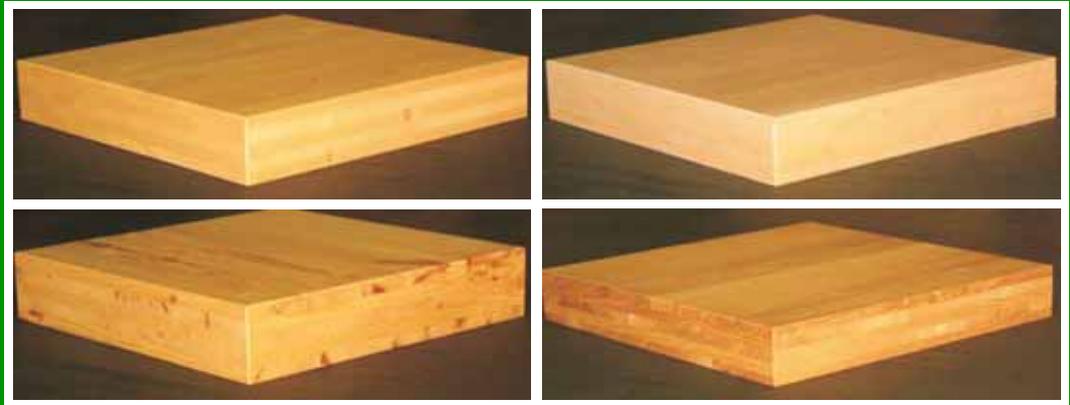


# 5. Grazer Holzbau-Fachtagung 5. GraHFT'06

## Tagungsband

### Brettsperrholz

### Ein Blick auf Forschung und Entwicklung



Institut für Holzbau und Holztechnologie  
holz.bau forschungs gmbh  
Institut für Stahlbau und Flächentragwerke

Graz, am 29. September 2006

**Tagungsleitung**

Gerhard Schickhofer, Thomas Moosbrugger, Werner Guggenberger

**Moderation**

Richard Pischl, Gerhard Schickhofer

**Veranstaltungsort**

Technische Universität Graz, Hörsaal L  
Lessingstraße 25, 1. OG  
8010 Graz

**Tagungsband**

Thomas Moosbrugger, Gerhard Schickhofer, Helene Unterwieser, Harald Krenn  
Auflage: 100 Stück

**Herausgeber**

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](http://www.lignum.at)

Titelbild: Fünfschichtige Brettsper Holzplatten (Holzart: Fichte, Kiefer, Pappel und Eiche)

ISBN: 3-902020-32-6

© 2006, Institut für Holzbau und Holztechnologie

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 29. September 2006



Die Tagungsleitung erlaubt sich, die diesjährige Grazer Holzbau-Fachtagung unserem Emeritus Professor Richard Pischl anlässlich seines 70. Geburtstages zu widmen.

## Vorwort

Das Bauen mit flächenhaften und großformatigen Brettsperrholzelementen, auch als Holz-Massivbauweise bekannt, stellt eine konkurrenzfähige Alternative zu den bekannten Massivbauweisen mit Ziegel und Beton dar und ergänzt die wohl bekannte Holz-Leichtbauweise. Die Holz-Massivbauweise ist insbesondere durch die Verwendung von massiven, flächenhaften Platten- und Scheibenelementen aus Brettsperrholz (BSP) geprägt, wobei die lastabtragenden, bauphysikalischen und architektonischen Aspekte in diesen BSP-Elementen vereint sind.

Marktanalysen zeigen, dass das gegenwärtige Produktionsvolumen europaweit bei rund 100.000 m<sup>3</sup>/a liegt. Die Nachfrage und der immer häufiger von Architekten für Projekte gewählte Einsatz von BSP-Elementen lassen eine Trendentwicklung hin zur nachhaltigen Holz-Massivbauweise erwarten. Von einem merkbaren Anstieg der gegenwärtigen Produktionsmenge innerhalb der nächsten Jahre kann daher ausgegangen werden. Liegen die Märkte heute noch vorwiegend in Mitteleuropa (Österreich, Schweiz, Deutschland und Norditalien) und im zunehmenden Maße auch in Skandinavien, so darf erwartet werden, dass die Vorteile der Holz-Massivbauweise auch für Überseeländer an Bedeutung gewinnen werden.

Begleitende Forschungsaktivitäten sind daher unumgänglich, um sowohl die Zuverlässigkeit des Produktes selbst als auch die Qualität von aus BSP-Elementen errichteten Bauwerken nachhaltig gewährleisten zu können. Aus diesem Grunde wurde – auf Basis der seit 1990 in diesem Themenfeld gegebenen Forschungstätigkeit am Institut für Holzbau und Holztechnologie und seit 2002 auch in der holz.bau forschungs gmbh – im Jahre 2005 die fakultätsübergreifende, so genannte „denk.werk.statt.bsp“ ins Leben gerufen.

Um der Holz-Massivbauweise den für die Zukunft nötigen wissenschaftlichen Rückhalt zu bieten, befassen sich die in der „denk.werk.statt.bsp“ agierenden Wissenschaftler mit der theoretischen und experimentellen Untersuchung der Holz-Massivbauweise. Mit der Erarbeitung der notwendigen Grundlagen und den erforderlichen Anwendungsdokumenten soll die Holz-Massivbauweise in die Zukunft geführt werden. Eines sollte klar sein: Nur durch ein solides und abgesichertes Wissen, verbunden mit aufbereiteten handhabbaren Richtlinien für die Bemessung und den Einsatz wird die Holz-Massivbauweise mit BSP im gewünschten Ausmaß und Umfang reüssieren können.

An dieser Stelle ist allen Vortragenden und Mitwirkenden zu danken, die durch ihre Beiträge zum Gelingen dieser Veranstaltung beigetragen haben. Durch ihren unermüdlichen Einsatz in den Bereichen der Forschung, Entwicklung und Umsetzung sind sie maßgeblich an einer positiven zukünftigen Entwicklung dieses Produktes beteiligt.

Besonderer Dank gilt Frau Hildegard Weißnar, die durch eine professionelle Organisation diese Veranstaltung ermöglicht hat.

G. Schickhofer  
T. Moosbrugger

## **Inhalt des Tagungsbandes**

- A Entwicklung des Brettsperrholzes – Ein Blick auf Forschung und Entwicklung für ein Produkt mit Zukunftspotenzial**  
G. Schickhofer, T. Moosbrugger, R. A. Jöbstl, B. Hasewend, G. Traetta
- B Anwendung und Berechnung von Brettsperrholz – Normen, Zulassungen, Anwendungsbereiche**  
H. Kreuzinger, P. Mestek
- C Forschung an der TU Graz – Neue Erkenntnisse zur Nachweisführung von biegebeanspruchten BSP-Elementen (Englisch)**  
R. A. Jöbstl, T. Moosbrugger, T. Bogensperger, G. Schickhofer
- D Forschung an der EMPA – Dynamische Versuche zur Ermittlung der Steifigkeiten von Brettsperrholz-Plattenstrukturen**  
D. Gsell, S. Schubert, G. Feltrin, A. Gülzow, R. Steiger
- E Forschung an der EMPA – Statische Versuche an BSP-Plattenstrukturen**  
Ch. Czaderski, S. Olia, R. Steiger
- F Forschung an der TU Graz – Spannungs- und Verformungsberechnung für BSP-Plattenstrukturen (Englisch)**  
W. Guggenberger, T. Moosbrugger
- G Forschung an der TU Graz – Steifigkeitsuntersuchungen an BSP-Scheiben-Elementen (Englisch)**  
T. Moosbrugger, W. Guggenberger, T. Bogensperger
- H Verformungsverhalten von Brettsperrholzplatten unter Schubbeanspruchung in der Ebene**  
G. Traetta, T. Bogensperger, T. Moosbrugger, G. Schickhofer
- I Forschung an der Universität Karlsruhe – Stiftförmige Verbindungsmittel in Brettsperrholz**  
H. J. Blaß, Th. Uibel
- J Forschung an der TU Graz – Anwendung der Johansen-Theorie für gekreuzt geschichtete Strukturen**  
G. Pirnbacher, G. Traetta, G. Schickhofer
- K Projekt SOFIE – Erdbebenverhalten von Häusern aus XLAM**  
C. Sandhaas
- L Forschung an der TU Graz – Bauphysikalische Aspekte für den Holz-Massivbau mit BSP**  
H. Ferik
- M BSP in der Praxis – Anwendung von BSP – „Wohnbebauung Mühlweg – Wien“**  
K. Merz
- N Die Technik des Origami im Holzbau – Faltwerkkonstruktionen aus BSP-Elementen**  
H. Buri
- O shell\_housing – Potenziale der Holz-Massivbauweise**  
P. Zinganel, W. Pöschl, E. Kaltenegger, R. Schafler, A. Stingl, W. Enge
- P Literaturliste zum Thema „Brettsperrholz“**  
G. Schickhofer, T. Moosbrugger

# A Entwicklung des Brettspertholzes – Ein Blick auf Forschung und Entwicklung für ein Produkt mit Zukunftspotenzial

G. Schickhofer, T. Moosbrugger, R. Jöbstl, B. Hasewend, G. Traetta



Univ.-Prof. DI Dr. techn. Gerhard Schickhofer  
1994 Promotion an der TU Graz  
seit 2004 Vorstand des Instituts für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz



DDI Thomas Moosbrugger  
2004 Abschluss des Bauingenieurstudiums an der TU Graz  
seit 2005 Wissenschaftlicher Assistent am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz



DI Robert Jöbstl  
2002 Abschluss des Bauingenieurstudiums an der TU Graz  
seit 2002 Mitarbeiter am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz



DI Björn Hasewend, MBA  
1998 Abschluss des Wirtschaftsingenieurwesen-Bauwesen Studiums an der TU Graz  
seit 2003 Assistent der Geschäftsführung der holz.bau forschungs gmbh



DI Gianluigi Traetta  
2003 Abschluss des Bauingenieurstudiums an der TU Bari  
seit 2004 Mitarbeiter in der holz.bau forschungs gmbh

## Zusammenfassung

Beim vorliegenden Beitrag handelt es sich um die Darstellung eines institutsübergreifenden Projektes der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften, wobei mit diesem Projekt das Ziel verfolgt wird, vermehrt flächenhafte und mehrfach geschichtete Holzprodukte im Baubereich zum Einsatz zu bringen. Dieses Projekt liegt nicht nur im Bereich des universitären Forschungsschwerpunktes „Design and Construction“ sondern genügt gleichsam dem Anliegen der Fakultät, vermehrt Ressourcen schonende und somit nachhaltige Bauprodukte zum Einsatz zu bringen. Inhalt des Projektes „shell\_structures“ ist es, mit Scheiben und Platten unter Berücksichtigung innovativer Verbindungssysteme, zellenartige Bauteile zu kreieren und zu fügen, welche – unter Berücksichtigung des architektonischen Potenzials – Wohnobjekte ergeben sollen. Um auch die interdisziplinäre Zusammenarbeit zwischen Bauingenieuren und Architekten einerseits und Wissenschaft und Praxis andererseits aufzeigen zu können, dient das im Rahmen des Gesamtprojektes „shell\_structures“ etablierte Sub-Projekt „shell\_housing“. Das Projekt umfasst nicht nur ein aktuelles Thema des Ingenieurholzbaus in Forschung und Umsetzung, sondern zeigt die fakultätsinterne Zusammenarbeit von zumindest drei Instituten und zwei Labors. Im Rahmen des vorliegenden Beitrages werden die F+E-Module 1 bis 4 dargelegt.

## 1 Einleitung

Das Bauen mit flächenhaften großformatigen Elementen erfolgt vorwiegend mit Brettsperrholz, ist auch als „Holz-Massivbauweise“ bekannt und stellt eine Alternative zur „Holz-Leichtbauweise“ dar. Die Holz-Massivbauweise ist geprägt durch die Verwendung von massiven, flächenhaften Platten- und Scheibenelementen in Form von Brettsperrholzplatten (BSP), wobei die Last abtragenden (statisch und dynamisch), bauphysikalischen und architektonischen Aspekte in einem Element (BSP) vereint sind. Die vornehmliche Holzart zur Herstellung von BSP ist die Fichte, doch bietet sich auch Kiefer (z. B.: auf Grund ihrer höheren Werkstoffkenngrößen wie z. B. die „Rollschubfestigkeit“) oder für den Baubereich eher exotische Holzarten wie die Pappel (z. B.: aus Naturforsten der borealen Klimazone) an.



Abb. 1.1: Prototyp eines BSP-Elements: Holzart Pappel

Die Holz-Massivbauweise zeichnet sich bei einer entsprechend vorhandenen Verbindungstechnik weiters durch eine sehr hohe Gebäudesteifigkeit aus. Neueste Marktanalysen zeigen deutliche Anstiege

hinsichtlich der Nachfrage beim Einsatz von massiven Plattenelementen, dem die Industrie mit einer stetigen Steigerung der Produktionskapazitäten gerecht wird. Derzeit liegt das Produktionsvolumen europaweit bei rund 100.000 m<sup>3</sup>/a. Es wird angenommen, dass es in den nächsten 5 bis 10 Jahren zu einer Vervielfachung der Produktionsmengen kommen wird. Begleitende Forschungsaktivitäten sind daher unumgänglich, um auch eine dem Stand des Wissens und der Technik entsprechende Zuverlässigkeit und Qualität beim Einsatz dieser Produkte gewährleisten zu können.

## 2 Forschungsaktivitäten

Um die Holz-Massivbauweise in Zukunft konkurrenzfähig gegenüber anderen Massivbauweisen zu halten sind verstärkte Forschungsaktivitäten im Bereich der BSP-Platte notwendig. Aus diesem Grund sind derzeit für das Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz die nachfolgenden Themen bezogenen Forschungsfragen von vorrangiger Bedeutung (Modul 1 bis 4).

### 2.1 Modul 1: Mechanische und baustatische Aspekte der Einzelemente

Die Industrie stützt sich derzeit im Wesentlichen auf versuchstechnisch ermittelte mechanische Kenngrößen von auf Biegung und Schub beanspruchten BSP-Platten. Um in Zukunft BSP auch gegenüber anderen Produkten wirtschaftlich einsetzen zu können, ist ein vertieftes und detailliertes Wissen rund um das Trag- und Gebrauchstauglichkeitsverhalten dieser BSP-Elemente als Basis für die oben erwähnte Holz-Massivbauweise erforderlich. Aus diesem Grund umfasst der Inhalt dieses Moduls den Aspekt der „Scheibentragwirkung/Wandscheiben“ sowie den der „Plattentragwirkung“, insbesondere an 1D-Plattenelementen. Dabei geht es sowohl um die analytische und numerische Ermittlung der Scheibensteifigkeit als auch um die Ermittlung von Spannungen und Verformungen von geschichteten Plattenstrukturen. Unterstützt wird dieses Vorgehen durch versuchstechnische Arbeiten sowohl an Einzelknoten als auch an Ausschnitten einer Scheibe sowie durch Biegeversuche zur Bestimmung von Materialkenngrößen an der Platte. Ziel dieser Arbeiten ist einerseits die vollständige analytische Beschreibung der Vollscheibe und Scheibe mit Öffnungen (Ausschnitte, Fenster, Türen) bis hin zur ingenieurmäßigen und normgerechten und somit transferfähigen Aufbereitung der wissenschaftlichen Erkenntnisse. Andererseits erfolgt eine adäquate Beschreibung der Plattentragwirkung, wobei insbesondere das Ziel verfolgt wird, eine „korrekte“ Spannungsermittlung (Normal- und Schubspannungen) über den geschichteten Querschnitt zustande zu bringen. Inhalt des Moduls ist zudem die Ermittlung des Langzeitverhaltens (Kriechen) von biegebeanspruchten BSP-Plattenstreifen ( $k_{def}$ ) sowie die Ermittlung des Systemfaktors ( $k_{sys}$ ). Damit sollte es möglich sein, BSP-Elemente sowohl in ihrer Wirkungsweise als Platte als auch als Scheibe einer gesicherten Nachweisführung unterziehen zu können, welche bis dato nicht in der gewünschten Tiefe und Klarheit gegeben ist. „Last but not least“ geht es schließlich darum, die nachweisbaren Einzelemente zu einer „Zelle“ zu fügen. Die Fügetechnik hat im Rahmen der Holz-Massivbauweise eine zentrale Bedeutung und wird dementsprechend bearbeitet.

#### 2.1.1 Plattentragwirkung

Zur Berechnung von Spannungsverläufen über den Querschnitt bzw. zur Berechnung von Verformungen von Brettsperrholzplatten sind derzeit diverse Verfahren in der Literatur zu finden. Die Besonderheiten die bei der Berechnung von Brettsperrholzplatten Unklarheiten hervorrufen liegen hauptsächlich in den, durch die orthogonale Verklebung vorliegenden Querlagen, die aufgrund ihrer

geringen Materialkennwerte maßgeblichen Einfluss auf die Spannungen und Verformungen im Querschnitt haben. Aus den oben genannten Gründen wurden in den letzten Jahren verschiedene Verfahren zur Berücksichtigung dieser Effekte entwickelt, wobei vorrangig Augenmerk auf die Berücksichtigung des Schubeeinflusses der Querlagen gelegt wurde.

Neben der starren bzw. nachgiebigen allgemeinen Verbundtheorie [1] kommen heute häufig modifizierte Verbundtheorien sowie das Schubanalogieverfahren nach Kreuzinger [7] für die Berechnung solcher Querschnitte zur Anwendung. Alle diese Verfahren beruhen jedoch auf gewissen vereinfachenden Annahmen und liefern dadurch voneinander abweichende Ergebnisse.

Mit der Aufstellung der Grundgleichungen einer geschichteten Struktur auf Basis der schubweichen Reissner-Mindlin-Platte, bietet sich die Möglichkeit, heute verwendete vereinfachte Verfahren in ihrer Genauigkeit und ihrem Verhalten zu überprüfen. Dabei zeigen sich für geringe Verhältnisse von Trägerhöhe zu Spannweiten ( $l/h < 15$ ) durchaus beachtliche Unterschiede in den Verformungen und in den Spannungsverläufen. Für derzeit übliche  $l/h$ -Verhältnisse im Holz-Massivbau liefern die meisten Berechnungsverfahren aufgrund des dadurch geringen Schubeeinflusses der Querlagen vergleichbare und damit vertretbare Ergebnisse.

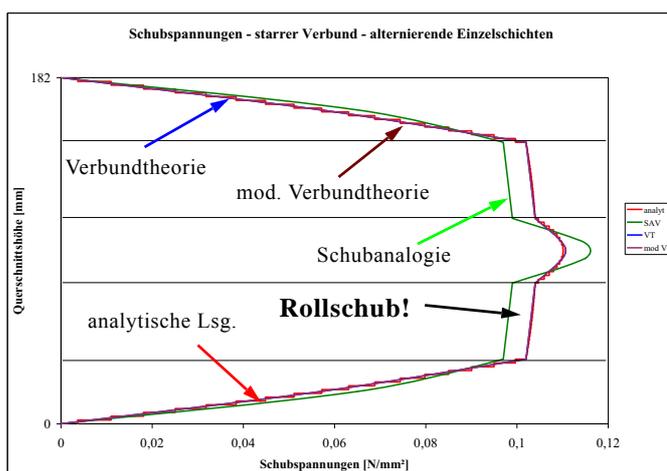


Abb. 2.1: Spannungsverlauf eines 5s BSP-Elementes,  $h = 182 \text{ mm}$ ,  $l = 5,5 \text{ m}$ ,  $l/h \approx 30$

In Abb. 2.1 sind die Ergebnisse des Schubspannungsverlaufes, berechnet nach verschiedenen Theorien, für einen 5-schichtigen BSP-Querschnitt (Geometrie:  $l/q/l/q/l = 34/40/34/40/34 \text{ mm}$ , siehe Abb. 2.2) dargestellt.

Wie oben erwähnt, wurden bis dato Berechnungen hauptsächlich an 1D-Plattenstreifen angestellt. Mit der neuen DIN 1052:2004 [8] wurde erstmals ein Berechnungsverfahren zur Berechnung von zweiachsig beanspruchten geschichteten Holzstrukturen in ein Normenwerk ansatzweise aufgenommen. Wie jedoch beispielsweise Drillsteifigkeiten von orthogonal geschichteten Gitterstrukturen realitätsnah berechnet werden können, ist nicht befriedigend beschrieben. Aus diesen Gründen ist es unumgänglich, erweiterte Plattentheorien zu entwickeln, um die Berücksichtigung dieser, aus der orthogonalen Verklebung resultierenden, Zusatzeffekte zu ermöglichen.

### Berechnungsbeispiel für eine einachsrig gespannte 5-schichtige BSP-Platte

Im Folgenden wird die Nachweisführung anhand eines Beispiels nach DIN 1052:2004 [8] gezeigt.

- statisches System, QS-Aufbau

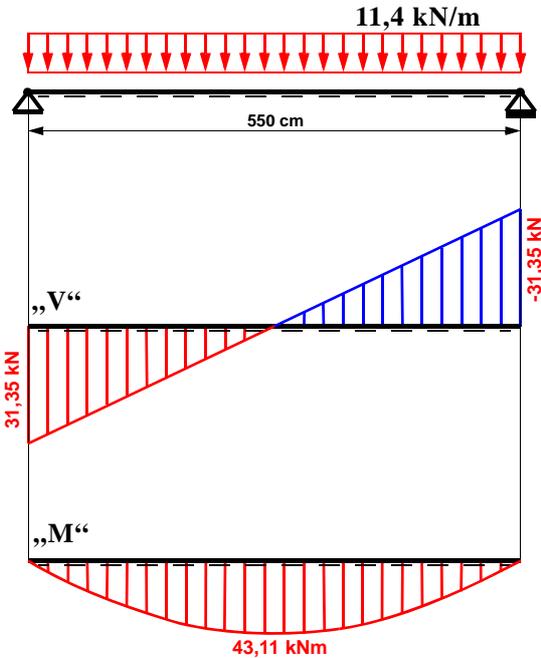


Abb. 2.3: statisches System

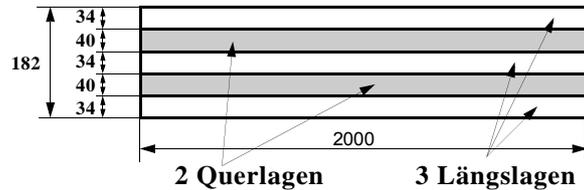


Abb. 2.2: 5-schichtiger BSP-Querschnitt

- Querschnittswerte:

$$A_{\text{eff}} = 2,094 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

$$J_{y,\text{eff}} = 7,725 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

- Materialkenngrößen:

$$C30, \text{NK } 2, k_{\text{mod}} = 0,9$$

$$f_{m,d} = 20,76 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,0,d} = 12,46 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,90,d} = 0,28 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{R,d} = 0,69 \text{ N/mm}^2$$

Die für die Nachweisführung erforderlichen Spannungsverläufe lassen sich nach der starren Verbundtheorie berechnen, für den Normalspannungsverlauf aus Momentenbeanspruchung sowie für den Schubspannungsverlauf gilt:

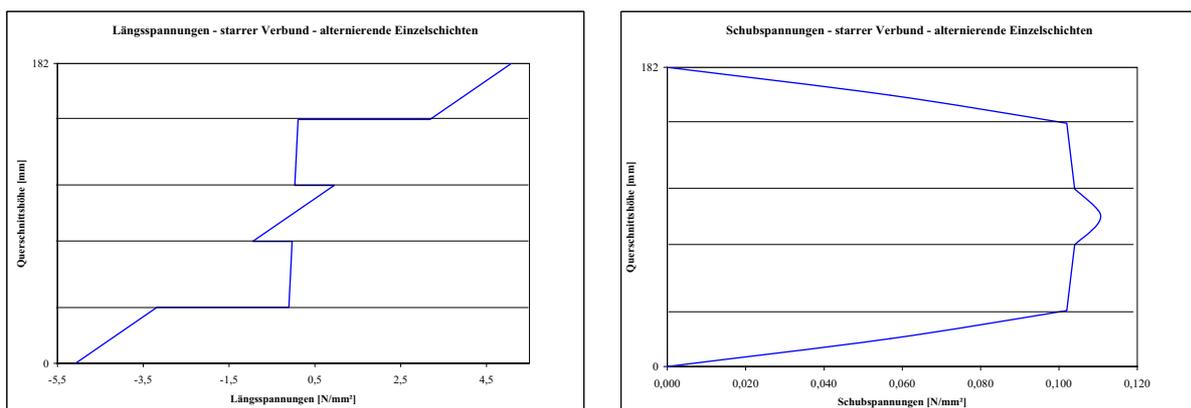


Abb. 2.4: Normalspannungs- und Schubspannungsverlauf nach der allg. Verbundtheorie

Für die einzelnen Schichten einer BSP-Platte sind folgende maßgebende Nachweise nach DIN 1052:2004 [8] zu führen:

- Normalspannungsnachweis „Normal - Biegespannung“ in der Decklage

$$\sigma_{RL,Rand,d} = 5,08 \text{ N/mm}^2, \sigma_{t,0,d} = \sigma_{RL,Mitte,d} = 4,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{RL,Rand,d} - \sigma_{RL,Mitte,d}}{f_{m,d}} = \frac{4,13}{12,46} + \frac{5,08 - 4,13}{20,76} = 0,38 \leq 1,0 \quad [2-1]$$

Ein Normalspannungsnachweis für die Querlagen darf vernachlässigt werden, für die Spannungsberechnung sollte dann allerdings  $E_{90,mean} = 0$ , somit gilt  $\sigma_{t,90,d} = 0$ , gesetzt werden. Diese Vereinfachung ist gerechtfertigt, da die Bretter von BSP-Platten üblicherweise nicht schmalseitenverklebt sind und somit auch rechnerisch keine Normalspannungen in den Querlagen auftreten können.

