungen.

Ein Vergleich zwischen dem zugrunde liegenden Einfeldträger mit Sinuslast und einem Zweifeldträger mit konstanter Belastung – einem häufig auftretenden System – verdeutlicht folgende Problempunkte (vgl. Bild 2-5):

- Das Zweifeldsystem muss in ein System von Einfeldträgern überführt werden, das ein vergleichbares Verformungsverhalten aufweist (ausschlaggebend ist hier die Krümmung).
- Die Einfeldsysteme haben unterschiedliche Vergleichsstützweiten, die Steifigkeit des Zweifeldträgers ist daher bereichsweise unterschiedlich.
- Die Belastung entspricht in Teilbereichen nur wenig den zugrunde liegenden Annahmen (vgl. Momentenlinie im Stützbereich).
- Die Ersatz-Einfeldsysteme variieren in Abhängigkeit der Laststellung und damit auch die Steifigkeiten des Trägers.

Aus Abb. 2-6 wird deutlich, dass eine Variation der Stützweite im Bereich von $0,50 \cdot l_0$ bis $1,13 \cdot l_0$ einer Variation der Steifigkeit von ca. $\pm 50-60 \%$ um einen Mittelwert entsprechen kann.

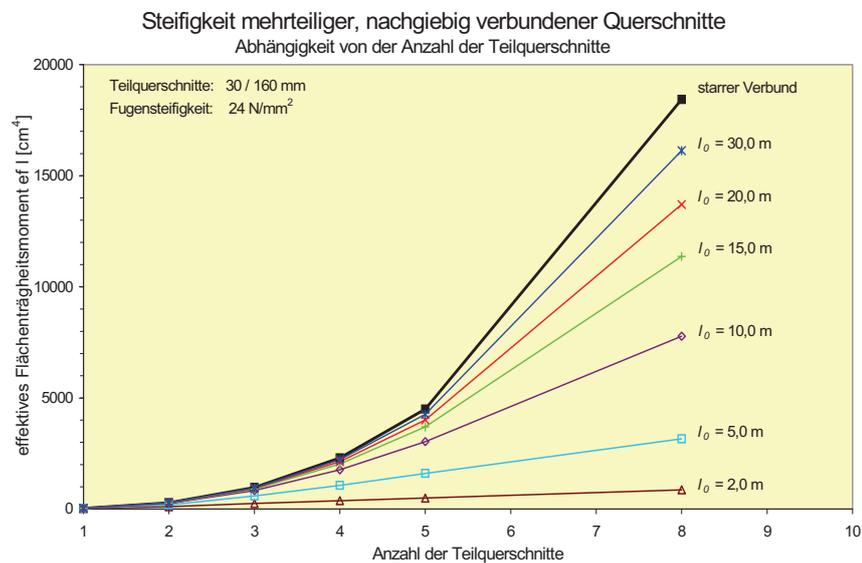


Abb. 2-6: Zusammenhang zwischen der Anzahl der Teilquerschnitte, der Systemlänge und der Steifigkeit bei Querschnitten aus mehreren nachgiebig verbundenen Querschnittsteilen. Effektives Flächenträgheitsmoment in Abhängigkeit von der Anzahl der Teilquerschnitte.

2.3.2 Stabanschlüsse und Auflager

Neben den Stabelementen mit den jeweils zugewiesenen Eigenschaften sind Stabanschlüsse und Auflager wesentliche Elemente bei der Erzeugung eines Stabwerksmodells. Durch diese Elemente werden die Anschluss-, Übergangs- und Auflagerbedingungen im Rechenmodell umgesetzt. Hier wird definiert, ob es sich um gelenkige, starre oder nachgiebige Anschlüsse handelt und welche Freiheitsgrade jeweils vorhanden sind.

Grundsätzlich werden unterschieden:

- **Momentengelenk** Verdrehungen nicht behindert
keine Übertragung von Biegemomenten
- **Normalkraftgelenk** Verschiebungen in Stablängsrichtung nicht behindert
keine Übertragung von Normalkräften
- **Querkraftgelenk** Verschiebungen in Stabquerrichtung nicht behindert
keine Übertragung von Querkräften

- Torsionsgelenk Verdrehungen um die Stablängsachse nicht behindert
keine Übertragung von Torsionsmomenten
- Scherengelenk Kreuzung zweier durchlaufender Bauteile
Verdrehungen zwischen den Bauteilen nicht behindert
keine Übertragung von Momenten zwischen den Bauteilen

Jedem Freiheitsgrad der Gelenke kann eine Steifigkeit in Form einer Ersatzfeder zugeordnet werden, durch die Nachgiebigkeiten von Anschlüssen berücksichtigt werden. Die beschriebenen Gelenkartarten können untereinander so kombiniert werden, wie es der tatsächlich vorhandene Anschluss erfordert.

Abb. 2-7 zeigt einen Fachwerkknoten, bei dem exemplarisch ein starrer bzw. ein nachgiebiger Stabanschluss modelliert wird. Beim starr angeschlossenen Momentengelenk sind die Füllstäbe gelenkig an den Knoten angeschlossen, der auch die Gurtstäbe verbindet.

Beim nachgiebig angeschlossenen Momentengelenk sind die Füllstäbe mit Ersatzfedern, die die Nachgiebigkeit des Nagelanschlusses berücksichtigen, an einen Hilfsknoten angeschlossen. Der Anschluss erfolgt nur mit einer Normalkraftfeder, da Fachwerk-Füllstäbe in der Regel keine Querkräfte übertragen. Der Hilfsknoten ist über eine horizontale und eine vertikale Ersatzfeder an den Gurtknoten angeschlossen. Beide Knoten haben die gleichen Knotenkoordinaten, da sie sich beide an der Schnittstelle der Stabachsen liegen. Mit den beiden Ersatzfedern wird die Nachgiebigkeit des Nagelanschlusses am Gurtquerschnitt modelliert.

Der Hilfsknoten wird erforderlich, um die Nachgiebigkeiten aller Anlussteile (Füllstab – Blech und Blech – Gurt) zutreffend nachgebildet werden können.

Das Prinzip der Modellierung von Auflagern und Auflagersteifigkeiten erfolgt analog.

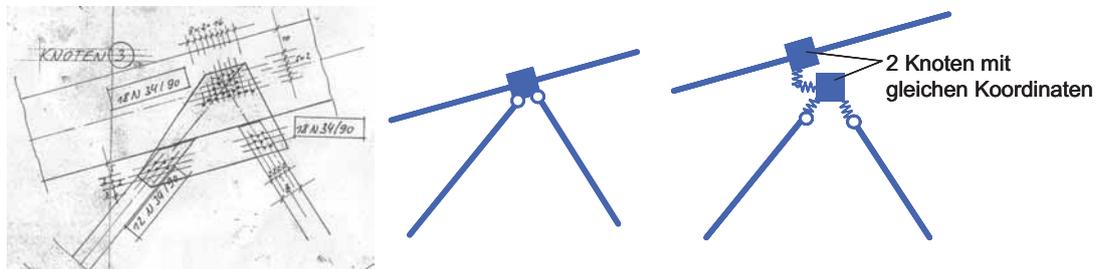


Abb. 2-7: Stabanschlüsse eines Fachwerkträgers mit Nägeln und Schlitzblechen, links mit starrem Momentengelenk, rechts mit nachgiebigem Momentengelenk.

3 Beispiele für die Modellierung

3.1 Einfacher Trägerrost

Wie sich eine Variation der Steifigkeit auf die Ergebnisse auswirkt soll an einem einfachen fiktiven Beispiel eines Trägerrostes kurz dargestellt werden. Modelliert werden soll eine Holzbalkendecke aus drei durchlaufenden Deckenbalken, die mittig auf einem Holz-Unterzug aufgelagert sind. Am Rand liegen alle Balken auf Mauerwerk auf (Abb. 3-1).

Übliches Vorgehen bei der Berechnung dieses einfachen Systems ist die Zerlegung in zwei Teilsysteme (vgl. Abb. 3-2): Deckenbalken (Pos. 1) und Holz-Unterzug (Pos. 2). Damit lassen sich die Bauteile berechnen und bemessen. Die Ergebnisse liegen auf der sicheren Seite, sind damit im Vergleich mit einer genaueren Modellierung und Berechnung aber auch unwirtschaftlicher. Grund dafür ist eine Reduzierung des maßgebenden Stützmomentes in

den Deckenbalken infolge der Durchbiegung des Holz-Unterzuges (Abb. 3-3). Für die Deckenbalken ergibt sich ein nachgiebiges Auflager und es werden Beanspruchungen vom Stützbereich in die Feldbereiche umgelagert. Auch ein Teil der mittleren Auflagerkräfte werden zu den Randauflagern hin übertragen, so dass sich auch die Beanspruchung des Holzträgers reduziert.

Wird ein Rechenmodell erzeugt, bei dem alle einzelnen Bauteile in einem Gesamtsystem idealisiert werden, ergeben sich die Beanspruchungen unter Berücksichtigung der Durchbiegungen des Holz-Unterzuges. Die Biegebeanspruchung in den Deckenbalken geht dabei deutlich um ca. 16 %, die Biegebeanspruchung im Holz-Unterzug um ca. 4 % zurück.

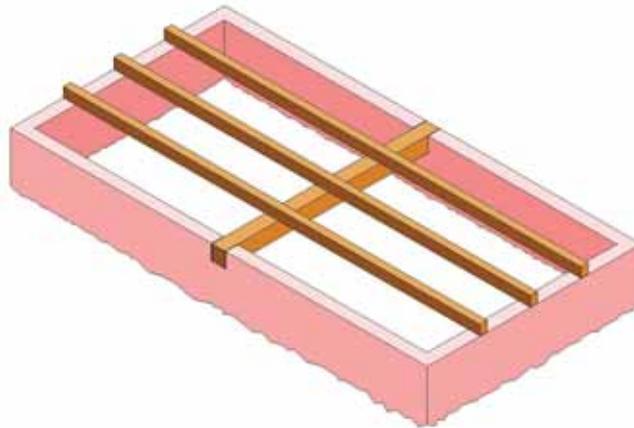


Abb. 3-1: Einfache Holzbalkendecke mit durchlaufenden Deckenbalken auf einem Holz-Unterzug.

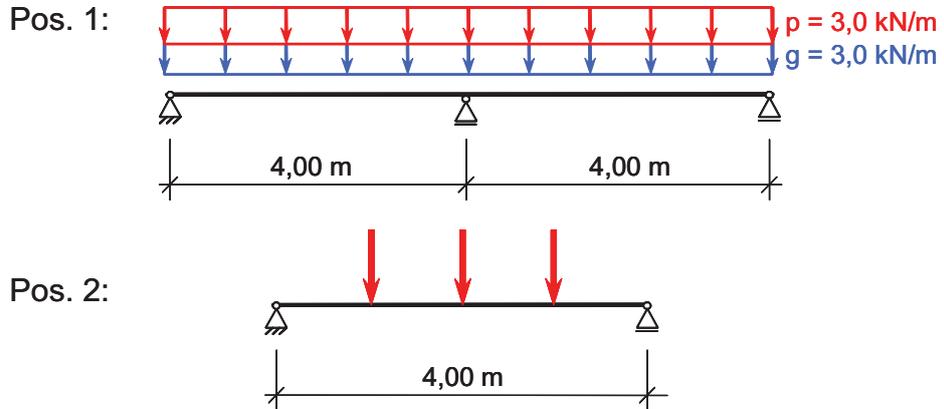


Abb. 3-2: Statische Systeme mit Belastung bei üblicher Berechnung der Bauteile aus zwei Teilsystemen.

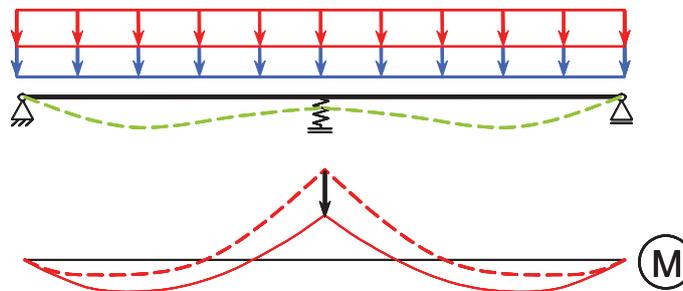


Abb. 3-3: Realistischeres statisches System für die Deckenbalken und Vergleich der Biegebeanspruchung.

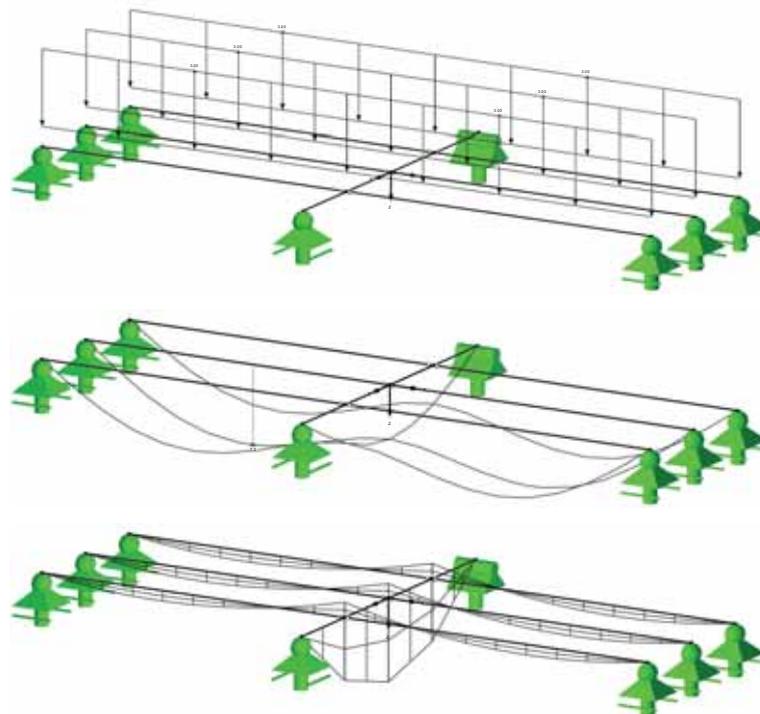


Abb. 3-4: Statisches Rechenmodell des Gesamtsystems: System und Belastung (oben), Verformungen (Mitte) und Momentenverlauf (unten).

Tab. 3-1: Veränderung des maßgebenden Biegemomentes bei Berücksichtigung der Verformung des Holz-Unterzuges im Vergleich zur starren Berechnung.

Bauteil	maßgebendes Biegemoment		Veränderung Biegemoment
	starres System	nachgiebiges System	
Deckenbalken	- 12,0 kNm	- 10,1 kNm	- 16 %
Holz-Unterzug	+60,0 kNm	+57,7 kNm	- 4 %

Bei der Berechnung haben die Steifigkeiten der Bauteile unmittelbaren Einfluss auf die Ergebnisse. In der Regel ist bei den Berechnungen der Mittelwert des E-Moduls nach EN 1995-1-1 einzusetzen (für C24: $E_{mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$). Um die Auswirkungen von Steifigkeitsänderungen abzuschätzen wird der Elastizitätsmodul im natürlichen Streubereich von Nadelholz variiert. Als unterer Grenzwert wird der 5%-Fraktilewert des E-Moduls nach EN 1995-1-1 ($E_{05} = 2/3 \cdot E_{mean} = 7.333 \text{ N/mm}^2$), als oberer Grenzwert ein Wert aus dem oberen Streubereich ($E = 16.000 \text{ N/mm}^2$) eingesetzt.

Die Ergebnisse sind in Tab. 3-2 gegenübergestellt. Der Einfluss auf den stützenden Holz-Unterzug ist gering. Mit einer Reduzierung der Beanspruchung um ca. 10 % (sichere Seite) bzw. einer Erhöhung der Beanspruchung um ca. 6 % (unsichere Seite!) ist der Einfluss auf die Deckenbalken deutlicher.

Tab. 3-2: *Veränderung des maßgebenden Biegemomentes bei Veränderung der Steifigkeit des Holz-Unterzuges durch Variation des Elastizitätsmoduls.*

Bauteil	$E_{05} = 7.333 \text{ N/mm}^2$		$E_{\text{mean}} = 11.000 \text{ N/mm}^2$	$\text{max } E = 16.000 \text{ N/mm}^2$	
	Moment	Änderung		Moment	Änderung
Deckenbalken	- 9,13 kNm	-10 %	- 10,1 kNm	- 10,7 kNm	+ 6 %
Holz-Unterzug	+ 56,5 kNm	- 2 %	+ 57,7 kNm	+ 58,4 kNm	+ 1 %

Dem ersten Anschein nach wird die Erhöhung um 6% durch die Variabilität der Holzeigenschaften mit dem Material Sicherheitsbeiwert von $\gamma_M = 1,35$ abgedeckt. Da sich die Änderung der Beanspruchung im Deckenbalken jedoch durch die Streuungen im Holz-Unterzug ergibt, ist dieser Einfluss einem anderen Bauteil zuzuordnen und nicht durch den Sicherheitsbeiwert beim Nachweis des Deckenbalkens berücksichtigt. Exakt betrachtet reduziert damit der materialseitige Sicherheitsbeiwert für den Deckenbalken auf $\gamma_M = 1,23$.

3.2 Fachwerkträger

Am Beispiel eines Fachwerkbinders wird der Einfluss von Systemannahmen auf die Berechnungsergebnisse der Rechenmodelle dargestellt. Im Rahmen eines Schadensgutachtens wurde der Fachwerkbinder einer Mehrzweckhalle genauer untersucht. Bei einem von insgesamt 10 Bindern war im Winter 2006 unter Schneelast der Untergurt im Bereich eines Anschlusses gebrochen (vgl. Abb. 3-5 und 3-6).

Wie meistens bei einem Bauteilversagen, so waren auch hier mehrere Gründe ausschlaggebend für den Bruch. Gründe waren Lastannahmen auf der unsicheren Seite, nicht berücksichtigte Lasten, wuchsbedingte Besonderheiten des Materials, unsichere Festigkeitsansätze, fehlerhafte Interpretation von Nachweisformeln und eine bei den hier verwendeten Vollholzquerschnitten mit großen Dimensionen nicht unkritische Bauweise.

Der Schaden war Veranlassung für eine eingehende Systemanalyse des Fachwerksystems. Dabei wurden Probleme bei der üblichen Modellierung derartiger Systeme erkannt. Vorausschickend sei bemerkt, dass diese Probleme keinen Beitrag zum Versagen lieferten. Es wurde jedoch festgestellt, dass dadurch auch andere Teilbereiche des Fachwerkträgers rechnerisch überlastet sind.



Abb. 3-5: *Bruchstelle des Fachwerkträgers im Untergurt.*

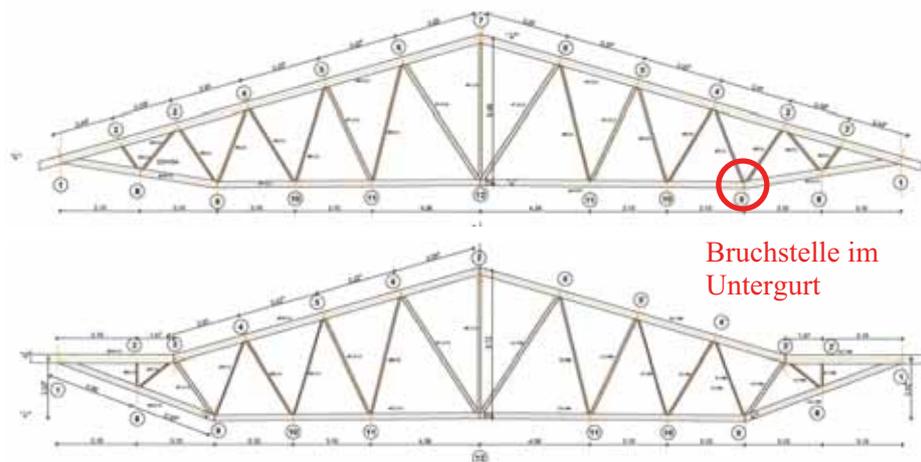


Abb. 3-6: Fachwerkträger der Überdachung einer Mehrzweckhalle.

Die statische Berechnung wurde mit dem Rechenmodell eines idealen Fachwerkes erstellt. Bei diesem Rechenmodell werden alle Stäbe des Fachwerkes als an den Knotenpunkten gelenkig angeschlossen angenommen (vgl. Abb. 3-7 oben). Die Lasteinwirkungen werden als Belastung an den Knotenpunkten angesetzt. Als Beanspruchung ergeben sich damit nur Normalkräfte als Stabkräfte. Biegebeanspruchungen aus Linienlasten auf die Stäbe werden in einem zweiten Berechnungsschritt überlagert, indem die Biegemomente eines zwischen den Knotenpunkten eingehängten Einfeldträgers überlagert werden (vgl. Zusammenfassung in Abb. 3-11).

Vorteil des Rechenverfahrens ist ein einfaches System, das eine unmittelbare Berechnung der Stabkräfte auch mit Handrechenverfahren erlaubt. Die Berechnung von Fachwerken erfolgt daher nach wie vor häufig nach diesem Rechenmodell.

Infolge der globalen Durchbiegung des Fachwerkträgers und nachgiebiger Anschlüsse der Füllstäbe verhält sich der durchlaufende Untergurt jedoch wie ein Durchlaufträger mit nachgiebigen Auflagern. Es ist eine zusätzliche Verformung und damit eine zusätzliche Momentenbeanspruchung des Querschnittes vorhanden, der der Momentenlinie aus Querbelastung zu überlagern ist. Diese Überlagerung wird im Regelfall bei der Berechnung von Fachwerken, wie auch im vorliegenden Fall geschehen, nicht berücksichtigt.

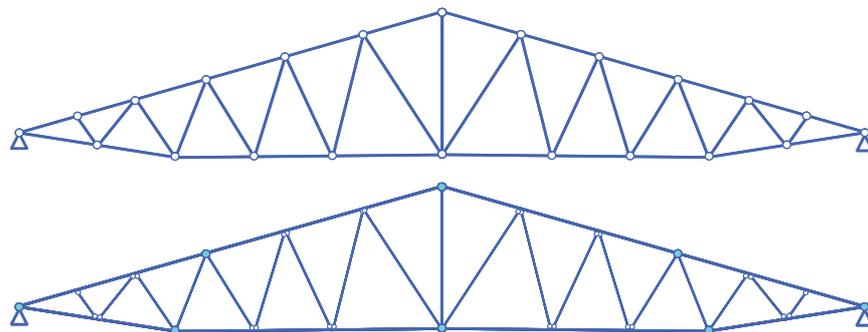


Abb. 3-7: Rechenmodelle für den Fachwerkträger.
 oben: idealisiert als ideales Fachwerk, alle Stabanschlüsse sind gelenkig
 unten: idealisiert mit durchlaufenden Gurtquerschnitten und gelenkig angeschlossenen Füllstäben

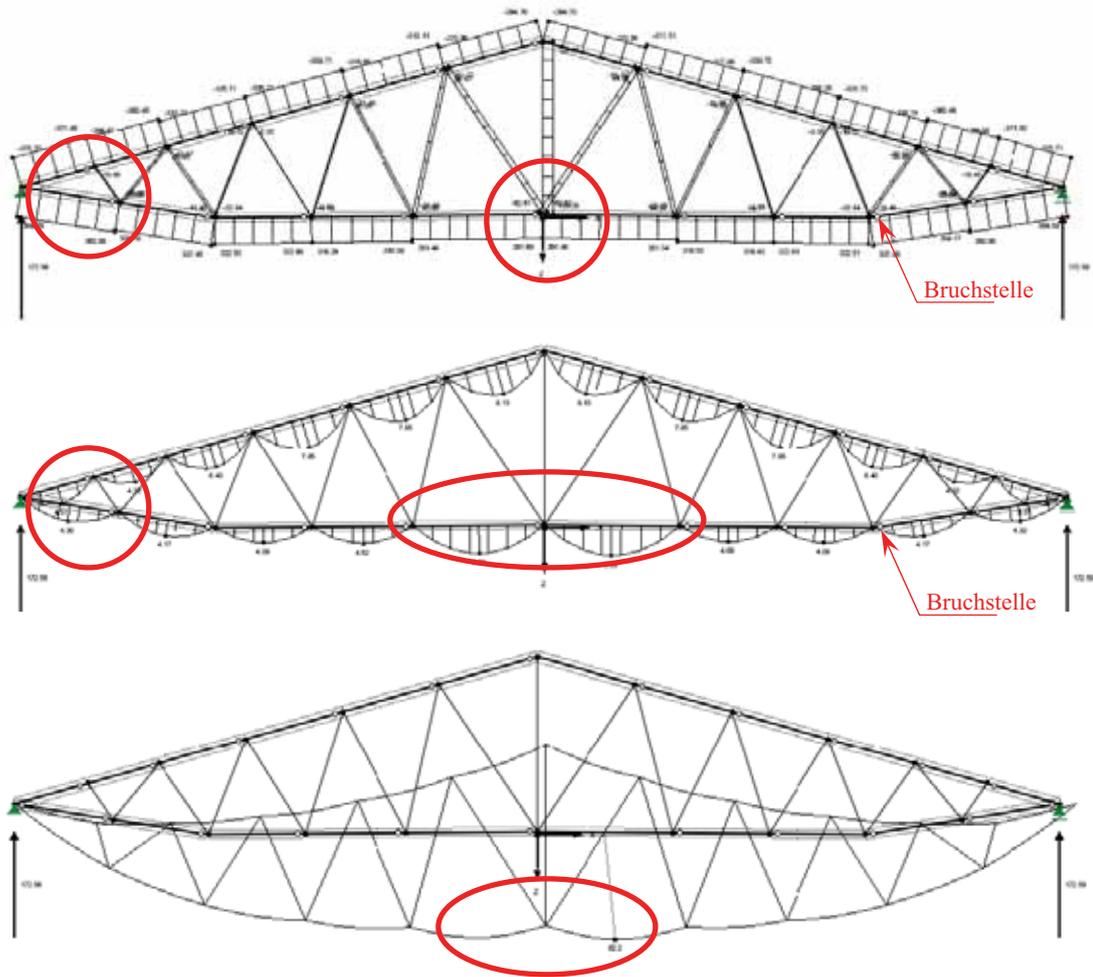


Abb. 3-8: Schnittgrößen (Normalkraft und Biegemoment) und Verformung bei Modellierung als idealer Fachwerkträger. Hervorgehoben sind die Bereiche für den Vergleich mit den weiteren Fachwerkmodellen.

Ausgeführt werden Fachwerke üblicherweise mit Gurtstäben, die teilweise oder auf gesamter Länge durchlaufen. Die Annahme gelenkiger Anschlüsse an jedem Knotenpunkt ist also nicht zutreffend. Nach bisheriger Anschauung ist dieser Einfluss jedoch gering. Die Betrachtung als Einfeldträger für die Querbelastung führt zu einer Beanspruchung auf der sicheren Seite, da bei einer Durchlaufwirkung die Feldmomente kleiner werden und die Stützmomente höchstens so groß werden wie das Feldmoment eines Einfeldträgers ($q \cdot l^2 / 8$). Die Ergebnisse für ein ideales Fachwerk sind in Abb. 3-8 qualitativ ersichtlich.