- Interaktionsnachweis „Querzug – Rollschub“ in der Querlage für den Fall  $E_{90,mean} \neq 0$ .

$$\tau_d = \tau_{QL,max,d} = 0,11 \text{ N/mm}^2, \sigma_{t,90,d} = \sigma_{QL,max,d} = 0,10 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{f_{t,90,d}} + \frac{\tau_d}{f_{R,d}} = \frac{0,10}{0,28} + \frac{0,11}{0,69} = 0,52 \leq 1,0 \quad [2-2]$$

- Interaktionsnachweis „Querzug – Rollschub“ in der Querlage für den Fall  $E_{90,mean} = 0$ .

$$\frac{\cancel{\sigma_{t,90,d}}}{\cancel{f_{t,90,d}}} + \frac{\tau_d}{f_{R,d}} = \frac{\cancel{0,10}}{\cancel{0,28}} + \frac{0,11}{0,69} = 0,14 \leq 1,0 \quad [2-3]$$

Negative Einflüsse von Querzug auf die (Roll-)Schubfestigkeit sollten beachtet werden.

### 2.1.2 Scheibentragwirkung

Im Bereich der Scheibentragwirkung von orthogonalen Gitterstrukturen sind bis dato ebenfalls zahlreiche Näherungsverfahren zur Untersuchung des Steifigkeits- und Festigkeitsverhaltens veröffentlicht. Hauptaugenmerk wurde dabei auf ein orthogonal angeordnetes Gitterstabmodell [1], bestehend aus schubweichen Einzelementen, welche repräsentativ für die Einzelbretter stehen, gelegt (siehe Abb. 2.5).

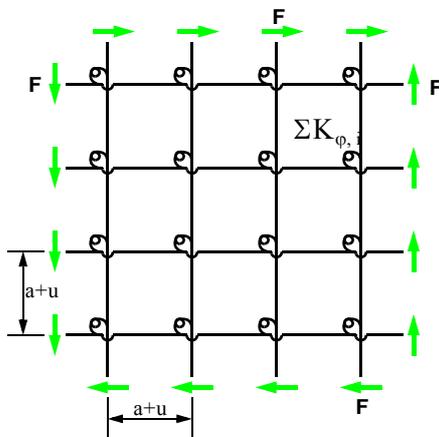


Abb. 2.5: Gitterstabmodell



Abb. 2.6: Schubversuch an einem BSP-Element

Nach näheren Untersuchungen an diesen Modellen, beispielsweise durch die versuchstechnische Ermittlung von Verdrehsteifigkeiten an orthogonal gekreuzten Brettlamellen, zeigte sich jedoch ein nicht realitätsgetreues Verhalten in Bezug auf die Scheibensteifigkeit von Brettsperrholzplatten.

Aus diesen Gründen wurde an der TU Graz begonnen, ein analytisches Berechnungsmodell, [6], zur Bestimmung von Schubsteifigkeiten von orthogonalen Gitterstrukturen zu entwickeln. Die ersten Erkenntnisse zeigen teilweise drastische Abweichungen zu den heute in gültigen Normenwerken verankerten Steifigkeitskennwerten. Wesentliche Einflüsse auf die Scheibensteifigkeit von BSP-Strukturen resultieren dabei aus dem Brettdicken- zu Brettbreitenverhältnis sowie aus den Materialkonstanten der orthotropen Elastizitätstheorie. Derzeit konzentrieren sich die Arbeiten auf die Ausarbeitung des Grundfalles „konstanter Schub“ an einem einzelnen geschichteten Brettknotenelement, das repräsentativ für eine gesamte geschlossene Einzelscheibe gesehen werden kann.

Zur Absicherung der theoretischen Modelle wurden an der TU Graz Schubversuche an BSP-Elementen, wie in Abb. 2.6 dargestellt, durchgeführt. Diese zeigen eine gute Übereinstimmung zu den rechnerisch ermittelten Steifigkeitskennwerten.

Im Weiteren werden die Auswirkungen von Öffnungen, beispielsweise in Form von Fenster- und Türöffnungen, untersucht, wobei Parameterstudien Aufschluss über den steifigkeitsmindernden Einfluss der Öffnungen auf das Gesamtverhalten geben sollen. Die derzeit in Normenwerken geregelten Steifigkeiten liegen auf der konservativen Seite.

### 2.1.3 Traglastermittlung

In der DIN 1052:2004 [8] wird das Produkt „Brettsperrholz (BSP)“ definiert (mit Verweis auf die Zulassungen) und es werden Angaben zur Nachweisführung gemacht. Auf der sehr konservativen Seite liegend erfolgt der Nachweis für die maßgebenden Stelle der zu betrachtenden (gewöhnlich äußersten) Einzelschicht in der Biegezugzone. Der Nachweis selbst erfolgt als kombinierter Spannungsnachweis, wobei die Normalspannung in einen Zug- und in einen zumeist sehr geringen Biegeanteil zerlegt wird (z. B. für C24:  $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{t,0,k} = 14 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{t,0,k}$  rund 40 % geringer als  $f_{m,k}$  (Bezugsgröße)). Untersuchungen an 40 Brettsperrholzplattenstreifen mit der Breite von 120 mm (Breite der Bretter in den Decklagen) an der TU Graz haben ergeben, dass die Biegefestigkeit als Bezugsfestigkeitswert plausibel erscheint.

Des Weiteren wurden Plattenstreifen mit einer vielfachen Breite der Brettbreite des Ausgangsmaterials (und damit der Breite der zuvor erwähnten Probekörper) geprüft, um auf den Systemfaktor  $k_{sys}$  hinsichtlich einer Plattenbreite schließen zu können, ähnlich den Brettstapelelementen. Die gewählten Prüfbreiten wurden mit dem zweifachen, vierfachen und achtfachen der ursprünglichen Serie festgelegt, wobei der Prüfumfang mit zunehmender Breite reduziert wurde. Der Mittelwert der Randspannungen beim Bruch zeigte unabhängig von der Plattenstreifenbreite eine nahezu gleichbleibende Größe. Der Variationskoeffizient nahm stetig von rund 16 % (Breite: ein Brett) auf rund 7,5 % (Breite: acht Bretter) ab. Damit ergibt sich ein stetiger Anstieg des 5 %-Fraktilwertes der Randbruchspannungen, weswegen auf jeden Fall bei Brettsperrholzplatten ab einer Breite von vier Brettern auf einen Systemfaktor geschlossen werden kann.

### 2.1.4 Kriechen

Wie oben beschrieben, ist das Produkt Brettsperrholz in der DIN 1052:2004 [8] erstmals normativ definiert und damit auch für Nachweise gegenüber dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit einer Gruppe von Produkten mit entsprechendem Deformationsfaktor  $k_{def}$  zugeteilt. Alle übrigen Produkte dieser Gruppe (Vollholz, Brettschichtholz und Furnierschichtholz) zeichnen sich durch einen unidirektionalen Aufbau auf, d. h. die Faserrichtung des gesamten Querschnitts ist (rein technisch gesehen) ident. Die nächste Gruppe, in der sich die Produkte Furniersperrholz und Furnierschichtholz mit Querlagen befinden, weist um rund 60 % höhere Deformationsbeiwerte auf. Der Grund dafür liegt in dem orthogonalen Schichtaufbau bzw. an den orthogonal zu den Deckschichten orientierten Zwischenlagen, die bei Dauerbelastung quer zur Faser ein stärkeres Kriechen verursachen dürften als die Deckschichten (und die zu ihnen Parallelen). Somit dürfte das Produkt BSP gegenwärtig hinsichtlich des Verformungsverhaltens aus Langzeiteinwirkungen auf der unsicheren Seite liegend falsch eingeschätzt werden. Um erstmalig Erkenntnisse über das tatsächliche Langzeitverhalten zu erlangen, werden an der TU Graz Kriechversuche an Brettsperrholzelementen durchgeführt, wobei zwei Klimata (Nutzungsgruppe 1 und 2) sowie zwei Lastniveaus untersucht werden. Zur Referenz werden unter denselben Bedingungen unidirektional aufgebaute Plattenelemente (quasi Brettschichtholz) untersucht. Mit den ersten Ergebnissen ist im Spätsommer 2006 zu rechnen.

## 2.2 Modul 2: Fügung zur Zelle

### 2.2.1 Einleitung

Wie bereits erwähnt, besitzt die Fügetechnik bei der Holz-Massivbauweise eine bedeutende Rolle. Um die aus den Versuchen und den bereits getätigten analytischen Berechnungen bekannten hohen Verformungs- und Traglastpotenziale der BSP-Elemente auch nutzen zu können, bedarf es einer ausgereiften und abgeklärten Fügetechnik. Dies wird in diesem Modul über Forschungsaktivitäten erarbeitet. Neben den Aspekten der statischen und dynamischen Beanspruchbarkeit sind dabei Faktoren wie Bearbeitungs- und Montagefreundlichkeit zu beachten.

Auf Grund des geschichteten Querschnittsaufbaus und der gekreuzten Anordnung der Brettschichten innerhalb des BSP-Elementes, ist davon auszugehen, dass ein, im Vergleich zu den stabförmigen Holzbauprodukten, abweichendes Trag- und Verformungsverhalten bei der bekannten Verbindungstechnik zu erwarten sein wird. Für die gegenwärtig als Fügetechnik an den BSP-Kontaktstellen in Frage kommenden Verbindungstechnik – Holzschrauben, eingeklebte Gewindestangen sowie Stabdübel – ist es daher notwendig, geeignete Tragmodelle zu entwickeln. Eine unterstützende versuchstechnische Ermittlung der Tragfähigkeit der verwendeten Verbindungstechnik mit BSP-Elementen erscheint unumgänglich.

### 2.2.2 Fügung unter Verwendung von mechanischen Verbindungsmitteln

Die mechanische Verbindungstechnik, insbesondere in Form der bereits erwähnten traditionellen stiftförmigen Verbindungsmittel, bietet heutzutage interessante Möglichkeiten BSP-Elemente miteinander zu fügen. Dies gilt sowohl aus wirtschaftlicher Sicht – schnelle Verarbeitung, höhere Traglasten, etc. – als auch um den Konstruktionen aus BSP-Platten das nötige Verformungsvermögen (Duktilität) zu geben und um diese massiven Elemente wettbewerbsfähig, auch in Erdbebengebieten, einsetzen zu können.



Abb. 2.7: Fügetechnik „Wand-Decke-Wand“ – Schrauben und Stabdübel

Die stiftförmigen Verbindungsmittel sind hauptsächlich auf Abscheren – die Kraft wirkt rechtwinklig zur Stiftachse – bzw. auf Herausziehen – die Kraft wirkt in axialer Richtung – oder in Form einer kombinierten Einwirkung beansprucht. In den gängigen europäischen Normenwerken sind die mechanischen Verbindungsmittel ausführlich verankert, wobei kein Unterschied zwischen Holz und Holzwerkstoffen vorliegt. Dies bedeutet, dass Verbindungsmittel in BSP-Elementen gleich wie in Voll- bzw. Brettschichtholz normativ behandelt werden, wobei der „Sperreffekt“ dieser Produkte nicht berücksichtigt wird.

Das Tragverhalten von auf Abscheren – ein- und zweischnittige Holz-Holz- bzw. Holz-Stahlblech-Verbindungen – beanspruchte stiftförmige Verbindungsmitteln wird unter Heranziehung der Theorie nach Johansen beschrieben.

Die Tragfähigkeiten der Verbindungen werden aus den Gleichgewichtsbedingungen nach der Johansen-Theorie ermittelt. Um dies durchführen zu können, benötigt man zusätzliche Parameter, welche die geometrischen und festigkeitsrelevanten Zusammenhänge zwischen den einzelnen Schichten (Brettlagen) beschreiben. Damit wird die Komplexität der Ausdrücke erheblich gesteigert.

Nach der ersten Bearbeitungsphase – analytische Erfassung und numerische Lösung der Traglastgleichungen – und den nun vorliegenden ersten Ergebnissen hat sich gezeigt, dass eine von der üblichen Geometrie und Dimensionen der BSP-Platte abhängige vereinfachte Betrachtung – Johansen-Theorie für unidirektionale Strukturen mit „modifizierter“ Lochleibungsfestigkeiten – möglich ist. Der nächste Schritt ist es, das mathematische Modell durch zielorientierte Versuche zu kalibrieren, wobei die durch die analytische Betrachtung vorhergesagten Versagensmechanismen überprüft werden sollen. Die Lochleibungsfestigkeiten für BSP-Elemente sollen versuchstechnisch ermittelt werden, um den genannten „Sperreffekt“ dieser Platten rechnerisch mitberücksichtigen zu können und somit eine bestmögliche Anwendbarkeit dieser Produkte im Baubereich zu garantieren.

### 2.3 Modul 3: Richtlinien und Bauteilkatalog

Sämtliche das Produkt „BSP“ betreffende Eigenschaften sind für Querschnitte allgemeinen Aufbaus aufzubereiten, um ähnlich wie bei Brettschichtholz (BSH) auf Zulassungen verzichten zu können. Insbesondere geht es auch darum, Konstruktions- und Bemessungsrichtlinien zu verfassen, welche auf

einer abgesicherten wissenschaftlichen Basis beruhen. Gerade um die Bemessungsrichtlinien in einer allgemein gültigen Form verfassen zu können, ist es notwendig, das mechanische Trag- und Verformungsverhalten dieser geschichteten Plattenwerkstoffe in strukturmechanisch analytischer Form zu beschreiben, um allgemein gültige Berechnungsverfahren für den Ingenieur entwickeln zu können. In der neu erschienenen DIN 1052:2004 [8] sind erstmals Nachweisverfahren zur Berechnung orthogonal geschichteter Scheiben- und Plattenelemente angeführt. Die erforderlichen Bemessungsnachweise zur Berechnung von geschichteten Tragstrukturen sind somit normativ verankert. Die zwei wesentlichen Grundaufgaben „Scheiben- und Plattenbeanspruchung“ werden derzeit im Rahmen des oben erwähnten Moduls bearbeitet. Nach einer ersten Bearbeitungsphase und den nun vorliegenden Ergebnissen haben sich Unterschiede zu den in der DIN 1052:2004 [8] verankerten Nachweisverfahren gezeigt. Des Weiteren liegt bereits ein Leitdetailkatalog für die Holz-Massivbauweise vor. In einem weiteren Schritt gilt es, die in diesem Katalog verankerten Leitdetails hinsichtlich schall- und brandtechnischer Aspekte zu verifizieren und erforderliche Überarbeitungen durchzuführen.

### 2.3.1 Brettsperrholz in Konstruktionsnormen

Auf Grund der als ausreichend zu bezeichnenden gewonnenen Erfahrungen im Bereich des Holzbrückenbaus ist es gelungen, das Produkt „Brettsperrholz (BSP)“ im Schlusssentwurf der prEN 1995-2 (Ausgabe April 2004) „Eurocode 5: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauten – Teil 2: Brücken“ in Form des Kapitels „Deckplatten aus kreuzweise (Korrektur des Verfassers) angeordneten Lamellen, Brettsperrholz“ zu verankern. Des Weiteren findet sich eine Berücksichtigung des Produktes „Brettsperrholz (Mehrschichtige Massivholzplatten)“ in der Konstruktionsnorm DIN 1052:2004 [8] „Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau“. Die DIN 1052:2004 [8] verweist im genannten Kapitel auf den „Nachweis der Verwendbarkeit durch allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen“. In Österreich ist das Produkt „BSP“ gegenwärtig nur in der als Entwurfsfassung vorliegenden so genannten „enBR:2005 [11] (eurocodenahe Bemessungsrichtlinie)“ verankert, wobei auch im dort verankerten Kapitel nur auf Zulassungen verwiesen wird. Eine Produktnorm – ähnlich wie für das Produkt „Brettschichtholz“ in Form der EN 1194:1999 [9] gegeben – wurde seitens des Institutes für Holzbau und Holztechnologie beim Fachnormenausschuss ON-K 012 „Holzbau“ angeregt (und ist intern auch in Bearbeitung); eine Umsetzung (insbesondere auf europäischer Ebene) wird wohl noch auf sich warten lassen. Ergänzend sei noch erwähnt, dass auch in Skandinavien Aktivitäten hinsichtlich einer Normung für Brettsperrholz zu registrieren sind.

### 2.3.2 Zulassungen für Brettsperrholz

Wie bereits dargelegt, wird das Produkt „Brettsperrholz“ gegenwärtig zwar in den oben angeführten Konstruktionsnormen erwähnt, eine (bauaufsichtlich) ausreichende Beschreibung erfolgt jedoch vorläufig nur über Zulassungen. Erwähnenswert sind die in Deutschland gültigen Zulassungen Z-9.1-482 (KLH), Z-9.1-492 (GFP) und Z-9.1-501 (MDH). Führt man eine vergleichende Betrachtung von Textstellen der genannten Zulassungen durch, so lassen sich resümierend die folgenden Empfehlungen für das Produkt „Brettsperrholz“ ableiten.

Als Brettsperrholz im Sinne dieser Zulassungen werden alle mehrschichtig verklebten, flächenhaften Holzprodukte verstanden, wobei die Faserlängsrichtungen der aus Brettern bestehenden Einzelschichten rechtwinkelig zueinander angeordnet sind. Der Querschnittsaufbau (Orientierung, Dicke und Festigkeitsklasse der Einzelschichten) ist zur Mittelebene symmetrisch.

- **Plattenabmessungen:**
  - Breite bis **3,0 m** (4,8 m möglich)
  - Länge bis **16,5 m** (30,0 m möglich)
  - Dicke bis **400 mm** (500 mm möglich)
  - Gewöhnlich kommen 3- bis 5-schichtige Platten (Dicken von ca. 75 - 160 mm) zum Einsatz;
  - die Plattenabmessungen orientieren sich nach den Wand- bzw. Deckenabmessungen.
- **Anwendungsbereich:**
  - Tragende, nichttragende und aussteifende Bauteile (insbesondere **Wand-, Dach- und Decken-** aber auch Sonderbauteile) für Holzbauwerke.
  - Der Einsatzbereich umfasst Bauwerke mit vorwiegend ruhenden Verkehrslasten in der Nutzungsklasse 1 und 2.
  - Gewöhnlich liegen die Einsatzbereiche im Wohnbau, wo die **Nutzungsklasse 1** im Vordergrund steht. Nutzungsklasse 2 liegt gewöhnlich im Brückenbau vor, wobei allerdings ein ausreichender konstruktiver Holzschutz gegeben sein muss.
- **Ausgangsprodukt:**
  - Als Ausgangsprodukt für die Herstellung von BSP kommen die Nadelhölzer **Fichte, Tanne, Kiefer und Lärche** zum Einsatz, wobei von einer Sortierklasse von S10 gemäß ON DIN 4074-1:2004 [12] ausgegangen werden soll.
  - Ursprünglich wurde für die Herstellung von BSP an die qualitativ hochwertige **Brettseitenware** gedacht.
  - Brettstärke von 10 bis 40 mm (gewöhnlich 20 bis 30 mm)
  - Brettbreite von 80 bis 300 mm (gewöhnlich 80 bis 150 mm)
  - Verhältnis **b:d > 4:1**
  - Bei Vorliegen einer Brettschmalseitenverklebung (auch Brettseitenverklebung) kann auf die Definition eines b:d-Verhältnisses verzichtet werden.
  - Die Einzelbretter sind in Längsrichtung kraftschlüssig über eine Keilzinkenverbindung (KZV) miteinander zu verbinden.
  - Eine Besinnung auf die Verwendung der ursprünglich gedachten Brettseitenware für die Herstellung von BSP mit einer Brettstärke (Einzelschichtstärke) von rund 20 mm wäre erstrebenswert.
  - Als Holzart kommt vorwiegend Fichte zum Einsatz.
  - Eine intensivere Nutzung der Nadelholzart Kiefer oder aber auch der in Naturforsten vorkommenden Pappel (vergleichbare Kenngrößen mit der Holzart Fichte) für die Herstellung von BSP ist zu überdenken.
- **Weitere Anforderungen:**
  - Der Abstand zwischen den Einzelbrettern der Einzelschichten sollte einen Maximalwert von rund 6 mm nicht überschreiten.
  - Anzustreben ist – sollte keine Brettseitenverklebung vorliegen – eine Reduktion der **Fugenbreite** auf rund **2 mm**. Eine Reduktion der Fugenbreite wird deshalb empfohlen, da damit – neben dem Erscheinungsbild – die Leistungsfähigkeit der Verbindungstechnik und die bauphysikalischen Eigenschaften positiv beeinflussbar sind.
  - Für die Keilzinkung und die Flächenverklebung ist ein Klebstoff zu verwenden, welcher für

den Einsatz in Last abtragenden Strukturen geeignet ist.

- Die **Rollschubfestigkeit** zwischen Brettern benachbarter Lagen (längs:quer) muss mindestens  $f_{r,k} = 0,7 \text{ bis } 1,25 \text{ N/mm}^2$  betragen. Anhand von Versuchsserien an der TU Graz konnten für Fichtenholz Werte für  $f_{r,05}$  im Bereich von 1,5 bis 1,9 N/mm<sup>2</sup> ermittelt werden.
- **Kontrollen:**
  - Die **werkseigene Produktionskontrolle** hat die Beschreibung und Überprüfung des Ausgangsmaterials, die Kontrollen und Prüfungen während der Herstellung sowie die Nachweise und Prüfungen am fertigen Bauprodukt zu umfassen. Des Weiteren hat mindestens zweimal im Jahr eine **Fremdüberwachung** zu erfolgen.
- **Entwurf / Bemessung:**
  - Für den Entwurf und die Bemessung sind die entsprechenden Konstruktionsnormen heranzuziehen. Dabei handelt es sich beispielsweise um die DIN 1052:2004 [8] und den Eurocode 5 (Teil 1-1 und 2).
  - Die Ermittlung der Spannungsverteilung über den Querschnitt erfolgt nach der **Verbundtheorie**, wobei gewöhnlich nur jene Lagen in die Berechnung einfließen, deren Faserrichtung parallel zur betrachteten Kraftkomponente verläuft.
  - Die Festigkeits- und Steifigkeitskenngrößen entsprechen den verwendeten Sortier- bzw. Festigkeitsklassen des verwendeten Ausgangsmaterials der Einzelschichten.
- **Nachweisverfahren:**
  - Die aus der Verbundtheorie ermittelten Spannungen sind den entsprechenden Kenngrößen gegenüberzustellen (siehe Berechnungsbeispiel).
  - Für den Nachweis in der Plattenebene – Beanspruchung als Scheibe – ist prinzipiell das Leistungspotenzial der Einzelknoten (Kreuzungsfläche zwischen zwei Brettlamellen – Beanspruchbarkeit auf Verdrehen) und der Schubnachweis im Querschnitt der Einzellamelle maßgebend.
- **Verbindungstechnik:**
  - Grundsätzlich können alle bekannten Verbindungsmittel eingesetzt werden, wobei allerdings zwischen einer Verbindung in der Schmalseite bzw. Seitenfläche unterschieden wird. Bekanntermaßen kommen vorwiegend Schrauben- und Stabdübelverbindungen in Form einer Stahlblech-Holz-Verbindung zum Einsatz.