Werden die Gurtquerschnitte nach ihrer tatsächlich vorhandenen Länge berücksichtigt ergibt sich das in Abb. 3-7 unten dargestellte System. Die zugehörigen Berechnungsergebnisse sind qualitativ aus Abb. 3-9 ersichtlich. Im mittleren Bereich ist der charakteristische Momentenverlauf eines Durchlaufträgers deutlich sichtbar. Hier ergibt sich für das maßgebende Moment eine Reduzierung von 28 % gegenüber der Berechnung als ideales Fachwerk. Damit wird zunächst die getroffene Annahme, dass die überlagerten Beanspruchungen eines Einfeldträgers auf der sicheren Seite liegen, bestätigt.

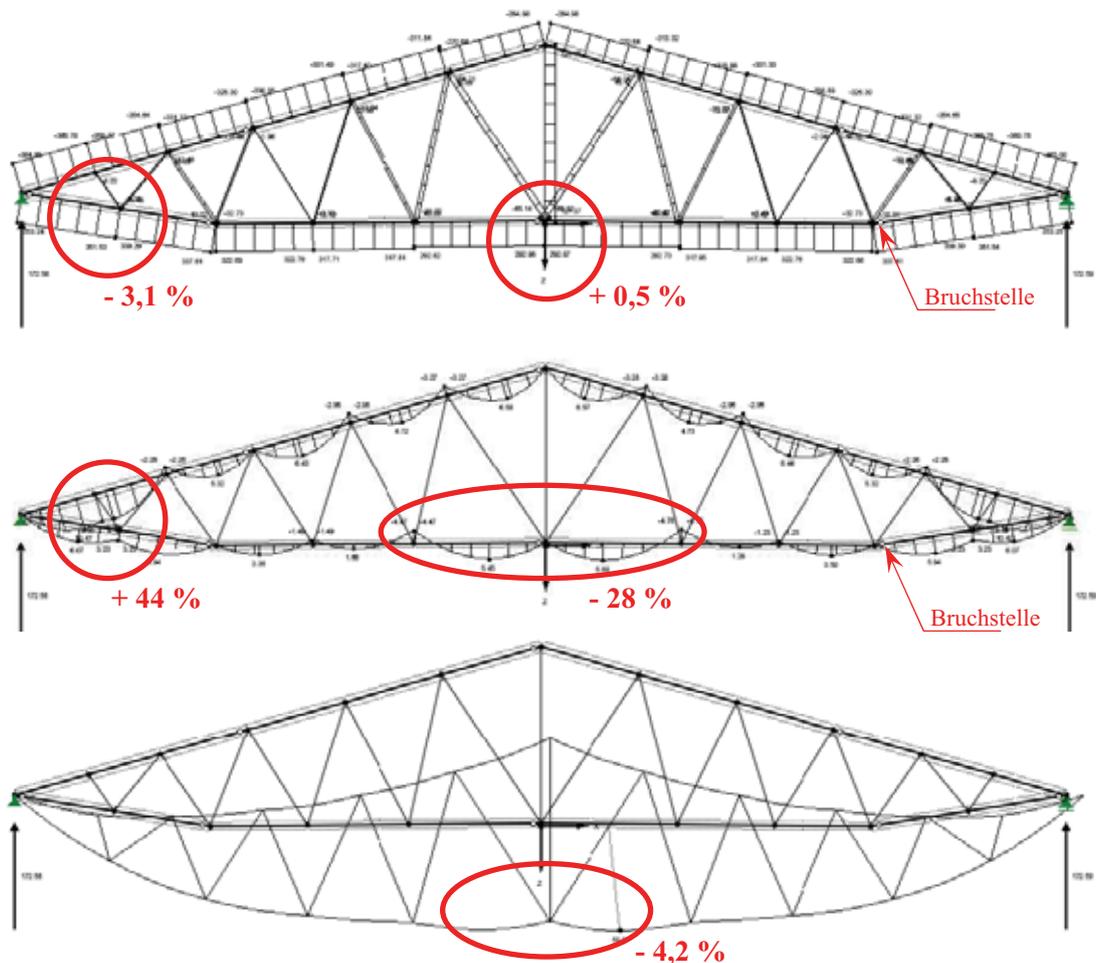


Abb. 3-9: Schnittgrößen und Verformung bei Modellierung nach dem vorhandenen System mit durchlaufenden Gurtquerschnitten. Vergleichswerte bezogen auf das ideale Fachwerkmodell.

Betrachtet man jedoch den Randbereich des Trägers in den ersten beiden Feldern des Untergurtes, so sind hier bei der gegebenen Geometrie im Vergleich zum idealen Fachwerkssystem um 44 % höhere Momentenbeanspruchungen feststellbar. Grund dafür ist eine stärkere Krümmung dieses Gurtabschnittes aus der globalen Durchbiegung des gesamten Fachwerkträgers als dies für den mittleren Bereich der Fall ist. Anhand der Verformungslinien der Fachwerkträger kann dies nachvollzogen werden.

Die Stabanschlüsse von Fachwerkstrukturen sind in der Regel durch Stabdübel, Dübel besonderer Bauart oder Vernagelung nachgiebig ausgebildet. Die Nachgiebigkeit verursacht stärkere Verschiebungen an den Anschlussstellen und damit auch größere Verformungen des gesamten Fachwerkträgers. Werden die Nachgiebigkeiten in den Anschlüssen nach Abschnitt 2.3.2 berücksichtigt, ergibt sich die in Abb. 3-10 dargestellte Veränderung.

Die Berechnung zeigt nochmals eine deutliche Erhöhung der Biegebeanspruchung im Randbereich während die übrigen Vergleichspunkte nur geringe Veränderungen gegenüber dem Modell mit starren Anschlüssen zeigen. Lediglich die Verformung ist hier erwartungsgemäß höher. Die Steigerung um nur 3,1 % in Bezug auf das ideale Fachwerkmodell ist jedoch gering. Auch die Veränderung der Normalkraftbeanspruchung in den Gurtstäben ist mit max. 4,1 % ebenfalls gering.

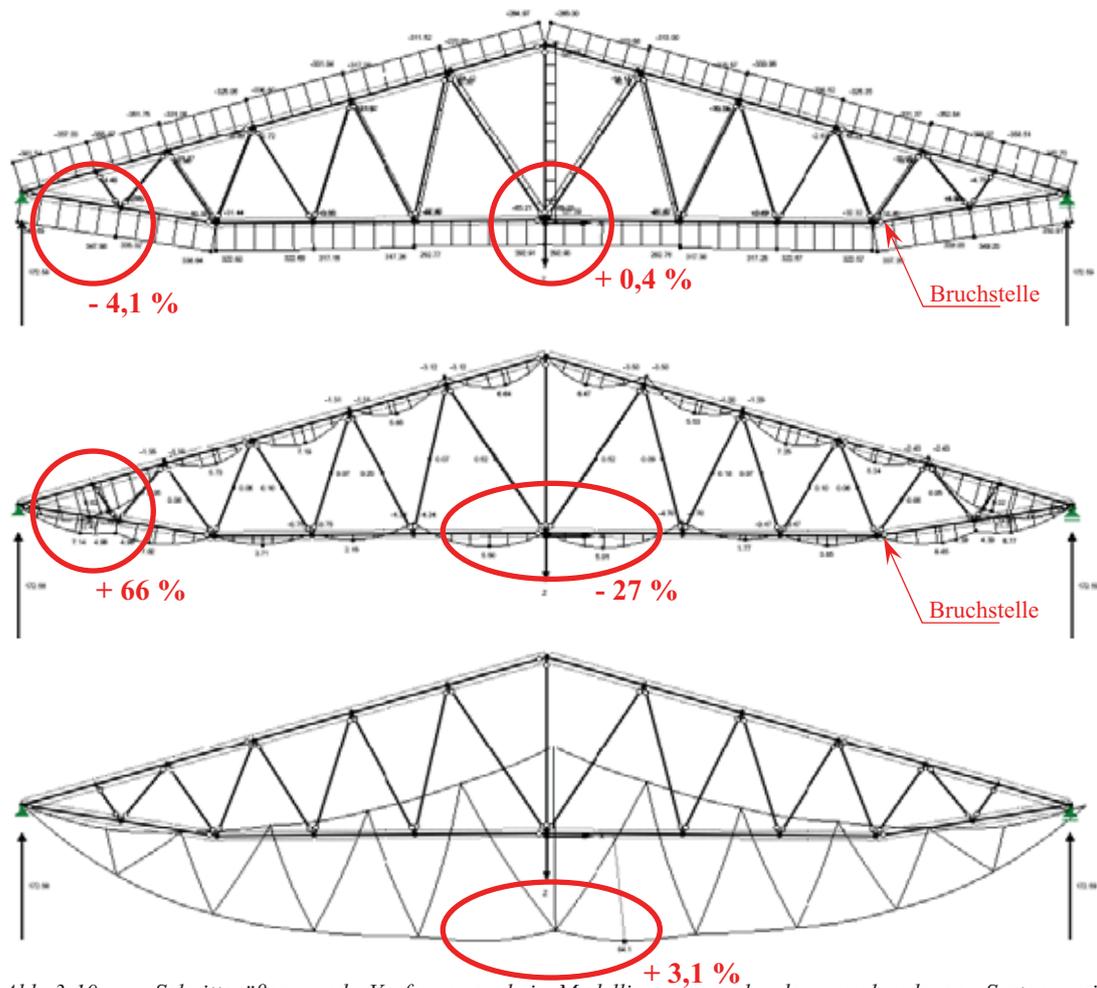


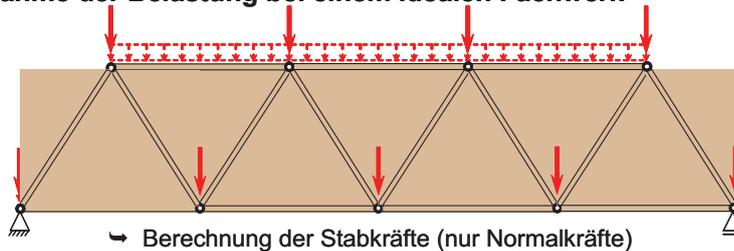
Abb. 3-10: Schnittgrößen und Verformung bei Modellierung nach dem vorhandenen System mit durchlaufenden Gurtquerschnitten, nachgiebige Stabanschlüsse nach Abschnitt 2.3.2 berücksichtigt. Vergleichswerte bezogen auf das ideale Fachwerkmodell.

Eine Gesamtübersicht der Veränderungen ist in Tab. 3-3 zusammengestellt. Mit Ausnahme der Biegebeanspruchung sind die Veränderungen vergleichsweise gering. Selbst die Durchbiegung nimmt unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeiten der Anschlüsse nur um ca. 3,1 % gegenüber dem idealen Fachwerkmodell zu.

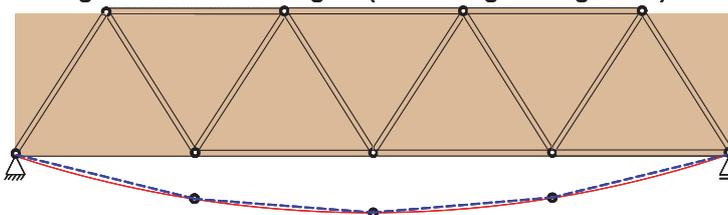
Tab. 3-3: Veränderung der Schnittgrößen und der Verformung in Abhängigkeit der Systemannahmen.

System	Normalkraft		Biegemoment		Verformung
	Rand	Mitte	Rand	Mitte	Mitte
ideales Fachwerk	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %
reales System, starr	96,9 % - 3,1 %	100,5 % + 0,5 %	141 % + 41 %	72 % - 28 %	95,8 % - 4,2 %
reales System, nachgiebig	95,9 % - 4,1 %	100,4 % + 0,4 %	166 % + 66 %	73 % - 27 %	103,1 % + 3,1 %

Annahme der Belastung bei einem idealen Fachwerk

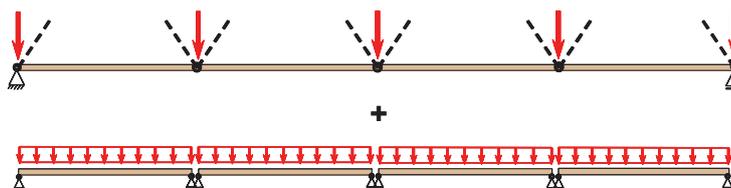


Verformung eines Fachwerkträgers (nur Untergurt dargestellt)

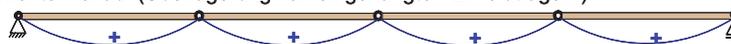


Momentenverlauf im Untergurt

Berechnung als ideales Fachwerk



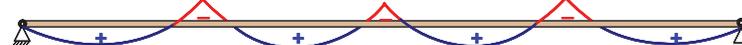
Momentenverlauf (Überlagerung von eingehängten Einfeldträgern)



Berechnung bei durchlaufendem Untergurt



Momentenverlauf aus durchgehendem Untergurt



Momentenverlauf (Näherung aus der Durchbiegung des Fachwerkträgers)



Momentenverlauf, Überlagerung aus Durchlaufwirkung und Fachwerk-Durchbiegung

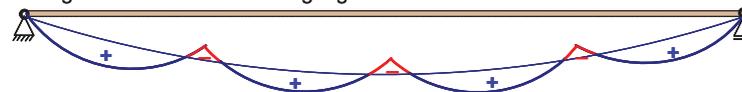


Abb. 3-11: Qualitativer Momentenverlauf im Untergurt eines Fachwerkträgers bei Berechnung unter Annahme eines idealen Fachwerkträgers bzw. unter Ansatz eines durchlaufenden Gurtes.

Für die Nachweise der Tragfähigkeit von Bedeutung ist nicht nur die Veränderung der jeweiligen Beanspruchungen, sondern besonders auch der Beitrag der jeweiligen Beanspruchung an der Gesamt-Auslastung der Bauteile. Im vorliegenden Fall beträgt der Anteil der maßgebenden Biegebeanspruchung an der Gesamt-Auslastung für das ideale Fachwerkssystem 15 %. Dieser Anteil steigt für das Rechenmodell unter Berücksichtigung der tatsächlichen Bauteillängen und der Nachgiebigkeiten auf 24 %. Die Biegebeanspruchungen haben damit einen deutlichen und bemessungsrelevanten Anteil an der Bauteilbeanspruchung. Ungünstige Einflüsse aus vereinfachenden Annahmen müssen daher untersucht und berücksichtigt werden.

Die Modellannahmen, Verformungen und qualitativen Biegemomentenverläufe sind in Abb. 3-11 im Prinzip zusammenfassend dargestellt:

Aus dem Momentenverlauf aus eingehängten Einfeldträgern ergibt sich im Vergleich zu einer Durchlaufwirkung eine höhere Beanspruchung, wenngleich diese im Gegensatz zum Durchlaufträger in Feldmitte wirkt.

Schwächt sich die Stützwirkung durch Nachgiebigkeiten in den Anschlüssen ab, verändert sich die Momentenbeanspruchung. Die Stützmomente werden kleiner, die Feldmomente werden größer. In ungünstigen Fällen kann die Momentenbeanspruchung erheblich größer werden als dies durch eingehängte Einfeldträger abgeschätzt wird.

3.3 Trägerrost mit schadhafte Bauteilen

3.3.1 Ausgangssituation

In den Brettschichtholzbauteilen eines Trägerrostes über einem quadratischen Kirchenraum sind große Risse festgestellt worden. Die Tragkonstruktion besteht aus paarweise angeordneten Brettschichtholsträgern (2 x 10 / 125 cm), die über Nagelbleche und Kreuzungsbleche gestoßen sind.

Bei der Bestanduntersuchung und Schadensanalyse wurden als Ursache für die Rissbildung behinderte Schwindverformungen durch große, vertikal durchgehende Nagelbleche an den Kreuzungspunkten ermittelt. Die Risse laufen im mittleren Drittel der Querschnittshöhe auf der gesamten Bauteillänge durch und umfassen die gesamte Querschnittsbreite von jeweils 10 cm. Im inneren Drittel des Tragwerkes sind die Risse stärker ausgeprägt als am Rand, an den Auflagern selbst sind keine Risse mehr vorhanden.

Im Sommer 2004 wurde der Verformungszustand des Tragwerkes unter Eigengewicht vermessen. Eine erneute Vermessung fand zum Zeitpunkt der Schadensaufnahme im Winter 2006 unter einer Schneelast von $1,3 \text{ kN/m}^2$ (fast 90 % der Bemessungslast) statt.

Aufgrund des Zustandes der Tragkonstruktion und der vorhandenen hohen Schneelast auf dem Dach waren folgende Fragestellungen zu beantworten:

1. Kann das schadhafte Tragwerk die vorhandenen Schneelasten mit ausreichender Sicherheit abtragen?
2. Welche maximale Schneelast kann die schadhafte Konstruktion aufnehmen (wg. Erhöhung der anzusetzenden Schneelasten nach DIN 1055-5)?
3. Ist eine Sanierung der Konstruktion erforderlich und möglich?
4. Wie können mögliche Sanierungsmaßnahmen aussehen?

Bereits zur sicheren Beantwortung der ersten Frage war es erforderlich, ein Rechenmodell zu entwickeln, mit dem die Beanspruchungen in dem stark geschädigten Tragwerk möglichst realistisch ermittelt werden können.



Abb. 3-12: Trägerrost aus paarweise angeordneten Brettschichtträgern über einem quadratischen Kirchenraum (linkes Bild). Die Brettschichtträger sind in den mittleren Feldern auf ganzer Länge durchgerissen (rechtes Bild).

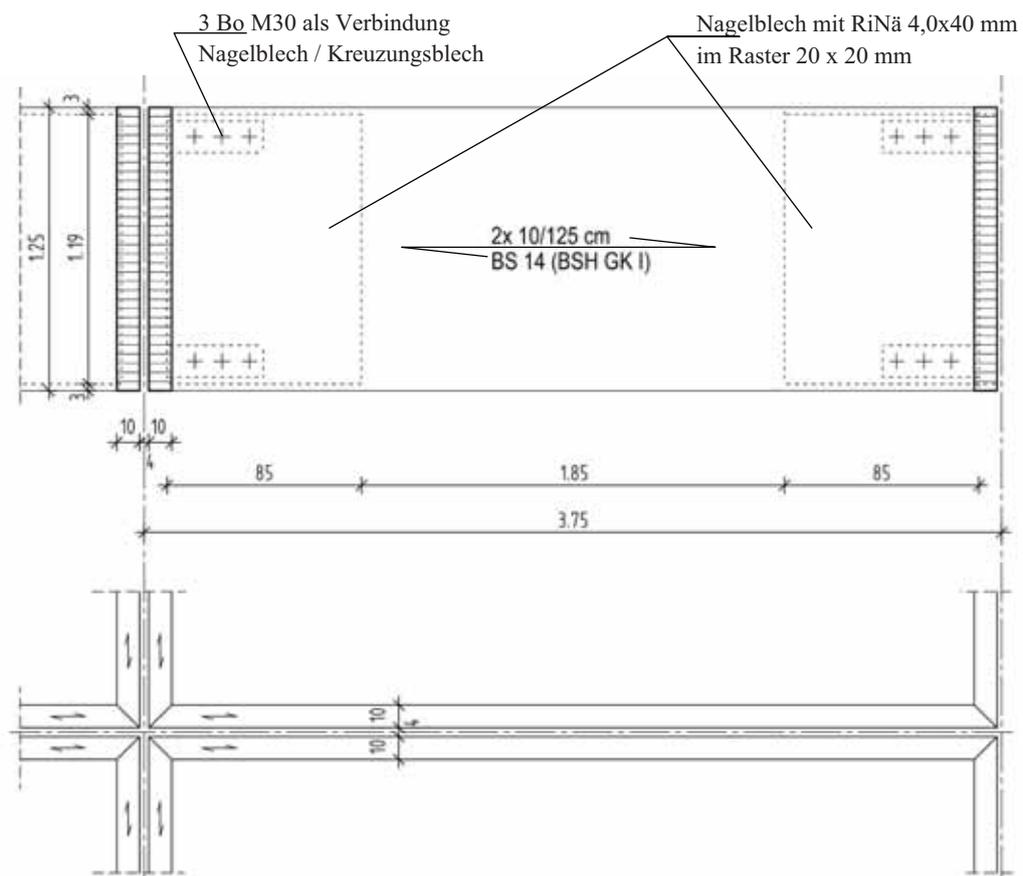


Abb. 3-13: Ansicht und Grundriss eines Trägerfeldes. Die Kraftübertragung an den Kreuzungspunkten erfolgt über auf der Innenseite der Träger angeordnete Nagelbleche über Gelenkbolzen in kreuzförmige Stahlteile, die die Knotenkräfte jeweils von Trägerfeld zu Trägerfeld weiterleiten.

3.3.2 Modellierung des ungeschädigten Tragwerks

Der erste Schritt war die Entwicklung eines Stabwerksmodells unter Annahme eines ungeschädigten Tragwerkes, wie es in der Planung des Bauwerkes vorgesehen und bei Errichtung ausgeführt wurde. Das Stabwerksmodell besteht aus den folgenden Teilelementen (Abb. 3-14):

Balkenstab:

Die Stabeigenschaften ergeben sich aus der Geometrie und den Baustoffeigenschaften der beiden Querschnittsteile aus Brettschichtholz.

Stabanschlüsse:

Die Brettschichtträger sind über die großflächige Vernagelung mit den seitlichen Nagelblechen nachgiebig verbunden. Die Nachgiebigkeit des Anschlusses wird durch eine vertikale Translationsfeder und eine Drehfeder nachgebildet. Eine horizontale Translationsfeder ist nicht erforderlich, da in einem Balken-Trägerrost keine Normalkräfte und damit keine Verformungen in Längsrichtung der Bauteilachsen entstehen.

Verbindungsknoten:

Ein Knotenelement verbindet die beiden Stabanschlüsse untereinander. Dabei wird angenommen, dass in der Stahlbauverbindung des Kreuzungspunktes (Bolzenanschlüsse und Kreuzungsblech) keine wesentlichen Nachgiebigkeiten vorhanden sind.

Abb. 3-14 zeigt einen Modellausschnitt für ein Trägerfeld. Das gesamte Stabwerksmodell ergibt sich durch Verknüpfung der einzelnen Felder in beiden Richtungen.

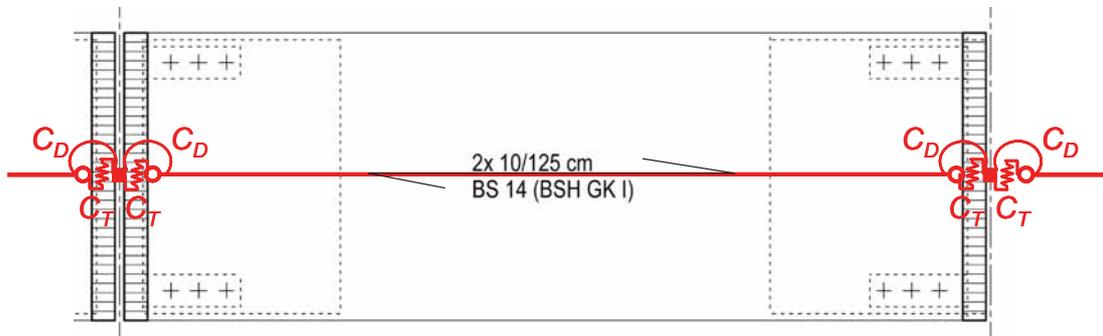
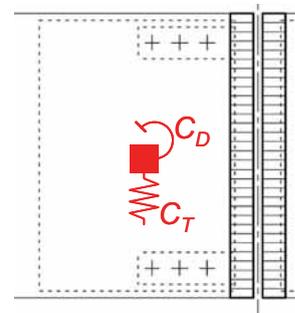


Abb. 3-14: Modellierung der Trägerfelder im Stabwerksmodell für das ungeschädigte Tragwerk.

Abb. 3-15: Modellierung des Anschlusses der Brettschichtquerschnitte an die Nagelbleche für das ungeschädigte Tragwerk.



Die Steifigkeiten der beiden Ersatzfedern ergeben sich aus den Verformungseigenschaften der verwendeten Nägel. Die Nachgiebigkeiten wurden im vorliegenden Fall noch nach den Regeln von DIN 1052-2(1988) bestimmt.