### 2.3.3 Leitdetails für den Bauteilkatalog

Der wesentliche Unterschied zwischen der Holz-Leicht- und der Holz-Massivbauweise ist der, dass in der massiven Ausführung von z. B. Außenwänden die Dämmebene klar von der Tragstruktur getrennt ist. Für die Funktion des Tragens werden für die beiden Bauweisen völlig unterschiedliche Produktfamilien verwendet. Im Gegensatz zur Leichtbauweise, wo flächenförmige (Beplankung) und stabförmige Produkte für die Lastabtragung verantwortlich sind, werden bei der massiven Bauweise großformatige, flächenförmige Elemente eingesetzt. Die Massivbauweise zeichnet sich weiters dadurch aus, dass zumeist keine Dampfbremse bzw. -sperre erforderlich ist, sowie im Vergleich zur Leichtbauweise hohe speicherwirksame Massen vorliegen können, sofern diese nicht durch Vorsatzschalen und Installationsebenen „weggedämmt“ werden. Bei beiden Bauweisen ist eine

variable Fassadengestaltung sowie Innenschichtausführung möglich. Die durch die Verwendung von massiven, flächenhaften und lastabtragenden Platten- und Scheibenelementen geprägte Holz-Massivbauweise mit Brettsperrholz zeichnet sich bei entsprechender Fügetechnik gewöhnlich durch eine hohe Gebäudesteifigkeit aus.

Für die Holz-Massivbauweise mit Brettsperrholz wurden im Zuge des Projektes „Innovativer Holzbau Steiermark“ unter anderem auch Leitdetails erarbeitet, die den Planer und Ausführenden bei der Planung und Umsetzung der BSP-Bauweise unterstützen sollen, wobei anzumerken ist, dass diese keinesfalls eine Detailplanung ersetzen können.

Dieses Projekt wurde in den Jahren 1999 bis 2001 an der TU Graz von Lignum Research, e.V. für Holzforschung ([www.lignum.at](http://www.lignum.at)) in Kooperation mit dem Institut für Hoch- und Industriebau ([www.bauphysik.tugraz.at](http://www.bauphysik.tugraz.at)) bearbeitet.

## **2.4 Modul 4: Systementwicklung und Architektur**

Das Sub-Projekt „shell\_housing“ soll das Modul Architektur im Rahmen des Gesamtforschungsprojektes „shell\_structures“ besetzen. Es stellt auch die Verbindung zur Öffentlichkeit her, da eine Bauweise immer nur durch ihre Anwendung in der Architektur ihre Akzeptanz erlangt. Ziel des Projektes „shell\_housing“ ist die Auslotung der architektonischen Potenziale der Holz-Massivbauweise am Beispiel einer Mustersiedlung, die unter definierten Rahmenbedingungen geplant und umgesetzt werden soll. Durch die beispielhafte Erarbeitung von „shell\_housing“ wird das spezifische „know-how“, das erforderlich ist, um die Vorteile der Holz-Massivbauweise zu nutzen, verbreitert und verbreitet. Als Vorbild dient die Werkbundsiedlung aus dem Jahre 1930 sowie die Mustersiedlung Mauerbach aus dem Jahre 2004. Als Leitgedanken sind zu nennen: „Forschung und Praxis“, „Nachhaltigkeit“, „Öffentlichkeit“ und „Sozialer Wohnbau“. Der Projektablauf gliedert sich in die Punkte „Festlegung der Entwurfsparameter“, „Grundstücksfindung“, „Masterplan“, „Architektenteams“, „Entwurfsprozess“, „Präsentation der Entwürfe“ und „Realisierung“. Insbesondere ist der Punkt „Entwurfsprozess“ hervorzuheben. Dieser wird durch drei interdisziplinäre Workshops nach dem Motto „Austausch und Ansporn“ begleitet.

## **3 Schlussbetrachtung**

Die Holz-Massivbauweise stellt eine immer interessanter werdende Alternative zur Holz-Leichtbauweise dar. Immer mehr Architekten und Ingenieure finden zu dieser Bauweise. Insbesondere ist es das Arbeiten mit der „Fläche im Holzbau“, weswegen diese Bauweise gegenwärtig Marktanteile gewinnt und auch weiterhin gewinnen wird. Zahlreiche Industrieunternehmen reagierten bzw. reagieren auf diese Nachfrage und haben sich der Produktion von BSP-Elementen verschrieben. Was allerdings bislang fehlte, war die gezielte und umfassende wissenschaftliche Tätigkeit (mit erforderlicher Tiefe und Hingabe) rund um diese Thematik. Die oben angeführten Aktivitäten – dargelegt in vier Modulen – zeigen bereits ihre Wirkung und werden nach Abschluss des Gesamtprojektes zu einer verbesserten und nutzbringenden Darstellung der Thematik führen.

---

## 4 Literatur

- [1] Blaß, H.J., Görlacher, R., „Bemessung im Holzbau – Brettsperrholz – Berechnungsgrundlagen“, Holzbaukalender 2003, Bruderverlag, Karlsruhe, 2003, Seiten: 580-598.
- [2] Schickhofer, G., Katzengruber, R., Hasewend, B., Ebner, H., Höfler, K., „Holzmassivbauweise“, Mehrgeschossiger Holzbau in Österreich, proHolz Information, ISSN 1680-4252, Februar 2002, Seiten: 111-137.
- [3] Schickhofer, G., Moosbrugger, T., Ferk, H., Hasewend, B., Jöbstl, R.-A., Traetta, G., Bogensperger, T., „Flächentragwerke im Ingenieurholzbau – Baupreis 2005“, 2006.
- [4] Schickhofer, G., Moosbrugger, T., Jöbstl, R.-A., Hasewend, B., Traetta, G., „Brettsperrholz – das verklebte Großflächenelement für den Holzbau“, HFA-Schriftenreihe, Band 11, 2006, Seiten: 16-32.
- [5] Schickhofer, G., Moosbrugger, T., Jöbstl, R.-A., Hasewend, B., Traetta, G., „Brettsperrholz in Forschung und Entwicklung“, Holzzentralblatt, 2006, Seite: 923.
- [6] 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, Seite: 72 (1-10).
- [7] Kreuzinger, H., „Flächentragwerke: Platten, Scheiben und Schalen, Berechnungsmethoden und Beispiele“, Informationsdienst Holz: Brücken aus Holz, 1999, Seiten: 43-60.
- [8] DIN 1052:2004 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau.
- [9] ÖNORM EN 1194:1999 „Timber structures – Glued laminated timber – Strength classes and determination of characteristic values“, Austrian Standards Institute, Austria, 1999.
- [10] ÖNORM EN 1995-1-1 „Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau“, 2006.
- [11] Eurocodenahe Bemessungsrichtlinie (enBR), holz.bau forschungs gmbh (Hrsg.), Graz, 2005.
- [12] ON DIN 4074-1, „Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit – Teil 1 Nadelschnittholz“, 2004.

## **B Anwendung und Berechnung von Brettsperrholz – Normen, Zulassungen, Anwendungsbereiche**

**H. Kreuzinger, P. Mestek**



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger

1969

Promotion an der TU München

seit 1991

Professor am Institut für Baustoffe und Konstruktion, Fachbereich  
Holzbau, TU München



DI Peter Mestek

2005

Abschluss des Bauingenieurstudiums an der TU München

seit 2005

Wissenschaftlicher Angestellter am Institut für Baustoffe und  
Konstruktion, Fachbereich Holzbau, TU München

## 1 Einführung

Brettsperrhölzer werden auch als mehrschichtige Massivholzplatten oder einfach als Mehrschichtplatten bezeichnet. Der Aufbau derartiger Plattenwerkstoffe ist sehr vielfältig. Sie bestehen aus mindestens drei kreuzweise (rechtwinklig) miteinander verklebten Brettlagen aus Nadelholz im Dickenbereich zwischen 5 mm und 60 mm. Im Allgemeinen gehören die Brettlagen der Sortierklasse S 10 an, gelegentlich ist in den Innenlagen auch die Sortierklasse S 7 zulässig.

Die Verklebung der einzelnen Lagen erfolgt entweder mit hydraulischen Pressen (Pressdruck bis 0,8 N/mm<sup>2</sup>) oder mit Vakuumpressen (Pressdruck bis maximal 0,1 N/mm<sup>2</sup>). Je nach Hersteller werden die Schmalseiten ebenfalls verklebt.

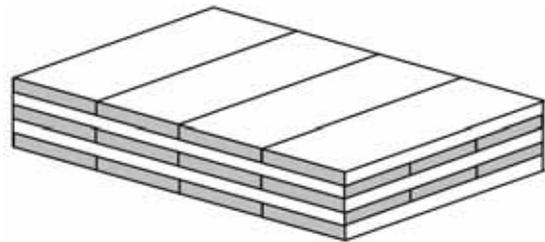


Abb. 1.1: Brettsperrholz (Merk/Finnforest)

Ein fünflagiges Brettsperrholz, aus drei Brettlagen in einer Richtung und zwei Brettlagen rechtwinklig dazu, führt zu Plattendicken von 10 cm bis 20 cm. Je nach Hersteller kann die Plattenbreite bis 4,8 m und die Länge bis 30 m betragen.

Die Anwendung von Brettsperrholz für tragende Konstruktionen wurde mit der Zulassung des Instituts für Bautechnik (DIBt) für Merk Dickholz im Dezember 1998 möglich. Weitere Zulassungen Österreichischer und Schweizer Hersteller folgten in den darauf folgenden Jahren. Inzwischen haben sich Brettsperrholzbauteile im Ingenieurholzbau etabliert.

## 2 Derzeitiger Stand DIN 1052:2004

In der DIN 1052: 2004-08 wird Brettsperrholz, BSP, in folgenden Abschnitten behandelt:

### 7.6 Brettsperrholz (Mehrschichtige Massivholzplatten)

(1) Brettsperrholz bedarf eines Nachweises seiner Verwendbarkeit durch allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen, in denen der Plattenaufbau, die Schichtdicken sowie die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte festgelegt sind.

## 8.9 Flächentragwerke

### 8.9.1 Allgemeines

(1) Die Schnittgrößen von Flächentragwerken oder von Flächen, die Teile von Stabwerken (z. B. Stege oder Druckplatten) sind, dürfen mit linear-elastischem Baustoffverhalten und den Steifigkeitswerten nach Gleichungen (4) und (5) berechnet werden. Die Steifigkeitswerte sind in Richtung der Hauptachsen unter Berücksichtigung des Querschnittsaufbaues zu ermitteln.

(2) Ebene Flächen dürfen für Lasten in der Ebene als Scheiben und für Lasten rechtwinklig zur Ebene als Platten oder Trägerroste berechnet werden.

(3) Die Scheiben- und Plattenschnittgrößen sowie die Normal- und Schubspannungen werden nach Bild 16 bezeichnet.

(4) Beanspruchungen rechtwinklig zur Faserrichtung (Querdruck und Querzug) und Rollschub sind zu beachten. Wenn die  $x$ -Richtung mit der Faserrichtung übereinstimmt, ist  $\tau_{yz} = \tau_{zy}$  der Rollschub.

### 8.9.2 Flächen aus zusammengeklebten Schichten

(1) Für Flächentragwerke mit Querschnitten aus geklebten Schichten (z. B. aus Holzwerkstoffplatten, Brettern oder Bohlen) sind die auf die Mittelfläche bezogenen Steifigkeitswerte nach der Verbundtheorie mit starrem Verbund zu berechnen. Dies gilt auch für die Spannungsberechnung.

(2) Rechenregeln sind in Anhang D angegeben.

### 8.9.3 Flächen aus nachgiebig miteinander verbundenen Schichten

(1) Bei Flächentragwerken mit Querschnitten aus nachgiebig miteinander verbundenen Schichten darf die Nachgiebigkeit durch Abminderung der Schubsteifigkeit berücksichtigt werden.

(2) Rechenregeln für die Berechnung mit abgeminderten Schubsteifigkeiten sind in Anhang D angegeben.

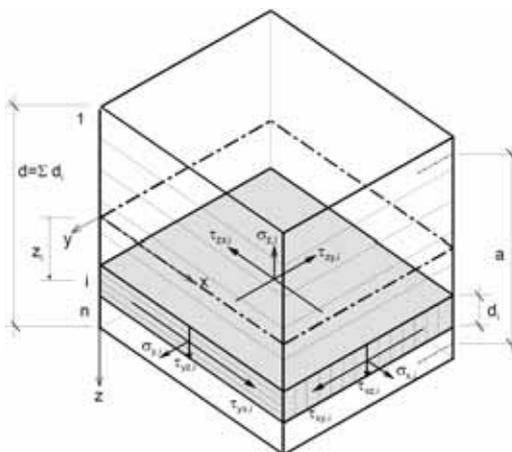


Bild 16, c: Spannungen in der Schicht  $i$  im Abstand  $z_i$  von der Mittelfläche

## 10.7 Nachweise für Flächentragwerke

### 10.7.1 Flächen aus Schichten

(1) Die aus den Schnittgrößen berechneten Spannungen sind den Bemessungswerten der Festigkeiten gegenüberzustellen. Bei Querschnitten aus verschiedenen Schichten gilt dies für jede Schicht  $i$  eines Querschnittes. Dabei sind die Spannungen in den Hauptrichtungen (in der Regel Faserrichtung und

rechtwinklig dazu, siehe Bild 16) aus Platten- und Scheibenbeanspruchung zu betrachten. Gleichzeitiges Auftreten von verschiedenen Spannungen ist zu berücksichtigen.

(2) Die folgenden Bedingungen für die Beanspruchung in Faserrichtung müssen in jeder Schicht erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (127)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (128)$$

$$\left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{drill,d}}{f_{v,d}}\right)^2 \leq 1 \quad (129)$$

(3) Die folgenden Bedingungen für die Beanspruchung rechtwinklig zur Faserrichtung und den Rollschub müssen in jeder Schicht erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{f_{t,90,d}} + \frac{\tau_{R,d}}{f_{R,d}} \leq 1 \quad (130)$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} + \frac{\tau_{R,d}}{f_{R,d}} \leq 1 \quad (131)$$

**ANMERKUNG:** Bei Schichten aus Schnittholz darf mit  $E_{90} = 0$  gerechnet werden. Damit wird rechnerisch  $\sigma_{t,90,d} = 0$ .

## Anhang D

(informativ)

Flächen aus Schichten - Steifigkeitswerte und Spannungsberechnung

### Tabelle F5

Rechenwerte für charakteristische Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für Nadelholz der Festigkeitsklassen C14 bis C50

[DIN 1052:2004-08]

### Anmerkung:

Der Spannungsnachweis für Längsspannungen mit Bezug auf Schwerpunkts- und Biegespannung ist sehr vorsichtig angesetzt. Untersuchungen am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz zeigen, dass für den Längsspannungsnachweis der Wert der Biegefestigkeit als Referenzfestigkeit sinnvoll erscheint.

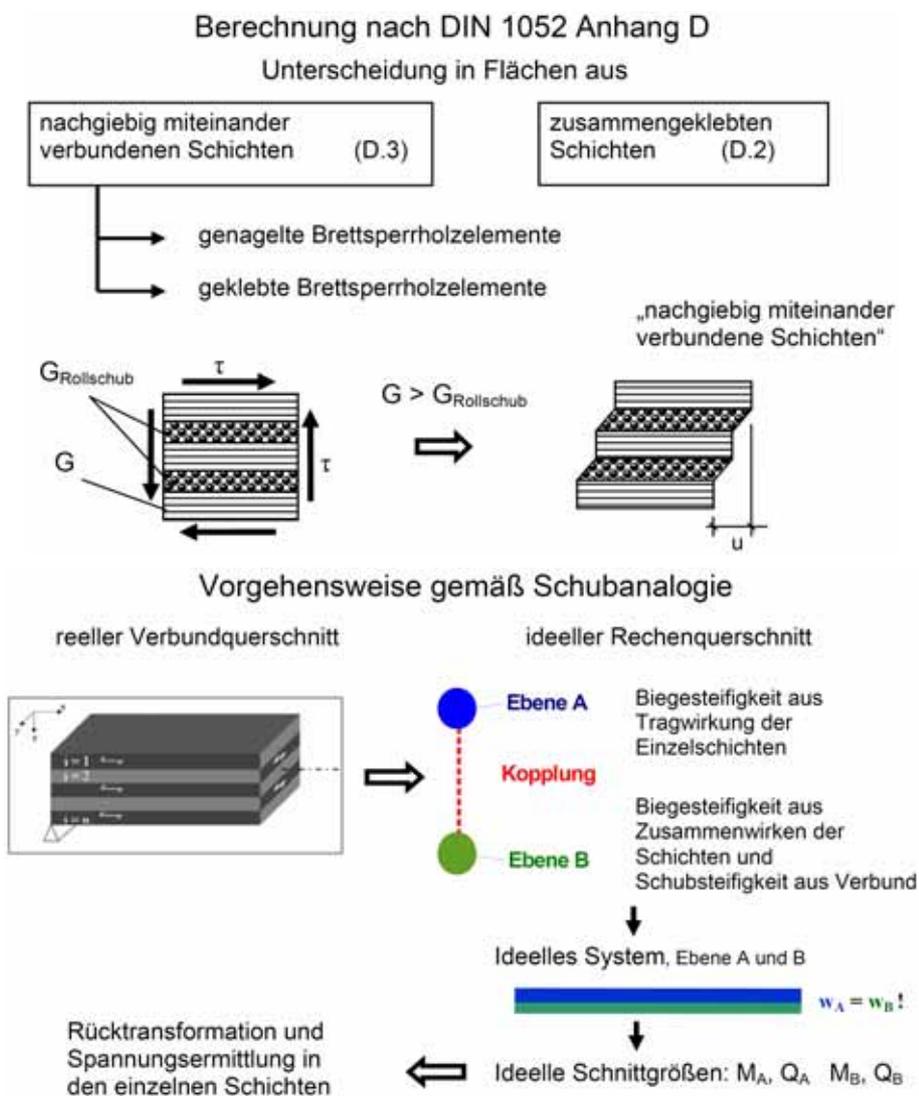
## 3 Berechnung von Brettsperrholzplatten und Brettsperrholzscheiben

### 3.1 Schubanalogie

Die Berechnung nach dem Verfahren der Schubanalogie ist im Anhang D (informativ) der DIN 1052: 2004-08 dargestellt. Siehe [3] und [4].

Das Verfahren der Schubanalogie berücksichtigt näherungsweise die nachgiebige Verbindung von Schichten und die Schubverformung der einzelnen Schichten. Bei drei Schichten mit symmetrischem Aufbau ist das Verfahren theoretisch richtig. Im Sonderfall, bei der Vernachlässigung der Steifigkeit der einzelnen Bretter rechtwinklig zur Faser, trifft dies auch für Platten aus fünf Schichten zu.

Das Vorgehen bei der Berechnung mit der Schubanalogie zeigen nachfolgende Schemas:



Den Einfluss der Schubverformung der quer zur Tragrichtung laufenden Lamellen zeigt Abb. 3.1.

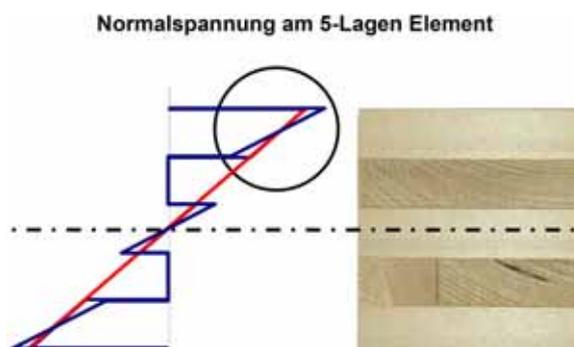


Abb. 3.1: Biegespannung unter Berücksichtigung der Schubverformung

### 3.2 Einachsig gespannte Platte unter Gleichlast

Bei der Verwendung von Brettsperrholz als Deckenplatte ist die Berechnung als einachsig gespannte Platte meist zutreffend. Dabei zeigt eine Untersuchung, dass bei üblichen Abmessungen, d. h. bei schlanken Biegeträgern, bei der Berechnung der Spannungen auf den Einfluss der Schubverformung verzichtet werden kann.

Wird der Einfluss der Schubverformung vernachlässigt, so entspricht dies rechnerisch einer unendlich großen Schubsteifigkeit. In diesem Fall kann die Verbundtheorie ohne Berücksichtigung der Schubverformung angewendet werden. Der Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe verläuft linear.

In Abb. 3.2 sind die Spannungen infolge Biegung in Abhängigkeit der Schubsteifigkeit angegeben. Es handelt sich um eine Platte aus fünf Schichten mit 5,0 m Spannweite und einer Gleichlast von 5 kN/m<sup>2</sup>.

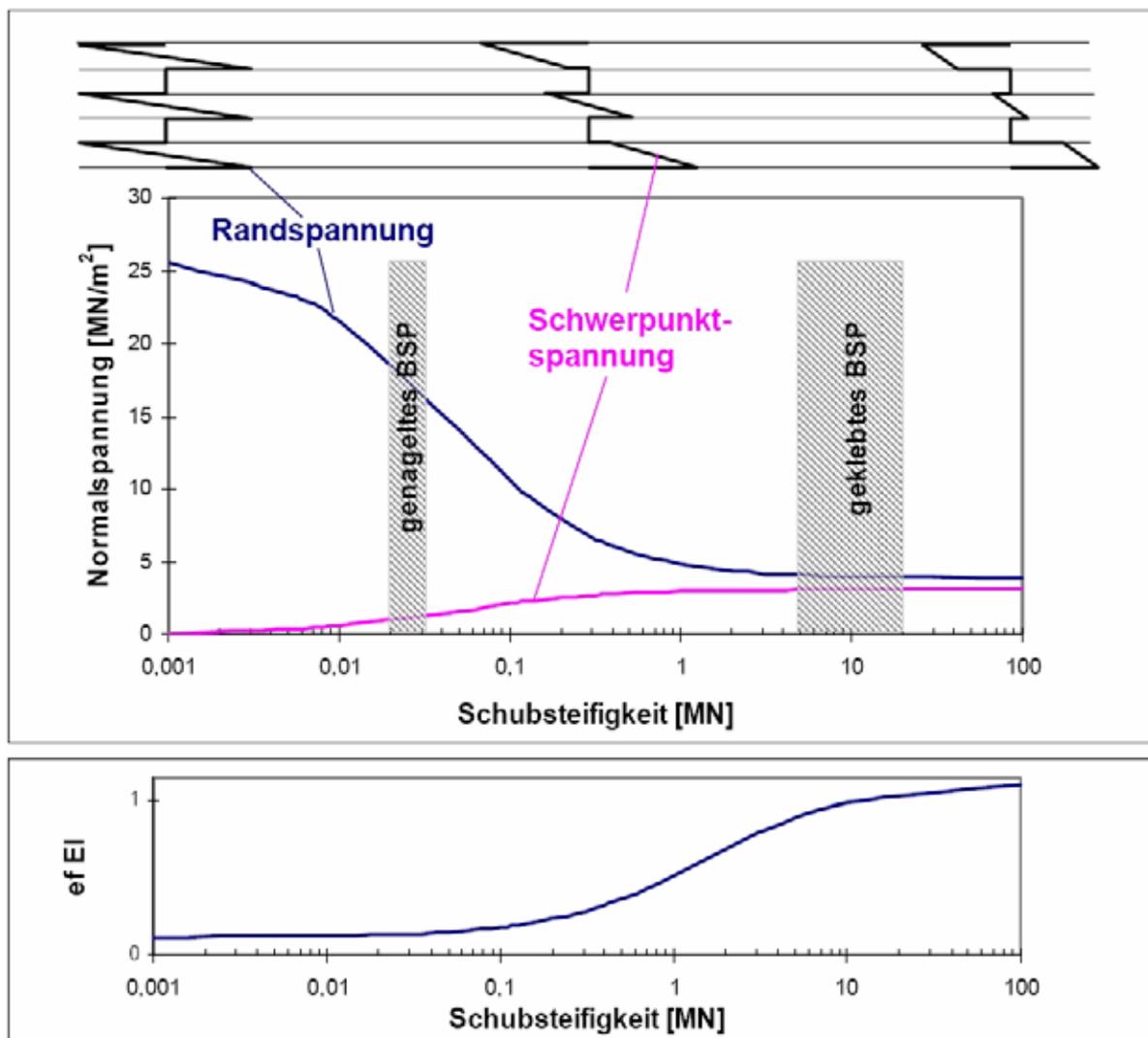


Abb. 3.2: Randspannung, Schwerpunktspannung und effektive Biegesteifigkeit

Die Schubsteifigkeitsbereiche von geklebten und genagelten Platten sind in Abb. 3.2 gekennzeichnet.