Aufgrund der hohen Nageldichte wird die Nachgiebigkeit eines Nagels auf die anteilige Fläche im Nagelblech bezogen. Damit erhält man eine Steifigkeit pro cm^2 des Nagelbleches und die Anschlusssteifigkeit lässt sich über die Gesamtfläche des Nagelbleches bestimmen.

$$C_A = \frac{C_{Na}}{A_{Na}} = 10 \cdot \frac{zul N_{Na}}{d_{Na} \cdot A_{Na}} = 10 \cdot \frac{714}{4,0 \cdot 400} = 0,446 \frac{MN/m}{\text{cm}^2}$$

mit C_A flächenbezogene Steifigkeit

$$\text{Steifigkeit eines einschnittigen Nagels } C_{Na} = 10 \cdot \frac{zul N_{Na}}{d_{Na}}$$

$$\text{zulässige Belastung eines Nagels } zul N_{Na} = 1,25 \cdot \frac{500 \cdot 4,0^2}{10 + 4,0} = 714 \text{ N}$$

Damit ergibt sich die Steifigkeit C_T der Translationsfeder zu

$$C_T = C_A \cdot A_{Bl}$$

und für die beiden vorhandenen Größen der Nagelbleche zu

$$\text{Stahlblech 85/119 cm: } C_T = 4,46 \cdot 850 \cdot 1190 = 4.511 \text{ MN/m}$$

$$\text{Stahlblech 70/119 cm: } C_T = 4,46 \cdot 700 \cdot 1190 = 3.715 \text{ MN/m}$$

Die Steifigkeit C_D der Rotationsfeder ergibt sich aus der flächenbezogenen Steifigkeit eines Nagels in Abhängigkeit des Abstandes zum Flächenschwerpunkt der Verbindung. Für die Gesamtsteifigkeit sind alle Nägel bzw. alle Teilflächen über die Gesamtfläche der Verbindung auszusummieren:

$$\text{für einzelne Verbindungsmittel gilt: } C_D = C \cdot \sum_1^n r_i^2$$

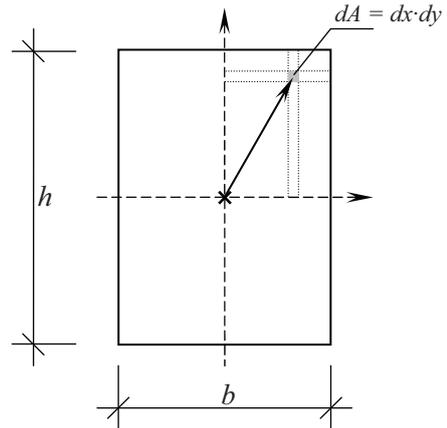
mit n Anzahl der Verbindungsmittel

Dem entsprechend ergibt sich Gesamtsteifigkeit des Nagelbleches als Summe aller flächenbezogenen Nachgiebigkeiten C_A der einzelnen Verbindungsmittel mit der Teilfläche dA :

$$C_D = C_A \cdot dA \cdot \sum r_i^2$$

Mit $dA = dx \cdot dy$ und $r = \sqrt{(x^2 + y^2)}$ kann die Rotationssteifigkeit durch Integration über die gesamte Fläche des Nagelbleches bestimmt werden:

$$\begin{aligned}
 C_D &= 4 \cdot C_A \cdot \int_0^{\frac{h}{2}} \int_0^{\frac{b}{2}} r^2 \cdot dx \cdot dy = \\
 &= 4 \cdot C_A \cdot \int_0^{\frac{h}{2}} \int_0^{\frac{b}{2}} (x^2 + y^2) \cdot dx \cdot dy = \\
 &= C_A \cdot \frac{b \cdot h}{12} \cdot (b^2 + h^2)
 \end{aligned}$$



Damit ergeben sich folgende Rotationssteifigkeiten:

Stahlblech 85/119 cm:

$$C_D = 4,46 \cdot \frac{850 \cdot 1190}{12} \cdot (850^2 + 1190^2) = 804 \text{ MNm/rad}$$

Stahlblech 70/119 cm:

$$C_D = 4,46 \cdot \frac{700 \cdot 1190}{12} \cdot (700^2 + 1190^2) = 590 \text{ MNm/rad}$$

Die angegebenen Werte gelten für ein Stahlblech. Für die Gelenksteifigkeiten im statischen Rechenmodell sind die Werte daher zu verdoppeln (ein Stahlblech je Teilquerschnitt):

$$\text{Stahlblech 85/119 cm: } C_T = 2 \cdot 4.511 = 9.022 \text{ MN/m}$$

$$C_D = 2 \cdot 804 = 1.608 \text{ MNm/rad}$$

$$\text{Stahlblech 70/119 cm: } C_T = 2 \cdot 3.715 = 7.430 \text{ MN/m}$$

$$C_D = 2 \cdot 590 = 1.180 \text{ MNm/rad}$$

3.3.3 Modellierung des geschädigten Tragwerks

Bei der Modellierung des geschädigten Tragwerks muss zunächst analysiert werden, wie sich die vorhandenen Schäden auf die übertragbaren Kräfte auswirken. Im vorliegenden Fall schränkt der breite und durchgehende Riss die Kraftübertragung senkrecht zu den Rissoberflächen (Querdruck bzw. Querkzug) sowie parallel zu den Rissoberflächen (Schub) ein.

Sinnvoll erscheint hier eine Aufteilung des geschädigten Brettschichtholzes in zwei parallele, übereinander liegende Stäbe (vgl. Abb. 3-16). Da sich der Riss stets im Bereich der halben Trägerhöhe gebildet hat, wird jeweils die obere bzw. untere Trägerhälfte durch einen Stab abgebildet. Die Stabachsen liegen in Höhe der Achsen für die obere bzw. für die untere Trägerhälfte.

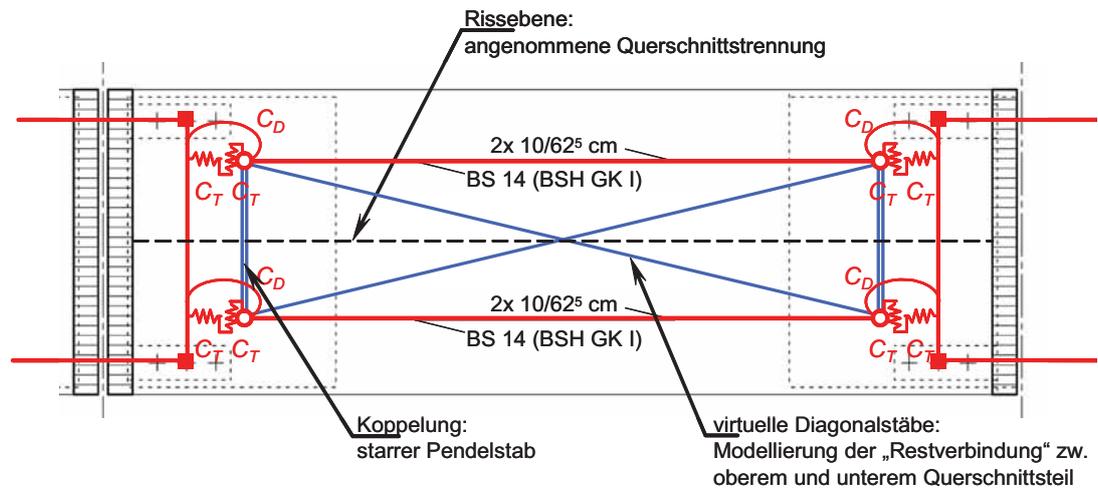


Abb. 3-16: Modellierung der Trägerfelder im Stabwerksmodell für das geschädigte Tragwerk.

Die beiden Stäbe sind mit den Nagelblechen nachgiebig verbunden, wobei jeder Stab nur an die halbe Fläche des Nagelbleches angeschlossen ist. Durch die Aufteilung des Querschnittes in eine untere und in eine obere Hälfte entstehen in den beiden Teilquerschnitten nun zusätzlich Normalkräfte (Druck im oberen bzw. Zug im unteren Querschnittsteil). Im Gegensatz zum Modell für das ungeschädigte Tragwerk muss daher für die horizontale Nachgiebigkeit zusätzlich eine horizontale Ersatzfeder ergänzt werden. Die Steifigkeit der Anschlussfläche ist in allen Richtungen gleich groß. Da die vertikale und die horizontale Richtung voneinander unabhängig sind, ergeben sich gleiche Anschlusssteifigkeiten.

Die Nagelbleche liegen je zur Hälfte im oberen und im unteren Querschnittsteil. Für die Nachgiebigkeiten der Anschlüsse bedeutet dies, dass die Steifigkeitswerte mit der halben Anschlussfläche zu berechnen sind. Die Verdopplung der Steifigkeitswerte wegen der zwei nebeneinander liegenden Querschnitte wird hier gleich mit berücksichtigt.

Steifigkeit der Translationsfeder:

$$\text{Stahlblech } 85/119 \text{ cm: } C_T = 2 \cdot 4,46 \cdot 850 \cdot 1190 / 2 = 4.511 \text{ MN/m}$$

$$\text{Stahlblech } 70/119 \text{ cm: } C_T = 2 \cdot 4,46 \cdot 700 \cdot 1190 / 2 = 3.715 \text{ MN/m}$$

Steifigkeit der Rotationsfeder:

Stahlblech 85/119 cm:

$$C_D = 2 \cdot 4,46 \cdot \frac{850 \cdot (1190/2)}{12} \cdot (850^2 + (1190/2)^2) = 404 \text{ MNm/rad}$$

Stahlblech 70/119 cm:

$$C_D = 2 \cdot 4,46 \cdot \frac{700 \cdot (1190/2)}{12} \cdot (700^2 + (1190/2)^2) = 261 \text{ MNm/rad}$$

Der nachgiebige Anschluss der beiden Stäbe erfolgt an einen vertikalen Stab, der das Nagelblech repräsentiert. Die beiden Kreuzungsbleche werden durch einen weiteren Horizontalstab berücksichtigt, der entsprechend den Annahmen der Bestandsstatik biegesteif mit dem Nagelblech verbunden ist.

Das beschriebene Modell beinhaltet folgende Unsicherheiten:

- Die Lage des Risses ist nicht exakt auf halber Trägerhöhe, die Höhe des oberen und unteren Teilquerschnittes ist daher unterschiedlich.
- Der Riss verursacht keine vollständige Trennung der beiden Teilquerschnitte. Holzfasern laufen in unterschiedlichem Umfang über den Riss hinweg.

Um die in unterschiedlichem Maß vorhandene „Restverbindung“ zwischen oberem und unterem Querschnitt zu berücksichtigen, werden in im Rechenmodell virtuelle Stäbe ergänzt. Diese Stäbe sind in Abb. 3-16 blau dargestellt. Zu diesen Stäben gibt es kein unmittelbar korrespondierendes Bauteil im Tragwerk, sie haben nur die Aufgabe Eigenschaften des Tragwerkes zu berücksichtigen, die in der direkten Modellabbildung des Tragwerkes nicht vorhanden sind. Im vorliegenden Fall werden mögliche Kraftübertragungen in Querrichtung und in Längsrichtung über den Riss hinweg durch die Diagonalstäbe berücksichtigt.

Die Stabeigenschaften der virtuellen Stäbe im Rechenmodell, hier die Dehnsteifigkeiten, können nun so eingestellt werden, dass das rechnerische Tragverhalten weitgehend dem tatsächlichen Tragverhalten entspricht. Als Vergleichsgröße dafür kann hier die Verformungsdifferenz unter der gemessenen Schneelast herangezogen werden (Kalibrierung des Rechenmodells).

Um zu gewährleisten, dass keine Kraftumverteilungen in den nachgiebigen Anschlüssen der Horizontalstäbe an die Nagelbleche stattfinden, ist das obere und das untere Stabende durch eine Koppelung, die jedoch keine Längskräfte aufnehmen kann, zu verbinden (starre Koppelung durch starren Pendelstab, d.h. $EA = \infty$).

3.3.4 Sanierung

Durch das kalibrierte Rechenmodell konnten die gemessenen Verformungen gut nachvollzogen werden. Aufgrund der berechneten Beanspruchungen im Tragwerk war jedoch eine ausreichende Tragfähigkeit nicht mehr gegeben. Aus mehreren möglichen Sanierungsvarianten wurde die zusätzliche Unterspannung des Trägerrostes gewählt. Das vorhandene Tragwerk wird dabei in den Drittelpunkten unterstützt, so dass sich für den Trägerrost zusätzlich vier nachgiebige Auflagerpunkte ergeben.

Auf der Grundlage des entwickelten Rechenmodells konnte die Unterspannung so geplant und dimensioniert werden, dass die vorhandene Rest-Tragfähigkeit des geschädigten Systems in vollem Umfang ausgenutzt wird. Damit ergab sich die aus architektonischer und wirtschaftlicher Sicht verträglichste Gesamtlösung für das Tragwerk. Die zusätzlichen Druckkräfte, die durch eine Unterspannung im Tragsystem hervorgerufen werden, werden in einem zusätzlichen Stahl-Druckgurt aufgenommen, der durch das vorhandene Holztragwerk stabilisiert wird. Da ein Ausknicken somit nicht zu berücksichtigen ist, steht die gesamte Materialfestigkeit für die Übertragung der Druckkräfte zur Verfügung und der Querschnitt konnte so auf ein Mindestmaß reduziert werden.

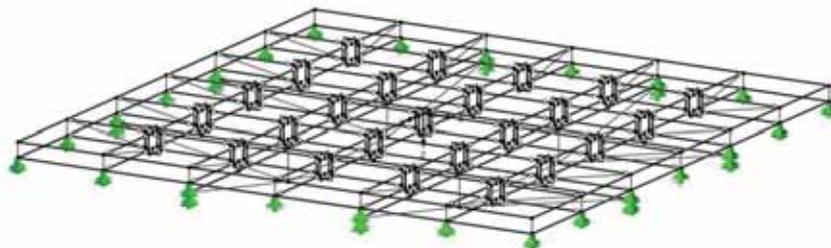


Abb. 3-17: Gesamtes Stabwerksmodell des Trägerrostes mit Unterspannung. Die virtuellen Stäbe sind aus Gründen der Übersichtlichkeit nur in den Randfeldern dargestellt.



Abb. 3-18: Modellierung der Trägerfelder im Stabwerksmodell für das geschädigte Tragwerk.

4 Schlussfolgerungen

Statische Rechenmodelle sind ein notwendiges Hilfsmittel, um das Tragverhalten und die Standsicherheit von Bauwerken berechnen und nachweisen zu können. Einfache Modelle für Handrechenverfahren wurden anfangs auch in computergestützten Rechenprogrammen verwendet.

Mit zunehmendem Einsatz und zunehmender Leistungsfähigkeit von Rechnern wurden rechnerorientierte Berechnungsmethoden und Programme entwickelt, die verfeinerte und vielfältigere Rechenmodelle ermöglichen. Auch komplexere Tragstrukturen können genauer und wirklichkeitstreu abgebildet werden. Gleichzeitig besteht damit aber auch die Gefahr Ingenieuraufgaben bzw. das ingenieurmäßige Denken zunehmend auf die Hilfsmittel (Rechner und Software) zu übertragen.

Hinzu kommt die Tendenz alle Einflüsse und Streuungen der Lasteinwirkungen, des Tragverhaltens, der Umgebungsbedingungen und der Materialeigenschaften möglichst genau zu erfassen und durch Beiwerte und Einflussfaktoren zu berücksichtigen.

Die einfachere Umsetzung und Berechnung auch umfangreicher und komplexer Rechenmodelle und die Berücksichtigung einzelner Einflüsse auf die Tragfähigkeit führt somit letztlich zu höheren Anforderungen an die Fachkenntnis des Ingenieurs. Größte Gefahr ist eine zu große „Rechnergläubigkeit“, d.h. die Ergebnisse werden in ihrer Sicherheit und Genauigkeit überschätzt.

Für eine Kontrolle der Ergebnisse und das Abschätzen der Auswirkung veränderter Einflussparameter gewinnen deshalb Vergleichsrechnungen und Grenzbetrachtungen erheblich an Bedeutung:

- Die Auswirkungen der getroffenen Modellannahmen auf die Ergebnisse sind zu prüfen und gezielt zu hinterfragen.
- Vergleichsrechnungen mit Variation von Modell- und Materialeigenschaften sind erforderlich, um das Verhalten und die Empfindlichkeit des Systems zu prüfen.
- Die Ergebnisse sind anhand des Schnittgrößenverlaufs, überschlägiger Vergleichsrechnungen (Handrechnungen!), Plausibilitätskontrollen von Schnittgrößen und Verformungen und hinsichtlich der Auswirkung von Verformungen zu überprüfen.

I Betrachtung eines verklebten Trägerstoßes – Modellvergleich und experimentelle Überprüfung

S. Rauter, T. Bogensperger



DI Simon Rauter

2006 Diplomarbeit an der TU Graz
seit 2007 wissenschaftlicher Mitarbeiter in der holz.bau forschungs gmbh



Dr. techn. DI Thomas Bogensperger

1994 – 1997 Waagner Biro AG, Wien-Graz
1997 – 2000 Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke,
TU Graz
2000 Promotion an der TU Graz
2000 – 2001 Institut für Mechanik, TU Graz
2001 – 2002 Ingenieurbüro Zenkner&Handel, Graz
2002 – 2003 Institut für Baustatik, TU Graz
seit 2003 Institut für Holzbau&Holztechnologie, TU Graz

1 Ausgangslage

Klebung auf der Baustelle zur Herstellung von Verbindungen sind in der Praxis unüblich und werden nur in speziellen Fällen durchgeführt. Ein solcher Spezialfall war die Herstellung der Trägerstöße in einem Hochregallager (HRL) das 2007 für die Salinen Austria AG in Ebensee errichtet wurde. Die Träger aus Brettschichtholz (BSH) wurden dabei mittels seitlich aufgeklebten Laschen zu einem biegesteifen Stoß verbunden.

Für eine solche Klebeverbindung, betrachtet als System, liegt noch kein allgemein gültiges Modell vor. Eine Vielfalt von Parametern betreffend die Struktur, das Material und die mechanischen Kenngrößen beeinflussen das System und müssen bei der Modellierung berücksichtigt werden. Ziel ist es, ein verständliches, nachvollziehbares und handhabbares Modell zur Berechnung und Bemessung des Stoßes zu finden, welches durch die Ergebnisse der Versuchsreihe bestätigt werden kann.



Abb. 1-1: Montage des Hochregallagers der Salinen Austria AG in Ebensee

1.1 Äußere Einflüsse

Auf dem Areal der Salinen und folglich auch innerhalb des HRLs existieren salzhaltige Umgebungsbedingungen, die gegenüber Stahl korrodierend einwirken. Um eine Stahlkonstruktion vor Korrosion zu schützen, wären aufwändige Beschichtungen der Stahloberflächen bzw. die Verwendung von rostfreiem Edelstahl notwendig. Aus diesem Grund wurde die gesamte Tragstruktur des HRLs in Holz ausgeführt, das ohne besondere Behandlung gegen Salze, Säuren oder andere chemisch aggressive Stoffe resistent ist und auch einen ausreichenden Widerstand gegen die einwirkenden Beanspruchungen gewährleistet.

Wegen der geringen Verformungstoleranzen im Hochregalbau (max. Verformung von 10 mm) ist eine biegesteife Ausführung des Regalträgerstoßes notwendig. Eine Ausführung

mit Stahlteilen ist wegen der oben erwähnten Korrosionsgefahr nicht möglich. Deshalb wurde der Beschluss gefasst, den Stoß mittels aufgeklebten Laschen herzustellen.

Die Schwierigkeit beim Kleben auf der Baustelle bestehen im Allgemeinen darin, alle Bedingungen, die für eine ordnungsgemäße Klebung erforderlich sind, einzuhalten. Neben der richtigen Vorbereitung der Elemente müssen die Holzfeuchte, die Temperatur, der Pressdruck, die Presszeit und weitere Faktoren nach den Vorschriften eingehalten werden. Da die Stöße der Regalträger nicht für die Stabilität des Gesamtsystems erforderlich sind, erfolgte deren Fertigstellung erst nach der Montage der Außenhaut des HRLs. Somit konnte die Verklebung bei geregelten Feuchte- und Temperaturbedingungen durchgeführt werden.

2 Beobachtung

Im vorliegenden Beitrag wird nur das (Sub-) System der oben erwähnten Verbindung untersucht. Auf die Modellierung des Durchlaufträgersystems (baustatisches Modell, Belastungsmodell etc.) wird an dieser Stelle nicht weiter eingegangen.

Die „reale“ Wirkungsweise des in Abb. 2-1 dargestellten Trägerstoßes, hängt von mehreren Parametern ab. Die Kräfte laufen vom Querschnitt des Regalträgers beidseitig über die Klebefuge in die aufgeklebten Kerto-S-Platten und nach dem Stoß wieder über die Klebefuge in den nächsten Regalträger. Wie die Spannungen in den einzelnen Elementen und über die Klebefläche verteilt sind soll mit geeigneten Modellen erläutert werden.

2.1 Regalträger als Subsystem

Das HRL der Salinen Austria AG ist 110 m lang, 22 m breit und 24 m hoch. In der Mitte des HRL ist die Verteilzone angeordnet, von der aus die einzelnen Fächer mittels vollautomatischen Regalbediengeräten be- und entladen werden. Die Lagerkapazität des gesamten Lagers beträgt 11.250 Paletten. Die Regalfächer sind in ihren Dimensionen für drei Europaletten ausgelegt und können jeweils mit einer Gesamtfachlast von 3,15 t belastet werden. Die Paletten lagern auf jeweils zwei Regalträgern, die ihrerseits die Lasten an die Steher weitergeben.

Zur Berechnung und Bemessung werden die Regalträger als ein Subsystem des gesamten HRLs betrachtet und als Durchlaufträger modelliert. Im HRL in Ebensee sind insgesamt 26.000 lfm Regalträger verbaut. Aus montagetechnischen Gründen werden die Regalträger mit einer Länge von nur ca. 13 m gefertigt und müssen zur Erfüllung der Gebrauchstauglichkeitsanforderungen an den Enden biegesteif gestoßen werden.

2.2 Ausführung des Durchlaufträgers/Stoßes

2.2.1 Technische Ausführung

Die Regalträger bestehen aus kombiniertem BSH der Festigkeitsklasse GL 32c mit einem Querschnitt $b/h = 100/200$ mm. Zur Herstellung des biegesteifen Stoßes wurden beidseitig 21 mm dicke Kerto-S-Platten mittels Schraubpressverklebung befestigt. Die Verwendung von Kerto-S begründet sich in den getroffenen Modellannahmen und wird unter Abschnitt 3.2.2 näher erläutert. Die Bestimmung der erforderlichen Klebefläche sowie Dicke der Laschen ist von den auftretenden Einwirkungen abhängig. Zur Verklebung wurde ein handelsüblicher 1K-PU-Kleber verwendet.



Abb. 2-1: Regalträgerstoß mit schraubverklebten Kerto-S-Laschen

2.2.2 Ausführung der Klebung

Vor dem Kleben müssen die Klebeflächen sorgfältig vorbereitet werden. Mittels Montagelehre werden die gehobelten BSH-Oberflächen der beiden Trägerenden eingerichtet. Dann werden die Oberflächen gereinigt und befeuchtet.

Der Kleber (Purbond HB 110) wird mithilfe einer gezahnten Spachtel vollflächig auf die Kerto-S Platte aufgetragen. Die Menge des Klebstoffauftrages hat dabei mindestens 200 g/m^2 zu betragen.

Die Schraubpressverklebung wird nach den Regeln von DIN 1052:2004 durchgeführt. Die eingebrachten Holzschrauben ($\varnothing 6 \text{ mm}$, $l = 65 \text{ mm}$) mit Teilgewinde (Würth ECO Assy II) werden, nach dem, in Abb. 2-2 dargestellten Schema, in die vorgebohrten Löchern eingeschraubt.

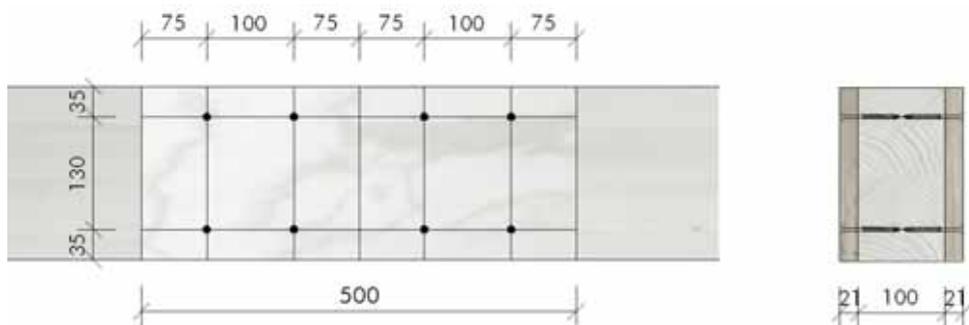


Abb. 2-2: Schraubenanordnung (Abmessungen in mm)

2.2.3 Baustatisches Modell

Die Feldlängen des Durchlaufträgers betragen jeweils 3,28 m, wobei in jedem vierten Feld ein Stoß anzuordnen war. Der Stoß wurde zur Berechnung der Schnittkräfte biegesteif angenommen. Wegen den möglichen unterschiedlichen Laststellungen im HRL können an einem Punkt des Trägers die Schnittkräfte variieren. Die Lage des Stoßes wurde in einem Abstand von 0,7 m, gemessen vom Auflager, gewählt. An dieser Stelle weisen das positive und negative Moment bei den verschiedenen Lastkombinationen ungefähr denselben Wert auf.

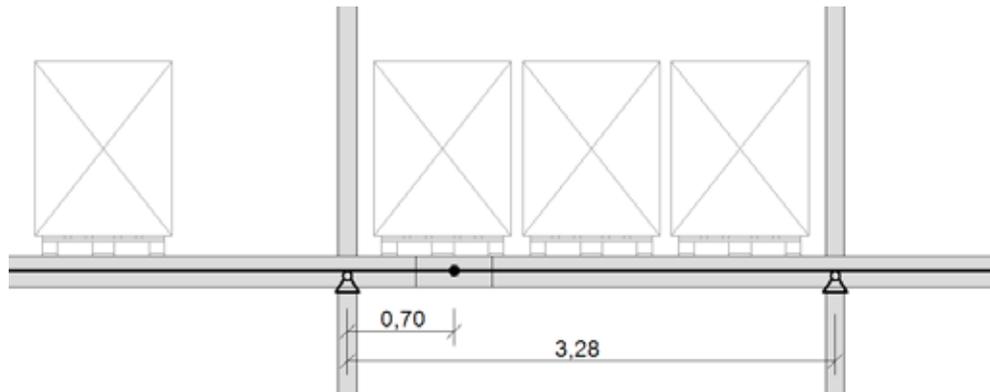


Abb. 2-3: Ausschnitt System Durchlaufträger mit statischem Modell

Die Fachlast von 3,15 t entspricht einer Streckenbelastung von 4,8 kN/m und ergibt die folgenden Bemessungsschnittkräfte für die Beanspruchungssituationen A und B:

- A: $V_A = 6,50 \text{ kN}$ $M_A = 3,01 \text{ kNm}$
- B: $V_B = 0,0 \text{ kN}$ $M_B = -3,06 \text{ kNm}$

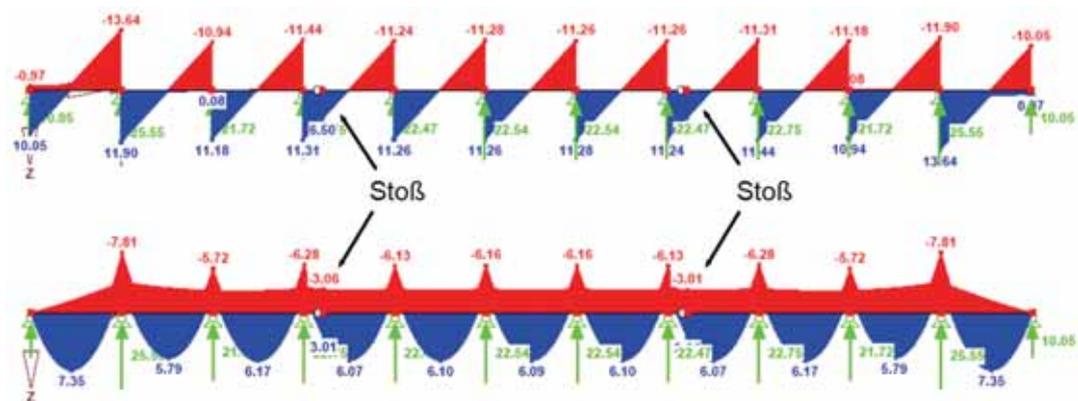


Abb. 2-4: Querkraft- und Momentenverlauf des Durchlaufträgers

3 Modellbildung

Beginnend mit einem einfachen Ingenieurmodell wird das Verbindungssystem in der Folge Schritt für Schritt mittels strukturellen, stofflichen und statischen Modellen der „Realität“ angeglichen. Jedes dieser Modelle hat absolute Gültigkeit innerhalb seiner definierten Grenzen. Inwieweit das jeweilige Modell im Rahmen des vorliegenden Verbindungssystems

gültig ist wird durch logische Überlegungen und schließlich durch das Experiment geprüft. Das Resultat am Ende sollte ein verhaltensklärendes Modell sein, das alle relevanten Systemelemente und -relationen berücksichtigt.