### 3.3 Einzellasten

Bei Einzellasten ist eine Berechnung nach Verbundtheorie ohne Berücksichtigung der Schubverformung nicht mehr ausreichend. Im Bereich der Einzellast liegt keine schlanke Biegekonstruktion vor. Am Beispiel der in Abb. 3.3 gezeigten Platte werden die Ergebnisse nach der Verbundtheorie sowie der Schubanalogie verglichen. Dabei sind deutliche Unterschiede zu erkennen.

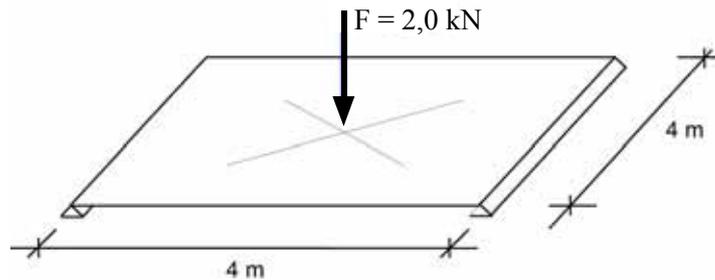


Abb. 3.3: System

Nachfolgenden sind die Normal- sowie die Schubspannungsverläufe aus einer Berechnung nach Schubanalogie bzw. nach Verbundtheorie ohne Berücksichtigung der Schubverformung dargestellt.

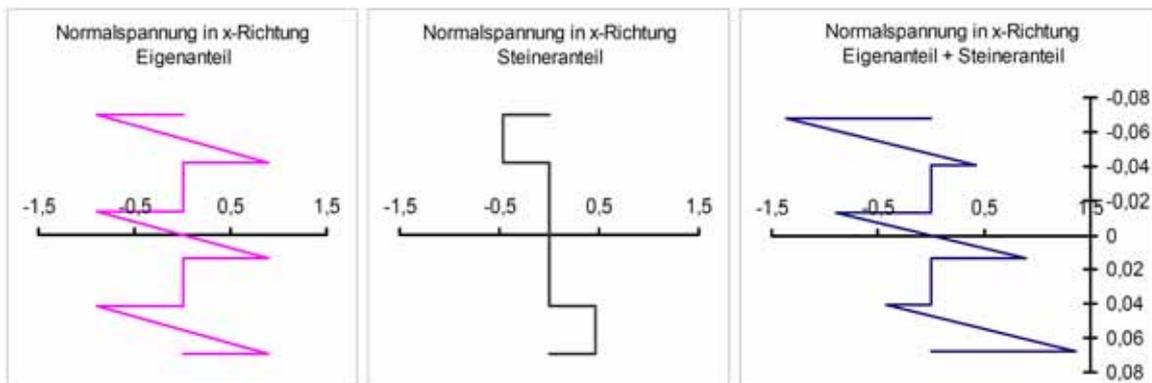


Abb. 3.4: Normalspannungsverlauf nach Schubanalogie

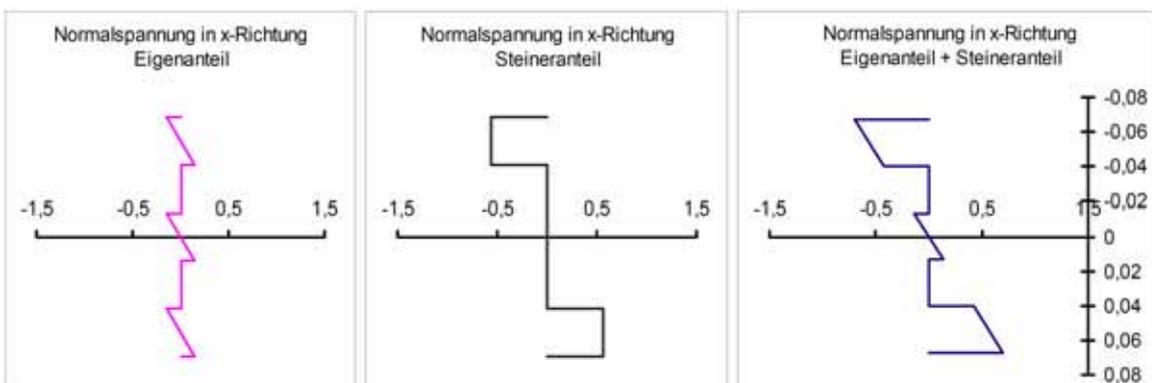


Abb. 3.5: Normalspannungsverlauf nach Verbundtheorie ohne Berücksichtigung der Schubverformung

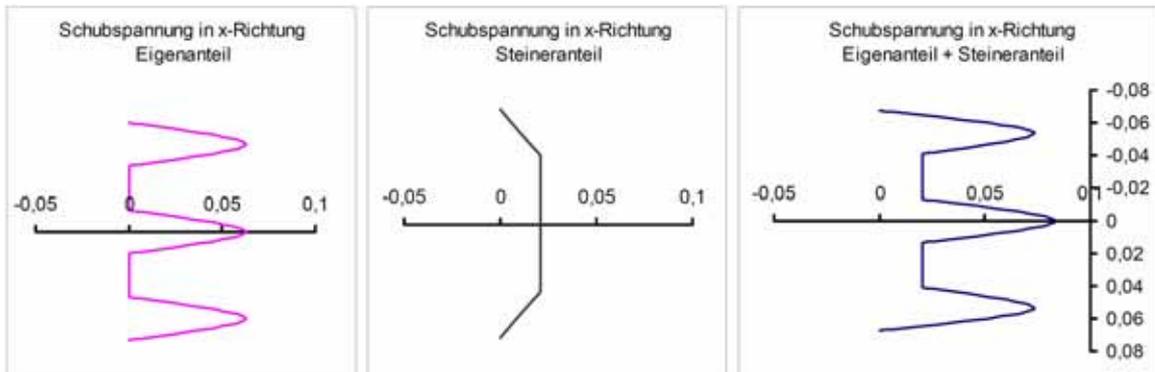


Abb. 3.6: Schubspannungsverlauf nach Schubanalogie

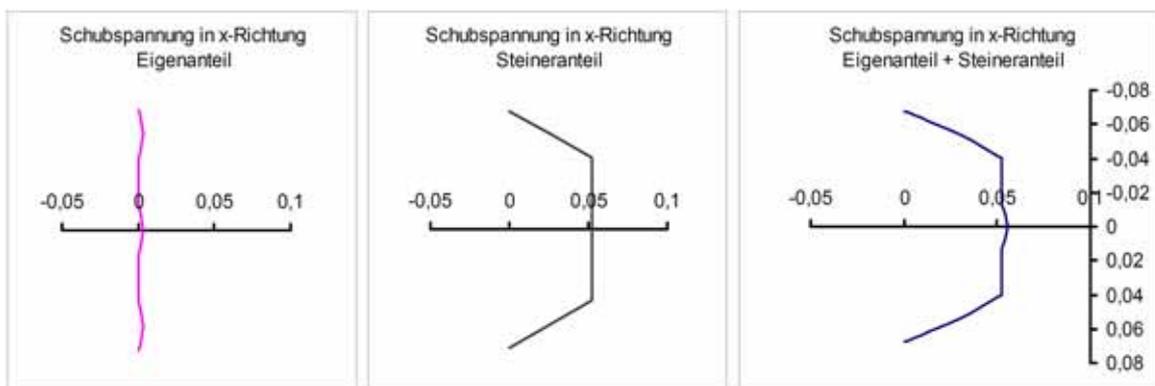


Abb. 3.7: Schubspannungsverlauf nach Verbundtheorie ohne Berücksichtigung der Schubverformung

### 3.4 Genageltes Brettsperrholz

Werden die einzelnen Brettlagen nicht verklebt, sondern mit mechanischen Verbindungsmitteln verbunden, so wird beispielsweise von genageltem Brettsperrholz gesprochen.

In Abb. 3.2 ist der Schubsteifigkeitsbereich eingetragen und es ist ersichtlich, dass die Verbundtheorie ohne Berücksichtigung der Schubverformung nicht mehr angewendet werden kann.

Zur Anwendung des Verfahrens der Schubanalogie berechnet sich die Schubsteifigkeit  $S$  für mechanisch miteinander verbundene Decklagen wie folgt:

$$\frac{1}{S_{xz}} = \frac{1}{a^2} \left( \sum_1^{n-1} \frac{1}{k_{xi}} + \frac{d_1}{2 \cdot G_{xz1}} + \sum_2^{n-1} \frac{d_i}{G_{xzi}} + \frac{d_n}{2 \cdot G_{xzn}} \right) \quad [3-1]$$

Dabei ist  $k_{xz}$  die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel je Flächeneinheit:

$$k_{xz} = \frac{K}{e_x \cdot e_y} \quad [3-2]$$

Für die Ermittlung der wirksamen Biegesteifigkeit zur Berechnung der Knicklast zeigt Abb. 3.8 das Vorgehen.

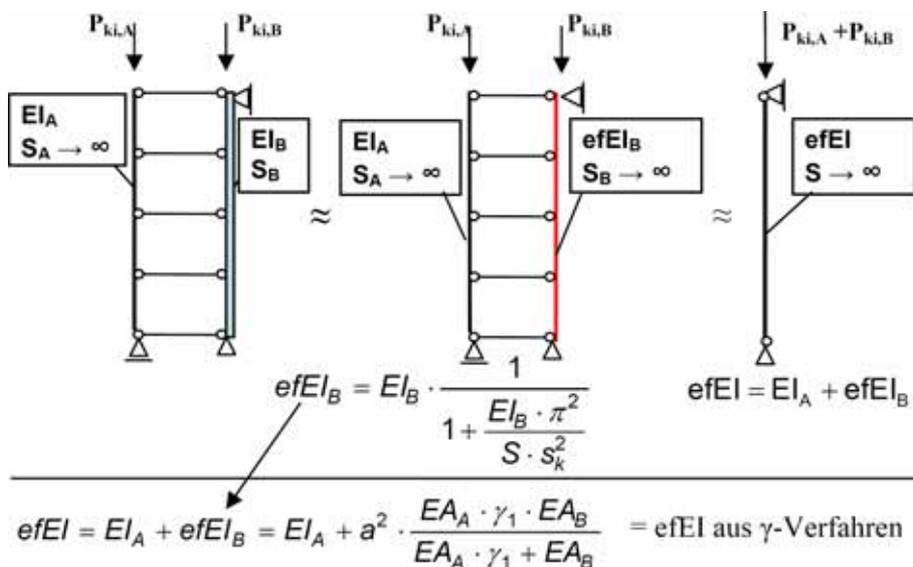


Abb. 3.8: Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit

In Abb. 3.9 und Abb. 3.10 sind begleitende Knickversuche von genagelten Brettsperrholzwänden dargestellt.



Abb. 3.9: Knickversuch an genageltem Brettsperrholz (1)



Abb. 3.10: Knickversuch an genageltem Brettsperrholz (2)

Im Anhang D ist auch ein Berechnungsverfahren für Scheibenbeanspruchung angegeben. Bei nicht verklebten Schmalseiten werden die Schubkräfte durch Momente in den Klebeflächen bzw. über mechanische Verbindungsmittel in den Kreuzungspunkten der Bretter übertragen.

## 4 Zulassungen

In DIN 1052:2004 wird für die Anwendung von Brettsperrholz eine Zulassung gefordert. Die Zulassung soll die gleich bleibende Herstellungsqualität sichern und Angaben für die Anwendung und Bemessung liefern. Auch sind die zulässigen Anwendungsbereiche angegeben. Meist dürfen diese Plattenwerkstoffe überall dort eingesetzt werden, wo nach Norm auch Sperrholz zulässig ist.

Ursprünglich waren in den Zulassungen zulässige Vergleichsspannungen für die Berechnung eines homogenen Querschnitts angegeben. Inzwischen wird auf die Berechnung nach der Verbundtheorie mit Berücksichtigung der Schubverformung hingewiesen. Wichtig für die Bemessung ist der charakteristische Wert der Rollschubfestigkeit.

Tab. 4.1 zeigt eine Zusammenstellung der derzeit von DIBt erteilten Zulassungen für Brettsperrholz.

Name	Merk Dickholz	KLH	Santner / Binder	Woodtec <sup>1)</sup>	MM-BSP
Zulassungs-Nr.	Z-9.1-501	Z-9.1-482	Z-9.1-534	Z-9.1-576	Z-9.1-638
Land	D	AT	AT	CH	AT
Rollschubfestigkeit:					
$f_{v,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0,70 - 0,85	1,25	0,7	1,1	1,1
zul $\tau$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0,30 - 0,36	0,50	0,3	0,45	0,45
max d	300	500	350	200	200
Erstzulassung	12/1998	09/2000	12/2001	06/2005	04/2006
Kleber <sup>2)</sup>	MUF	PUR	Einschichtplatte: MUF BSP: PUR	PUR	MUF
Klebeverfahren	Vakuum	hydraulische Flächenpressen	hydraulische Flächenpressen	Vakuum	hydraulische Flächenpressen

<sup>1)</sup> Hersteller von Vakuumpressbetten, <sup>2)</sup> PUR: Polyurethanleim oder MUF: Melamin-Harnstoff-Formaldehyd

Tab. 4.1: BSP-Zulassungen des DIBt

## 5 Verbindungsmittel

Auf Verbindungsmittel wird hier nicht näher eingegangen. In diesem Zusammenhang sei auf laufende Forschungsprojekte des Institutes für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz [denk.werk.statt.bsp] sowie der TH Karlsruhe [Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln in Brettsperrholz] verwiesen.

## 6 Anwendungsbeispiele



Abb. 6.1: Massivholzhaus Etterschlag (1)



Abb. 6.2: Massivholzhaus Etterschlag (2)

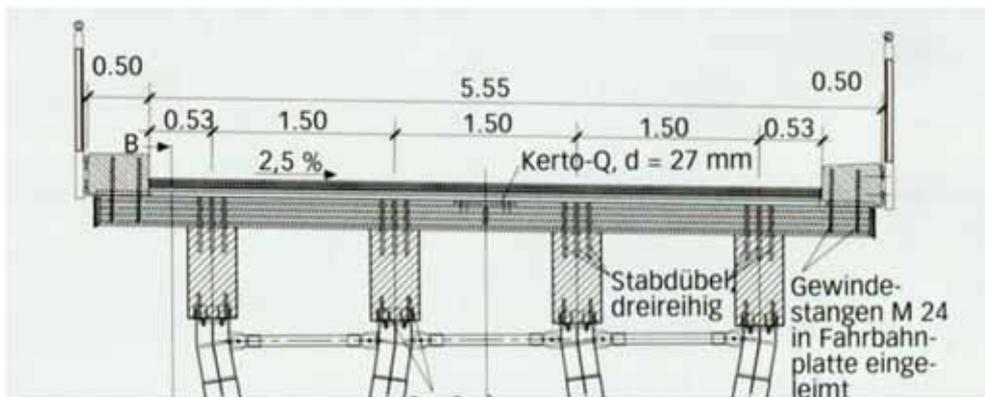


Abb. 6.3: Straßenbrücke Ruderting



Abb. 6.4: Schalenskonstruktion, Aussegnungshalle Gräfelfing, [Merk/Finnforest]



Abb. 6.5: Schalenskonstruktion, Aussegnungshalle Gräfelfing, [bmh]

## 7 Literatur

- [1] H.J. Blaß, J. Ehlbeck, H. Kreuzinger, G. Steck, Erläuterungen zu DIN 1052: 2004-08, 1. Auflage 2004, DGfH.
- [2] G. Schickhofer, Th. Moosbrugger, R. Jöbstl, B. Hasewend, Brettsperrholz – das verklebte Großflächenelement für den Holzbau, Wiener Leimholz Symposium 2006, Tagungsband.
- [3] H. Kreuzinger, Verbundkonstruktionen, In: Holzbaukalender 2002, Bruderverlag.
- [4] A. Scholz, Ein Beitrag zur Berechnung von Flächentragwerken aus Holz, Dissertation, TU München, 2004.
- [5] A. Scholz, Schub beim Brettsperrholz, In: bauen mit holz 5/2001.
- [6] J. Pohlmann, B. Mohr, Innovativer Plattenquerschnitt, In: bauen mit holz 12/1999.
- [7] K. Suess, Sakrales Rätsel, In: bauen mit holz 01/2000.

Auf die umfangreichen Untersuchungen zu BSP am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz wird hingewiesen.

## **C Forschung an der TU Graz – Neue Erkenntnisse zur Nachweisführung von biegebeanspruchten BSP-Elementen (Englisch)**

**A Contribution to the Design and System Effect of Cross Laminated Timber (CLT)**  
CIB W-18, 2006, Florenz

**R. A. Jöbstl, T. Moosbrugger, T. Bogensperger, G. Schickhofer**



DI Robert Jöbstl

2002 Abschluss des Bauingenieurstudiums an der TU Graz  
seit 2002 Mitarbeiter am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz



DDI Thomas Moosbrugger

2004 Abschluss des Bauingenieurstudiums an der TU Graz  
seit 2005 Wissenschaftlicher Assistent am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz



DI Dr. techn. Thomas Bogensperger

2000 Promotion an der TU Graz  
seit 2003 Forschungsmitarbeiter am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz



Univ.-Prof. DI Dr. techn. Gerhard Schickhofer

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

## Abstract

The design code of Germany DIN 1052:2004 [1] is the first national code where the verification process for the engineered building product „Cross Laminated Timber“ (CLT) is defined. In this code the calculation of stresses for the layers of a bending stressed element has to be done for each single layer as a combination of the tensile stress in the center line and the bending stress, as a difference between the center line stress and the edge stress of the applied layer.

The present study has been done to evaluate an improved model of design for the homogenised product „Cross Laminated Timber“ (CLT). Starting from the base material „boards“, visual graded as S10 (according to the German standard DIN 4074-1) which should give a strength class of C24 (according to EN 338), tension tests have been made to get the characteristic properties (tensile strength and modulus of elasticity). Four series of 5-layered CLT-elements of different widths have been produced and tested in bending. For comparison two small series with unidirectional build-up – quasi GLT – have been made.

The results indicate a clear affinity between CLT and GLT. On this findings a design concept for CLT based on the beam model for GLT, has been suggested. It includes the difference of homogenisation in the vertical direction (laminating effect) between CLT, and GLT by defining the factor  $k_{\text{CLT/GLT}}$ . Furthermore the so called „system strength factor  $k_{\text{sys}}$ “ – given in EN 1995-1-1 (for „equally spaced similar members“) and EN 1995-2 (for timber deck systems working as parallel acting components) has been worked out for CLT to describe the load bearing behaviour in the horizontal direction.

## 1 Introduction

CLT is a plate-like product typically build-up in a cross layering of the single layers which are arranged orthogonally. Normally the parallel oriented boards in each layer are not connected together in their smaller side.

CLT is used in Europe for timber constructions like residential houses, multi-storey buildings, halls and bridges since more than ten years.

The verification process for CLT has to be done for each single layer as a combination of the tensile stress in the center line and the bending stress, as a difference between the center line stress and the edge stress of the applied layer. This design method doesn't consider any homogenisation effects; only the characteristic properties of the base material are kept in mind.

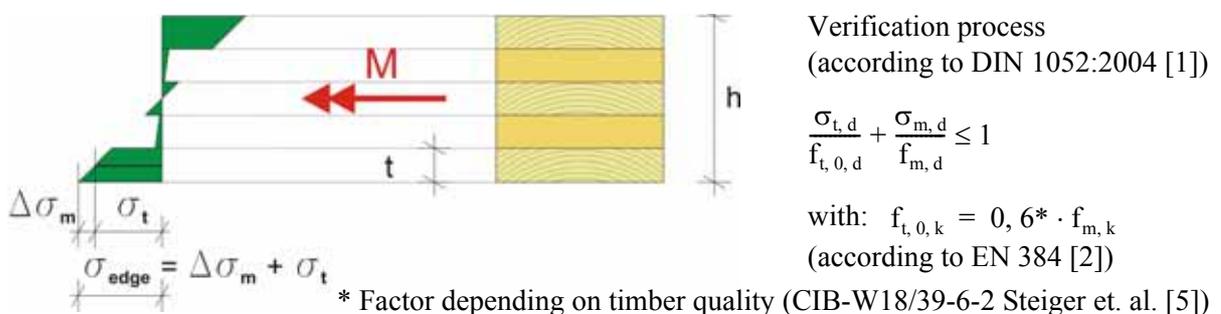


Fig. 1.1: Assumed stress distribution over a CLT cross section due to bending for the verification process ( $E_{90} \neq 0$ )

Because of the different strengths for tension and bending ( $f_{t,0} = 0,6 \cdot f_m$ ) this design rule leads to an uneconomic design. To demonstrate this uneconomic verification process for CLT a comparison with glued laminated timber (GLT) – also a laminated product – has been shown.

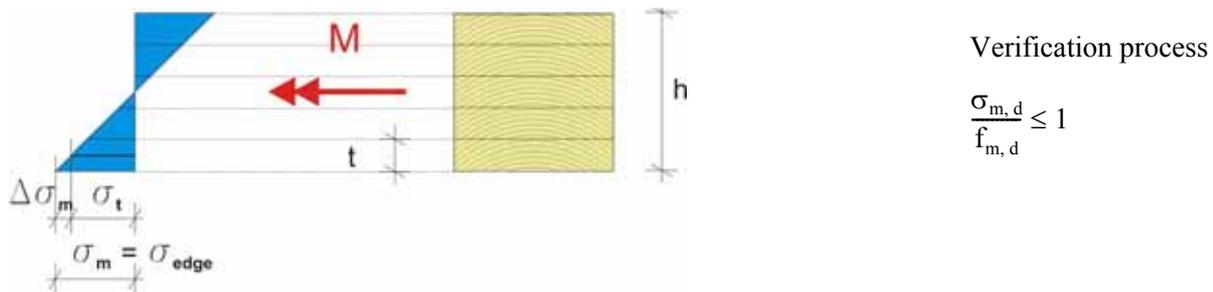


Fig. 1.2: Assumed stress distribution over a GLT cross section due to bending for the verification process

If all layers – respectively boards – have the same thickness, the two above-mentioned stresses, tensile  $\sigma_t$  and bending  $\Delta\sigma_m$ , can be expressed by the edge stress  $\sigma_{\text{edge}} = \sigma_m$  and by the geometrical properties, the thickness of the single layer  $t$  and the height of the whole plate  $h$ .

$$\Delta\sigma_m = \sigma_m \cdot \frac{t}{h} ; \sigma_t = \sigma_m \cdot \frac{h-t}{h} \quad [1-1]$$

The equation for the verification process – given above for CLT – can be expressed by a simple function between the design edge stress  $\sigma_{\text{edge,d}} = \sigma_{m,d}$  and the design bending strength for the single board  $f_{m,d}$ .

$$\frac{\sigma_{t,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\Delta\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{\sigma_{m,d} \cdot \frac{h-t}{h}}{\frac{3}{5} \cdot f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,d} \cdot \frac{t}{h}}{f_{m,d}} = \frac{\sigma_{m,d} \cdot \left(\frac{5}{3} - \frac{2}{3} \cdot \frac{t}{h}\right)}{f_{m,d}} \leq 1 \quad [1-2]$$

Considering the ratio  $t/h$  for a 5-layered plate ( $t/h = 1/5$ ) the following equation, based on the well known design strength for bending  $f_{m,d}$ , is given:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{0,65 \cdot f_{m,d}} \leq 1 \quad [1-3]$$

## 2 Aim of this work

One aim of this work has been to get information about the homogenisation beginning from the base material „single board“ and finishing by the engineered building product CLT. The homogenisation for glued elements, e.g. products where (simple) boards are used, is composed of the so called „laminating effect“ (predominantly serial linking) – naturally in the vertical direction (e.g. GLT) – and the so called „system effect“ (predominantly parallel linking) – naturally in the horizontal direction (e.g. deck system for timber bridges). Both together gives the „homogenisation effect“, a parallel-serial linking effect, especially important for the verification process of CLT.

The first effect – the laminating effect – describes the characterisation of beam-like products normally in the vertical direction. In this context there exists the same effect between GLT and CLT, if CLT is

build-up as a beam-like element with the width of one board (Fig. 2.1). For GLT the so called „Beam Model“ considers this „laminating effect“ which is given in EN 1194:1999. Therefore the GLT-model could be a basis for the description of a CLT-model (chapter 5).

CLT is generally applied as a plate-like and not as a small beam-like product. Hence it exist a benefit for CLT-elements in comparison to GLT regarding the second effect – the system effect in the horizontal direction – because a CLT element is normally produced with greater widths or rather with a greater number of parallel arranged single boards in the outer layer (Fig. 2.1).

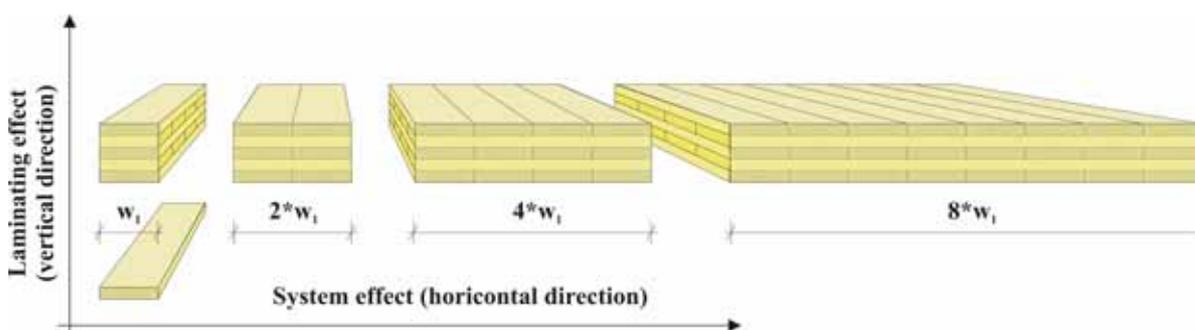


Fig. 2.1: CLT elements with a width from  $w = w_1$  to  $w = 8 \cdot w_1$

### 3 Method

To achieve a verification of the bearing potential of CLT the following method has been used:

The base material „boards“ for all tested series and specimens has been visual graded (S10 according to the German standard DIN 4074-1) to strength class C24 according to EN 338. Boards have been taken as a sample from the source of production (Fig. 3.1) to get on one hand the 124 tensile specimens and on the other hand material for production of the CLT and GLT bending specimens.

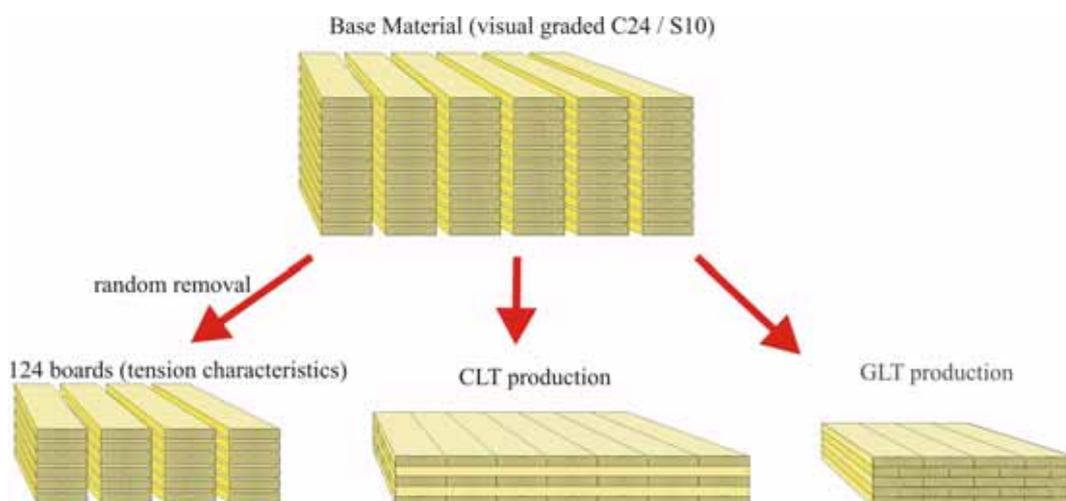


Fig. 3.1: Material flow of the test program - tensile tests on boards - bending tests on CLT and GLT

### 3.1 Experimental program

Table 1 gives the experimental program of this project. To evaluate the tension characteristics of the base material 124 boards with the cross section of 22 mm/120 mm have been tested in tension according to EN 408 [3]. The cross laminated timber elements have been tested in four different widths starting with  $w_1 = 120$  mm (width of one board; series „1c“, 1 board in the outer layer, cross laminated) followed by the multiple of board width of  $w_1$  of 2-times (series „2c“), 4-times (series „4c“) and 8-times (series „8c“). For establishing a relationship between CLT and GLT regarding the homogenisation additional tests have been done on GLT elements with the same thickness of 110 mm and two widths (series „1u“:  $w_1 = 120$  mm, series „4u“:  $w_4 = 480$  mm; (Tab. 3.1).

	Boards	CLT				GLT	
Notation of series		„1c“	„2c“	„4c“	„8c“	„1u“	„4u“
Width w	120	120	240	480	960	110	480
Number of specimens	124	40	20	15	10	16	5
Type of test	Tension	Bending					
c ... cross laminated							
u ... unidirectional							

Tab. 3.1: Experimental program

### 3.2 Experimental setup

For the tensile tests the boards with cross section of 22 mm / 120 mm have been tested according to EN 408 ( $1 \geq 9b$ ) with free testing length of 2095 mm (also in accordance to EN 1194:1999 [4]). The tensile MOE has been determined deviant to the EN 408 above the whole length and not in the scope of 5 $\cdot$ w in the middle section of the board (Fig. 3.2).

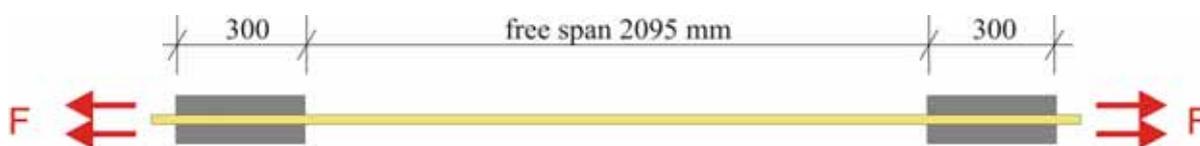


Fig. 3.2: Test setup for tensile tests on the base material

The bending tests on CLT and GLT elements have been carried out in accordance to EN 408 (Fig. 3.3) by consideration of test arrangements for measuring the local and global MOE.

### 3.3 Evaluation of test results

Tensile tests on boards and bending tests on GLT elements have been analysed in accordance to EN 408. The bending tests on CLT elements, which are highly statical undefined, have been calculated by three methods:

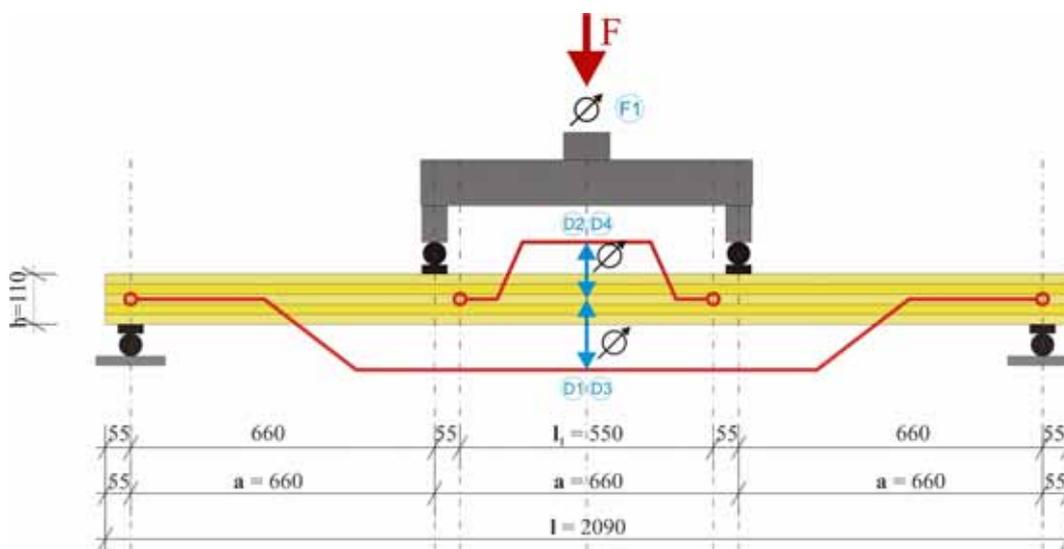


Fig. 3.3: Test setup for bending tests on CLT and GLT elements

Name of the method	Description
„FEM“	FEM analysis with a plane stress modelling (abaqus)
„NUM“	exact differential equation with fourier discretisation [6]
„Beam“	beam model with rigid composite cross section and modified and calculated shear correction factor ( $\kappa = 4,9$ for a five layered element)

Tab. 3.2: Description of the three methods used for calculation

For all three methods three optimisation processes have been applied:

Name of the optimisation process	Description
„2 para“	The stiffness properties $E_{90}$ and $G_{090}$ have been fixed with the values 300 N/mm <sup>2</sup> and 700 N/mm <sup>2</sup> . The stiffness properties $E_0$ and $G_{9090}$ have been varied as long as the two measured deformations – local and global – were equal to the calculated ones.
„60“	In addition to the requirements above the stiffness property $G_{9090}$ has been fixed with the value of 60 N/mm <sup>2</sup> . Only the stiffness property $E_0$ has been varied till the measured deformation in the middle matched with the identical calculated point.
„100“	Equal to „60“ but with a $G_{9090}$ of 100 N/mm <sup>2</sup> .

Tab. 3.3: Description of the three optimisation processes used for calculation

## 4 Results

### 4.1 Tensile tests of the base material

Tab. 4.1 shows the results of the tensile tests of the base material.

	Density [kg/m <sup>3</sup> ]	MOE tensile [N/mm <sup>2</sup> ]	MOR tensile [N/mm <sup>2</sup> ]
Mean	447 (420)	10977 (11000)	26,1
COV <sub>t</sub> [%]	9,7	20,3	<b>39,4</b>
5% fractile	376 <sup>1)</sup> (350)	7303 <sup>1)</sup> (7400)	<b>12,5</b> <sup>2)</sup> (14,0)
<sup>1)</sup> Normal distributed			
<sup>2)</sup> Lognormal distributed (according to EN 384 without functional distribution - order statistic / nonparametric approach - 13,1 N/mm <sup>2</sup> )			
Values in braces shows the properties of C24 according to EN 338			

Tab. 4.1: Results of tensile tests of the base material

As shown in Tab. 4.1 the density reach the requirements of C24. The MOE calculated from the tensile tests, scarcely do not reach the demanded MOE of C24 regarding EN 338. In this regard it should be noted that the bending MOE as required value for allocation to a strength class according to EN 338, is about 6 % to 9 % higher than the tensile MOE [7], [8], [9]. By that the MOE of C24 can be fulfilled ( $10977 \cdot 1,06 = 11640$ : +5,8 %). The tensile strength shows a low mean value ( $f_{t,0,1,mean}$  is generally in the scope of  $30 \pm 5$  N/mm<sup>2</sup> [10]) and a high COV<sub>t</sub> (COV<sub>t</sub> is generally in the scope of  $35 \pm 5$  % for visual graded boards [11]). This results in a low 5 %-fractile for the tensile strength, where the lognormal distribution gives the best fitting.

### 4.2 Bending tests - stiffness considerations

The four point bending tests according to EN 408 shows high sensibility due to the shear modulus  $G_{9090}$ . The results, based on a finite element analysis using the software „Abaqus“ (method „FEM“), yields to comparable values with the analytical model (method „NUM“). Considering the deformation, the difference is less than 0,1 %, when the knots in the FEM analysis are fixed together over the thickness (rigid in the thickness direction). This should be fulfilled as a requirement of the analytical model to compare both methods. The more realistic model with orthotropic constraint considering the MOE perpendicular to grain  $E_{90} = 300$  N/mm<sup>2</sup> in the thickness direction leads to differencies of about 10 % in the calculated MOE. Using the method „Beam“, considering the modified and calculated shear correction factor, comparable results with the method „FEM“ are given (Fig. 4.1).

Above all series (Tab. 3.1) and widths the mean values of the calculated bending MOEs are nearly constant in the area of about 12000 N/mm<sup>2</sup>. The tensile MOE of the base material gives  $E_{t,0,1,mean} = 11000$  N/mm<sup>2</sup>. Multiplying this tensile MOE with the factor of 1,06 and 1,09 respectively a bending MOE between 11660 N/mm<sup>2</sup> and 11990 N/mm<sup>2</sup> is reachable. As a result it can be shown, that the calculated bending MOE  $E_{m,1,mean}$  for the base material is in the area of the calculated MOE for the CLT elements (Fig. 4.1).

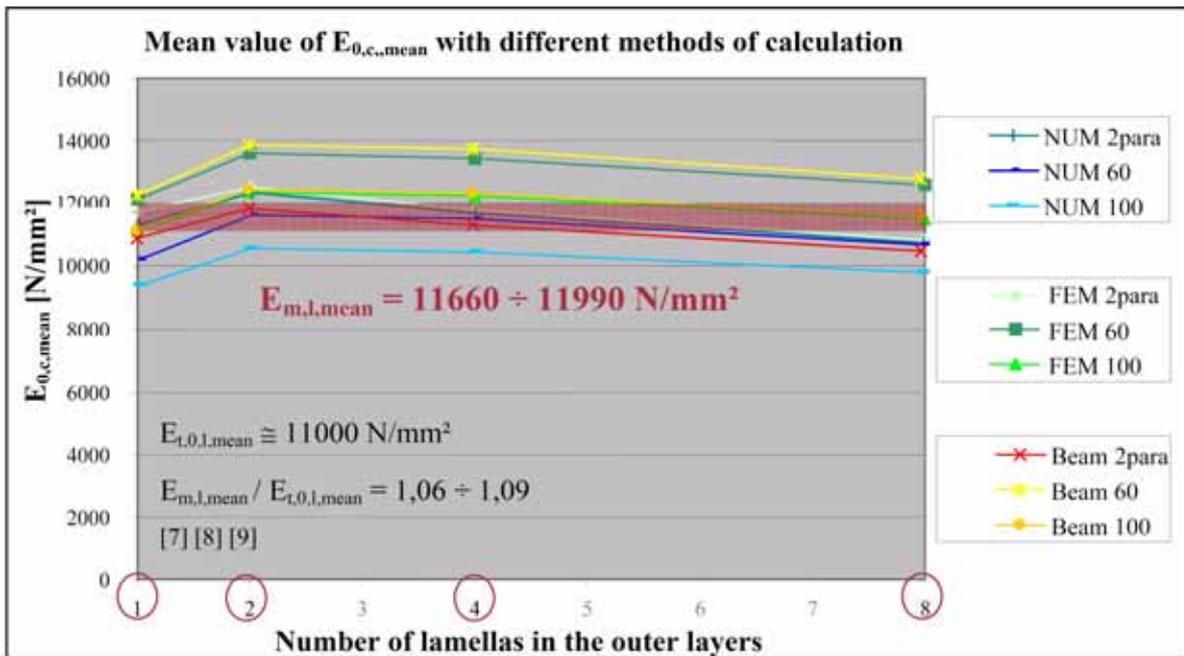


Fig. 4.1: Mean value of bending MOE of CLT  $E_{0,c,mean}$  calculated with different methods and for different widths of the elements

By consideration of all three methods (Tab. 3.3) and optimisation processes (Tab. 4.1) during the calculation process similar behaviour regarding the  $COV_E$  for bending MOE is given (Fig. 4.2).

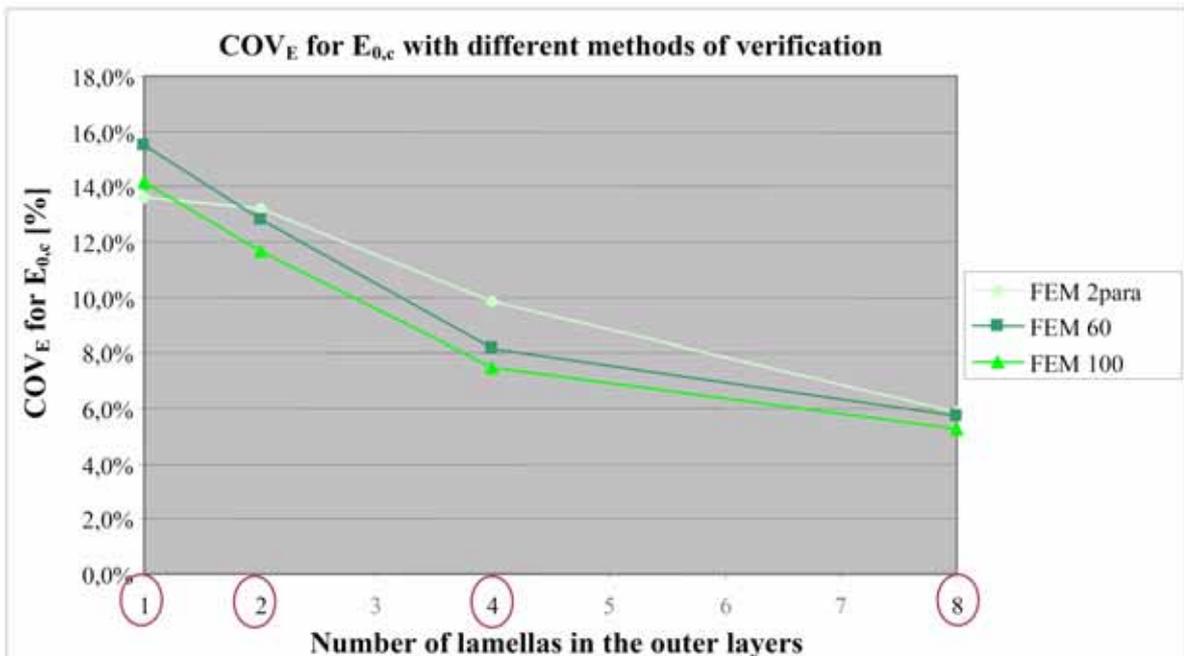


Fig. 4.2:  $COV_E$  for bending MOE of CLT calculated with different methods and for different widths of the elements

It states that series „1c“ (beam-like elements) gives a coefficient of variation of about 14 % to 16 % which is similar to test results for GLT. With increasing of width the  $COV_E$  decreases till about 6 % for series „8c“ (elements with 8 boards in the outer layers). By that a first step of homogenisation can be recognised from the base material board to the beam-like element (width of one board) and a second step with increasing of width.

### 4.3 Bending tests – calculation of stresses

The variety of stresses, calculated with different methods and consideration of different optimisation processes (Tab. 3.3 and Tab. 4.1), is not as high as the calculated bending MOEs for CLT. A simple example by application the beam theory for a 5-layered element gives further impact.

The edge normal stress has to be calculated by:  $\sigma_{edge} = \frac{M}{W_{eff}}$  [4-1]

The bending moment  $M$  is given by the test results and therefore constant. The effective section modulus may be calculated by:

$$W_{eff} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \frac{1}{125} \cdot \left( 99 + 26 \cdot \frac{E_{90}}{E_0} \right) \quad [4-2]$$

By fixing  $E_{90}$  with 300 N/mm<sup>2</sup> and varying the bending MOE ( $E_0 = 11000 \text{ N/mm}^2 \pm 10\%$ ) a variation of  $W_{eff}$  less than  $\pm 0.1\%$  can be examined and therefore compatible deviation is reachable for the edge normal stress. Fig. 4.3 reflects that clearly. All calculation methods lead to comparable results. Above all widths the mean value  $f_{edge,c,mean}$  is nearly constant within the area of 37,2 N/mm<sup>2</sup> and 39,4 N/mm<sup>2</sup>. Series „1u“ (unidirectional plate GLT) reaches obvious higher mean value of 44,2 N/mm<sup>2</sup>. The five unidirectional elements with the width of four boards (series „4u“) reach a mean value of 42,4 N/mm<sup>2</sup>.

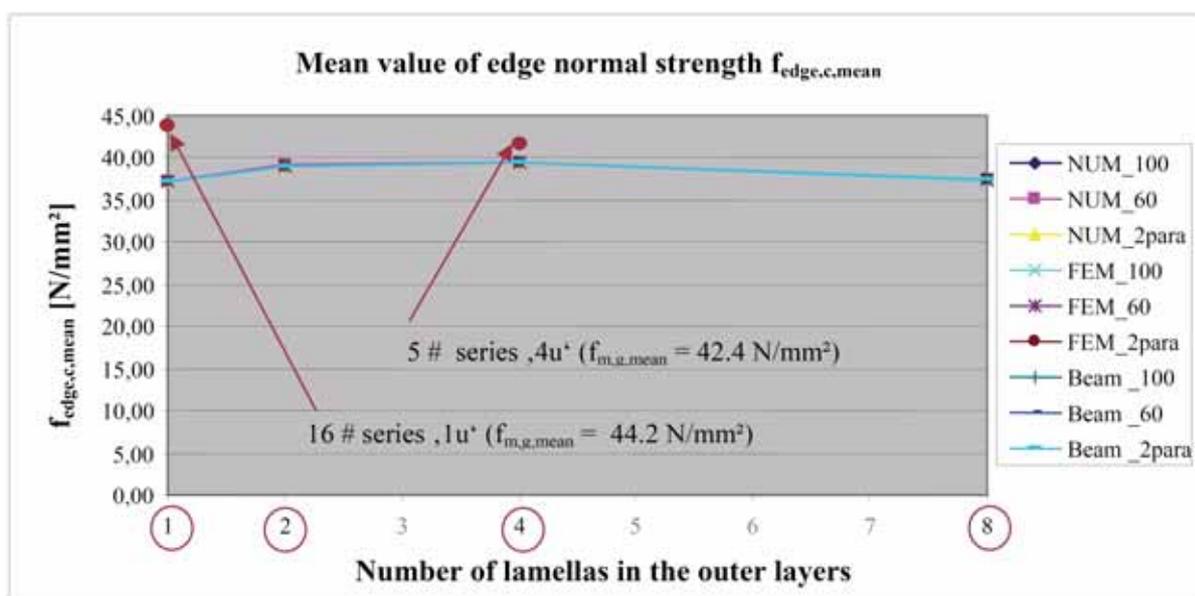


Fig. 4.3: Mean value of edge normal strength  $f_{edge,c,mean}$  calculated with different methods and for different widths of the elements

As stated in Fig. 4.4 the coefficient of variation (COV) decreases constantly from about 16 % for series „1c“ – which is common for GLT – towards to about 8 % for series „8c“. The 16 quasi GLT elements (series „1u“) show a higher variation with a  $COV_{edge}$  of 20,1 %. This can be explained by the small lot. For series „4u“ (only 5 GLT specimens) the  $COV_m$  is mentioned but not relevant because of the low quantity of specimens.