3.1 Ingenieurmodell

Aus dem baustatischen Modell erhalten wir die Schnittkräfte an der Stoßstelle. In Abb. 3-1 ist das rechte Schnitтуufer des Stoßes mit den Kräften abgebildet und stellt damit das erste Modell dar. Für eine erste Untersuchung werden die einwirkenden Schnittkräfte (Moment M und Querkraft V) getrennt betrachtet. Es wird angenommen, dass die Kräfte jeweils über Schub in den Klebeflächen von den beiden seitlichen Laschen in den BSH-Träger übertragen werden.

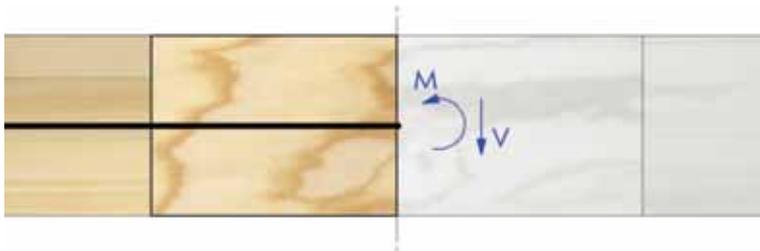


Abb. 3-1: Schnittkräfte am rechten Ende des Stoßes

3.1.1 Ingenieurmodell – Querkrafteinwirkung

Die Querkraft V wird gleichmäßig über Schub in den beidseitigen Klebeflächen übertragen. Die Schubspannung τ_v ergibt sich zu

$$\tau_v = \frac{1}{2} \cdot \frac{V}{b \cdot h} \quad [1]$$

und muss den Schubfestigkeiten des Klebers sowie der Kerto-S-Platten und des BSH-Trägers in den jeweiligen Richtungen genügen.

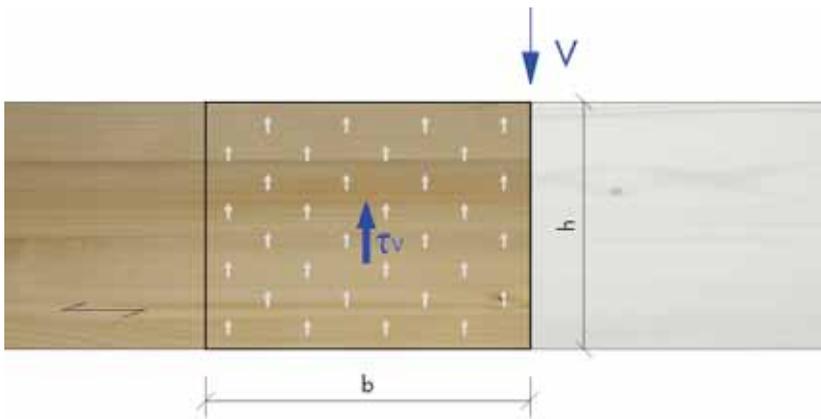


Abb. 3-2: Schubwirkung zufolge Querkraft V

3.1.2 Ingenieurmodell – Momenteneinwirkung

Das auftretende Moment wirkt in Bezug auf die betrachtete Klebefläche als Torsionsmoment und wird über Schubspannungen übertragen. Diese verlaufen radial um den Mittelpunkt der Klebefläche. Es wird ein linear-elastisches Materialverhalten vorausgesetzt, demzufolge die Spannungen linear mit dem Abstand zur Drehachse anwachsen.

Die Torsionsschubspannung τ_M im Abstand r errechnet sich aus dem Torsionsmoment M und dem polaren Trägheitsmoment I_p .

$$\tau_M = \frac{1}{2} \cdot \frac{M}{I_p} \cdot r \quad [2]$$

Das polare Trägheitsmoment ergibt sich aus der Summe der Trägheitsmomente um die x - und um die z -Achse:

$$I_p = \int x^2 dA + \int z^2 dA \quad [3]$$

Die maximale Schubspannung $\tau_{M,max}$ ergibt sich nach diesem Modell in den Eckpunkten der Klebeflächen ($r = \sqrt{(h/2)^2 + (b/2)^2}$). Um den Nachweis der Tragfähigkeit zu erbringen, muss die maximale Schubspannung unter der Festigkeit der Bauteile liegen.

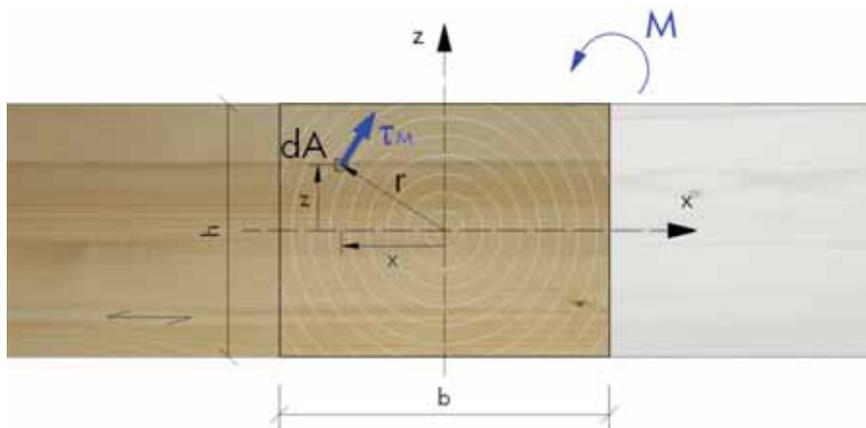


Abb. 3-3: Torsionsschubkräfte zufolge Moment

3.2 Stoffmodell – Orthotropie

Um die Spannungen aus dem Ingenieurmodell für die Nachweisführung der Tragfähigkeit den entsprechenden Festigkeiten gegenüberstellen zu können ist der Aufbau des Holzes genauer zu betrachten. Die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften des Holzes hängen direkt mit den Wuchseigenschaften des Baumes zusammen. Holz ist durch die unterschiedlichen Eigenschaften in den drei anatomischen Richtungen im Baum (Faser-, Rand- und Tangentialrichtung) ein orthotropes Material. Da Holz besonders unterschiedliche Eigenschaften in Längs- und Querrichtung aufweist wird die 3D-Orthotropie auf die Richtungen parallel (||) und senkrecht (\perp) zur Faser beschränkt. Die Kennwerte sind dabei mit 0 bzw. 90 (Ausrichtung zur Faser) bezeichnet und beziehen sich auf deren Wirkungsrichtung. Abb. 3-4 zeigt das verwendete Koordinatensystem mit den Bezeichnungen für die Ausrichtungen der Schubspannungen.

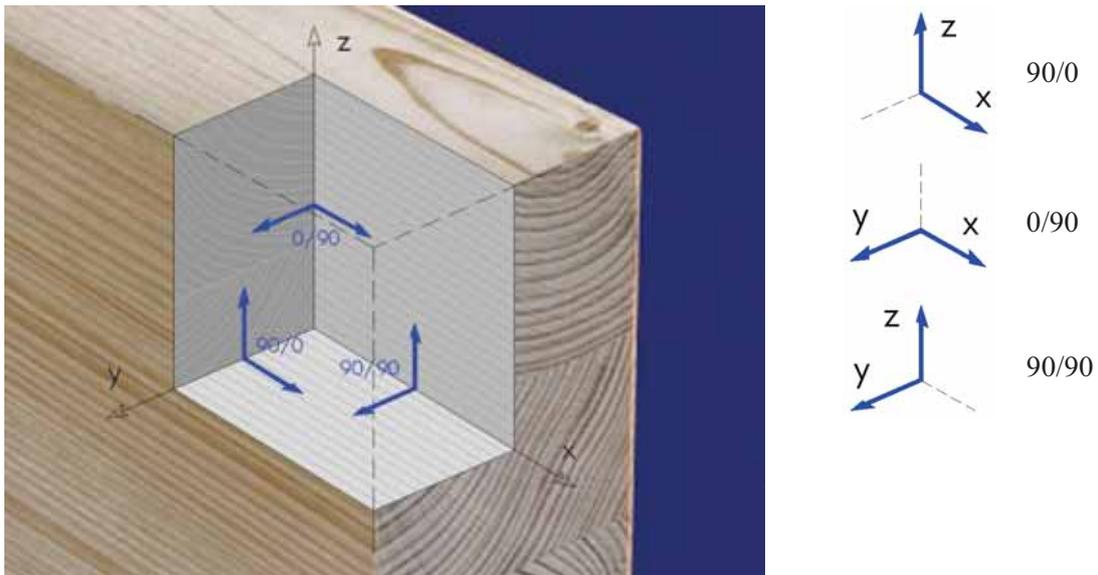


Abb. 3-4: Ausrichtung der Schubspannungen

In Tab. 3-1 und Tab. 3-2 sind die Festigkeits- und Steifigkeitswerte von BSH der Klasse GL 32c und deren Verhältnis parallel und senkrecht zur Faser angegeben. Für die Nachweise nach dem Ingenieurmodell sind in erster Linie die Schubfestigkeiten von Interesse. Die Querkraft V bewirkt die Schubspannungen τ_v in der Ebene xz mit der Orientierung $90/90$. Die entsprechende Festigkeit ist demnach die „Rollschubfestigkeit“. Durch die Momenteneinwirkung ergeben sich die Torsionsschubspannungen τ_M die in der Ebene xz um den Schubmittelpunkt rotieren und deshalb keiner eindeutigen Richtung zugeordnet werden können. Die Spannungen sind daher in einen Anteil in $x(y)$ - und einen in $z(y)$ -Richtung zu zerlegen und können so der Schubfestigkeit f_v (x -Richtung; \parallel parallel) bzw. der Rollschubfestigkeit f_r (z -Richtung; \perp senkrecht) gegenübergestellt werden.

3.2.1 „Neues“ Ingenieurmodell - Momenteneinwirkung

Betrachtet man die Schubsteifigkeiten in den Richtungen x und z so ist zu erkennen, dass die sogenannte Rollschubsteifigkeit $G_{90/90}$ im Verhältnis 1:10 kleiner ist als die Schubfestigkeit $G_{0/90}$. Da die Spannungen von den zugehörigen Steifigkeiten abhängen werden diese in der Richtung $90/90$ kaum aktiviert. Für das Ingenieurmodell wird die Annahme getroffen, dass die Rollschubspannungen überhaupt nicht wirken. Rechnerisch bedeutet das, dass für die Ermittlung des polaren Trägheitsmomentes der Term $\int x^2 dA$ entfällt.

$$\bar{I}_p = \int z^2 dA = I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad [4]$$

Die maximale Schubspannung ergibt sich demnach im Abstand $h/2$ zu

$$\tau_{M,max} = \frac{3 \cdot M}{b \cdot h^2}$$

Die Verteilung der Schubspannung über die Höhe ist dabei linear und bleibt in Längsrichtung x konstant. Für den Nachweis der Tragfähigkeit ist nach diesem Modell die Schubfestigkeit f_v die in Faserrichtung wirkt anzuwenden.

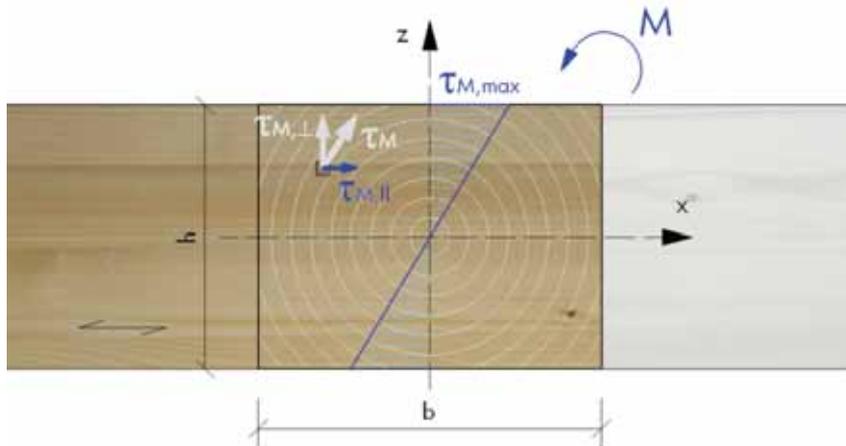


Abb. 3-5: Schubkräfte in Längsrichtung zufolge Moment nach „neuem“ Modell

Tab. 3-1: Verhältnis der Festigkeiten für BSH der Klasse GL 32c (enBR 2007)

charakteristische Festigkeit [N/mm ²]		GL 32c	II/⊥
Biegung		f_m	32
Zug	II	$f_{t,0}$	19,5
	⊥	$f_{t,90}$	0,5
Druck	II	$f_{c,0}$	26,5
	⊥	$f_{c,90}$	3,0
Schub und Torsion	II	$f_{0/90} (f_v)$	3,0
Rollschub	⊥	$f_{90/90} (f_r)$	1,0

Tab. 3-2: Verhältnis der Steifigkeiten für BSH der Klasse GL 32c (enBR 2007)

Steifigkeit [N/mm ²]		GL 32c	II/⊥
Elastizitätsmodul	II	$E_{0,mean}$	13700
	⊥	$E_{90,mean}$	420
Schubmodul	II	$G_{0/90,mean}$	780
	⊥	$G_{90/90,mean}$	78

3.2.2 Materialeigenschaften Kerto-S

Für die Laschen des ausgeführten Stoßes ist ein einfach anwendbares Material mit hoher Biege- und Schubfestigkeit gefordert. Da der Stoß in einem Regallager sehr häufig vorkommt (HRL Ebene ca. 1.400 Regalträgerstoße) soll das Material auch handelsüblich sein. Kerto-Platten sind ein bewährter Werkstoff, der in der Praxis oft zur lokalen Verstärkung verwendet wird.

Kerto besteht aus ca. 3 mm dicken Schäl furnieren die miteinander verklebt werden. Der Faserverlauf der Furniere ist bei Kerto-S rein parallel zur Längsrichtung des Furnierschichtholzes. Im Gegensatz dazu sind bei Kerto-Q einzelne Schichten zum Teil senkrecht angeordnet wodurch die Formstabilität und Plattenwirkung verstärkt werden. Allerdings sinken dadurch die Schubfestigkeit parallel zur Faser $f_{v,II}$ und die Biegefestigkeit f_m .

Tab. 3-3: Charakteristische Festigkeiten für Kerto-S und Kerto-Q (Zulassung Nr. Z-9.1-100)

charakteristische Festigkeit [N/mm ²]			Kerto-S	Kerto-Q
Biegung		f_m	50	36
Zug		$f_{t,0}$	38,0	27
	⊥	$f_{t,0}$	0,8	5
Druck		$f_{c,0}$	38	27
	⊥	$f_{c,0}$	5,0	12
Schub hochkant		$f_{v,0}$	6,0	6,0
Schub flachkant	⊥	$f_{v,90}$	4,0	1,5

Tab. 3-4: Steifigkeiten für Kerto-S und Kerto-Q (Zulassung Nr. Z-9.1-100)

Steifigkeit [N/mm ²]			Kerto-S	Kerto-Q
Elastizitätsmodul		$E_{0,mean}$	13000	10000
Schubmodul		$G_{0/90,mean}$	600	600

3.3 Elastisches Materialverhalten

Bis zu diesem Punkt wurde ein starres Verhalten der einzelnen Bauteile angenommen. Dadurch entstehen keine Verzerrungen in der Klebefläche und die Spannungen steigen linear an. Berücksichtigt man allerdings das elastische Verhalten der Füge­teile, so liegen keine gleichförmigen Spannungsverläufe vor, sondern es treten ausgeprägte Spannungsspitzen auf.

Die Entstehung von Schubspannungsspitzen ist in Abb. 3-6 an einer einfachen Klebung unter einachsiger Zugbeanspruchung dargestellt. Wären die Füge­teile vollständig dehnstarr, so würde dies zu einer gleichförmigen Schubdeformation der Kleberschicht über die Überlappungslänge führen. Die Spitzen der Schubspannungsverteilung rühren von der elastischen Dehnung der Füge­teile her. An den beiden Enden der Überlappung sind die Dehnungsunterschiede am größten. Während das Ende des einen Füge­teils noch unbelastet und ohne Dehnung ist, ist die Normalspannung im anderen Füge­teil auf den außen liegenden Wert angestiegen und damit auch die zugehörige Dehnung. Somit treten hier die größten Dehnungsdifferenzen und als Konsequenz die höchsten Spannungen auf.

Derselbe Effekt tritt bei der Momentenbeanspruchung des vorliegenden verklebten Stoßes in Erscheinung. Die Dehnungen steigen vom Mittelpunkt ausgehend an und bilden in den Ecken der Klebefläche Spitzen.

Um die angesprochenen mechanischen Zusammenhänge der Spannungsverteilung in Klebefugen detailliert darzustellen wird im Folgenden auf die Theorie von Volkersen eingegangen.

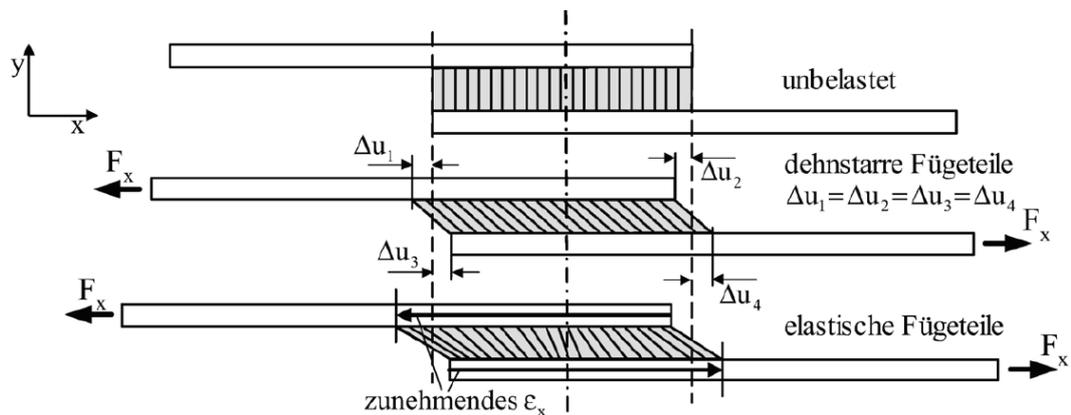


Abb. 3-6: Entstehung eines ungleichförmigen Schubspannungs-Verlaufs in elastischen Fügungen (aus [1])

3.3.1 Analyse der Spannungsverteilung in der Klebefuge nach Volkersen

Der elasto-mechanischen Analyse einer Klebeverbindung nach Volkersen wird das halbkontinuierliche, mechanische Modell „Längsgurt-Scheibe“ zugrunde gelegt (Abb. 3-6). Es wird angenommen, dass die Kräfte über Längsgurte in eine Scheibe eingeleitet werden. Die Gurte (= Fügeiteile) sind für die Längssteifigkeit der Verbindung verantwortlich und übertragen die Längskräfte. Die Scheibe zwischen den Gurten (= Kleberschicht) übernimmt ausschließlich die Schub und Querkräfte. Wegen der relativ großen Unterschiede in der Dehnsteifigkeit Zwischen den Fügeiteilen und dem Kleber ($E_{GL\ 32c}/E_{Kleber} = 13700/2000 \cong 7$) trifft diese Annahme die Realität sehr gut. Der verwendete Steifigkeitswert für die Klebstoffschicht stellt dabei einen praxis-relevanten Mittelwert dar.

Für das Modell nach Volkersen werden weiters folgende Annahmen getroffen:

- Fügeiteile nehmen ausschließlich Längsschnittkräfte N auf
- Die Kleberschicht ist dehn schlaff und nimmt ausschließlich Schubflüsse n_{xy} auf
- Der Schubfluss ist über die Dicke der Kleberschicht konstant
- Ideale Haftung zwischen Fügeiteilen und Kleberschicht – keine Relativverschiebung
- Fügeiteile und Kleberschicht sind eben und haben eine konstante Dicke
- Annahme eines linearen Elastizitätsgesetzes für alle Fügepartnern – Beschränkung auf kleine Verformungen
- Fügeiteile orthotrop, Kleberschicht isotrop
- Es treten keine Biegemomente auf.

Über die Gleichsetzung der drei Gleichungssysteme der Elasto-Mechanik – Kräftegleichgewicht, kinematische Beziehungen und Werkstoffgesetz – erhält man eine Funktion zur Analyse von Überlappungsklebeungen.

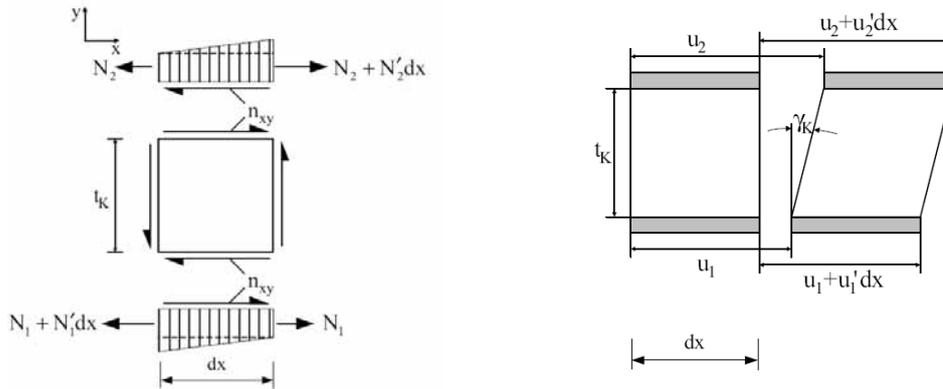


Abb. 3-7: links: Kräftegleichgewicht am Gurt-Scheibe- bzw. Fügeteil-Kleber-Modell; rechts: Verschiebung von Gurten und Scheibe (aus [1])

3.3.1.1 Kräftegleichgewicht

Die Kraftänderung in den Fügeteilen wird über die „Zuwachsformel“ beschrieben:

$$-N_2 + N_2 + N_2'dx - n_{xy}dx = 0$$

$$N_2' = n_{xy} \quad [5]$$

$$N_1' = -n_{xy} \quad [6]$$

3.3.1.2 Kinematische Beziehung

Abb. 3-7 stellt den Zusammenhang zwischen den Verschiebungen und Verzerrungen zwischen Scheibe und Gurten dar. Daraus lassen sich folgende Zusammenhänge ableiten:

$$\varepsilon_2 = \frac{u_2 + u_2'dx - u_2}{dx} = u_2' \quad [7]$$

$$\varepsilon_1 = u_1' \quad [8]$$

$$\gamma_K = \frac{u_2 - u_1}{t_K} \quad [9]$$

3.3.1.3 Elastizitätsgesetz

Fügeteil:

$$N = E \cdot A \cdot \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \sigma = E \cdot \varepsilon \quad [10]$$

Kleberschicht:

$$\tau = G_K \cdot \gamma_K \quad \Rightarrow \quad n_{xy} = G_K \cdot b \cdot \gamma_K \quad [11]$$

E Elastizitätsmodul
 G_K Schubmodul des Klebers
 b Breite der Klebverbindung

3.3.1.4 Lösen der Gleichungssysteme

Durch das Einsetzen und Zusammenfassen der Gleichungen für das Gleichgewicht, die Kinematik und das Elastizitätsgesetz wird der Schubspannungsverlauf in der Kleberschicht mittels einer homogenen DGL 2. Ordnung beschrieben:

$$\left(\frac{1}{E_1 t_1} + \frac{1}{E_2 t_2} \right) \tau_{xy} - \frac{t_K}{G_K} \tau_{xy}'' = 0 \quad [12]$$

Die Lösung der DGL führt auf folgende Beziehung für den Schubspannungsverlauf in der Kleberschicht

$$\frac{\tau_K}{\tau_K} = \frac{\tau_K l_{\bar{u}}}{\sigma_{10} t_1} = \frac{\rho}{2} \left[\frac{\cosh(\rho x / l_{\bar{u}})}{\sinh(\rho / 2)} - \frac{(1 - \psi) \sinh(\rho x / l_{\bar{u}})}{(1 + \psi) \cosh(\rho / 2)} \right] \quad [13]$$

$\frac{\tau_K}{\tau_K}$	Schubspannungsverteilung über die Überlappungslänge
τ_K	mittlere Schubspannung
$l_{\bar{u}}$	Überlappungslänge
σ_{10}	Schnittspannung im Füge teil 1 außerhalb der Klebung
t_1	Dicke des Füge teils 1
ρ	Klebungskennzahl
ψ	Steifigkeitsverhältnis der Füge teile

$$\rho = \sqrt{(1 + \psi) \cdot G_K l_{\bar{u}}^2 / (E_1 t_1 \cdot t_K)} \quad [14]$$

$$\psi = \frac{E_1 t_1}{E_2 t_2} \quad [15]$$

Zum Zweck einer Parameterdiskussion vereinfacht man die DGL indem man die Füge teil-Dehnsteifigkeiten gleichsetzt ($E_1 t_1 = E_2 t_2$). Die Schubspannungsspitze $\tau_{K,max}$ hängt von folgenden Größen ab:

$$\tau_{K,max} = \frac{F_{10}}{b} \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{E \cdot t} \cdot \frac{G_K}{t_K}} \quad [16]$$

$l_{\bar{u}}$	Überlappungslänge
F_{10}	Normalkraft im Füge teil 1 außerhalb der Klebung
t_K	Dicke des Klebers
t	Dicke der Füge teile

Die maximale Schubspannung $\tau_{K,max}$ ergibt sich in Abhängigkeit der Parameter wie folgt:

- F_{10} und $1/b$: Die Spannungsspitze ist direkt proportional der äußeren Kraft an den Füge teilen. Sie lässt sich am einfachsten und wirksamsten durch die Vergrößerung der Füge teilbreite senken.
- $\sqrt{1/Et}$: Die Dehnsteifigkeit der Füge teile geht umgekehrt proportional ein.
- $\sqrt{G_K}$: Durch die Verwendung eines Klebers mit niedrigem Schubmodul sinken die Spannungen, allerdings erhält man dadurch auch eine sehr dehnweiche Fügung.

- $\sqrt{1/t_k}$: Ebenso können durch eine dicke Kleberschicht die Spannungen reduziert werden. Festigkeitsmäßig erweisen sich allerdings dünne Kleberschichten, $t_k = 0,1 - 0,2$ mm, als optimal.

Abb. 3-8 zeigt den Einfluss der Überlappungslänge auf die Schubspannungen. An den Enden der Klebung sind die hohen Schubspannungsspitzen zu erkennen, die sich zur Mitte hin abbauen. Bei kurzen Überlappungen steigen sie an und ab einem Grenzwert $l_{\tilde{u}}$ sind sie unabhängig von der Überlappungslänge. Für drei Überlappungslängen sind zusätzlich die mittleren Kleberschubspannungen eingetragen. Mit wachsender Überlappungslänge sinkt die mittlere Schubspannung. Die Spannungsspitzen bleiben jedoch in der vollen Höhe erhalten. Bei zu hohen Spannungen muss also die Breite der Klebung und nicht die Länge vergrößert werden. Vorgreifend auf Abschnitt 3.5 wird hier darauf hingewiesen, dass durch die Kleberplastizität die Schubspannungsspitzen deutlich abgebaut werden. Dieser Anteil der Schubspannungen muss sich in einen ausreichend langen Bereich umlagern können.

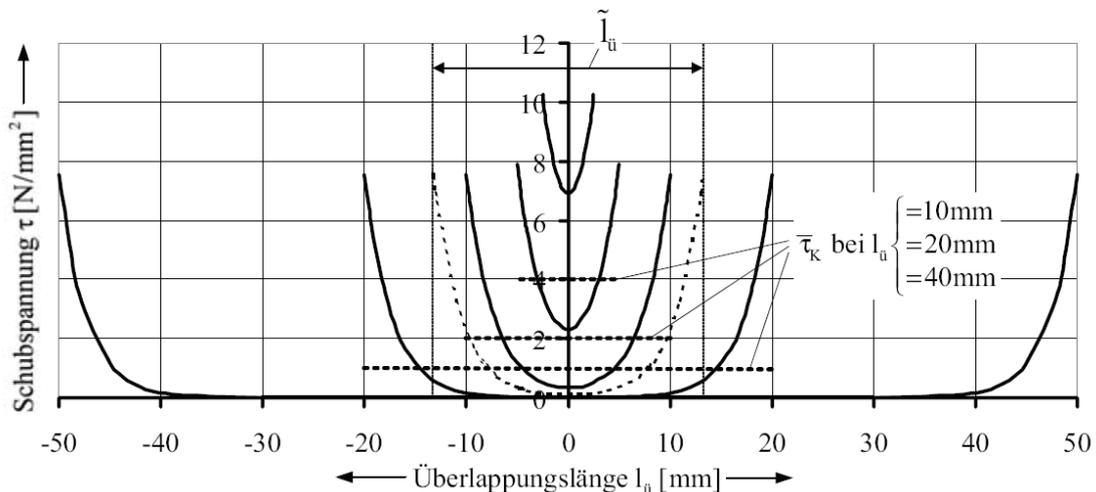


Abb. 3-8: Zugbeanspruchte Überlappungsklebung: Schubspannungsverläufe in der Kleberschicht in Abhängigkeit von der Überlappungslänge (aus [1])

3.3.2 Bemerkungen zu einer genaueren Analyse

Die Volkersen-Beziehung beschreibt die tatsächlichen Spannungsverhältnisse in einer Überlappungsklebung nicht vollständig. Sie ist jedoch anschaulich und gut dazu geeignet, eine Vorstellung über die Spannungsverläufe (auch bei einer Momenteneinwirkung) zu bekommen und den Einfluss der wichtigsten Parameter zu diskutieren. Bei einer genaueren Analyse wären folgende Annahmen zu treffen:

- lineare Schubspannungsverteilung über die Höhe
- Kompressibilität des Klebers ($\epsilon_y \neq 0$)
- Schubnachgiebigkeit der Fügeteile
- nichtlineares Spannungs-Verzerrungsverhalten der polymeren Kleber und der Fügeteile
- Neben den Schubspannungen können in der Kleberschicht auch sogenannte Schälspannungen σ_y auftreten.

Für alle Einflüsse berücksichtigende grundlegende Untersuchungen und/oder, diese Arbeit im Speziellen betreffend, für komplexe Beanspruchungen (Torsionsmoment) empfiehlt sich die Anwendung der Finite-Elemente Methode.

3.3.3 Klebeverbindungen in der Praxis

In der Praxis wird die Festigkeit von Klebeverbindungen experimentell bestimmt. Dabei wird deren mittlere zulässige Schubspannung ermittelt, mit der die Klebeverbindung dimensioniert wird. Die elasto-mechanische Spannungsanalyse liefert nur die Spannungsverläufe, gibt jedoch keine endgültige Aussage über die Festigkeit bzw. die zulässige Schubbeanspruchung der Fügung.

Diese hängt neben den Spannungen noch von weiteren Faktoren ab:

- Art der Belastung – ruhend, schwingend, langfristig
- Einfluss der Feuchtigkeit und Temperatur
- Haftung zwischen Kleber und Fügeteilen
- Fertigungsqualität

Die Werte der Materialeigenschaften der Kleber beruhen auf Versuchen und Erfahrungen der Klebstoffhersteller. Bei neuartigen Verbindungssystemen dienen Spannungsberechnungen zur überschlägigen Analyse. Die Festigkeit der Klebeverbindung wird allerdings zumeist über Versuche bestimmt.

3.4 Finite-Elemente Methode

Die FEM Berechnung wurde mit dem Programm ABAQUS durchgeführt. Die Bauteile wurden im Verbindungsbereich mit Solid-Elementen und in weiterer Entfernung mit Balkenelementen diskretisiert. Die „C3D8“-Solid-Elemente sind lineare, vollintegrierte, quaderförmige 3D-Elemente mit 8 Knoten. Die Balkenelemente „B31“ sind lineare, schubnachgiebige Strukturelemente mit 2 Knoten. Die Klebeverbindung zwischen den Solid-Elementen der Kerto-S Lasche und des Regalträgers wurde mit „COH3D8“-Interface-Elementen realisiert.

Die Versuchskonfiguration ist doppelt symmetrisch (Abb. 3-9), weshalb nur ein Viertel der Versuchskonfiguration modelliert wurde. Vorgreifend auf die in Abschnitt 4 geschilderten Versuchsergebnisse wurde für die Analyse der Spannungsverteilung die Belastung F der Mittelwert der Bruchlasten aus den Versuchen ($F_{\text{mean}} = 31,6 \text{ kN}$) verwendet.

Den einzelnen Elementen werden die jeweiligen Materialeigenschaften (Tab. 3-2 und Tab. 3-4) nach linear-elastischem, orthotropen Materialgesetz zugewiesen.

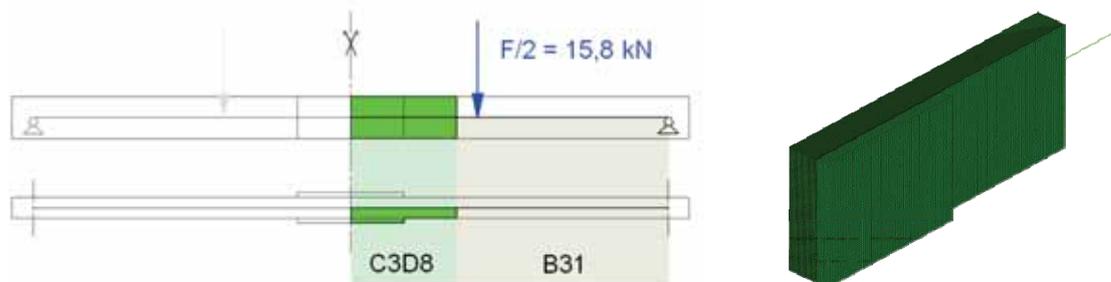


Abb. 3-9: FE Modellierung

3.4.1 Ergebnis FE-Berechnung

Abb. 3-10 zeigt die Spannungen der Interface-Elemente in der Klebefläche. Links sind die Schubspannung $\tau_{0/90}$ in Längsrichtung mit einer Skala von $-4,0$ bis $+4,0$ N/mm² dargestellt. Der graue Bereich in den Eckpunkten weist eine Spannung über $4,0$ N/mm² auf, mit Spannungsspitzen von $\pm 62,9$ N/mm². Rechts sind die Rollschubspannungen $\tau_{90/90}$ mit einer Skala von $-0,4$ bis $+0,4$ N/mm² dargestellt. Der maximale Wert der Rollschubspannungen ergibt sich zu lediglich $0,68$ N/mm², sodass die Lastabtragung fast ausschließlich über Längsschub erfolgt.

In der Klebefläche treten durch das elastische Materialverhalten in den Eckpunkten Schubspannungsspitzen auf, die deutlich über den Spannungen im mittleren Bereich der Klebeverbindung liegen. Die Verteilung der Schubspannung über die Höhe ist wie beim „neuen“ Ingenieurmodell linear. In Längsrichtung tritt eine Spannungsverteilung analog dem Volkersen Modell auf. Wegen den unterschiedlichen Steifigkeiten der Fügeiteile sind die Spannungen am Ende der steiferen BSH-Bauteile höher als am Ende der weicheren Kerto-S-Lasche.

Das Versagen geht normalerweise immer von den Randbereichen mit den Spannungsspitzen aus. Die maximalen Spannungen aus der FE-Berechnung mit einem Höchstwert von $\pm 62,9$ N/mm² beschränken sich auf einen kleinen Bereich in den Ecken der Klebefläche und werden durch das plastische Verhalten des Klebers (siehe Abschnitt 3.5) abgebaut.

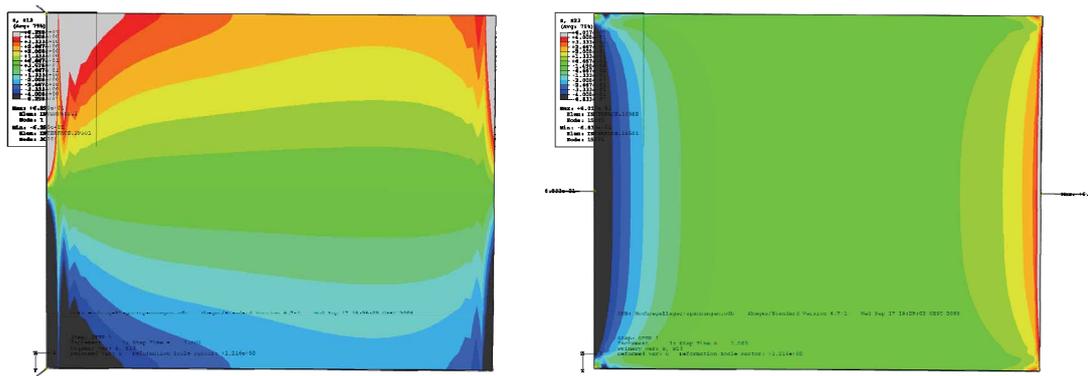


Abb. 3-10: links: Längs-Schubspannung $\tau_{0/90}$ (τ_{xy}); rechts: Rollschubspannungen $\tau_{90/90}$ (τ_{yz})

Abb. 3-11 zeigt den Verlauf der Knotenfesthaltekräfte in x-Richtung. Während die Spannungen aus den Verschiebungsansätzen und den Knotenverschiebungen berechnet werden, sind die Festhaltekräfte jene Kräfte in den Knoten, mit denen das Gleichgewicht mit den äußeren Kräften nachgewiesen wird. Daher ist die Güte dieser Werte als höher anzusehen als die im ‚postprocessing‘ bestimmten Spannungen.

Der lineare Verlauf über die Höhe bedeutet, dass die Resultierenden in x-Richtung, der oberen respektive unteren Hälfte jeweils denselben Abstand $\frac{2}{3} \cdot h/2$ von der x-Achse haben. Diese Resultierenden bilden ein Kräftepaar und entsprechen dem äußeren Moment. Mit dieser Beziehung kann somit aus dem Moment die mittlere Randspannung $\tau_{M,R}$ ermittelt werden. Die Ermittlung dieser Randschubspannung $\tau_{M,R}$ entspricht der maximalen Schubspannung $\tau_{M,max}$ des „neuen“ Ingenieurmodells. Damit bestätigt die FE-Methode die Gültigkeit des „neuen“ Ingenieurmodells für linear-elastisches Materialverhalten.

$$F_x = \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{h} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{2}$$

$$\tau_{M,R} = \frac{F_x}{\frac{1}{2} h \cdot b} \cdot 2$$

$$\tau_{M,R} = \frac{3 \cdot M}{h^2 \cdot b} = \tau_{M,max}$$

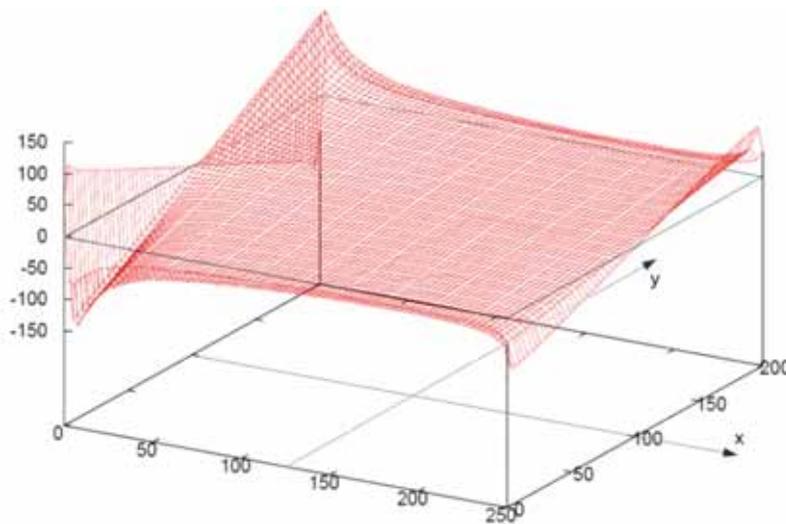
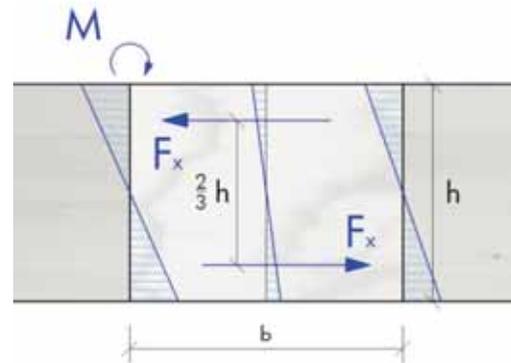


Abb. 3-11: Festhaltekräfte der Elemente in x-Richtung

3.5 Einfluss der Kleber-Plastizität

Die Ergebnisse der FEM-Berechnung sowie die Betrachtungen nach der Theorie von Volkersen basieren auf einem linear-elastischen Materialverhalten und führen deshalb zu Spannungsspitzen an den Fügungsenden. Eine Klebeverbindung wird jedoch stark von der Plastizität des Klebers beeinflusst. Kleber sollten ein annähernd ideal elastisch-plastisches Werkstoffverhalten aufweisen und über eine hohe Duktilität verfügen.

Das plastische Verhalten erlaubt es, die sich bei einer Belastung anfänglich einstellenden elastischen hohen Schubspannungsspitzen bei höheren Belastungen abzubauen und in den weniger hoch belasteten mittleren Bereich der Klebeverbindung umzulagern, d.h. die Schubspannungsverteilung über der Kleblänge zu verteilen (Abb. 3-12). Diese Spannungsumlagerung ist möglich, da die Klebeverbindung statisch unbestimmt ist.

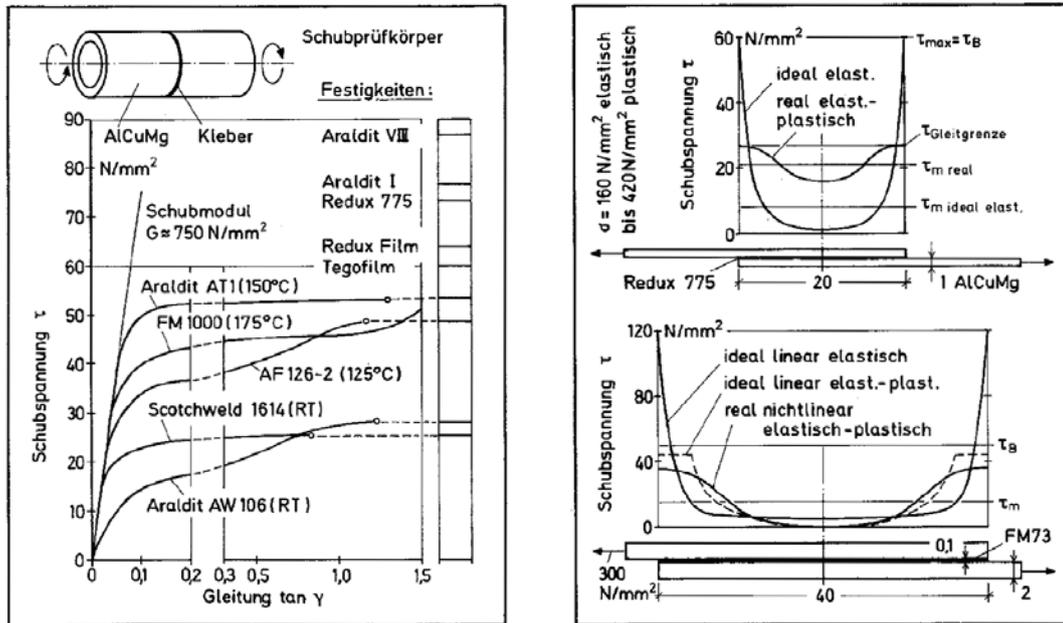


Abb. 3-12: links: elastisch-plastisches Schubspannungs-Verschiebungsverhalten verschiedener Kleber für einen torsionsbeanspruchten kreisförmigen Hohlquerschnitt; rechts: Auswirkung der Kleber-Plastizität auf die Schubspannungsverteilung (aus [1])

Aufgrund der genannten Zusammenhänge erreichen flexibel eingestellte Klebstoffe im Zug-Scherversuch durchaus höhere Festigkeitswerte als hochfeste, aber hartelastische Kleber, die Spannungsspitzen nicht umlagern können. Daher kann man aus einem Zug-Scherversuch aufgrund der stark ungleichförmigen Spannungsverteilung nicht auf die tatsächliche Festigkeit eines Klebers schließen. Es werden höhere ertragbare Spannungen in Klebeverbindungen erreicht, als nach einer elastischen Rechnung vorhergesagt. Um die Plastizität der Kleber zum Abbau von Spannungsspitzen und zur Spannungsumlagerung nutzen zu können, muss die Klebefläche genügend groß sein. Die Möglichkeit, durch plastisches Fließen des Klebers Spannungsspitzen abzubauen zu können, ist bei Strukturklebungen jedoch nur bei einem Bruchversuch nutzbar. Da Klebeverbindungen mit ausreichender Sicherheit gegen Bruch auszulegen sind, wird der Kleber in der Anwendung im linear-elastischen Bereich beansprucht.

4 Experiment

Zur Überprüfung der Gültigkeit des „neuen“ Modelles respektive dessen Revidierung (Modifikation) wurden Versuche an bauteilgroßen Probekörpern durchgeführt.

Die Versuche erfolgten als Vier-Punkt-Biegeversuche gemäß ON EN 408:2005. Die angewandte Versuchskonfiguration ist in Abb. 4-1 dargestellt. In der Verbindung treten zufolge dieser Prüfung nur Momente als Schnittkräfte auf.

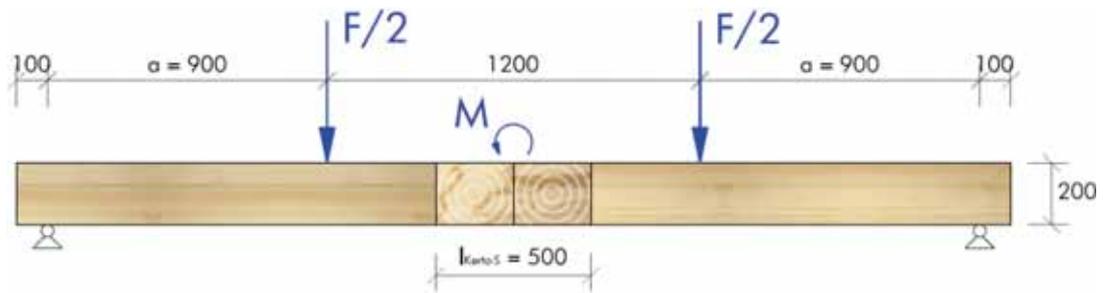


Abb. 4-1: Versuchskonfiguration nach ON EN 408:2005 (Abmessungen in mm)

4.1 Erforderliche Dimensionierung

Die Dimensionierung der erforderlichen Klebefläche sowie der Dicke der Kerto-S-Laschen erfolgte in Abhängigkeit von den vorhandenen Schnittkräften (Abschnitt 2.2.3). Die erforderliche Laschendicke ergab sich nach dem Schubnachweis zu 10 mm und nach dem Biegenachweis zu 14 mm. Für die Verbindung wurde eine Mindestdicke für die Kerto-S-Laschen von 21 mm verwendet.

Die erforderliche Klebelänge b_{erf} ist mit 94 mm (aufgrund des Momentes) respektive 54 mm (Querkraft) gering und deutlich unter der Klebelänge in Höhenrichtung ($h = 200$ mm). Für den Versuch wird deshalb die Grenzklebelänge b_{lim} ermittelt, bei der sich die Anforderungen aufgrund der Berechnungen zufolge Biegebruch und Schubbruch überschneiden.

4.1.1 Grenzklebelänge

Der Bruch des Kerto-S-Bauteils wurde unabhängig von der Klebelänge und ausgehend von der Biegefestigkeit von Kerto-S ($f_{m,k} = 48$ N/mm²) bestimmt.

$$M_{\text{lim}} = \frac{f_{m,k}}{W} = 13,4 \text{ kNm} \quad [17]$$

$$W = \frac{2 \cdot t \cdot h^2}{6} = 280.000 \text{ mm}^3 \quad [18]$$

Mithilfe des Grenzmomentes M_{lim} wurde über das „neue“ Modell und der Schubfestigkeit von Kerto-S ($f_{v,k} = 4,0$ N/mm²) die Grenzklebelänge b_{lim} bestimmt.

$$b_{\text{lim}} = \frac{12 \cdot I_x}{h^3} = 252 \text{ mm} \quad [19]$$

$$I_x = \frac{1}{2} \cdot \frac{M_{\text{lim}}}{f_{v,k}} \cdot \frac{h}{2} = 6.666.667 \text{ mm}^4 \quad [20]$$

Für die erste Versuchsreihe wurde eine Klebelänge von $b = 250$ mm verwendet. Bei der ersten Versuchsreihe trat ein Schubversagen auf. Um den Bereich der Schubfestigkeit einzugrenzen und abzusichern wurde eine zweite Versuchsreihe mit einer um 50% größeren Klebelänge $b = 375$ mm durchgeführt.

4.1.2 Versuchsdurchführung

Im Zuge der Versuchsdurchführung wurden die Kraft und die Verformungen kontinuierlich gemessen. Neben der Tragfähigkeit konnte so auch die Nachgiebigkeit der Verbindung bestimmt werden.

Über die erhaltene Bruchlast F_{\max} wurde das Moment bestimmt und nachfolgend die Biegespannung im Kerto-S-Querschnitt und die Schubspannungen in den Klebeflächen ermittelt. Die Schubspannungen werden dabei nach dem „neuen“ Modell ermittelt. Je nach Art des Versagens, ob Biege- oder Schubbruch, kann so der limitierende Faktor Biege- bzw. Schubfestigkeit bestimmt werden.

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad [21]$$

$$M = \frac{F_{\max}}{2} \cdot a \quad [22]$$

$$\tau = \frac{1}{2} \cdot \frac{M}{I_x} \cdot \frac{h}{2} \quad [23]$$

4.2 Auswertung

4.2.1 Versuchsreihe V1

Im Zuge der ersten Versuchsreihe V1 mit einer Klebelänge von 250 mm wurden sechs Versuche durchgeführt, bei denen in allen Fällen ein Versagen auf Schub in Längsrichtung auftrat. Der Mittelwert der Schubspannung nach dem „neuen“ Modell liegt bei 4,28 N/mm², der Minimalwert bei 3,93 N/mm². Mit dem ermittelten Variationskoeffizienten COV = 5,69 % ergibt sich somit unter Zugrundelegung einer Normalverteilung ein charakteristischer Wert der Schubspannung von 3,88 N/mm². Dieses Ergebnis stimmt demnach sehr gut mit der Schubfestigkeit von Kerto-S, $f_{v,k} = 4,0$ N/mm², überein.

Die ermittelten Biegespannungen der Versuchsreihe V1 ergab den Mittelwert 50,9 N/mm² und einen Maximalwert von 54,2 N/mm².

4.2.2 Versuchsreihe V2

Bei den Probekörpern der Versuchsreihe V2 trat in allen Fällen ein Biegeversagen auf. Die ermittelten Biegespannungen ergaben einen Mittelwert von 59,7 N/mm² und einen Minimalwert von 52,3 N/mm². Diese Versuchsreihe wies mit einem Variationskoeffizienten COV = 10,52 % eine etwas größere Streuung als jene der Versuchsreihe V1 auf. Der charakteristische Wert der Schubspannung nach einer Normalverteilung ergab einen Wert von 49,4 N/mm². Die Biegefestigkeit der Kerto-S-Platten liegt damit im Bereich des charakteristischen Wertes von 50 N/mm².

Der Mittelwert der Schubspannung wurde dabei zu 3,34 N/mm² bei einem Maximalwert von 3,85 N/mm² ermittelt. Das heißt, dass die Schubfestigkeit der Kerto-S-Platte jeweils mindestens diesen Spannungen entspricht.

Tab. 4-1: Ergebnisse der Spannungen von Versuchsreihe V1 – Schubversagen

Ergebnisse der Versuchsreihe V1		F_{Bruch}	σ	τ_{Bruch}
		[N]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Probekörperbezeichnung	500_0	32889	52,9	4,44
	500_1	32155	51,7	4,34
	500_2	29906	48,1	4,04
	500_3	29097	46,8	3,93
	500_4	32365	52,0	4,37
	500_5	33748	54,2	4,56
Minimum	min	29097	46,8	3,93
Mittelwert	mean	31625	50,9	4,28
Maximum	max	33748	54,2	4,56
Standardabweichung	stand. dev.		2,89	0,243
Variationskoeffizient	COV		5,69%	5,69%
5%-Quantil (Normalverteilung)	f_{05}		46,2	3,88
charakteristischer Wert (Z-9.1-100)	f_k		50,0	4,00



Abb. 4-2: Versuchsreihe V1; Schubversagen im Kerto-S

Tab. 4-2: Ergebnisse der Spannungen von Versuchsreihe V2 - Biegeversagen

Ergebnisse der Versuchsreihe V2		F_{Bruch}	σ_{Bruch}	τ
		[N]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Probekörperbezeichnung	750_1	42807	68,8	3,85
	750_2	35036	56,3	3,15
	750_3	38950	62,6	3,51
	750_4	32569	52,3	2,93
	750_5	36463	58,6	3,28
Minimum	min	32569	52,3	2,93
Mittelwert	mean	37314	59,7	3,85
Maximum	max	42807	68,8	3,34
Standardabweichung	stand. dev.		6,28	0,352
Variationskoeffizient	COV		10,52%	10,52%
5%-Quantil (Normalverteilung)	f_{05}		49,4	2,77
charakteristischer Wert (Z-9.1-100)	f_k		50,0	4,00



Abb. 4-3: Versuchsreihe V2; Biegebruch im Kerto-S

5 Resumee

Das „neue“ Ingenieurmodell zur Berechnung eines biegesteifen Stoßes mit aufgeklebten Laschen basiert auf der Annahme, dass aufgrund des orthotropen Materialverhaltens fast ausschließlich Spannungen in Längsrichtung wirken. Die FE-Berechnung und die Versuchsergebnisse bestätigen das aufgestellte Modell und die der Berechnung zugrunde gelegten Festigkeiten.