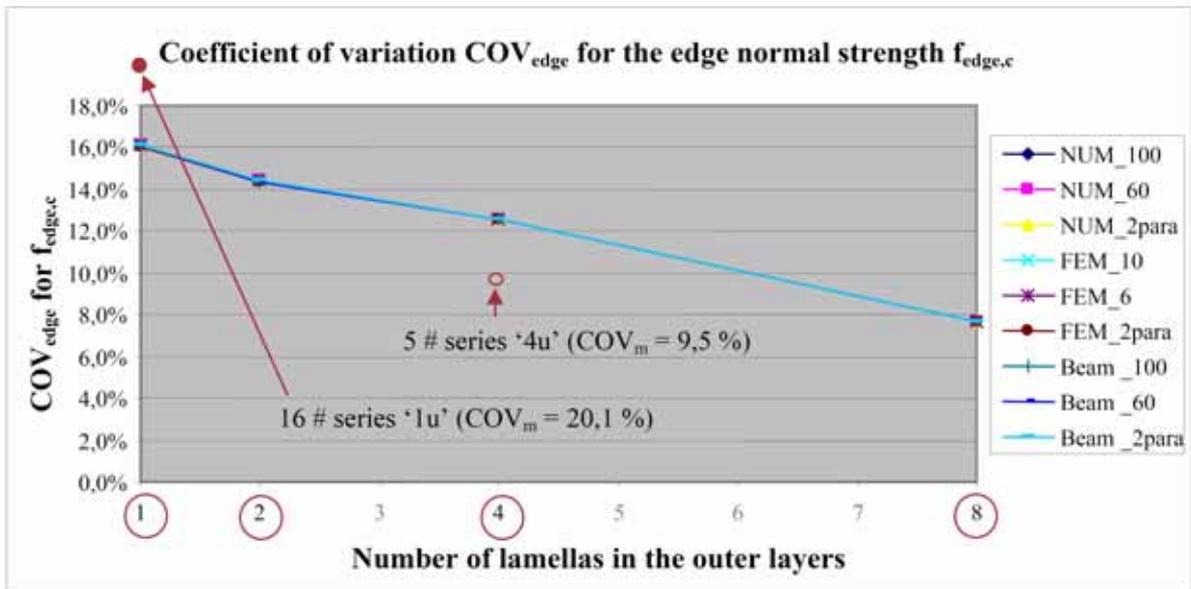


Fig. 4.4:  $COV_{edge}$  of edge normal strength  $f_{edge,c}$  calculated with different methods and for different widths of the elements

Fig. 4.5 shows the 5 % fractile values of the edge normal stresses of the series „1c“ to „8c“ and also for series „1u“. The increasing of the 5 % fractile with increasing of width is apparent. Beginning with series „1c“ (27.3 N/mm<sup>2</sup>) it increases to 29.8 N/mm<sup>2</sup> for series „2c“, 31.3 N/mm<sup>2</sup> for series „4c“ and to 32.6 N/mm<sup>2</sup> for series „8c“. Series „1u“ for GLT elements reaches a value of 29.0 N/mm<sup>2</sup> which gives about 6 % higher 5 % fractile values than series „1c“.

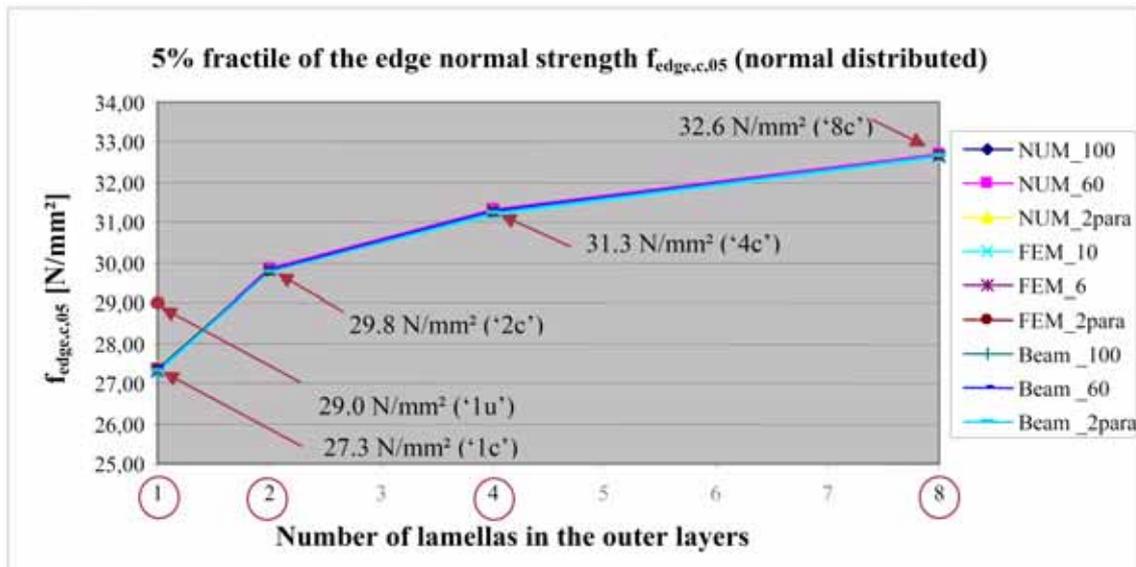


Fig. 4.5: 5 % fractile of edge normal strength  $f_{edge,c,05}$  calculated with different methods and for different widths of the elements

Based on the 5 % fractile of series „1c“ a system strength factor  $k_{sys}$  for each series width may be calculated as shown in Fig. 4.6. In comparison to the system strength factor used in EN 1995-1-1 or DIN 1052:2004, where factors of 1.2 for glued elements and 1.1 for mechanical connected elements are defined, a system strength factor  $k_{sys,CLT} = 1.1$  is proposed. Despite glued elements a lower value seems to be more adequate for CLT due to the small range of this test series on one hand and on the other hand because of the weaker connection from one board to the adjacent board in the outer layer.

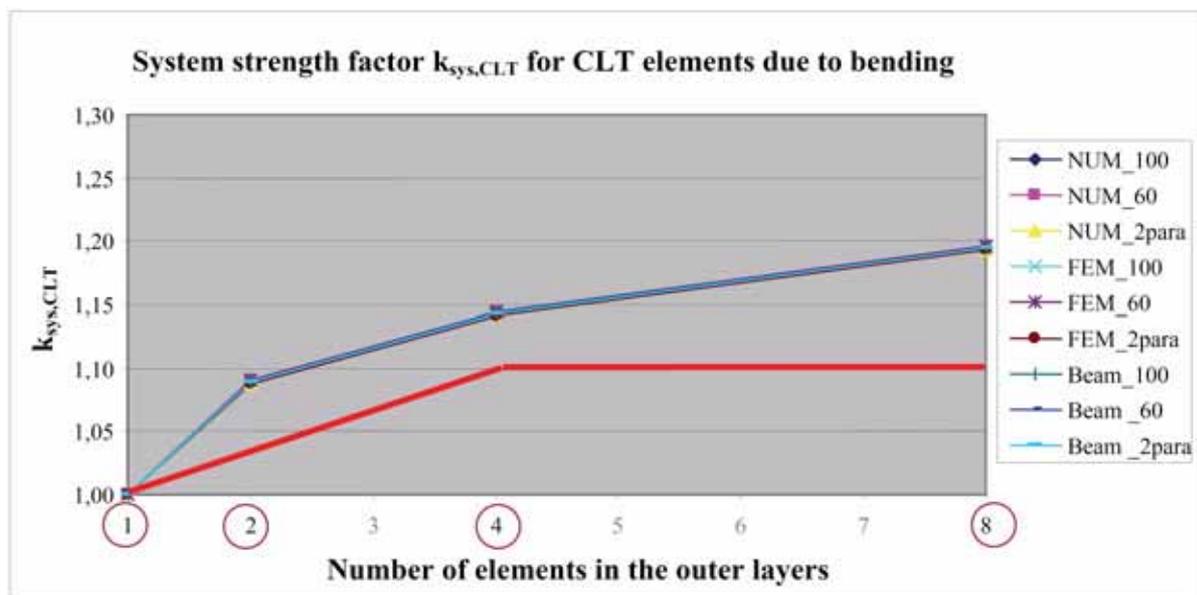


Fig. 4.6: System strength factor  $k_{sys,CLT}$  of edge normal strength  $f_{edge,c,05}$  calculated with different methods of verification and for different widths

## 5 Design of cross laminated timber CLT

As an outcome of the test results a design rule for cross laminated timber CLT is proposed.

### 5.1 Design concept according to DIN 1052:2004

Based on the design concept according to DIN 1052:2004 as shown in chapter 1 the design value for the edge normal stress for a CLT element build-up by boards of the strength class C24 and five layers has to be calculated as follows:

$$\frac{\sigma_{t,d}}{\frac{3}{5} \cdot f_{m,d}} + \frac{\Delta \sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{\sigma_{edge,d} \cdot \left( \frac{5}{3} - \frac{2}{3} \cdot \frac{t}{h} \right)}{f_{m,d}} \leq 1 \quad [5-1.a]$$

$$\sigma_{edge,d} \leq \frac{f_{m,k}}{\left( \frac{5}{3} - \frac{2}{3} \cdot \frac{t}{h} \right)} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 0,65 \cdot 24,0 \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 15,7 \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \quad [5-1.b]$$

The strength value 15,7 N/mm<sup>2</sup> should be kept in remembrance for a comparison with the new model (chapter 6).

### 5.2 Beam model for GLT

The results in chapter 4 suggest an affinity between the homogenised products CLT and GLT which are both produced using the base material board. That is the reason why the beam model of GLT is used as basis for the following considerations.

According to EN 1194:1999 the bending strength of GLT has to be calculated using the tensile characteristics of the base material board:

$$f_{m,g,k} = 7,0 + 1,15 \cdot f_{t,0,1,k} \quad [5-2]$$

Various research projects on GLT since 1999 particularly show that there exist an overestimation of the higher strength classes or in other words the tensile strength of the base material has to be raised to reach the highest strength classes for GLT [11].

Furthermore the given function in EN 1194:1999 does not consider the distribution of the tensile strength of the base material. A new research work at the Institute for Timber Engineering and Wood Technology considers the  $COV_t$  for tensile strength and the  $COV_m$  for the bending strength of GLT to formulate a new beam model („Grazer Holzbau-Workshop'06“ [11]).

$$f_{m,g,k} = a_{GLT} \cdot f_{t,0,1,k}^{0,82} \quad \text{with } a = \begin{cases} 2,422 & COV_t = 0,25 \\ 2,811 & COV_t = 0,35 \end{cases} \quad [5-3]$$

A simple modification leads to following function (best fitting by a linear regression; differenz in common area within 2 %)

$$f_{m,g,k} = 1,06 \cdot (1,4 + 4,0 \cdot COV_t) \cdot f_{t,0,1,k}^{0,8} \quad [5-4]$$

This new beam model applied to the test results of the base material (from Tab. 4.1:  $f_{t,0,1,05} = 12,5 \text{ N/mm}^2$ ,  $\text{COV}_t = 39,4 \%$ ) and the GLT beams (from Fig. 4.5: series „1u“:  $f_{m,g,05} = 29,0 \text{ N/mm}^2$ ) shows the application for these values:

$$f_{m,g,05} = 1,06 \cdot (1,4 + 4,0 \cdot \text{COV}_t) \cdot f_{t,0,1,k}^{0,8} = 1,06 \cdot (1,4 + 4,0 \cdot 0,39) \cdot 12,5^{0,8} = 23,8 \text{ N/mm}^2 \quad [5-5]$$

Corresponding to the reference dimensions for GLT in accordance to EN 1194:1999 ( $h = 600 \text{ mm}$ ,  $w = 150 \text{ mm}$ ) the factor  $k_{\text{size}}$  has to be considered for the calculation of the bending strength based on the test results for the series „1u“ (GLT) and „1c“ (CLT) respectively ( $h = 110 \text{ mm}$ ,  $w = 120 \text{ mm}$ ).

$$k_{\text{size}} = \left(\frac{600}{h}\right)^{0,1} \cdot \left(\frac{150}{w}\right)^{0,05} = \left(\frac{600}{110}\right)^{0,1} \cdot \left(\frac{150}{110}\right)^{0,05} = 1,20 \quad [5-6]$$

The calculated bending strength for GLT based on the new beam model is only insignificant lower than the edge normal strength gained from test results.

$$f_{m,g,05,h} = k_{\text{size}} \cdot f_{m,g,05} = 1,20 \cdot 23,8 = 28,6 \leq 29,0 \text{ N/mm}^2 \quad [5-7]$$

### 5.3 Beam model for CLT

Because of the weaker cross layers a reduced effect of homogenisation for the product CLT can be assumed (Fig. 4.5). It is suggested that this effect can be considered by the factor  $k_{\text{CLT/GLT}}$  gained from presented test results.

$$k_{\text{CLT/GLT}} = \frac{f_{\text{edge,c,05,h}}}{f_{m,g,05,h}} = \frac{27,3}{29,0} \cong 0,94 \quad [5-8]$$

The **calculated** edge normal (bending) strength for a CLT element with a width of one board in the form of a product of the factor  $k_{\text{CLT/GLT}}$  and the bending strength for a GLT element with also the width of one board gives a value of  $26,9 \text{ N/mm}^2$ . As demanded this is marginally less than the edge normal (bending) strength  $f_{\text{edge,c,1c,05}} = 27,3 \text{ N/mm}^2$  (series „1c“) from the presented test results.

$$f_{\text{edge,c,beam,05}} = k_{\text{CLT/GLT}} \cdot f_{m,g,05,h} = 0,94 \cdot 28,6 = 26,9 \leq 27,3 \text{ N/mm}^2 \quad [5-9]$$

As mentioned above CLT is a plate-like element. Therefore the proposed system strength factor  $k_{\text{sys,CLT}} = 1,1$  (Fig. 4.6) may be considered for CLT elements which are build-up by four or more parallel arranged boards in the outer layers.

$$f_{\text{edge,c,plate,05}} = k_{\text{sys,CLT}} \cdot f_{\text{edge,c,beam,05}} = 1,1 \cdot 26,9 = 29,6 \leq 31,3 \text{ N/mm}^2 \quad [5-10]$$

Comparing the calculation above with the test results from series „4c“ ( $31,3 \text{ N/mm}^2$ ) it can be seen that the calculation process is on a conservative basis.

### 5.4 Design proposal for CLT

The design of CLT should be economic concerning the „correct“ use of the material potential and the calculation process. To reach this a design concept is proposed for CLT elements with a width of more or equal than four parallel arranged boards in the outer layers with a reference depth of  $150 \text{ mm}$ . Because of missing knowledge regarding the volume and build-up effect of CLT, further research work is needed, the factor  $k_h$  as given for GLT is used for the following explanation.

$$k_h = \left(\frac{600}{150}\right)^{0,1} = 1,15 \quad [5-11]$$

If all the above mentioned factors ( $k_{\text{sys,CLT}}$ ,  $k_{\text{CLT/GLT}}$ ,  $k_h$ ) are considered the new simplified beam model for GLT may be written for CLT in the following form:

$$f_{m,c,05} = f_{\text{edge,c,plate,05}} = k_{\text{sys,CLT}} \cdot k_{\text{CLT/GLT}} \cdot k_h \cdot 1,06 \cdot (1,4 + 4,0 \cdot \text{COV}_t) \cdot f_{t,0,1,05}^{0,8} \quad [5-12]$$

$$k_h = \left(\frac{600}{h}\right)^{0,1} \cdot \left(\frac{600}{150}\right)^{0,1} = 1,15$$

$$k_{\text{CLT/GLT}} = 0,94$$

$$k_{\text{sys,CLT}, \geq 4} = 1,1$$

$$f_{m,c,05} = 1,26 \cdot (1,4 + 4,0 \cdot \text{COV}_t) \cdot f_{t,0,1,05}^{0,8} = (1,76 + 5,0 \cdot \text{COV}_t) \cdot f_{t,0,1,05}^{0,8} \quad [5-13]$$

### 5.5 Comparison between CLT and GLT model

The comparison has been done for two different  $\text{COV}_t$ 's (25 % - normally given for machine graded material and 35 % - normally given for visual graded material [10]) whereas a tensile strength for the base material has been assumed with  $f_{t,0,1,05} = 14,0 \text{ N/mm}^2$ .

For GLT (reference height  $h = 600 \text{ mm}$  and reference width  $w = 150 \text{ mm}$ ) the following can be determined regarding the above findings:

$$f_{m,g,05} = a_{\text{GLT}} \cdot f_{t,0,1,05}^{0,82} \quad \text{with} \quad a_{\text{GLT}} = \begin{cases} 2,422 & \text{for } \text{COV}_t = 0,25 \\ 2,811 & \text{for } \text{COV}_t = 0,35 \end{cases} \quad [5-14]$$

the bending strength for GLT is given with

$$f_{m,g,05} = \begin{cases} 2,422 \cdot 14,0^{0,82} = 21,1 \text{ N/mm}^2 \\ 2,811 \cdot 14,0^{0,82} = 24,5 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad [5-15]$$

For CLT (reference height  $h = 150 \text{ mm}$  build-up as a **5-layered element** by more than **four parallel arranged boards** in the outer layers) the following can be stated regarding the above findings:

$$f_{m,c,05} = a_{\text{CLT}} \cdot f_{t,0,1,05}^{0,8} \quad \text{with} \quad a_{\text{CLT}} = 1,76 + 5,0 \cdot \text{COV}_t \quad [5-16]$$

Using

$$a_{\text{CLT}} = \begin{cases} 3,0 & \text{for } \text{COV}_t = 0,25 \\ 3,5 & \text{for } \text{COV}_t = 0,35 \end{cases} \quad [5-17]$$

the bending strength for CLT is given with

$$f_{m,c,05} = \begin{cases} 3,0 \cdot 14,0^{0,82} = 24,8 \text{ N/mm}^2 \\ 3,5 \cdot 14,0^{0,82} = 28,9 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad [5-18]$$

1	2	3	4	5	6
COV <sub>t</sub>	<b>GLT</b>	GLT	<b>CLT</b>	CLT	$\Delta_{2;4}$
	$f_{m, g, 05}$ [N/mm <sup>2</sup> ] h = 600 mm, w = 150 mm	$f_{m, g, 05}$ [N/mm <sup>2</sup> ] h = 150 mm, w = 150 mm	$f_{m, c, 05}$ [N/mm <sup>2</sup> ] h = 150 mm 5-l., ≥4 boards	$f_{m, c, 05}$ [N/mm <sup>2</sup> ] h = 150 mm, 5-l., w = 150 mm (1 b.)	[%]
0,25	<b>21,1</b>	24,2	<b>24,8</b>	22,6	17,5
0,35	<b>24,5</b>	28,1	<b>28,9</b>	26,4	18,0

Tab. 5.1: Comparison of the bending strength values for GLT and CLT

For CLT elements with a width less than four boards the calculated bending strength values have to be reduced (column 5 – w = 150 mm/1 board - of Tab. 5.1). The function for CLT is only valid for a maximum thickness of h = 150 mm in combination with a 5-layered build-up of the element). In the future further research has to be done regarding the build-up of the CLT elements to extend the application of the CLT model (build-up factor).

## 6 Summary

In the presented project the base material „boards“ **visual graded** in the grading class S10 (strength class C24 respectively) has been tested to get the tensile properties.

The tensile MOE achieves the required value of about **11000 N/mm<sup>2</sup>**. The tensile strength shows a low mean value ( $f_{t,0,1,mean} = 26,1$  N/mm<sup>2</sup>) but a high COV<sub>t</sub> (39,4%) and therefore a low 5 % fractile ( $f_{t,0,1,05} = 12,5$  N/mm<sup>2</sup>, lognormal distributed).

Based on the above mentioned starting material CLT elements have been produced in four series („1c“, „2c“, „4c“ and „8c“, where the number in the notation stands for the number of the parallel arranged boards in the outer layers) as well as into two series of GLT elements („1u“ and „4u“, where „u“ stands for unidirectional). All specimens have been built-up as 5-layered elements and have been tested in bending in accordance to EN 408.

Three methods of calculation have been used – exact differential equation with fourier discretization, finite element analysis with plane stress discretisation, conventional beam model with rigid cross section and modified shear correction factor ( $\kappa = 4,9$  for a five layer element). All these methods have been calculated by use of three optimisation models, whereas the stiffnesses  $E_{90}$  and  $G_{090}$  have been fixed – a two parametric model to optimise  $E_0$  and  $G_{9090}$  (rolling shear), and two one parametric models with additional fixed  $G_{9090}$  (60,100) to optimise  $E_0$ . All calculation models leads to comparable results. For calculation the beam model with modified shear correction factor is proposed.

The bending test results suggest an affinity between the homogenised product CLT and GLT. Due to this situation it is comprehensible to use the same basis (beam model) for both products. The tests represent an increasing of the 5 % fractile with increasing of width of the elements. Hence a so called **system strength factor**  $k_{sys, CLT} = 1,1$  could be defined, if four or more parallel arranged boards are given. Furthermore a factor  $k_h = 1,15$  to consider the depth effect and the factor  $k_{CLT/GLT} = 0,94$  considering the difference in the homogenisation between GLT and CLT could be defined.

If all the three factors are multiplied a factor  $k_{\text{CLT}} \approx 1,2$  ( $k_{\text{sys, CLT}} \cdot k_h \cdot k_{\text{CLT/GLT}}$ ) is given for a **5-layered CLT** element with a **thickness of 150 mm** and a width, where four or more parallel arranged boards in the outer layers are used.

New research works at the Institute of Timber Engineering and Wood Technology [11] clearly showed that it is of importance to consider the  $\text{COV}_t$  (tensile strength) for the boards and the  $\text{COV}_m$  (bending strength) of GLT when defining a new beam model.

In [11] the following model for GLT is expected (reference height  $h = 600 \text{ mm}$  and reference width  $w = 150 \text{ mm}$ ) where  $a_{\text{GLT}} = 2,811$  for  $\text{COV}_t = 0,35$  (normally given for visual graded material) and  $\text{COV}_m \approx 0,15$ :

$$f_{m, g, 05} = a_{\text{GLT}} \cdot f_{t, 0, 1, 05}^{0,82} \quad [6-1]$$

Based on this new beam model the following model for CLT can be expected (reference depth  $h = 150 \text{ mm}$ , 5-layered element, four or more boards in the outer layers) with  $a_{\text{CLT}} = 1,76 + 5,0 \cdot \text{COV}_t$  ( $a_{\text{CLT}} = 3,5$  for  $\text{COV}_t = 0,35$  (normally given for visual graded material) and  $\text{COV}_m \approx 0,15$ ):

$$f_{m, c, 05} = a_{\text{CLT}} \cdot f_{t, 0, 1, 05}^{0,8} \quad [6-2]$$

Based on the respected results and on the verification concept for GLT it is proposed to use a comparable concept for CLT. Instead of splitting the edge normal stress and strength respectively the following simple verification function can be used, when CLT is treated like a beam-like element (e.g. single-span beam).

$$\frac{\sigma_{m, c, d}}{f_{m, c, d}} \leq 1 \quad [6-3]$$

The difference between the design concept according to DIN 1052:2004 and the presented concept in this paper is in the range of about 50 % and more (depending on the used strength classes and given COVs), where the DIN-concept is on the conservative side.

## 7 Acknowledgement

The research work within the project „shell\_structures“ has been financed by the competence centre holz.bau forschungs gmbh and performed in collaboration with the Institute of Timber Engineering and Wood Technology of the Graz University of Technology and partners from industry (StoraEnso Timber Oy).

The project is aided by the funds of the Federal Ministry of Economics and Labour, the Styrian Business Promotion Agency GmbH, the province of Styria and the city of Graz.

## 8 Symbols

$E_0$	Modulus of elasticity parallel to the grain
$E_{90}$	Modulus of elasticity perpendicular to the grain
$G_{090}$	Shear modulus acting in the plane of grain-direction and perpendicular to the grain
$G_{9090}$	Shear modulus acting in plane perpendicular to the grain; known as „rolling shear modulus“
$\sigma_t$	Normal (axial) stress due to tension
$\sigma_m$	Normal (axial) stress due to bending
$\Delta\sigma_m$	Part of normal (axial) stress with stress distribution due to bending
$\sigma_{edge}$	Normal (axial) stress on the edge of cross section
$f_t$	Strength due to tension
$f_m$	Strength due to bending
$a$	Prefactor for beam model
$c$	CLT, short description
$d$	Design value
$g$	Glulam
$h$	Depth
$k$	Characteristic value
$l$	Lamella
$t$	Tensile
mean	Mean value
05	5 % fractile value
$k_h$	Depth factor
$k_{size}$	Size factor
$k_{CLT/GLT}$	Factor to consider lower effect of homogenisation for CLT compared to GLT
$k_{sys,CLT}$	System factor for the product CLT

---

## 9 References

- [1] DIN 1052:2004: „Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau“, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 2004.
- [2] ON EN 384: „Structural timber – Determination of characteristic values of mechanical properties and density“, Austrian Standards Institute, Austria, 2004.
- [3] ON EN 408: „Timber structures – Structural timber and glued laminated timber – Determination of some physical and mechanical properties“, Austrian Standards Institute, Austria, 2005.
- [4] ON EN 1194: „Timber structures – Glued laminated timber – Strength classes and determination of characteristic values“, Austrian Standards Institute, Austria, 1999.
- [5] Steiger, R.; Arnold, M.; Fontana, M.: „Revisiting EN 338 and EN 384 Basics and Procedures“, Proceedings of CIB-W18/39-6-2, Florence, Italy, 2006.
- [6] Schickhofer, G.: „Starrer und nachgiebiger Verbund bei geschichteten flächenhaften Holzstrukturen“, Doctoral thesis, Graz University of Technology, 1994.
- [7] Burger, N.; Glos, P.: „Verhältnis von Zug- und Biege-Elastizitätsmoduln von Vollholz“, Holz als Roh- und Werkstoff, 53, pp 73-74, 1995.
- [8] Unterwieser, H.: „Long-Span"-E-Modulmessung sowie Vierpunkt-Biegeprüfungen von BSH-Lamellen im Rahmen des Zulassungsverfahrens für den amerikanischen Markt“, holz.bau.forschungs.gmbh, internal test report, 2006.
- [9] Klann, A.: „Ermittlung des Potentials von steifigkeitssortiertem keilgezinktem Konstruktionsvollholz“, Master thesis, Wismar University of Technology, Business and Design, Wismar, 2006.
- [10] Glos, P.: „Zur Modellierung des Festigkeitsverhaltens von Bauholz bei Druck-, Zug- und Biegebeanspruchung“, Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, Heft 61, Laboratorium für konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, München, 1981.
- [11] Brandner, R.: „Darstellung der Festigkeits- und Steifigkeitspotentials von BSH-Lamellen in Hinblick auf das Trägermodell“, Vortragsammlung zum 2. Grazer Holzbau-Workshop '06, Graz, Austria, 2006.

## **D Forschung an der EMPA – Dynamische Versuche zur Ermittlung der Steifigkeiten von Brettsperrholz-Plattenstrukturen**

**D. Gsell, S. Schubert, G. Feltrin, A. Gülzow, R. Steiger**



seit 2002

Dr. sc. techn. Dipl. Bau-Ing ETH Daniel Gsell

Mitarbeiter der EMPA,  
Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research,  
Structural Engineering Research Laboratory



seit 2003

Dipl. Bau-Ing. Sandy Schubert

Mitarbeiterin der EMPA,  
Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research,  
Structural Engineering Research Laboratory



seit 1999

Dr. sc. techn. Dipl. Bau-Ing ETH Glauco Feltrin

Mitarbeiter der EMPA,  
Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research,  
Structural Engineering Research Laboratory



seit 2005

Dipl. Bau-Ing. Arne Gülzow

Mitarbeiter der EMPA,  
Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research,  
Wood Laboratory



seit 1999

Dr. sc. techn. Dipl. Bau-Ing ETH René Steiger

Mitarbeiter der EMPA,  
Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research,  
Wood Laboratory, Leiter der Gruppe Holzbau

## Zusammenfassung

In diesem Beitrag wird eine zerstörungsfreie Methode zur Bestimmung globaler, elastischer Eigenschaften von kreuzweise verleimten, rechteckigen Holzplatten (Brettsperrholzplatten) vorgestellt.

Die experimentelle Modalanalyse zur Ermittlung der Resonanzfrequenzen und Schwingungsformen ist der wesentliche Bestandteil dieser Methode. Ein Simulationsmodell, basierend auf Reddy's Plattentheorie, wird verwendet, um die Resonanzfrequenzen und Schwingungsformen in Funktion der elastischen Eigenschaften zu beschreiben. Alle drei Schubmoduli und zwei Steifigkeiten in der Plattenebene können durch Minimieren der Fehlerquadrate im Vergleich von experimentell bestimmten und theoretisch berechneten Resonanzfrequenzen bestimmt werden. Die Schwingungsformen werden über die MAC-Werte (MAC = Modal Assurance Criterion (MAIA & SILVA 1997)) identifiziert und einander zugeordnet.

Durch den Vergleich der experimentellen und theoretischen Schwingungen, sowie mit Hilfe eines statischen Biegeversuches, konnte gezeigt werden, dass das angenommene globale, orthotrope Materialverhalten das mechanische Verhalten der Brettsperrholzplatten bezüglich Biegeverformungen und Schwingungen hinreichend genau beschreibt.

## 1 Einleitung

Die Bemessung von Holzkonstruktionen wird überwiegend durch Gebrauchstauglichkeitskriterien bestimmt. Die Qualität der Vorhersage des mechanischen Verhaltens und damit die Wirtschaftlichkeit des Bauteils sind stark von der Genauigkeit der elastischen Materialeigenschaften abhängig. Es bedarf daher leistungsfähiger, zerstörungsfreier Methoden zur Materialcharakterisierung. Im Falle von Brettsperrholzplatten (BSP) sind für den Planer die auf den Gesamtquerschnitt bezogenen, globalen orthotropen Steifigkeiten von Interesse.

Die zerstörungsfreie Bestimmung elastischer Eigenschaften anisotroper Materialien ist ein gut erforschtes Gebiet. (DITRI 1994) und (ROSE 1999) maßen Phasengeschwindigkeiten ebener elastischer Wellen in unterschiedlichen Materialrichtungen. Durch die Lösung der Christoffel-Gleichungen können die elastischen Eigenschaften bestimmt werden. (BUCUR & ARCHER 1984) haben diese Technik auf kleine Holzproben angewendet. (CHIMENTI 1997) und (GSELL & DUAL 2004) benutzten geführte mechanische Wellen in platten- und hohlzylinderförmigen Strukturen, um die Eigenschaften zu ermitteln. Alle diese Methoden ermöglichen die Bestimmung quasi lokaler Materialeigenschaften, d. h. es werden nur die Gebiete berücksichtigt, welche auch von der Welle durchlaufen werden.

Um globale Aussagen zu erhalten, müssen statische oder dynamische Experimente an großen Strukturen durchgeführt werden. Statische Versuche sind aufwändig und kostenintensiv. Die Modalanalyse ist eine effiziente und präzise Alternative, um elastische Eigenschaften zu bestimmen ((FREDERIKSEN 1997), (FREDERIKSEN 1997) und (LARSSON 1997)). Die Verfahren basieren auf drei Hauptschritten: (i) Im Experiment werden die Resonanzfrequenzen und Schwingungsformen bestimmt. (ii) In einem analytischen Modell der Struktur werden die Resonanzfrequenzen und Schwingungsformen in Funktion der zu bestimmenden elastischen Eigenschaften beschrieben. (iii) Danach wird das inverse Problem gelöst. Durch systematisches Anpassen der unbekanntenen elastischen Parameter werden die theoretisch berechneten Resonanzfrequenzen mit den im Experiment

bestimmten Frequenzen optimal in Übereinstimmung gebracht. Die Grundlagen der experimentellen Modalanalyse sind in (MAIA & SILVA 1997) ausführlich beschrieben. Aufgrund ihrer Effizienz wird hier die Matrix-Pencil-Methode von (HUA & SARKAR 1990) verwendet.

Verschiedenste Plattentheorien sind veröffentlicht worden; angefangen mit der Theorie von Kirchhoff, welche das dynamische Verhalten dünner, isotroper Platten im niedrigen Frequenzbereich beschreibt. Aufgrund des schubweichen Verhaltens der BSP müssen Schubverformungen berücksichtigt werden. Reissner-Mindlin's ((MINDLIN 1951)) Plattentheorie beinhaltet dies. Die Schubspannungen werden als konstant über die Plattendicke angenommen, weshalb ein Schubkorrekturfaktor eingefügt werden muss. In diesem Beitrag wird der anisotrope Ansatz von (REDDY 1984) benutzt: Kubische Ansatzfunktionen werden über die Plattendicke angesetzt. Daraus resultiert eine quadratische Schubspannungsverteilung, so dass auf die Einführung der Korrekturfaktoren verzichtet werden kann.

Das inverse Problem wird mit dem nichtlinearen Parameterschätzalgorithmus von (BRITT & LUECKE 1973) in einem iterativen Prozess gelöst. Um eine voll automatische Methode zu erhalten, werden mit Hilfe der MAC-Werte jeweils die theoretisch bestimmten den entsprechenden experimentell ermittelten Schwingungsformen zugeordnet.

## 2 Material und Methode

### 2.1 Material und Geometrie der Prüfkörper

Die untersuchten BSP bestehen aus Nadelholz (Fichte, *picea abies karst.*). Die Platten waren dreischichtig mit bezüglich der Mittelebene symmetrischem Aufbau. Die Schichtstärken betragen 10/50/10 mm. Die einzelnen Schichten bestehen aus seitenverleimten Brettern mit Rechteckquerschnitt. Die Dimensionen der untersuchten Platte betragen:  $2a=1.5$  m,  $2b=1.0$  m und  $2h=0.07$  m (Abb. 2.1). Die Prüfkörper wurden aus größeren Platten mit den Dimensionen  $2a=2b=2.5$  m herausgeschnitten. Der statische Biegeversuch wurde an der großen Platte durchgeführt. Die Prüfkörper wurden während mehreren Monaten in einem klimatisierten Raum bei einer Temperatur von  $20$  °C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 50 % gelagert. Sie wiesen bei den statischen und bei den dynamischen Versuchen eine Gleichgewichtsfeuchte von 11 % auf.

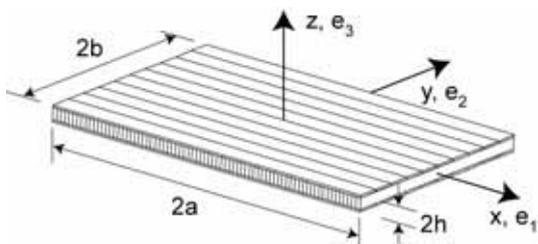


Abb. 2.1: Geometrie der BSP und verwendetes Koordinatensystem.

### 2.2 Analytisches Modell

Im verwendeten Modell (GSELL et al.) werden die Eigenschwingungsformen und die Resonanzfrequenzen in Abhängigkeit der elastischen Konstanten dargestellt. Es werden ausschließlich Biegeschwingungen der Platte betrachtet. Im untersuchten Frequenzbereich sind die auftretenden Wellenlängen deutlich größer als die Dicke der Platte. Als gute Näherung kann daher das Material als

homogen angenommen werden und das Modell kann auf effektiven Materialeigenschaften basieren. Das zugehörige linear elastische Gesetz für orthotrope Werkstoffe umfasst einen Steifigkeitstensor mit den neun unabhängigen Elementen  $C_{11}$ ,  $C_{12}$ ,  $C_{13}$ ,  $C_{22}$ ,  $C_{23}$ ,  $C_{33}$ ,  $C_{44}$ ,  $C_{55}$  und  $C_{66}$ .

Im Werkstoff Holz ist der Elastizitätsmodul in Richtung der Faser um mehr als eine Größenordnung größer als die Schubmoduln senkrecht dazu. Schubdeformationen müssen daher berücksichtigt werden. Hierzu wird auf das Simulationsmodell nach Reddy (REDDY 1984) zurückgegriffen, mit welchem die Verformungen der Platte beschrieben werden. Durch Anwendung des Hamilton'schen Prinzips können die Resonanzfrequenzen und die Schwingungsformen bestimmt werden. Dazu wird die Änderung der Gesamtenergie, die sich aus dem elastischen Potential und der kinetischen Energie zusammensetzt, Null gesetzt, woraus folgendes Eigenwertproblem resultiert:

$$(K - \omega^2 \cdot M) \cdot q = 0 \quad [2-1]$$

mit  $K$  als Steifigkeitsmatrix und  $M$  als Massenmatrix.

### 2.3 Experimentelle Modalanalyse

Die Feuchtigkeit des Holzes hat einen großen Einfluss auf die elastischen Materialeigenschaften. Deshalb wurden die Experimente in einem klimatisierten Raum durchgeführt. In dynamischen Versuchen sind Randbedingungen wie Einspannungen oder einfache Auflager kaum korrekt realisierbar, da immer ein Teil der Schwingungsenergie abfließt, anstatt vollständig reflektiert zu werden. Deshalb wird hier im Sinne eines ersten Schrittes die freie Konfiguration untersucht: Die Platte wird an dünnen, langen Fäden geringen Gewichts aufgehängt, was annähernd einer freien Lagerung entspricht, und mit einem Impulshammer angeregt. Damit die Anregung möglichst breitbandig ist, wird ein Hammer mit einer harten Spitze verwendet. Die Platte wird an 56 Punkten angeregt, angeordnet auf einem gleichmäßigen 7 mal 8 Punkte-Gitter, wie dies in Abb. 2.2 ersichtlich ist. Jeder Punkt wird 10 Mal angeschlagen und die Messresultate werden anschließend gemittelt. Die dynamische Antwort der Platte wird mit kleinen, leichten Beschleunigungssensoren detektiert. Die Sensoren sind auf der Rückseite der Platte angeordnet. Damit möglichst jede Schwingungsform erfasst werden kann, sind zwei Sensoren im Bereich der Ecken der Platte und ein weiterer Sensor etwas neben der Mitte angebracht. Die analogen Signale werden digitalisiert und gespeichert (OROS OR 38 in Abb. 2.2).

An jedem Messpunkt wird die Übertragungsfunktion für jeden Hammerschlag berechnet. Die Mittelung der 10 Signale des gleichen Messpunktes erfolgt im Frequenzbereich. Die gemittelten Übertragungsfunktionen werden zurück in den Zeitbereich transformiert, was zu den Impulsantworten führt. Diese Vorgehensweise ist schematisch in Abb. 2.3 dargestellt. Die Impulsantwort  $x_j(t)$  des Punktes  $j$  der Struktur kann, wie in Glg. 2-2 gezeigt, als Summe von  $M$  Exponentialfunktionen dargestellt werden:

$$x_j(t) = \sum_{m=1}^M A_j^m \cdot e^{i\omega_m^* t} + w(t) \quad \text{mit} \quad \omega_m^* = \omega_m + i\delta_m \quad [2-2]$$

$A_j^m$  ist die komplexe Amplitude des Messpunktes  $j$ ,  $\omega_m$  die Resonanzfrequenz und  $\delta_m$  der Dämpfungsfaktor der  $m$ -ten Schwingungsform.  $w(t)$  stellt das Messrauschen dar.

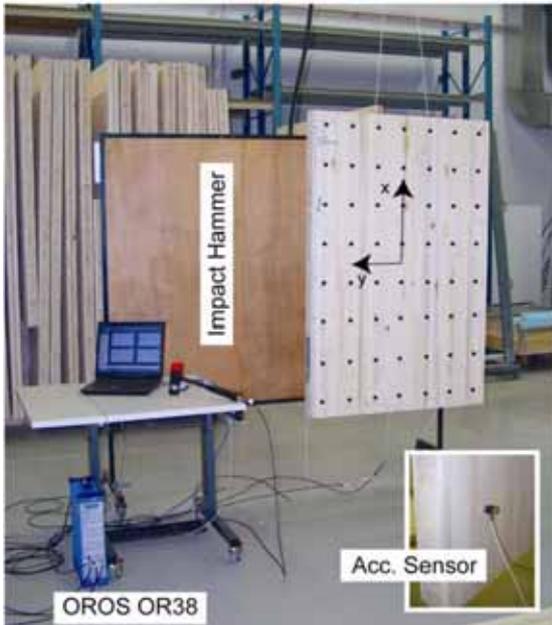


Abb. 2.2: Experimenteller Aufbau im Klimaraum. Die schwarzen Punkte auf der Platte bezeichnen die Messpunkte.

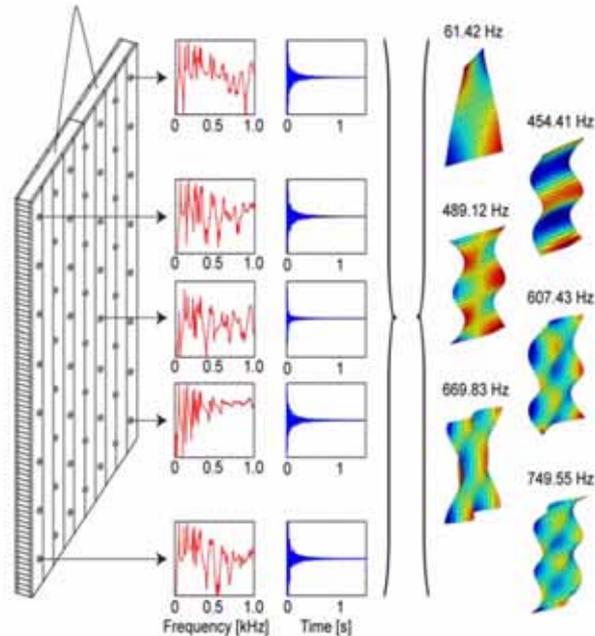


Abb. 2.3: Schematisches Vorgehen zur Bestimmung der Resonanzfrequenzen und Schwingungsformen.

In linearen mechanischen Systemen sind die Resonanzfrequenzen Invariante und die Dämpfungsfaktoren werden als konstant über die ganze Struktur angenommen, daher werden die komplexen Frequenzen  $\omega_m^*$  parallel für alle Messpunkte bestimmt. Dazu wird ein *Forward-Backward-Matrix-Pencil* Algorithmus, wie er von (HUA & SARKAR 1990) vorgestellt wurde, auf die Impulsantworten angewendet. Werden die extrahierten, komplexen Frequenzen in Glg. 2-2 eingesetzt, entsteht ein überbestimmtes lineares Gleichungssystem, dessen Lösungen den Amplituden  $A_j^m$  der einzelnen Schwingungsformen entsprechen.

## 2.4 Inverses Problem

Im analytischen Modell erscheinen neun unabhängige elastische Eigenschaften, die das mechanische Verhalten der BSP beschreiben. Nicht alle dieser Parameter  $C_{ij}$  haben im untersuchten Frequenzbereich einen hinreichend großen Einfluss auf das dynamische Verhalten, um sauber bestimmt werden zu können. Daher wird zuerst eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Zudem hat sich gezeigt, dass sich Plattendimensionen von  $2a=1.5$  m und  $2b=1.0$  m (die Dicke ist gegeben mit  $2h=0.07$  m) gut eignen und immer noch groß sind im Vergleich zur Plattendicke. Für die drei Steifigkeitselemente in der Plattenebene und für die drei Schubmoduln wurde eine grobe Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Dabei wurde jeweils eine einzelne Eigenschaft um 10 % erhöht und der relative Einfluss auf die Resonanzfrequenzen untersucht (Abb. 2.4). Das Element  $C_{12}$  hat nur einen sehr kleinen Einfluss auf die Resonanzfrequenzen; die maximale relative Änderung beträgt 0.03 %. Deshalb ist es nicht möglich, diesen Parameter mit der hier beschriebenen Methode zu bestimmen. Die Einflüsse auf die Resonanzfrequenzen bei den anderen fünf untersuchten Steifigkeitselementen liegen zwischen 0.7 und 4.7 %. Sie sind somit signifikant höher und daher sind die Steifigkeitselemente mit der Methode bestimmbar.

	$f_{res}$ [Hz]	$C_{11}$	$C_{22}$	$C_{12}$	$C_{44}$	$C_{55}$	$C_{66}$	
Mode 01	61.3	0.08	0.02	0.00	0.06	0.37	4.29	
	127.6	3.95	0.02	-0.01	0.00	0.83	0.00	Mode 02
Mode 03	168.7	1.92	0.02	0.00	0.06	0.94	1.89	
	233.3	0.00	4.63	-0.00	0.22	0.00	0.00	Mode 04
Mode 05	256.9	0.03	3.75	-0.01	0.22	0.17	0.69	
	286.4	2.61	0.02	0.00	0.00	2.08	0.00	Mode 06
Mode 07	318.6	1.85	0.01	0.00	0.04	1.98	0.88	
	333.5	0.33	2.20	0.02	0.22	0.67	1.42	Mode 08
Mode 09	453.8	0.64	1.15	0.02	0.20	1.45	1.16	
	456.3	1.84	0.00	-0.00	0.00	2.89	0.21	Mode 10
Mode 11	484.1	1.48	0.01	0.00	0.03	2.74	0.51	
	598.6	0.00	1.01	-0.00	0.55	0.00	0.00	Mode 12
Mode 13	598.7	0.72	3.69	0.02	0.33	2.15	1.12	
	613.9	0.01	2.84	-0.00	0.70	0.08	0.17	Mode 14
Mode 15	626.3	1.38	0.95	-0.00	0.00	3.98	0.00	
	652.7	1.04	0.03	0.00	0.03	1.32	0.35	Mode 16
Mode 17	664.9	0.18	3.22	0.01	0.68	2.18	0.52	
	748.4	0.14	1.87	0.03	0.62	0.77	0.79	Mode 18
Mode 19	754.9	0.71	0.97	0.02	0.16	2.85	0.92	
	822.3	1.16	0.00	-0.00	0.00	3.63	0.00	Mode 20

Abb. 2.4: Sensitivitätsanalyse der ersten 20 Schwingungsformen der BSP. Die relativen Änderungen der Resonanzfrequenzen sind aufgelistet. Die Hintergrundfarbe der Zellen ist ein visueller Indikator der Größe der Änderung.

Die unbekanntes Steifigkeitselemente werden simultan mit einem Best-Fit-Algorithmus nach (BRITT & LUECKE 1973) bestimmt. Im ersten Schritt des Prozesses müssen Startwerte angenommen werden. Da es sich lediglich um grobe Schätzungen handelt, stimmt die Reihenfolge der experimentell bestimmten und der theoretisch berechneten Schwingungsformen nicht zwingend überein. Um sicherzustellen, dass nur die Frequenzen von jeweils zusammengehörenden Schwingungsformen zur Schätzung der elastischen Eigenschaften gebraucht werden, werden MAC Werte (MAIA & SILVA 1997) verwendet. Für jede experimentelle Schwingungsform wird die zugehörige analytisch bestimmte Form über den höchsten MAC-Wert identifiziert. Einander zugeordnete Schwingungsformen mit MAC-Werten unter einem bestimmten Grenzwert, werden als nicht zuverlässig klassifiziert und vom momentanen Iterationsschritt ausgeschlossen. Das Vorgehen ist detailliert in (GSELL et al.) beschrieben.

## 3 Experimente und Resultate

### 3.1 Bestimmung der elastischen Eigenschaften

Um die elastischen Eigenschaften zu bestimmen, müssen die Geometrie und das Gewicht der Platte bekannt sein. Die Platte wiegt 44 kg und die Dimensionen der untersuchten Struktur betragen  $2a=1,5$  m,  $2b=1.0$  m und  $2h=0.07$  m. Zudem müssen Schätzwerte für die nicht bestimmbar Eigenschaften angenommen werden. Da diese nur einen sehr kleinen Einfluss auf die Eigenschaften haben, können Werte aus der Literatur (z. B. (STAMER 1935)) entnommen werden. Die folgenden Werte werden verwendet:  $C_{12}=500$  N/mm<sup>2</sup>,  $C_{13}=200$  N/mm<sup>2</sup>,  $C_{23}=200$  N/mm<sup>2</sup> und  $C_{33}=500$  N/mm<sup>2</sup>.