Die Gültigkeit dieses Modells liegt für das untersuchte Verbindungssystem mit seitlich aufgeklebten Laschen vor. Eine Erweiterung des Geltungsbereiches auf ähnliche Konfigurationen mit z.B. anderen Dimensionen oder anderen Belastungen ist mit weiteren Versuchen zu überprüfen.

Die durchgeführten Versuche zu diesem Verbindungssystem erlauben keine Aussage über die Schubfestigkeit des verwendeten Materials, bestätigen aber die Spannungsberechnung des Modells und damit die Gültigkeit des Modells selbst.

Der Spannungsverlauf, der sich aus dem „neuen“ Ingenieurmodell ergibt, entspricht nicht jenen in der „realen“ Klebeverbindung. Zum einen bauen sich in z-Richtung die Randspannungen auf Grund der Duktilität des Klebers ab, andererseits steigen in x-Richtung die Spannungen wegen des elasto-mechanischen Verhaltens der Bauteile an. Ein genaues Ergebnis des Spannungsverlaufes ist daher auch mit komplexeren Modellen nicht möglich. Dies zeigt, dass das einfachere „neue“ Ingenieurmodell für die Anwendung in der Praxis am besten geeignet ist.

6 Literatur

6.1 Bücher

- [1] SCHÜRMAN, H.: „Konstruieren mit Faser-Kunststoff-Verbunden“. Berlin, Heidelberg, New York: Springer, 2005 - ISBN: 978-3-540-72189-5

6.2 Normen

- [2] ON EN 1995-1-1:2006; Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
- [3] DIN 1052:2004; Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau
- [4] ON EN 408:2005; Holzbauwerke – Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz – Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften
- [5] EN 1194:1999; Holzbauwerke – Brettschichtholz – Festigkeitsklassen und Bestimmung charakteristischer Werte
- [6] FEM 9.831; Berechnungsgrundlagen für Regalbediengeräte Toleranzen, Verformungen und Freimaße im Hochregallager

6.3 Zulassungen

- [7] Z-9.1-100:2001
Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung - „Kerto®“-Furnierschichtholz

J Modellierung von Strukturen aus Brettsper Holz unter Berücksichtigung der Verbindungstechnik

T. Bogensperger, A. Pürgstaller

Dr. techn. DI Thomas Bogensperger



1994 – 1997 Waagner Biro AG, Wien-Graz
1997 – 2000 Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke, TU Graz
2000 Promotion an der TU Graz
2000 – 2001 Institut für Mechanik, TU Graz
2001 – 2002 Ingenieurbüro Zenkner&Handel, Graz
2002 – 2003 Institut für Baustatik, TU Graz
seit 2003 Institut für Holzbau&Holztechnologie, TU Graz



DI Andreas Pürgstaller

2005 – 2006 Austauschstudierender an der Universidad de Granada, Spanien
2007 – 2008 Austauschstudierender im Rahmen der Diplomarbeit an der UBC, Kanada
2001 – 2008 Studium Bauingenieurwesen, TUGraz

1 Einleitung

Durch die heutigen Möglichkeiten der numerischen Berechnungen entsteht vielerorts der Eindruck, dass Baukonstruktionen heute auf eine Art und Weise berechnet werden können, wie es der exakten Realität entspricht. Diese Möglichkeiten der "exakten" baustatischen Berechnung von Holzkonstruktionen sollen dem Leser im folgenden Beitrag durch Untersuchungen an zwei BSP-Strukturen näher gebracht werden.

Strukturen aus BSP sind Holzmassivbauten, allerdings ist die Verbindung der einzelnen Bauelemente wesentlich weniger monolithisch als bei vergleichbaren Bausweisen des Stahlbetonbaues oder verschweißten massiven Stahlsonderkonstruktion. Das bedeutet, dass im Holzbau Druckkräfte in der Regel durch Kontakt übertragen werden. Die Schubkräfte werden oft durch Reibung übertragen, wenn eine gleichzeitige Übertragung von Normaldruckkräften stattfindet. Allerdings ist die generelle planmäßige Übertragung von Schubkräften mit Reibung aufgrund der schwer einschätzbaren Randbedingungen und Parameter schwer rechnerisch nachzuweisen, daher werden analog wie für die Zugkräfte planmäßige, z.B. Mechanische Verbindungsmittel benötigt, welche die Kräfte von einem Bauteil zum anderen übertragen können. Kann das Verbindungsmittel großflächig angebracht werden wie es bei Klebeverbindungen der Fall ist, kann von einer starren Verbindung ausgegangen werden. Ist dies jedoch nicht der Fall, so erfolgt die Lasteinleitung praktisch immer konzentriert in vielen Lastübertragungspunkten. Aufgrund dieser konzentrierten Lasteinleitung werden lokal höhere Deformationen im Holz und/oder im Verbindungselement selbst geweckt. Dies führt dazu, dass Verbindungen, die dieser Art und diesem Typ entsprechen (praktisch alle mechanisch verbundenen Holzbauteile wie z.B. Verbindungen mit Stahlwinkel wie BMF-Verbinder, Sherpa-Verbinder oder geschraubte Verbindungen), immer als nachgiebig und nur begrenzt tragfähig im Vergleich zu den angeschlossenen Holzbauteilen anzusehen sind.

In diesem Beitrag sollen zwei Projekte vorgestellt werden, bei denen die Nachgiebigkeit der Verbindungstechnik im baustatischen Modell mitberücksichtigt wurde. Dies führt in der Folge zu anderen Schnittgrößen und somit Bemessungswerten der BSP-Elemente selbst, hat aber auch Auswirkungen auf die zu übertragenden Kräfte in der Verbindungstechnik. Zudem hat aber auch die getroffene Wahl der Modellierung starken Einfluss auf die Ergebnisse, wie in den Beispielen zu sehen sein wird.

Das erste Projekt ist eine Wandscheibe eines 2006 in der Steiermark realisierten Einfamilienhauses – Wände und Decken komplett in BSP-Bauweise –, welche durch vertikale Lasten als auch durch Windlasten in und quer zur Wandscheibenebene belastet wird. Die Kraftübertragung erfolgt über Kontakt mit und ohne Reibung sowie für die Zug- und Schubkräfte über Winkel. Die Winkel werden im baustatischen Modell als elastische Federn realisiert. Im zweiten Projekt wird die Berechnung eines Tornadoshelters für ein US-amerikanisches Einfamilienhaus aus BSP-Elementen präsentiert. Die Verbindung der einzelnen BSP-Elemente erfolgt durch moderne, selbstbohrende Schrauben, zum Betonfundament durch angeschraubte massive Stahlbleche, welche ihrerseits durch Dübel an das Betonfundament verankert werden.

2 Berechnung einer Wandscheibe eines Einfamilienhauses

2.1 Allgemeine Angaben, Geometrie und Belastungen

Das fertige Bauwerk ist in Abb.1 zu sehen. Das Objekt ist ein moderner Holzbau mit wärmeisolierten Vorsatzschalen. Näher untersucht bzw. modelliert wird die äußere Wandscheibe an der Westseite des Gebäudes.



Abb. 1: Casa Jeitler, Stand 2008

Die wesentlichen Abmessungen des Gebäudes sind in Abb. 2a dargestellt. In dieser Abbildung ist das auf der obersten Geschossdecke aufgesetzte Pultdach nicht dargestellt.

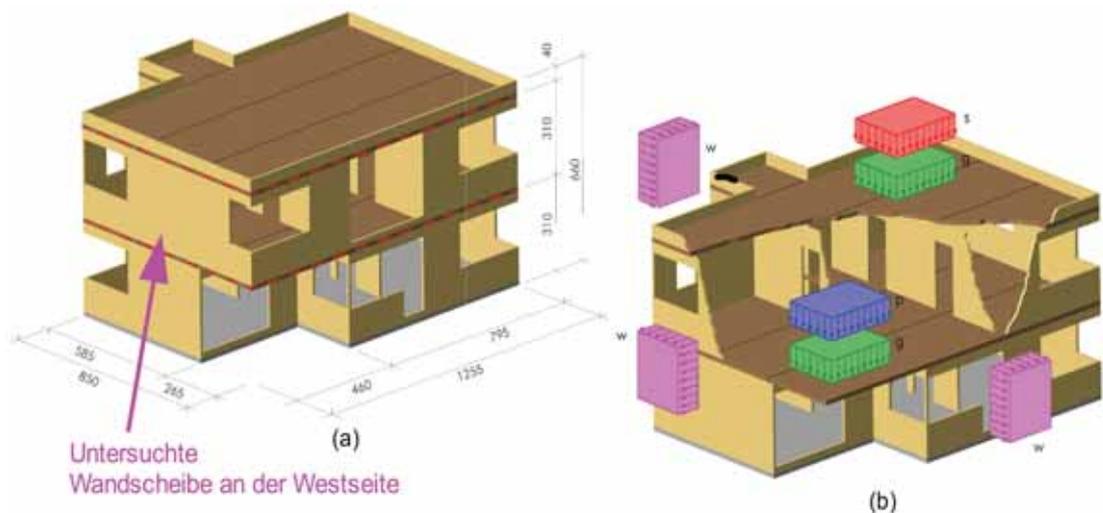


Abb.2: wesentliche Abmessungen sowie prinzipielle Lasten

Als Lasten wirken das Eigengewicht der Bauteile, die ständigen Lasten des Ausbaues, Nutzlasten, Windlasten und Schneelasten (siehe Abb. 2b).

Untersucht wird die Wandscheibe an der Westseite unter der Einwirkung des Eigengewichts, der Nutzlasten aus den Geschossdecken, dem Windlastfall vom Norden und Schnee. Für diese Lastfallkombination gilt der k_{mod} Faktor von 0,90. Es wird angenommen, dass die vertikale Nutzlast aus den Geschossdecken die führende Last darstellt, daraus ergeben sich die Kombinationsfaktoren nach EC 1990 von 0,5 für den Anteil Schnee und 0,6 für den Windlastfall (siehe Abb. 3).

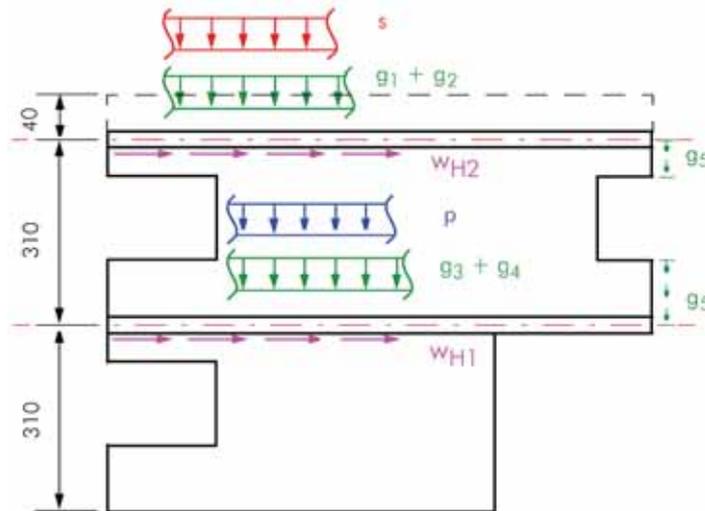


Abb. 3: Lasten auf die Scheibe

Die berechneten Lasten für diesen Lastfall sind im folgendem zusammengestellt.

$$\begin{aligned}
 g_1 &= g_3 = 1,35 \cdot 2,10 \cdot 1,91 = 5,41 \text{ kN/m} \\
 g_2 &= 1,35 \cdot 0,95 \cdot (3,10 + 0,40) = 4,49 \text{ kN/m} \\
 g_4 &= 1,35 \cdot 0,95 \cdot 3,10 = 3,98 \text{ kN/m} \\
 g_5 &= 1,35 \cdot 0,95 \cdot (3,10 + 0,4) \cdot \frac{4,60}{2} \cdot \frac{1}{1,60} = 6,45 \text{ kN/m} \\
 p &= 1,5 \cdot 2,00 \cdot 2,03 = 6,09 \text{ kN/m} \\
 s &= 1,5 \cdot 0,5 \cdot 1,80 \cdot 2,03 = 2,74 \text{ kN/m} \\
 w &= 1,5 \cdot 0,6 \cdot 1,30 = 1,17 \text{ kN/m}^2 \\
 w_{H1} &= 1,17 \cdot 3,10 \cdot 12,55 \cdot 0,5 \cdot \frac{1}{8,5} = 2,68 \text{ kN/m} \\
 w_{H2} &= 1,17 \cdot 1,95 \cdot 12,55 \cdot 0,5 \cdot \frac{1}{8,5} = 1,68 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2.2 Konstitutive Gesetze für die Scheibe und die Verbindungsmittel

2.2.1 Konstitutive Gesetze für die Scheibe

Die Scheibenberechnung wird mit 2D-Solidelementen (ebener Spannungszustand = ESZ) durchgeführt. Das verwendete konstitutive Gesetz, welches die Scheibenkräfte n_x , n_y und die Scheibenschubkraft n_{xy} mit den Scheibenverzerrungen ϵ_x , ϵ_y und γ_{xy} verknüpft, ist in Gleichung 1 dargestellt.

$$\begin{bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E_{x\text{-BSP}} & C_{\text{BSP}} & 0 \\ C_{\text{BSP}} & E_{y\text{-BSP}} & 0 \\ 0 & 0 & G_{\text{BSP}} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix}$$

Gl. 1: konstitutives Gesetz für eine BSP Scheibe

Gleichung 1 geht von einem orthotropen Materialverhalten aus, was bedeutet, dass keine Kopplung zwischen Normalkraft- und Schubkraftsteifigkeiten auftritt. Der Koppelterm C_{BSP} , welcher Querkontraktionseffekte beinhaltet kann ebenfalls vernachlässigt werden, da aufgrund der Fugen bzw. aufgetretenen Risse diese Koppeleffekte stark reduziert bzw. ganz aufgehoben werden. Die verbleibenden Terme $E_{x\text{-BSP}}$, $E_{y\text{-BSP}}$ und G_{BSP} können für eine 3-schichtige BSP-Scheibe mit außen liegenden vertikalen Brettlamellen (siehe Abb.4) mit den Gleichungen 2 bestimmt werden [4], [5].

$$E_{x\text{-BSP}} = E_0 \cdot 2 \cdot t_1$$

$$E_{y\text{-BSP}} = E_0 \cdot t_2$$

$$C_{\text{BSP}} \approx 0$$

$$G_{\text{BSP}} \approx \frac{G_{090} \cdot (n-1)t}{1 + 6 \cdot \alpha_T \cdot \left(\frac{t}{\alpha}\right)^2} \quad \text{mit } \alpha_T = 0,32 \cdot \left(\frac{t}{\alpha}\right)^{-0,77}$$

Gl. 2: Steifigkeitskenngrößen einer BSP Scheibe

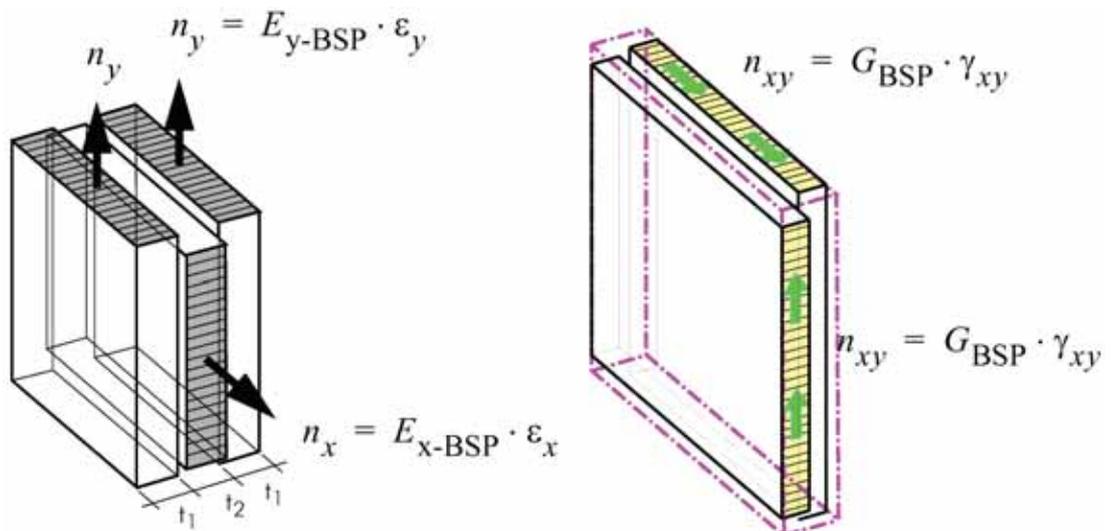


Abb. 4: 3-schichtige BSP Scheibe für die Außenwand

Ausgewertet ergeben sich die folgenden Zahlenwerte:

$$E_{x\text{-BSP}} = E_0 \cdot t_2 = 11600 \cdot 34 = 394400 \text{ N/mm} \quad \alpha_T = 0,32 \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^{-0,77} = 1,105$$

$$E_{y\text{-BSP}} = 2 \cdot E_0 \cdot t_1 = 11600 \cdot 60 = 696000 \text{ N/mm} \quad \text{mit } \frac{t}{a} = 0,20$$

$$G_{\text{BSP}} = \frac{G_{090} \cdot (n-1) \cdot \bar{t}}{1 + 6 \cdot \alpha_T \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2} = \frac{720 \cdot 62,67}{1 + 6 \cdot 1,105 \cdot 0,2^2} = 35657 \text{ N/mm}$$

2.2.2 Kontaktformulierung und Verbindungselemente

Die Druckkräfte in der Fuge Wandscheibe – Stahlbeton sowie Wandscheibe EG – Wandscheibe OG werden über Kontakt übertragen. Die Kontaktformulierung im verwendeten FE Programm ABAQUS ist oberflächenbezogen im 3D bzw. randlinienbezogen für 2D Probleme (*Slave/Master surfaces*). In Abaqus stehen mehrere Kontaktmöglichkeiten zur Auswahl. Gewählt wurde der so genannte „*hard contact relationship*“, welcher die Eindringungen der *Slave*-Randlinie in die *Master*-Randlinie so gering wie möglich haltet und keinerlei Zugkräfte in der Kontaktlinie (2D) bzw. Kontaktfläche (3D) übertragen lässt. Diese Kontaktformulierung ist zweifelsohne die der Realität am nächsten kommende, jedoch ist sie auch mit höherem numerischen Aufwand als die anderen Möglichkeiten verbunden, welche mit „*modified hard contact relationship*“ bzw. „*softened contact relationship*“ bezeichnet werden. Weiters kann ein Reibbeiwert zur Übertragung von Schubkräften definiert werden.

Die Zugkräfte werden mit Stahlwinkel (siehe Abb.5a) übertragen. Die Nachgiebigkeit ist eine Summe mehrerer Komponenten. Zum einen ist es die Verformung des Stahlwinkels selbst, weitere Nachgiebigkeitsterme ergeben sich aus dem Eindrücken des Stahlwinkels in das angeschlossene Holz sowie der Nachgiebigkeit der stiftförmigen Verbindungsmittel, welche im EC 5 über so genannte k_{ser} Werte geregelt sind.

Unter Zugrundelegung eines einfachen baustatischen Modells (siehe Abb.5b), welches Nachgiebigkeiten zufolge der Kräfte aus den lokalen Einspannungen (Eindrücken und Klaffungen zufolge Zug aus Moment) vernachlässigt und somit näherungsweise biegesteife, aber verschiebliche Auflager ansetzt, können Anschlussfederwerte nach Gleichung 3 bestimmt werden. Zu beachten ist im Weiteren, dass zur Erhöhung der Biegesteifigkeit des Winkels in der Mitte ein Wulst angebracht ist, welcher die Biegesteifigkeit des Verbindungsmittels drastisch erhöht. Dieser Wulst verläuft in der Realität konisch, kann in diesem einfachen baustatischen Modell aber lediglich durch einen Ersatzquerschnitt nach Abb. 5c angenähert werden.

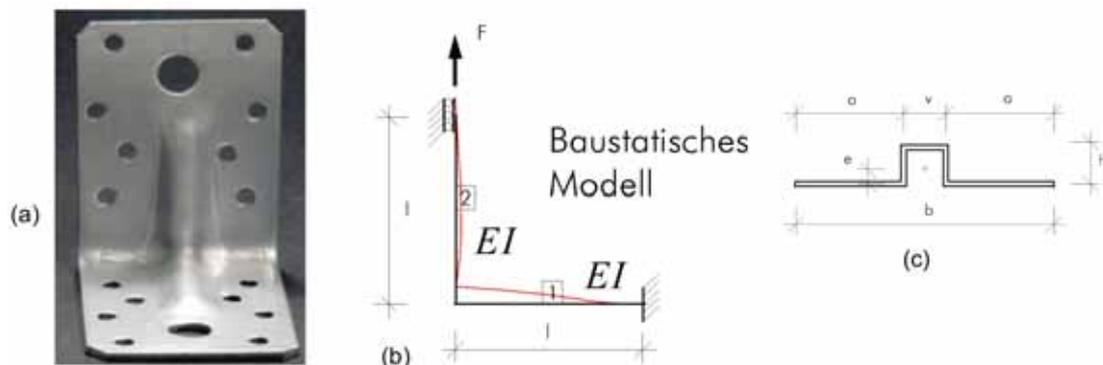


Abb. 5: (a) Stahlwinkel als Verbindungsmittel, (b) baustatisches Modell, (c) Ersatzquerschnitt

$$F = \frac{1}{\frac{l^3}{EI} \cdot \frac{2}{15} + \frac{1}{k_{\text{ser}}}} \cdot w$$

$$k = \frac{1}{\frac{l^3}{EI} \cdot \frac{2}{15} + \frac{1}{k_{\text{ser}}}}$$

Gl. 3: *Federsteifigkeit des Verbindungsmittels auf Basis eines simplen, baustatischen Modells und der Nachgiebigkeit der stiftförmigen Verbindungsmittel k_{ser}*

Im konkreten Fall wurde ein Federwert von 8000 kN/m für die Zugkräfte verwendet.

Die Schubkräfte werden in der Praxis bei gleichzeitiger Wirkung von Druckkräften, was bei Wandscheiben zumindest in Teilbereichen der Fall ist, durch Reibung übertragen. Als Reibbeiwert wurde ein Wert von 0,20 verwendet. Da eine Kräfteübertragung mit Reibung keine klar definierte Lastabtragung darstellt, wird der statische Nachweis in der Regel mit der Übertragung der Schubkräfte mit Verbindungsmittel geführt. Hier bieten sich die bereits vorhandenen Winkel an. Schwierig ist das Last-Verformungsverhalten dieses Winkels unter einer Schubkraft. Da diese Komponente jedoch relativ wenig sensibel ist und meist steifer ist als unter der Wirkung von Zugkräften, wird als pragmatischer Ansatz der gleiche Steifigkeitswert wie unter Zugkräften (8000 kN/m) gewählt.

2.3 Ausgewählte Ergebnisse aus der 2D Modellierung

2.3.1 Gewählte Modellierungen

Es werden die Auswirkungen von drei unterschiedlichen Modellen auf die internen Schnittgrößen untersucht. Die drei Modelle sind:

- **Modell 1:** Die BSP Scheibe wird mit dem Scheibensteifigkeiten nach Gl 2 berechnet, zwischen den Scheiben bzw. zur Bodenfuge ist jedoch ein starrer Anschluss vorgesehen.
- **Modell 2:** Die BSP Scheibe wird wie im Modell 1 berechnet, zwischen den Scheiben bzw. zur Bodenfuge wird Kontakt definiert. Die Übertragung der Schubkräfte erfolgt über Reibung, die Übertragung der Zugkräfte über die Stahlwinkel (elastische Federn).
- **Modell 3:** Die BSP Scheibe wird wie im Modell 1 berechnet, zwischen den Scheiben bzw. zur Bodenfuge wird Kontakt definiert. Die Übertragung der Schubkräfte und der Zugkräfte erfolgt über die Stahlwinkel (elastische Federn). Es wird keine Reibung aktiviert.

In der Abb. 6 wird die verformte Scheibe unter den Lasten (berechnet nach Modell 2) dargestellt.

Sämtliche verformte Bilder sind 100-fach überhöht dargestellt.

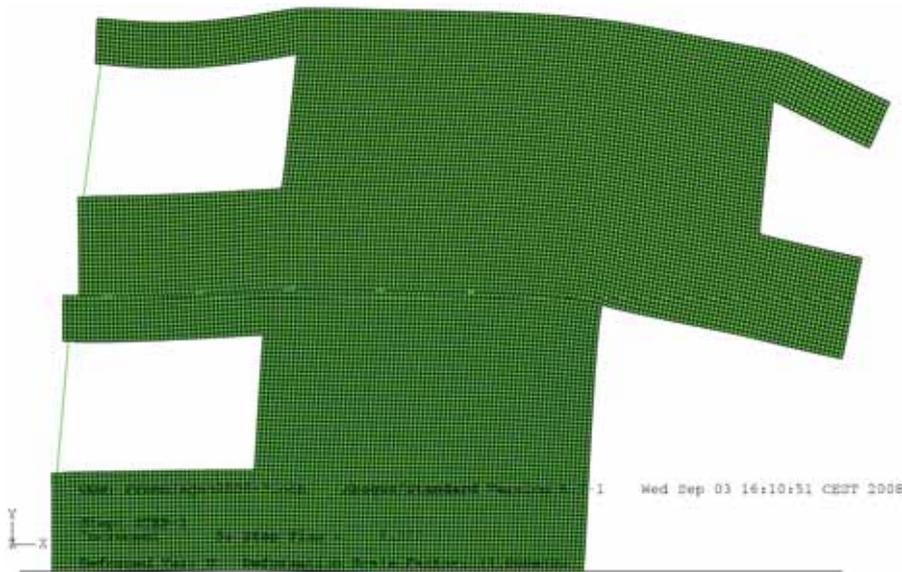


Abb. 6: verformte Wandscheiben nach Modell 2

2.3.2 Schubspannungen in der OG Wandscheibe im auskragenden Teil

Es ergeben sich große Unterschiede im Schubspannungsverlauf für den Schubnachweis des auskragenden Teiles. Zur besseren Illustration werden die Verformungen mit einer 100-fachen Überhöhung in der Ecke, in der die Wand OG über die Wand im EG auskragt, im Detail dargestellt. In Abb. 7a sind die Ergebnisse für das Modell 1, in Abb. 7b sind die Ergebnisse für das Modell 2 dargestellt.

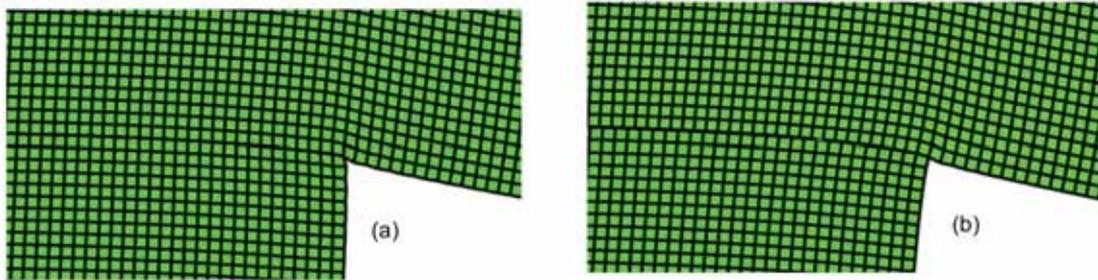


Abb. 7: verformte Wandscheiben nach Modell 1 (a) und 2 (b), Detailausschnitt Eckenbereich

Für eine Handrechnung könnte ein konstanter Verlauf der Schubkräfte angesetzt werden. Im vorliegenden Fall ergibt sich ein Wert von 27,37 kN/m. Die Schubkraftverläufe nach den 3 verschiedenen FE Modellen sowie der konstante Schubkraftwert nach einer einfachen Handrechnung sind in Abb. 8 dargestellt.

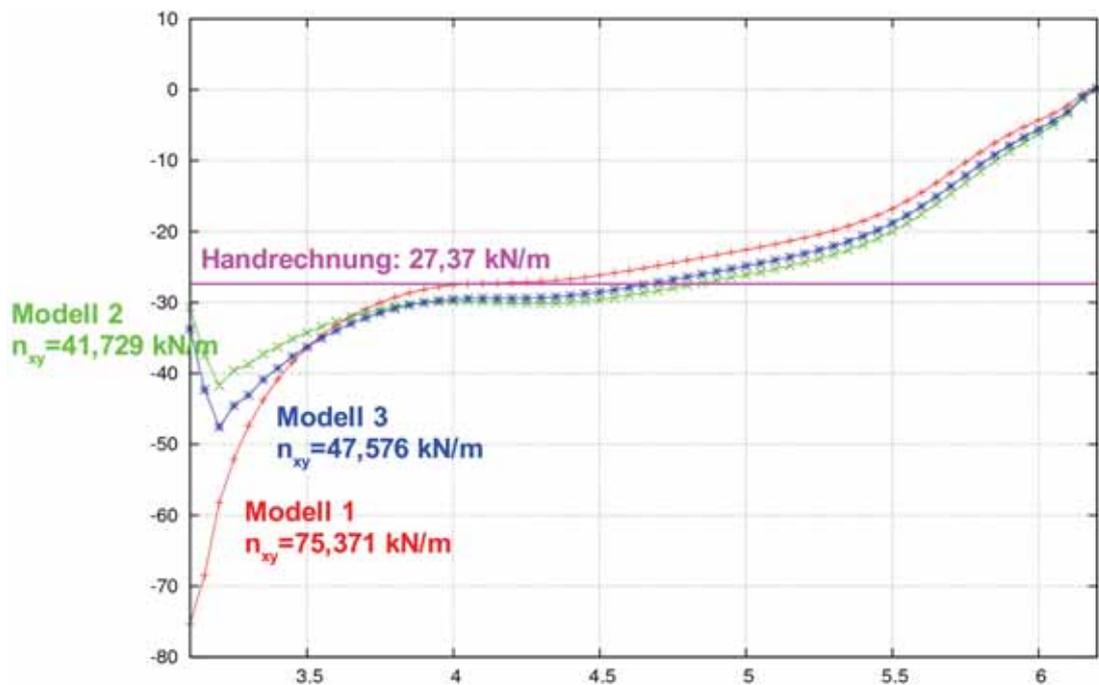


Abb. 8: Schubkraftverlauf n_{xy} in der auskragenden OG Wandscheibe

Recht schön zu erkennen ist, dass im Fall des monolithischen Verbundes zwischen der EG und OG Wandscheibe die Ecke eine massive Kerbe mit entsprechenden Spannungsspitzen darstellt. Diese monolithische Berechnung ist vollkommen linear orthotrop elastisch und stellt quasi den Standardfall der baustatischen Berechnung von Wandscheiben mit FEM dar. Im Gegensatz dazu sind Berechnungen inklusive Kontaktformulierungen wesentlich aufwendiger, zudem wird die Linearität aufgegeben, was sich negativ auf die Überlagerungsmöglichkeiten auswirkt. Man sieht jedoch im Vergleich der Deformationen von Bild 7a mit Bild 7b, dass in der Realität die scharfe Kerbe in dieser starken Ausprägung gar nicht auftreten kann, da ja konstruktiv keine monolithische Verbindung zwischen der EG- und OG-Wandscheibe vorliegt. Durch die Möglichkeit der gegenseitigen horizontalen Verschiebungen in der Fuge EG-OG ist eine starke Reduktion der Spannungen gegeben. Wäre die Ecke jedoch Teil einer Fenster- oder Türöffnung, wird die starke Kerbe voll aktiviert und damit verbunden ergeben sich lokal die hohen Spannungsgradienten aus Modell 1, welche um 80,6% höher sind als die Schubspannungen aus Modell 2.

Anmerkung: Die in Abb. 8 zu sehenden Spannungsspitzen für Modell 2 und 3, welche 2 Elementreihen (10 cm) über der Fuge EG/OG-Wandscheibe auftreten, sind Ergebnisse der vorliegenden FE Berechnung mit konstanten Elementgrößen von 5/5 cm. Allerdings deuten diese Spannungsknicke an, dass die vorliegende Diskretisierung lokal zu grob getroffen wurde.

2.3.3 Normalspannungen in der EG Wandscheibe in der Bodenfuge

Im Bereich der Bodenfuge werden wiederum die Spannungen nach einer einfachen Handrechnung mit jener der FE Berechnung verglichen. Die Handrechnung wird als reine Gleichgewichtsbetrachtung mit klaffender Fuge durchgeführt. Aufgrund des linken Fensters im EG wird nur ein reduzierter Teil der Aufstandsfläche mitberücksichtigt. Da 2 Schichten vertikal und nur eine Schicht der BSP-Wand horizontal verlaufen, wird ein Lastausbreitungswinkel von lediglich 30° zur Vertikalen angenommen. Dies ergibt eine

rechnerische Aufstandsweite der Wand von 4,29 m an der Bodenfuge. Es werden die 3 Modelle mit der FE-Analyse untersucht und die Ergebnisse miteinander verglichen. Zudem werden die Ergebnisse mit einer einfachen Handrechnung auf Basis der klaffenden Fuge mit/ohne Zugkraft verglichen.

Für diese Handrechnung werden 2 Fälle untersucht.

Fall 1 – klaffenden Fuge ohne Zugkraft:

Die Lösung mit der klaffenden Fuge hat eine auf Basis von Gleichgewichtsbetrachtungen eindeutige Lösung, wenn angenommen wird, dass dort die Zugkraftdeckung null ist (unterer Grenzfall). Allerdings ist hier die Voraussetzung gegeben, dass die Exzentrizität gering bleiben muss. Dies zeigt sich an der Forderung, dass der Term $(-3 M_d + b N_d > 0)$ positiv sein muss, was die Größe des Moments beschränkt. Ist dieser Term nur unwesentlich größer als null, ergeben sich sehr hohe elastische Scheibendruckkräfte über einen sehr kurzen Bereich, welche von der BSP Scheibe nicht übertragen werden können. Die Lösung der klaffenden Fuge ohne Zugkraft ist in Gl. 4a gegeben.

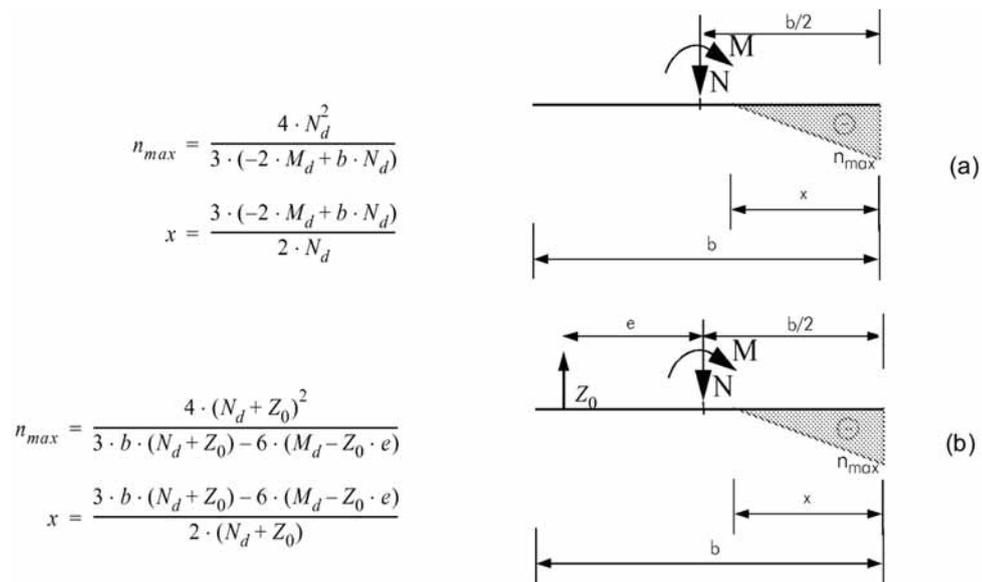
Fall 2 – klaffenden Fuge mit Zugkraft:

Eine zusätzlich wirkende Zugkraft kann die auftretenden Scheibenranddruckkräfte reduzieren. In unserem Beispiel reduziert sich die Randnormalkraft 217,78 auf 178,26 kN/m (-18%) mit einer angenommenen Zugkraft von $Z_0 = 19,12$ kN. Allerdings kann die Zugkraft Z_0 mit einfachen Methoden auf Basis von Gleichgewichtsbetrachtungen nicht bestimmt werden. Ein oberer Grenzwert für Z_0 lässt sich durch eine einfache Querschnittsberechnung bestimmen, was einen starren, elastischen oberen Grenzfall darstellt. Ist der Zuganschluss jedoch nachgiebig, so wird Z_0 geringer sein. Die Realität der tatsächlich auftretenden Kraftverteilung in der Bodenfuge und der übertragenen Zugkraft wird zwischen diesen beiden Grenzfällen liegen. Die FE Berechnungen ergibt, dass die Zugkraft bei der angenommenen Zugsteifigkeit der Winkel von 8000 kN/m unter 10% der Zugkraft aus der elastischen Lösung beträgt. Erhöht man die Federsteifigkeit der Winkel um den Faktor 10 (80000 kN/m), erreicht die gesamte mit FE berechnete Zugkraft in der Bodenfuge 27% der Zugkraft der elastischen Lösung.

Pragmatische Lösungsansätze für die Abschätzung der Zugkraft in der Bodenfuge:

- Schätzen von Z_0 als Anteils der elastischen Zugkraft (sehr einfache Lösung, hier wurden 50% pragmatisch gewählt).
- Abschätzen der übertragbaren Zugkraft durch die Tragkraft jener Verbindungsmittel, welche im Zugbereich zu liegen kommen.

Im Falle größerer Exzentrizitäten (liegt diesem Beispiel nicht zugrunde) wird vorgeschlagen, die Fragestellung umzukehren. Als Randdruckkraft wird die gerade noch aufnehmbare Druckkraft als bekannt angesetzt, als Unbekannte liegen nun die Zugkraft sowie die Länge des Spannungskeils vor. Diese Lösung wird jedoch im Rahmen dieses Beitrags nicht näher verfolgt. Die Lösung der klaffenden Fuge mit einer Zugkraft Z_0 im Abstand e von der Mitte ist in Gl. 4b gegeben.



Gl. 4: Lösungen der klaffenden Fuge für die Handrechnung: (a) ohne Zugkraft, (b) mit Zugkraft

In der Abbildung 9 sind die Ergebnisse der verschiedenen Berechnungsmethoden dargestellt.

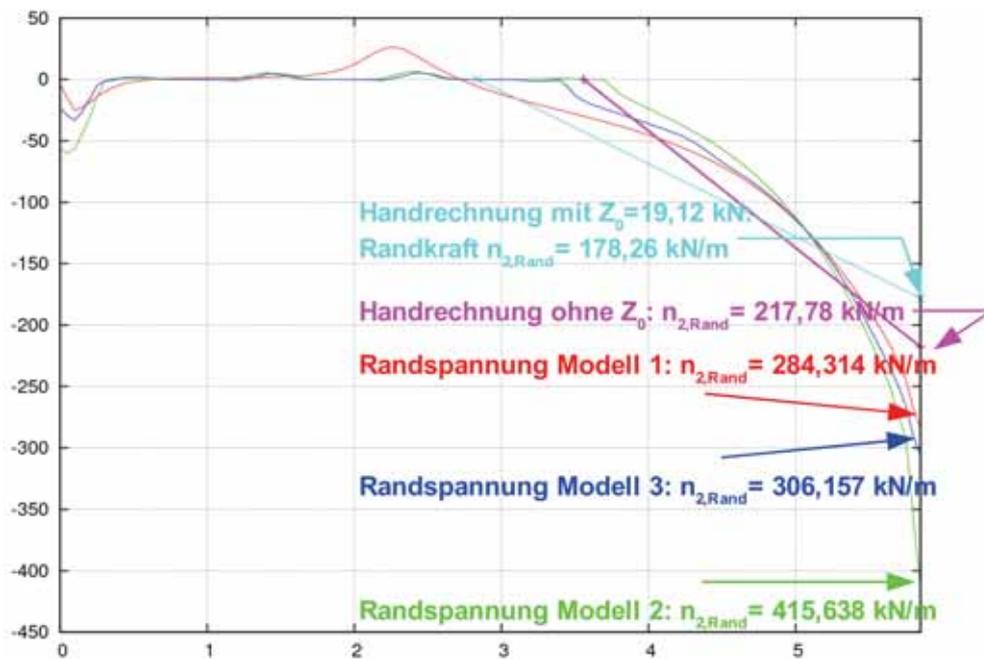


Abb. 9: Spannungsverteilung in der Bodenfuge

Wenn man die größten Druckkräfte in der Bodenfuge mit der größten Druckkraft der nahe liegenden Handrechnung „klaffende Fuge ohne Normalkraft“ vergleicht, erhält man folgendes Ergebnis, welches in Tabelle 1 zusammengestellt ist.

Tab. 1: Vergleich der Randnormalkräfte in der Bodenfuge

Berechnungstyp	extr. Randkraft	Abweichung	extr. Randkraft	Abweichung
Handrechnung ohne Z_0	217,78	0,00%		
Handrechnung mit Z_0			178,26	0,00%
Randspannung Modell 1	284,31	30,55%	284,31	59,49%
Randspannung Modell 2	415,64	90,85%	415,64	133,16%
Randspannung Modell 3	306,16	40,58%	306,16	71,75%

Es zeigt sich, dass die Randspannungen, berechnet mit der einfachen Handrechnung im Vergleich zu den Ergebnissen der FE Berechnungen (Modell 1, 2 und 3) beträchtlich unterschätzt werden. In Tabelle 1 wurden die FE Ergebnisse mit beiden Handrechnungsvarianten verglichen und die Unterschiede betragen bis zu mehr als 100%. Die Handrechnung gibt den Bereich gut wieder, in dem Kontaktkräfte auftreten, kann jedoch diesen nicht linearen Spannungsverlauf mit starkem Anstieg zum Rand nicht wiedergeben. Da die Beanspruchung auf Druck in Faserrichtung ein tendenziell eher gutmütiges Verhalten zeigt und ein begrenzt plastisches Plateau aufweist, kann in der Regel davon ausgegangen werden, dass die Spannungsspitzen durch lokale Spannungsumlagerungen abgebaut werden können.

Wie bereits bei den Schubspannungen zeigen auch hier die 3 FE-Modelle starke Unterschiede in den Resultaten zueinander. Die hohen Spannungsspitzen treten diesmal bei Modell 2 auf. Der Grund ist in der im Modell 2 aktivierten Reibung mit $\mu = 0,20$ zu suchen. Bei Modell 1 ist eine starre Verbindung der Wandscheibe mit dem Untergrund modelliert und damit werden die Schubkräfte nicht konstant, aber dennoch über die gesamte Länge der Bodenfuge eingeleitet. Bei Modell 3 erfolgt die Schubkraftabtragung in den 6 Stahlwinkeln, welche in der Bodenfuge angebracht sind. Durch die Reibungsübertragung bei Modell 2 erfolgt eine hohe Schubkrafteinleitung an der „aufsitzenen“ rechten Ecke des Wandmodells, was wiederum in der Ecke zu stark ansteigenden horizontalen Normalkräften führt. Um das Gleichgewicht zu erfüllen, benötigt diese Spannungssituation lokal einen hohen Zuwachs an vertikalen Normalkräften. Dies ist der Grund für den starken Anstieg der Normalkräfte in der Bodenfuge von Modell 2 gegenüber Modell 1 und 3. Diese beiden vorgestellten Ergebnisse zeigen überaus deutlich den großen Einfluss der für die FE Analyse getroffenen Modellierungen auf die Ergebnisse.

3 Berechnung eines ‚Tornado Shelters‘ eines Einfamilienhauses

3.1 Allgemeines

Tornadoshelter sind Schutzbauten, welche vor der außergewöhnlichen Bedrohung durch einen Tornado Schutz bieten sollen. Kennzeichnend für Tornados sind extrem kurze Vorwarnzeiten und betragen in der Regel maximal 10 min. Eine rasche Erreichbarkeit der Schutzbauten ist deshalb ein äußerst wichtiger Punkt bei der Errichtung dieser. Im Gegensatz zu den bekannten Hurrikans mit ihren großen Durchmessern über 1000 km sind Tornados räumlich betrachtet sehr kleine Wirbelstürme mit einem Durchmesser von 1 bis 2 km, im Inneren sind die auftretenden Windgeschwindigkeiten um ein vielfaches höher als die höchsten Windgeschwindigkeiten eines Kategorie 5 Hurrikane.

Man unterscheidet zwischen kleinen, wenige m² großen so genannten „in-residence-shelter“ Bauten, welche in Einfamilienhäusern eingebaut werden (siehe Abb. 10) und den größeren

“community-shelter” Bauwerken, welche z.b. für Schulen oder eine Siedlung ausgelegt werden.



Abb. 10: „In residence tornado shelter“ – eingepasst in den Grundriss eines Einfamilienwohnhauses

Im folgenden werden ein paar interessante Ergebnisse einer Diplomarbeit [1] präsentiert, in der u.a. eine komplette 3D-Modellierung eines “in-residence-shelter” aus CLT Elementen unter Berücksichtigung der Verbindungstechnik durchgeführt wurde. Die traditionelle Bauweise für Tornado Shelters in den USA ist die Ausführung in Stahl (siehe Abb. 11a) oder Stahlbetonbauweise (siehe Abb. 11b). Um diesen Shelter herum wird dann das Einfamilienwohnhaus in der traditionellen amerikanischen Holzleichtbauweise errichtet (siehe Abb. 12).

Ziel von [1] ist die Untersuchung der Machbarkeit einer Realisierung von Tornado Shelters mit CLT Elementen sowie die exemplarische detaillierte statische Untersuchung einer bereits für den amerikanischen Markt hin angepassten Ausführungsmöglichkeit inklusive der Nachweise der Verbindungsmittel in CLT.



Abb. 11: „In residence tornado shelter“ – traditionelle Stahlbauweise (a) bzw. Stahlbetonbauweise (b) in den USA



Abb. 12: typische amerikanische Holzleichtbauweise – Beispiel eines zweigeschossigen Wohnhauses während der Errichtung

3.2 Modellierung des Shelters in 3D

Die geometrischen Abmessungen des Tornadoshelters betragen 3,05 [m] × 1,98 [m] × 2,44 [m] und sind in Abb. 13 dargestellt. Lediglich an einer Längswand befindet sich eine Tür.

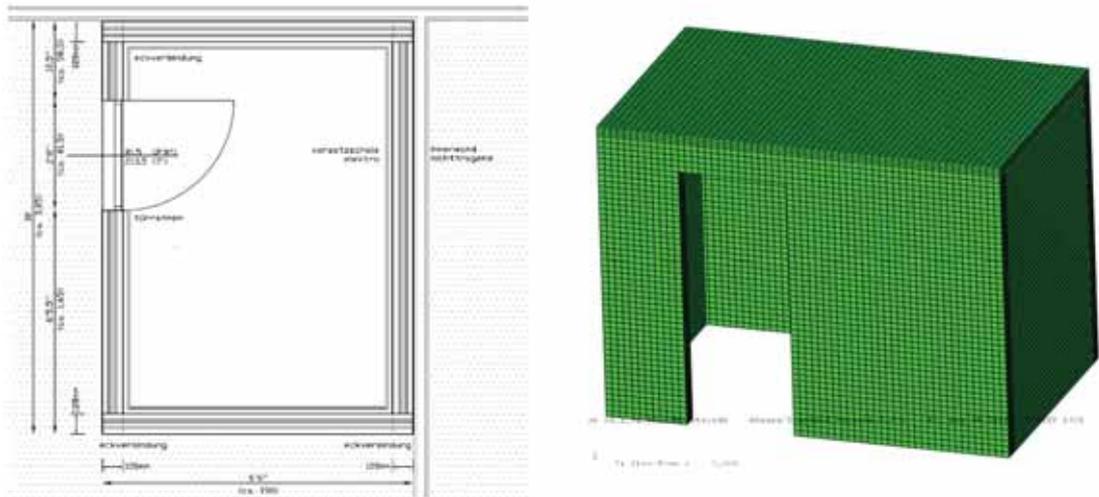


Abb. 13: Geometrische Abmessungen des Tornado shelters nach [1]

Detaillierte Angaben zur gewählten Modellierung hinsichtlich der Elementwahl für die 3D Berechnung (Solid Elemente, Federelemente), des orthotropen, linearen Materials sowie der Realisierung des Kontaktes zwischen den einzelnen CLT Elementen und des Kontaktes zur als starr gedachten Bodenplatte sind in Kapitel 7.1 (FE-modelling) der zuvor erwähnten Diplomarbeit [1] zu finden.

Ein Punkt soll hier dennoch herausgegriffen werden, es handelt sich um die Wahl der Arbeitslinien für die Federn, welche die einzelnen Schrauben repräsentieren sollen. Im Modell werden Arbeitslinien für Zugfedern (Abb. 14a) sowie Arbeitslinien für Schubfedern mit einem Winkel β von 90° (Abb. 14b) und 45° (Abb. 14c) zur Faser verwendet. Diese Arbeitslinien sind den Untersuchungen aus [2], [3] entnommen worden.

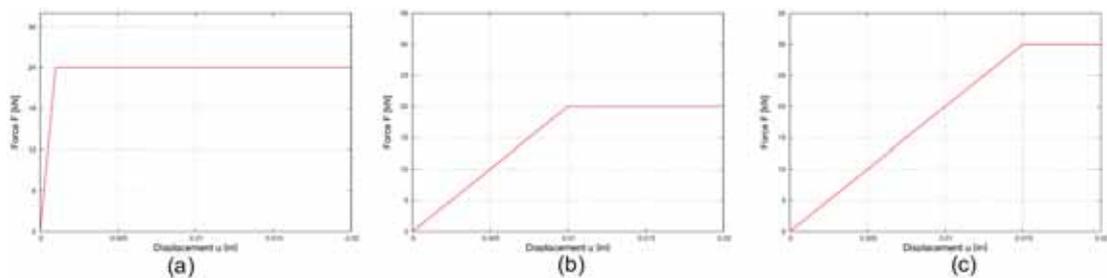


Abb. 14: Schraubenarbeitslinien für Schrauben auf Zug-(a) und Abscheren 90° (b) und 45° (c)

Es werden wieder die Auswirkungen von drei unterschiedlichen Modellen untersucht. Die drei Modelle sind:

- **Modell 1:** Sämtliche BSP Elemente werden „gelenkig“ miteinander verbunden. Dieser Fall entspricht kaum der Realität, liefert aber Schnittgrößen, welche für Bemessungszwecke auf der „sicheren“ Seite liegen.
- **Modell 2:** Sämtliche BSP Elemente werden „biegesteif“ miteinander verbunden. Dieser Fall entspricht ebenfalls kaum der Realität und liefert zudem Schnittgrößen, welche für Bemessungszwecke auf der „unsicheren“ Seite liegen.
- **Modell 3:** Sämtliche BSP Elemente werden „möglichst realistisch“ miteinander verbunden. Dies bedeutet, dass zwischen allen Elementen Kontakt modelliert wird. Auf Reibungskräfte zur Schubübertragung wird verzichtet. Sämtliche Schrauben erhalten eine nicht-lineare Zugfeder sowie zwei Abscherfedern. Dieser Fall entspricht am ehesten der Realität.

3.3 Verformungsvergleich

Durch die Modellierung der Schrauben als 1D-Federelemente zwischen der Decke und den 4 Wandseiten wird die Verbindung der einzelnen BSP-Elemente nachgiebiger. Es erhöhen sich die Verformungen der Deckenplatte, wie in Abb. 15 zu sehen ist. Im Falle der fixen, biegesteifen Verbindung aller BSP Elemente (Modell 2) untereinander und zum Boden beträgt die maximale Verformung im Deckenelement zufolge Windsog $2,757$ [mm] (siehe Abb. 15a). Im Modell mit den Federelementen (Modell 3) für die Schrauben steigt die maximale Durchbiegung auf $4,0443$ [mm] (siehe Abb. 15b) an. Dies bedeutet durch die Wahl eines verbesserten Modells eine Zunahme der maximalen Verformung des Deckenelementes um $46,7\%$.

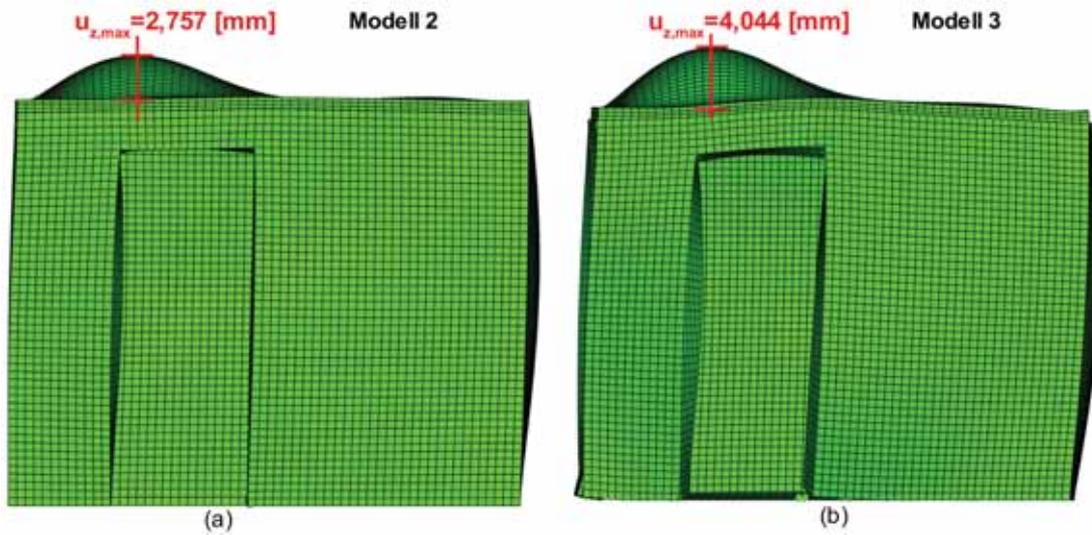


Abb. 15: Tornado Shelter unter Windlast. (a) Verformtes System Modell 2, (b) alle Schrauben als Federn modelliert sowie Kontakt (Modell 3)

3.4 Spannungsverteilung in der Decke

Die möglichst reale FE-Modellierung des Tornadoshelters samt Verbindungstechnik führt zu erhöhten Verformungen des Dachelements. Es ergeben sich nicht nur erhöhte Verformungen, sondern auch höhere Bemessungsschnittgrößen für das Deckenelement. So steigen die Zugspannungen an der Oberseite des Deckenelements von 1,788 [N/mm²] im Falle biegesteifer Anschlüsse (Modell 2) um 20,7% auf 2,158 [N/mm²] beim Modell 3 (siehe Abb. 16) an. Der zweite Grenzfall, dass alle Lagerungen gelenkig ausgeführt sind (Modell 1), entspricht sicherlich nicht der Realität, führt aber naturgemäß zu den höchsten Spannungen von 5,101 [N/mm²]. Diese liegen um 136% über den Werten von Modell 3.

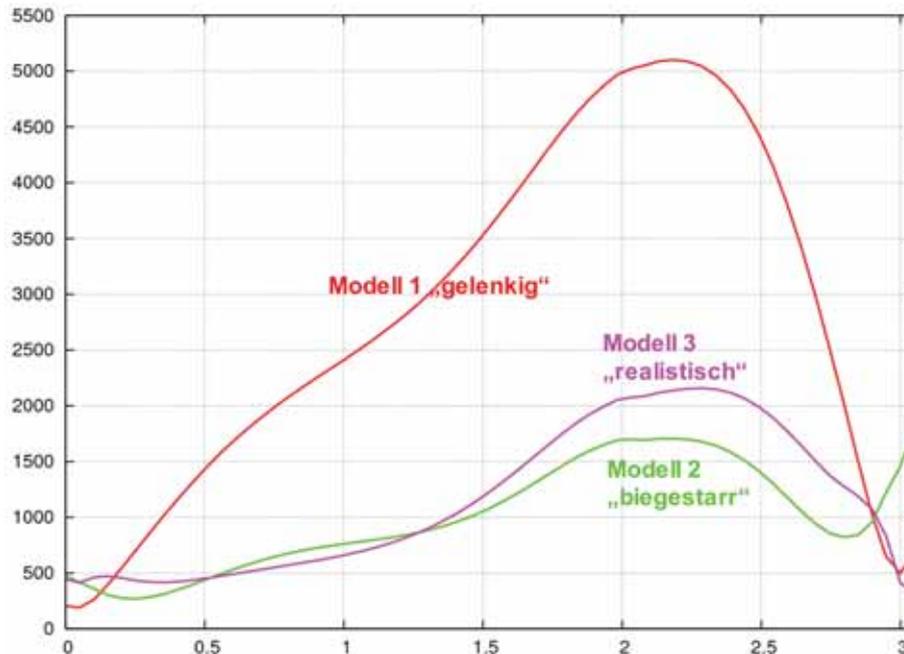


Abb. 16: Spannungsverteilung in der Mitte an der Oberseite des Dachelements

3.5 Schraubenzugkräfte in der Bodenfuge

Die Beanspruchungen der Schrauben wurden in [1] zunächst durch ein einfaches, baustatisches Modell ermittelt. Ein Vergleich mit der FE Berechnung zeigt hier teilweise große Unterschiede in den Schraubenbeanspruchungen. Im Folgenden soll der Unterschied in den Schraubenzugkräften am Fußpunkt für die windangeblasene schmalere Wand dargestellt werden (siehe Abb. 17).

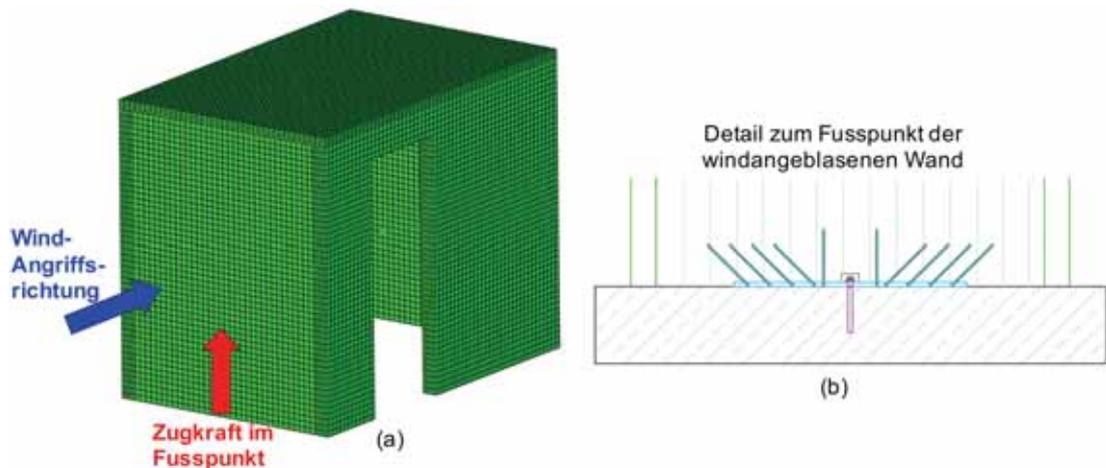


Abb. 17: Tornado Shelter (a) Windangriff, (b) Detail des maßgebenden Fusspunktes

Während in der Handrechnung nur die vertikalen Zugschrauben rechnerisch belastet werden und die schrägen Zugschrauben, welche für die Abtragung der Schubkräfte vorgesehen sind, kräftefrei bleiben, ergibt die FE Berechnung andere Kräfteverteilungen. Es gibt zum einen Unterschied in den Zugkräften der inneren und äußeren Schraubenreihe, zum anderen beteiligen sich auch die für die Aufnahme der Schubkräfte vorgesehenen schrägen Schrauben an der Abtragung der Zugkraft. Die Unterschiede werden für den Fußpunkt siehe Abb. 17b) in der folgenden Abbildung 18 dargestellt.

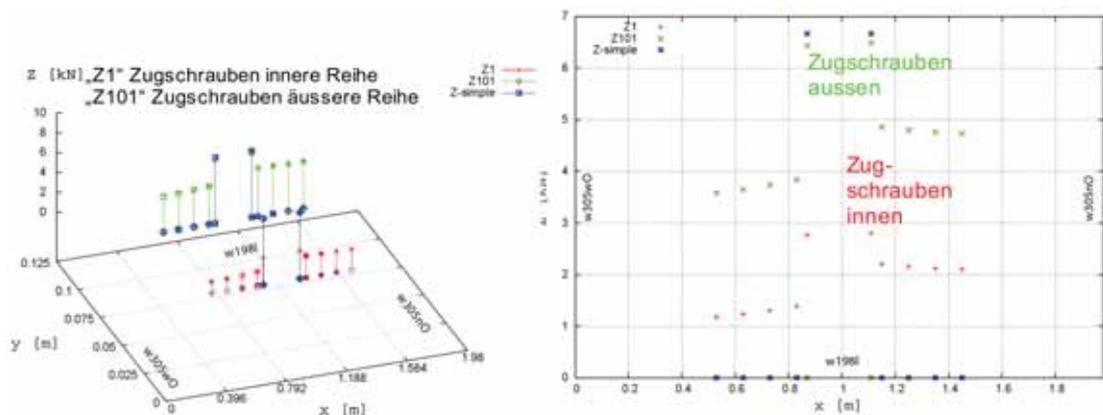


Abb.18: Ergebnisse der Schraubenzugkräfte im Fusspunkt

4 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wurde anhand zweier Beispiele versucht, den Einfluss verschiedener Modellierungsarten auf die Berechnungsergebnisse darzustellen. Die unterschiedlichen Modelle ergeben sich meist aus der Verbindungstechnik und der Art und

Weise, wie diese im baustatischen Modell abgebildet wird. Wie in den Ergebnissen zu sehen ist, sind die Unterschiede zwischen den einzelnen Modellen teilweise beträchtlich und erreichen Werte von 20,7% (Kap. 3.4) bis 80,6% (Kap. 2.3.2) und mehr als 100% (Kap. 2.3.3).

Aus der Sicht der Verfasser ist eine möglichst realistische Modellierung von Holzkonstruktionen samt den notwendigen Verbindungsmittel schon ein Ziel, welches zu verbesserten Nachweisen in der Praxis und zu der oft eingeforderten Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbindungstechnik im Holzbau führt. Allerdings sei hier kritisch vermerkt, dass die stiftförmigen Verbindungsmittel wieder „nur“ durch ein Modell, nämlich durch eine nicht lineare Feder, abgebildet werden. Der Aufwand, der in die Bereitstellung eines 3D Modells für eine relativ einfache Aufgabe – ein Modell für eine quaderförmige, hölzerne Box aus BSP Elementen aufzustellen – zu setzen ist, ist beträchtlich und in der alltäglichen Praxis eines Holzbauingenieurs vom zeitlichen Aufwand betrachtet, in den meisten Fällen nicht zu rechtfertigen.

Wir leben heute im Spannungsfeld der Wahl des angemessenen baustatischen Modells, mit welchen eine vorliegende Bauaufgabe mit vertretbarem Aufwand jedoch genügend genauen Resultaten baustatisch untersucht werden kann. Eine Lösung dieser Frage nach dem angemessenen Modell ist nach unserer Meinung heute weniger gelöst denn je, da durch die heutigen Möglichkeiten in der numerischen Simulation die Anzahl berechenbarer Modelle im Vergleich zu früheren Zeiten der "Handrechnung" stark angestiegen ist.

1 Literaturverzeichnis

- [1] Pürgstaller Andreas: "Tornado Shelters – An application for Timber Massive Construction", Diplomarbeit am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz (2008)
- [2] Bogensperger Th., Hude F.: „Modell und Experiment: Entwicklung einer hoch beanspruchbaren Verbindung für Haupt-Nebenträger-Anschlüsse“ 6. Graft Tagung am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz (2007)
- [3] Hude F.: „Verbindungssysteme für Queranschlüsse von Neben- an Hauptträger im Ingenieurholzbau“, Diplomarbeit am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz (2005)
- [4] Bogensperger Th., Moosbrugger T., Schickhofer G.: New Test Configuration for CLT-Wall-elements under shear load. – in: Working Comission W18 Timber Structures (2007), S. 1 – 14 International Council for Research and Innovation in Building and Construction, Working Commission W18 – Timber Structures, Meeting ; 40
- [5] Moosbrugger Th., Guggenberger W., Bogensperger Th.: Cross-Laminated Timber Wall Segments under homogeneous Shear – with and without Openings. – in: WCTE 2006, 9th World Conference on Timber Engineering (2006), World Conference on Timber Engineering

Teilnehmerliste mit Stand 18.09.2008

Augustin, Manfred	TU Graz
Bogensperger, Thomas	TU Graz
Brandner, Reinhard	holz.bau forschungs gmbh
Brunauer, Alfons	WIEHAG GmbH
Burger, Norbert	FH Salzburg
Colling, Francois	FH Augsburg
Deutsch, Thomas	HAAS-FERTIGBAU Holzbauwerk Ges.m.b.H. & CoKG
Eiser, Andreas	holz.bau forschungs gmbh
Hochreiner, Georg	Glöckel Holzbau GmbH
Hübner, Ulrich	holz.bau forschungs gmbh
Jeitler, Georg	Holzindustrie Preding Gesellschaft m.b.H.
Jöbstl, Robert	TU Graz
Killer, Markus	Salzbauer - Schnaubelt ZT GmbH
Kirchler, Markus	Student der TU Graz
Kirchmayr, Hermann	Stora Enso Timber
Koppelhuber, Josef	Ingenieurkonsulent für Bauingenieurwesen
Krenn, Harald	TU Graz
Maderebner, Roland	Student der Universität Innsbruck
Merk, Michael	TU München
Mitkova, Elena	holz.bau forschungs gmbh
Moosbrugger, Thomas	TU Graz
Oster, Anton	RWT plus ZT GmbH
Petersen, Leif Arne	Leibniz Universität Hannover
Pischl, Richard	TU Graz
Pock, Kurt	Ingenieurkonsulent für Bauingenieurwesen
Prix, Karl	Allg. beeid. und gerichtlich zertifizierter Sachverständiger
Rauter, Simon	holz.bau forschungs gmbh
Schenk, Gerd	HTL - Zeltweg
Schickhofer, Gerhard	TU Graz
Schnaubelt, Stefan	Salzbauer - Schnaubelt ZT GmbH
Schuëller, Gerhart I.	Universität Innsbruck
Schuler, Eugen	gbd ZT GmbH
Schultz, Holger	Kaufmann Holz GmbH
Schwedler, Astrid	Leibniz Universität Hannover
Stingl, Helmut	TU Graz
Stürzenbecher, Reinhard	Student der TU Wien
Tavoussi, Kamyar	TU Wien
Thiel, Alexandra	holz.bau forschungs gmbh

Traetta, Gianluigi
Unger, Gerhard
Untersieser, Helene
Weger, Sieglinde
Weißnar, Hildegard
Wischnbart, Josef
Zehetgruber, Johann

Holzbau SUD
Student der TU Wien
holz.bau forschung gmbh
proHolz Austria
TU Graz
Wernly+Wischnbart+Partner Ziviltechnikergesellschaft KEG
Ziviltechniker GmbH

FAX ANMELDUNG +43 (0) 316 / 873-4619

Hiermit melde ich verbindlich Personen für die 7. Grazer Holzbau-Fachtagung (7. GraHFT'08 – "Modellbildung") an.

Name, Firma und Anschrift

.....
.....
.....
.....
.....

Name(n) der weiteren Teilnehmer(innen)

.....
.....
.....
.....
.....

..... Datum

..... Unterschrift

AVISO!

Grazer Holzbau-Fachtagung 2009 (8. GraHFT'09)

Vortragsreihe mit dem Themenschwerpunkt

"Bestandsanalyse und Instandhaltung von Holzkonstruktionen" (Arbeitsfitte!)

Fr., 25. September 2009

Änderungen vorbehalten!

Anmeldung

Anmeldungen per E-Mail bzw. per Fax bis 15. September 2008

Teilnahmegebühr: € 200,- (Studenten € 50,-) exkl. MwSt

Die Teilnahmegebühr beinhaltet die Tagungsunterlagen sowie Buffet und Getränke.

Bankverbindung
Kto.-Nr. 102729200
BLZ 38000 RLB
IBAN AT79 3800000102729200
BIC RZSTAT2G

Kontakt

Hildegard Weißnar

Administration

t +43 (0) 316 / 873-4601

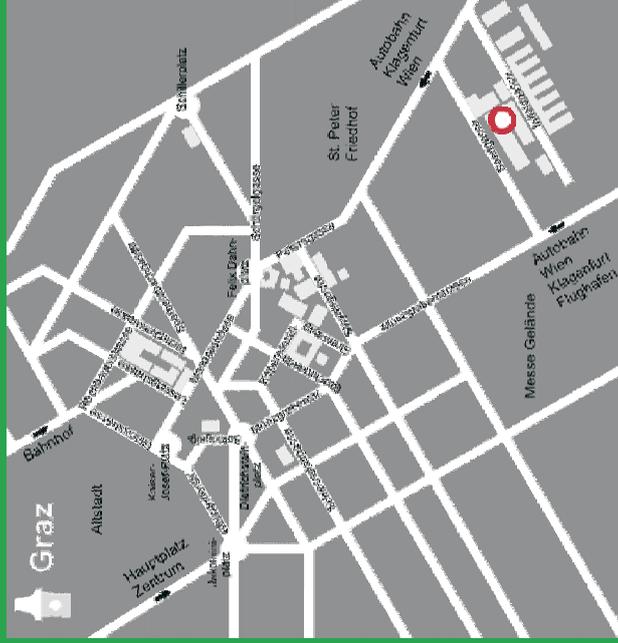
f +43 (0) 316 / 873-4619

h.weissnar@tugraz.at

TU Graz, Institut für Holzbau und Holztechnologie

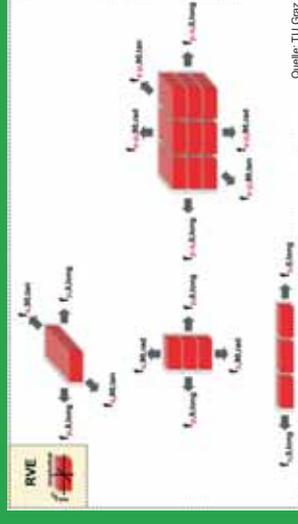
Bautechnikzentrum

A-8010 Graz, Infieldgasse 24/I



**GRAZER HOLZBAU-FACHTAGUNG
7. GraHFT'08**

**Modellbildung für Produkte
und Konstruktionen
aus Holz – Bedeutung von
Simulation und Experiment**



Quelle: TU Graz



Technische Universität Graz
Infieldgasse 16b, 8010 Graz
26. September 2008
8³⁰ Uhr, Hörsaal i12

Motivation

„System, Modell, Struktur ...“ – täglich haben Wissenschaftler und Techniker mit diesen Begriffen zu tun: Der Ingenieur, indem er die uns umgebende Umwelt aus der Betrachtung von Systemen und/oder Teilsystemen unter Bildung von Modellen gestaltet, der wissenschaftlich Tätige, indem er versucht, die der menschlichen Erkenntnis zugänglichen Wahrnehmungen eines Fachgebietes in Systemen zu erfassen, um diese anschließend mit Hilfe von Modellformulierungen beschreibbar zu machen, Angesichts dessen erscheint es wesentlich, sich über die Beschreibung der uns umgebenden Realität, ihre Abbildbarkeit in Form von Systemen, sowie deren Gliederung und Grenzziehung Gedanken zu machen. Die durchaus nicht zu leugnende Bedeutung einer relevanten Modellbildung in allen Wissenschaftsdisziplinen erfordert insbesondere eine Klarheit hinsichtlich der Bedeutung der Begriffe, Definitionen und Benennungen: Was ist nun ein System, ein Modell, was lässt sich damit umfassen, eingrenzen und beschreiben und wo liegen die Gültigkeitsgrenzen? Welcher „Input“ wird für welchen Modellzweck gefordert und welcher „Output“ darf als Ergebnis erwartet werden? Exemplarisch seien dazu H. Bossel: „... Das beste Modell ist dasjenige, das seinen Zweck bei geringstmöglicher Komplexität voll erfüllt. Das Modell sollte so einfach wie möglich, aber so komplex wie nötig sein ... Modellbildung bedeutet immer Vereinfachung, Zusammenfassung, Weglassen, Abstraktion ...“ und A. Einstein: „...Mache Dinge so einfach wie möglich – aber nicht einfacher! ...“ zitiert.

Die Subjektivität einer Modellbildung sowie jene der gegebenenfalls darauf gründenden Simulationen verbunden mit deren Aussagen sind – auf der Ebene der Wissenschaft – dem Diskurs auszusetzen. So ist insbesondere darauf Bedacht zu nehmen, dass jede (numerische) Simulation oft über Experimente ermittelte Eingangsdaten bedingt, diese über den im Modell verankerten Prozess zu verarbeiten hat und wünschenswerterweise als Ergebnis die (subjektive) Modellbildung/-vorstellung „bestätigen“ sollte. Eine Validierung der (im Vorhinein) getätigten Überlegungen und der so erhaltenen Resultate hat zu erfolgen. Dies geschieht über Beobachtungen der „Realität“ und mittels „Vergleich“. Dases allerdings unmöglich ist die Gesamtheit des Umfandes einem Versuch zu unterziehen – beispielsweise käme man wohl kaum auf die Idee einen Bruchversuch an einem in einem Bauwerk eingebauten Träger durchzuführen – werden Experimente nötig, um die a priori getätigten Modellüberlegungen beweisen oder widerlegen zu können. Dabei ist zu bedenken, dass Experimente mangels Zugriff auf die „absolute“ Wahrheit lediglich die Situation unter „Beachtung der“ im Versuch vorliegenden Randbedingungen bzw. Vereinfachungen „überprüfen“ können, eine Verallgemeinerung – ein induktiver Schluss (von einzelnen Experimenten auf eine allgemein gültige Systembeschreibung schließen zu wollen) – ist dabei genau genommen nicht möglich. Es zeigt sich damit die Problematik der vorliegenden Thematik.

Am Institut für Holzbau und Holztechnologie der Technischen Universität Graz und dem angegliederten Kompetenzzentrum holz.bau forschungs gmbh sind den Bereichen der Modellbildung und der Abgrenzung der postulierten Modelle unter Angabe ihrer Gültigkeitsbereiche weitreichende Forschungsfelder und Lehrfähigkeiten gewidmet. Mit der diesjährigen 7. GRAHFT'08 „Modellbildung für Produkte und Konstruktionen aus Holz – Bedeutung von Simulation und Experiment“ ist es an der Zeit, die Modellbildung im Holzbau und der Holztechnologie zu diskutieren. Es gilt die Begriffe Modellbildung, Experiment und Simulation sowie deren Relevanz zu definieren, die Hintergründe darzustellen und die Zuverlässigkeit der Aussagen dieser Modelle im strukturierten Kontext des täglichen, technischen Umfandes zu diskutieren. Hierbei werden, nach Einführung in die Thematik, die Themenfelder „Material und Produkt“, „Statik und Konstruktion“ sowie abschließend „Tragstrukturen“ auf wissenschaftlicher und praktischer Ebene erörtert.

Programm

08 ³⁰ - 09 ³⁰	Registrierung		
09 ⁰⁰ - 09 ¹⁵	Begrüßung durch den Vizerektor und die Veranstalter	F. Stelzer G. Schickhofer	
09 ¹⁵ - 09 ⁴⁵	System, Modell, Experiment und Praxis Simulation in Wissenschaft und Praxis	G. Schickhofer	
09 ⁴⁵ - 10 ¹⁵	SCALING – Betrachtung von Skalenebenen in der Materialstruktur Holz in Verbindung mit der Anwendung von Modellansätzen	R. Brandner	
10 ¹⁵ - 10 ³⁰	Diskussion		
10 ³⁰ - 11 ⁰⁰	Kaffeepause		
11 ⁰⁰ - 11 ³⁰	Modellbildungen für DUO, TRIO und Balkenbinder	G. Jettler	
11 ³⁰ - 12 ⁰⁰	Simulation von Brettschichtholz am Beispiel des Karlsruher Rechenmodells („KAREMO“)	F. Colling	
12 ⁰⁰ - 12 ³⁰	Tragmodelle für Brettspertholz	R. Jöbstl	
12 ³⁰ - 12 ⁴⁵	Diskussion		
12 ⁴⁵ - 14 ⁰⁰	Mittagspause – Buffet		
14 ⁰⁰ - 14 ³⁰	Deterministische und semi-probabilistische Sicherheitskonzepte im Bauwesen – Entwicklung der Eurocodes (angefragt)	G. Schuëler	
14 ³⁰ - 15 ⁰⁰	Statik und Konstruktion - Modellierungskonzepte für die Bemessung anhand praktisch ausgeführter Beispiele	A. Brunauer	
15 ⁰⁰ - 15 ³⁰	Statische Modellbildung im Holzbau – Umsetzung und Interpretation in der Praxis	N. Burger	
15 ³⁰ - 15 ⁴⁵	Diskussion		
15 ⁴⁵ - 16 ¹⁵	Kaffeepause		
16 ¹⁵ - 16 ⁴⁵	Betrachtung eines verklebten Trägersstoßes – Modellvergleich und experimentelle Überprüfung	S. Rautler	
16 ⁴⁵ - 17 ¹⁵	Modellierung von Strukturen aus Brettspertholz unter Berücksichtigung der Verbindungstechnik	T. Bogensperger	
17 ¹⁵ - 17 ⁴⁵	Diskussion		
17 ⁴⁵ - 18 ⁰⁰	Resümee und Abschluss	G. Schickhofer	

Moderation

G. Schickhofer

Veranstalter

Institut für Holzbau und Holztechnologie, TU Graz
Kompetenzzentrum holz.bau forschungs gmbh

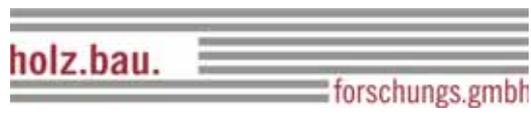
Referenten

DI Dr.-techn. Thomas BOGENSPERGER Institut für Holzbau und Holztechnologie Technische Universität Graz	DI (FH) Reinhard BRANDNER Kompetenzzentrum holz.bau forschungs Gmbh	DI Alfons BRUNNAUER Leitung Ingenieurbüro WIEHAG GmbH	Dr.-Ing. Norbert BURGER Ingenieurbüro und Tragwerksplanung Lektor FH Salzburg	Prof. Dr.-Ing. François COLLING Fakultät für Architektur und Bauingenieurwesen Fachhochschule Augsburg	DI Georg JETTLER Abteilung für Bautechnik Höhere Technische Bundeslehranstalt Pinkafeld (bis 31. August 2008: wiss. MA bei der holz.bau forschungs gmbh)	DI Robert A. JÖBSTL Institut für Holzbau und Holztechnologie Technische Universität Graz	DI Simon RAUTER Kompetenzzentrum holz.bau forschungs Gmbh	Univ.-Prof. DI Dr. techn. Gerhard SCHICKHOFER Institut für Holzbau und Holztechnologie Technische Universität Graz	Univ.-Prof. DI Dr. techn. Gerhart I. SCHUËLLER Institut für Mechanik Universität Innsbruck
--	---	---	---	--	---	--	---	--	--

holz.bau forschungs gmbh

lignum study research engineering

TU Graz
Graz University of Technology



ISBN: 978-3-85125-024-4