Zuerst werden die aufgezeichneten Beschleunigungsdaten digital gefiltert. Aus den digitalisierten und gefilterten Daten werden die Resonanzfrequenzen und die Schwingungsformen bestimmt.

Zur Lösung des inversen Problems werden zusätzlich grobe Schätzungen der zu bestimmenden Parameter benötigt. Wie in Abb. 2.4 ersichtlich ist, sind die Schwingungsformen 1 und 4 dominant von einer einzigen elastischen Eigenschaft abhängig. Daraus können Schätzungen für  $C_{66}$  und  $C_{22}$  gewonnen werden. Die übrigen Parameter werden wiederum aus der Literatur entnommen. Basierend auf diesen geschätzten, elastischen Eigenschaften, werden Resonanzfrequenzen und Schwingungsformen mit Hilfe des Modells berechnet. Anschließend wird ein erster Satz MAC-Werte bestimmt, womit die einzelnen, experimentellen und analytischen Schwingungsformen einander zugeordnet werden. Als minimalen MAC-Wert, damit ein Paar als zulässig gilt, wird 0.95 angesetzt.

In einem ersten Iterationsschritt werden bessere Schätzwerte der  $C_{ij}$  bestimmt. Basierend auf diesen verbesserten Schätzwerten werden aktualisierte MAC-Werte berechnet und die Schwingungsformen neu zugeordnet. Diese Schleife wird so oft durchlaufen, bis die Änderungen der zu bestimmenden Parametern hinreichend klein sind. Wie in solchen Optimierungsprozessen zu erwarten, konvergieren die Schätzwerte asymptotisch. Die Startwerte und die optimierten Werte sind in Tab. 3.1 aufgelistet. Nach 10 Iterationen beträgt die größte Änderung in einem Parameter weniger als 0.001 %.

	Startwert [N/mm <sup>2</sup> ]		Endwert [N/mm <sup>2</sup> ]
$C_{11}$	7'000	→	8330
$C_{22}$	5'000	→	4730
$C_{44}$	400	→	540
$C_{55}$	100	→	95
$C_{66}$	600	→	747

Tab. 3.1: Startwerte und Endwerte des Algorithmus zur Bestimmung der elastischen Parameter.

In Tab. 3.2 sind alle Schwingungsformen aufgelistet, welche als gültig beurteilt wurden. Die 5 unbekanntenen Steifigkeitselemente wurden mit 12 Schwingungsformen bestimmt. Die Unterschiede zwischen den experimentell bestimmten und den mit den gefundenen Steifigkeiten berechneten Resonanzfrequenzen betragen maximal 1.5 %. Die Genauigkeit der berechneten Resonanzfrequenzen ist auch im oberen Frequenzbereich sehr gut. Zudem ist kein Trend zur Über- oder Unterschätzung der Frequenzen ersichtlich. Dies ist ein starkes Indiz dafür, dass sowohl das angenommene Platten- als auch das Materialmodell die Physik hinreichend genau beschreiben.

	$f_{\text{experimentell}}$ [Hz]	$f_{\text{theoretisch}}$ [Hz]	Fehler [%]	MAC
Mode 01	61.3	61.42	-0.21	1.00
Mode 02	127.5	127.42	0.10	0.98
Mode 03	168.7	169.02	-0.17	1.00
Mode 04	233.3	234.14	-0.38	1.00
Mode 05	256.9	256.49	0.16	0.96
Mode 06	286.4	284.81	0.54	0.95
Mode 07	318.6	317.85	0.25	0.98
Mode 08	333.5	330.82	0.82	0.97
Mode 10	456.3	461.18	-1.06	0.96
Mode 11	484.1	490.02	-1.22	0.98
Mode 16	652.7	643.22	1.48	0.95
Mode 17	665.0	666.33	-0.21	0.97

Tab. 3.2: Schwingungsmoden, die zur Bestimmung der elastischen Eigenschaften verwendet wurden.

### 3.2 Validierung mit statischem Versuch

Um die ermittelten elastischen Parameter zu verifizieren wurde ein statischer Biegeversuch durchgeführt. Alle Ränder der hierfür verwendeten, quadratischen Platte waren einfach aufgelagert. Die Lager wurden so konstruiert, dass ein Abheben der Ecken nicht möglich war. Die Plattendimensionen betragen  $2a=2b=2.45$  m. Da die kleinere Platte, an welcher die dynamischen Versuche durchgeführt wurden (Abb. 3.1, grauer Bereich), aus dieser größeren Platte herausgeschnitten wurde, hat sie dieselbe Plattenstärke und denselben Aufbau. Mit einem servohydraulischen Zylinder wurde eine Punktlast von 45 kN senkrecht zur Platte aufgebracht. Der Kraftangriffspunkt lag im Viertelpunkt der Platte, wie dies in Abb. 3.1 ersichtlich ist. Die Durchbiegungen wurden an drei Punkten  $M_1$ - $M_3$  gemessen.

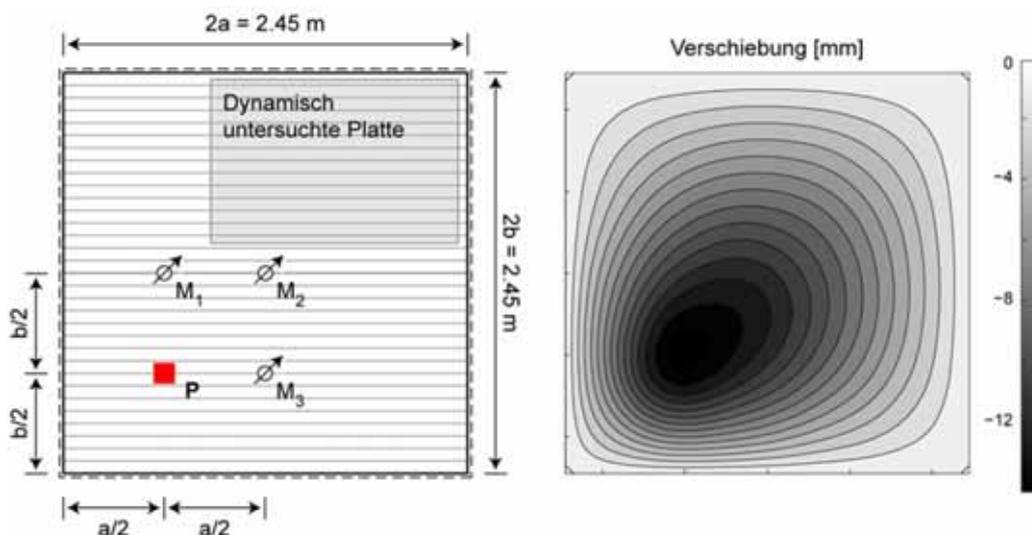


Abb. 3.1: Statischer Biegeversuch an einer BSP. Links sind die Messpunkte und der Punkt der Kraft-einleitung eingezeichnet. Der grau markierte Bereich entspricht der ausgeschnittenen Platte, an welcher die dynamischen Versuche durchgeführt wurden. Rechts ist das Verschiebungsfeld infolge einer Punktlast von 45 kN dargestellt.

Der statische Versuch wurde mit dem Plattenmodell nach Reddy numerisch nachgebildet. Der Simulation liegen die dynamisch bestimmten, elastischen Eigenschaften zu Grunde. Die aufgebrachte äußere Kraft wurde als Punktlast angenommen. Das resultierende Verschiebungsfeld ist in Abb. 3.1 dargestellt.

In Tab. 3.3 sind die berechneten und die gemessenen Durchbiegungswerte miteinander verglichen. Die berechneten Verschiebungen unterschätzen die gemessenen um ca. 6 %. Neben experimentellen Unsicherheiten kann dieser Unterschied erklärt werden, wenn man die dynamisch bestimmten, elastischen Eigenschaften betrachtet. Die Durchbiegungen sind linear von den elastischen Eigenschaften abhängig. Das heißt auch, dass die dynamisch bestimmten Parameter um 6 % zu hoch ermittelt wurden. Aufgrund des Unterschiedes der Dehnungsraten, wie sie in den dynamischen Versuchen verglichen zum statischen Test auftreten, wird die Abhängigkeit der elastischen Eigenschaften von den Belastungsgeschwindigkeiten bemerkbar. Dieses Ergebnis deckt sich mit Aussagen aus der Literatur (z. B. (MACHEK et al. 2001)).

	Experiment [mm]	Simulation [mm]	Fehler [%]
$M_1$	11.91	11.27	5.38
$M_2$	10.75	9.93	7.6
$M_3$	11.24	10.56	6.09

Tab. 3.3: Vergleich der gemessenen und berechneten Durchbiegungen für die 3 Messstellen.

## 4 Schlussfolgerungen

Ein voll automatischer Algorithmus zur Bestimmung von elastischen Eigenschaften in orthotropen, dicken Platten wurde vorgestellt. Eine kreuzweise verklebte BSP wurde untersucht. Es wurde ein homogenisiertes, linear elastisches Materialverhalten angenommen. Der Algorithmus basiert auf folgenden Schritten:

- Die Resonanzfrequenzen und Schwingungsformen werden mit der experimentellen Modalanalyse bestimmt.
- Ein orthotropes, linear elastisches Modell der Platte, basierend auf Reddy's Theorie und ein nichtlinearer Optimierungsalgorithmus zur Bestimmung der gesuchten Materialeigenschaften werden verwendet.
- Basierend auf den MAC-Werten werden die Schwingungsformen einander zugeordnet.

Fünf elastische Parameter konnten mit 12 Biegeschwingungsformen der Platte zuverlässig bestimmt werden. Die kleinen Unterschiede zwischen experimentell und theoretisch bestimmten Frequenzen zeigen, dass das verwendete Material- und Plattenmodell das mechanische Verhalten solcher kreuzweise verklebter Holzplatten hinreichend genau beschreibt. Die bestimmten, elastischen Materialeigenschaften wurden mit einem statischen Biegeversuch verifiziert.

## 5 Ausblick

Das an quadratischen, 70 mm dicken Platten mit den Aufbauten 10/50/10 mm und 25/20/25 mm erfolgreich angewandte Verfahren soll an Platten mit anderen geometrischen Abmessungen und anderen Aufbauten erprobt werden.

Außerdem will man die Einflüsse der Lagerung der Platten während der dynamischen Messungen sowie von größeren Löchern in den Platten untersuchen. Der Vorgang zur Bestimmung der Steifigkeiten von BSP soll vereinfacht, die Anzahl der Messpunkte auf ein Minimum reduziert werden.

## 6 Literatur

- [1] AKAIKE, H. 1974, New Look at Statistical-Model Identification. *IEEE Transactions on Automatic Control*. AC19 (6), 716-723.
- [2] BRITT, H.I.; LUECKE, R.H. 1973, Estimation of Parameters in Nonlinear, Implicit Models. *Technometrics*. 15 (2): 233-247.
- [3] BUCUR, V.; ARCHER, R.R. 1984: Elastic-Constants for Wood by an Ultrasonic Method. *Wood Science and Technology*. 18 (4), 255-265.
- [4] CHIMENTI, D. 1997, Guided waves in plates and their use in materials characterization. *Applied mechanics reviews*. 50 (5), 247-284.
- [5] DITRI, J.J. 1994, On the Determination of the Elastic-Moduli of Anisotropic Media from Limited Acoustical Data. *Journal of the Acoustical Society of America*. 95 (4), 1761-1767.
- [6] FREDERIKSEN, P.S. 1997, Experimental procedure and results for the identification of elastic constants of thick orthotropic plates. *Journal of Composite Materials*. 31 (4), 360-382.
- [7] FREDERIKSEN, P.S. 1997, Numerical studies for the identification of orthotropic elastic constants of thick plates. *European Journal of Mechanics a-Solids*. 16 (1), 117-140.
- [8] GSELL, D.; DUAL, J. 2004, Non-destructive evaluation of elastic material properties in anisotropic circular cylindrical structures. *Ultrasonics*. 43 (2): 123-132.
- [9] GSELL, D.; FELTRIN, G.; SCHUBERT, S.; STEIGER, R.; MOTAVALLI, M. NDE of Elastic Material Properties of Cross-Laminated Timber Plates. 2006 accepted for publication the *ASCE Journal of Structural Engineering*.
- [10] HUA, Y.; SARKAR, T.K. 1990, Matrix Pencil Method for Estimating Parameters of Exponentially Damped Undamped Sinusoids in Noise. *IEEE Transactions on Acoustics Speech and Signal Processing*. 38 (5), 814-824.
- [11] LARSSON, D. 1997, Using modal analysis for estimation of anisotropic material constants. *Journal of Engineering Mechanics-ASCE*. 123 (3), 222-229.
- [12] MACHEK, L.; MILITZ, H.; SIERRA-ALVAREZ, R. 2001, The use of an acoustic technique to assess wood decay in laboratory soil-bed tests. *Wood Science And Technology*. 34 (6), 467-472.
- [13] MAIA, N.M.M.; SILVA, J.M.M. 1997: Theoretical and experimental modal analysis. Taunton, Somerset, England, Research Studies Press [etc.].
- [14] MINDLIN, R.D. 1951, Influence of Rotatory Inertia and Shear on Flexural Motions of Isotropic, Elastic Plates. *Journal of Applied Mechanics-Transactions of the ASME*. 18 (1), 31-38.
- [15] REDDY, J.N. 1984, A Simple Higher-Order Theory for Laminated Composite Plates. *Journal of Applied Mechanics-Transactions of the ASME*. 51 (4), 745-752.
- [16] REDDY, V.U.; BIRADAR, L.S. 1993, Svd-Based Information-Theoretic Criteria for Detection of the Number of Damped Undamped Sinusoids and Their Performance Analysis. *IEEE Transactions on Signal Processing*. 41 (9), 2872-2881.
- [17] ROSE, J.L. 1999, Ultrasonic waves in solid media. Cambridge, Cambridge University Press.
- [18] STAMER, J. 1935, Elastizitätsuntersuchungen an Hoelzern. *Ingenieur-Archiv*. VI (1), 1-8.

## **E Forschung an der EMPA – Statische Versuche an BSP-Plattenstrukturen**

**Ch. Czaderski, S. Olia, R. Steiger**



seit 1997

Dipl. Bauing. FH/ETH Christoph Czaderski

Mitarbeiter der EMPA,  
Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research,  
Structural Engineering Research Laboratory, Gruppenleiter



seit 1990

Dipl. Bauingenieur ETHZ Said Oila

Mitarbeiter der EMPA,  
Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research,  
Structural Engineering Research Laboratory



seit 1999

Dr. sc. techn. Dipl. Bau-Ing ETH René Steiger

Mitarbeiter der EMPA,  
Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research,  
Wood Laboratory, Leiter der Gruppe Holzbau

## 1 Einleitung

Die Empa führte im Rahmen eines Teilprojektes eines KTI Projektes (Förderagentur für Innovation in der Schweiz) großmaßstäbliche Versuche an Brettsperrholzplatten (BSP) durch. Das KTI Projekt bestand aus zwei Teilen: Im Projektkomplex I wurden Ultraschallmessungen, Balken- und Plattenversuche an dreischichtigen BSP durchgeführt sowie ein Vorschlag für Berechnungsmethoden für die Praxis ausgearbeitet [1][2]. Im Projektkomplex II wurden Verbindungen für BSP untersucht [3].

Projektleiter des gesamten Projektes war Prof. Dr. Peter Niemz von der ETH Zürich. Weitere Projektpartner waren die Fachhochschule Biel, die Plattenproduzenten Schilliger Holz AG in Küssnacht a. R. und Pius Schuler AG in Rothenthurm, sowie die Firmen Purbond AG und SFS unimarket AG.

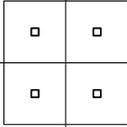
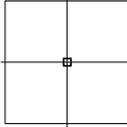
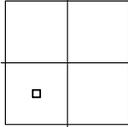
Der vorliegende Beitrag hat die Plattenversuche zum Thema, die von der Empa durchgeführt wurden. Die Versuche sind im Zeitschriftenartikel [4] ausführlicher beschrieben.

## 2 Versuchs- und Messeinrichtung

Es wurden 24 großmaßstäbliche Versuche (Tab. 2.1) an dreischichtigen BSP-Platten aus Fichtenholz (Abb. 2.1) durchgeführt. Die Versuchsparameter waren:

- Drei verschiedene Laststellungen: vier Einzellasten zur Simulation einer gleichmäßig verteilten Flächenlast sowie jeweils eine Einzellast zentrisch und exzentrisch in einem der Plattenquadranten
- Zwei Plattenaufbauten: 10/50/10 und 25/20/25 mm
- Plattenprodukte von zwei verschiedenen Herstellern

Jede gewählte Parameterkombination wurde jeweils dreimal durchgeführt (Tab. 2.1).

Versuchsnummer	Laststellung			
				
Plattenaufbau	10/50/10mm	25/20/25mm	10/50/10mm	10/50/10mm
Produkt A	1-3	4-6	7-9	10-12
Produkt B	13-15	16-18	19-21	22-24

Tab. 2.1: Versuchsprogramm

Die quadratischen Platten mit den Abmessungen 2.5 x 2.5 x 0.07 m waren allseitig liniengelagert. Abb. 2.2 zeigt das seitliche Einschieben einer Platte in den Versuchsrahmen. Der rundum laufende Stahlrahmen (siehe Abb. 2.3 und Abb. 2.4) war so konstruiert, dass eine Verdrehung um die Auflagerachse und horizontale Verschiebung möglich, dagegen eine vertikale Verschiebung nach oben oder unten verhindert war. Die Linienlagerung war 50 mm breit, so dass die Auflagerachse 25 mm vom Plattenrand entfernt war. Die theoretische Spannweite betrug somit in beiden Richtungen 2450 mm (Abb. 2.5). Der Versuchsaufbau in der Prüfhalle der Empa ist in Abb. 2.6 ersichtlich.

Die Lasten wurden mit Öldruckzylindern mittels Stahlplatten mit den Abmessungen 15/15 cm auf die BSP aufgebracht (Abb. 2.7, Abb. 2.8).

Die Kraft wurde über eine Stahlkugel übertragen, so dass sich die Stahlplatte verdrehen konnte. Unter den Stahlplatten waren 5 mm dicke Pavatexplatten angeordnet. Bei der maximalen Bruchlast waren Pressungen unter den Stahlplatten in der Größenordnung von 4 N/mm<sup>2</sup> vorhanden. Die Belastungsversuche wurden zweistufig durchgeführt.



Abb. 2.1: BSP Platten gelagert in einem Klimaraum der Empa



Abb. 2.2: Einschieben einer BSP Platte in die Versuchseinrichtung

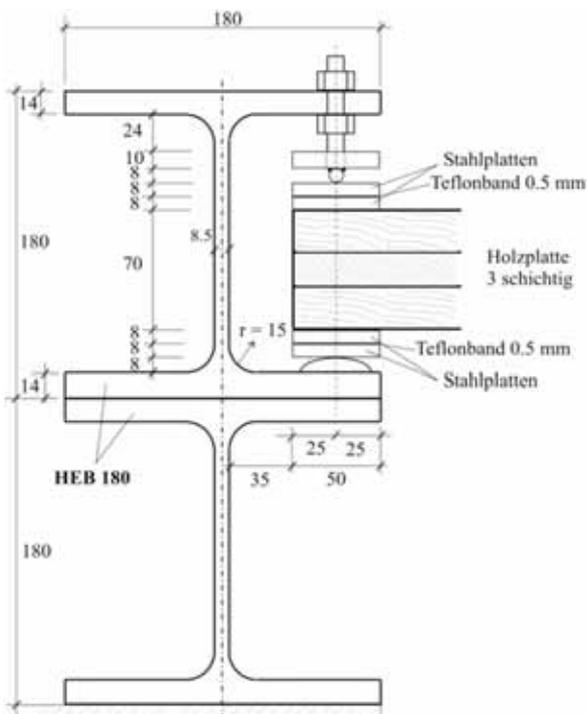


Abb. 2.3: Detail der Lagerung der BSP



Abb. 2.4: Eckdetail der Linienlagerung

In einer ersten Phase wurde die Platte stufenweise bis zu einer maximalen Last von 30 kN (45 kN bei exzentrischer Einzellast) pro Zylinder belastet und wieder entlastet. Während dieser Phase wurden manuelle Messungen mit Messuhren (Abb. 2.5, Abb. 2.10) und so genannten Deformetern (Abb. 2.9, Abb. 2.10) durchgeführt. Ein Deformeter misst eine Längenänderung über eine bestimmte Messlänge, woraus eine mittlere Dehnung berechnet werden kann.

In der zweiten Phase wurde die Belastung kontinuierlich bis zum Bruch aufgebracht. Während dieser Belastungsphase konnten die manuellen Messungen nicht mehr durchgeführt werden. Es wurden jedoch weiterhin, wie schon bei der ersten Belastungsphase, elektronische Messungen mit einem Seilzugsensor und einem Kraftaufnehmer gemacht.

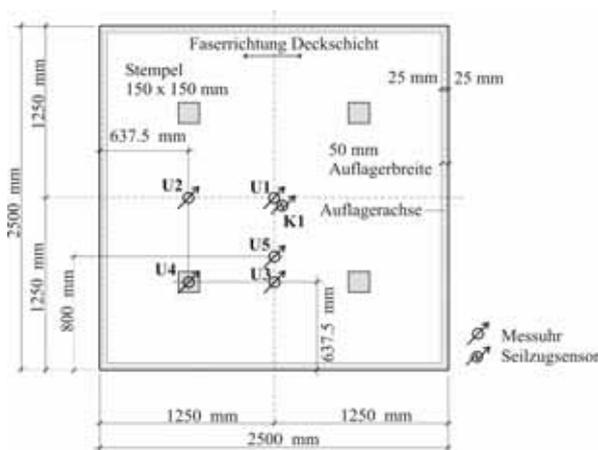


Abb. 2.5: Geometrie der Versuchseinrichtung und Lage der Messstellen für die Verformungsmessungen am Beispiel der Versuche mit 4 Einzellasten



Abb. 2.6: Versuchsaufbau in der Prüfhalle der Empa

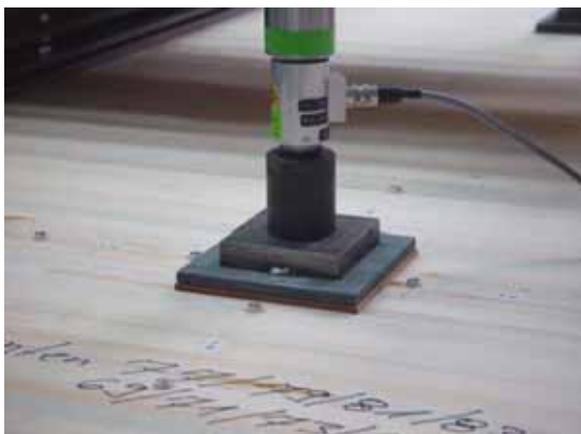


Abb. 2.7: Lasteinleitung mit Stahlplatte 15/15cm und 5 mm dicker Pavatex Unterlage



Abb. 2.8: Belastete BSP Platte mit gegenüber einer Referenzplatte sichtbarer Durchbiegung



Abb. 2.9: Dehnungsmessungen mit Deformeter an Plattenoberseite



Abb. 2.10: Dehnungsmessungen mit Deformeter an Plattenunterseite, Messuhren für Durchbiegungsmessungen

### 3 Ergebnisse

Als Beispiel sind in Abb. 3.1, Abb. 3.2 und Abb. 3.3 einige gemessene Plattendurchbiegungen dargestellt. Der Messwert ist der Mittelwert aus drei Versuchen. Zusätzlich sind noch die Resultate von FE-Berechnungen eingetragen.

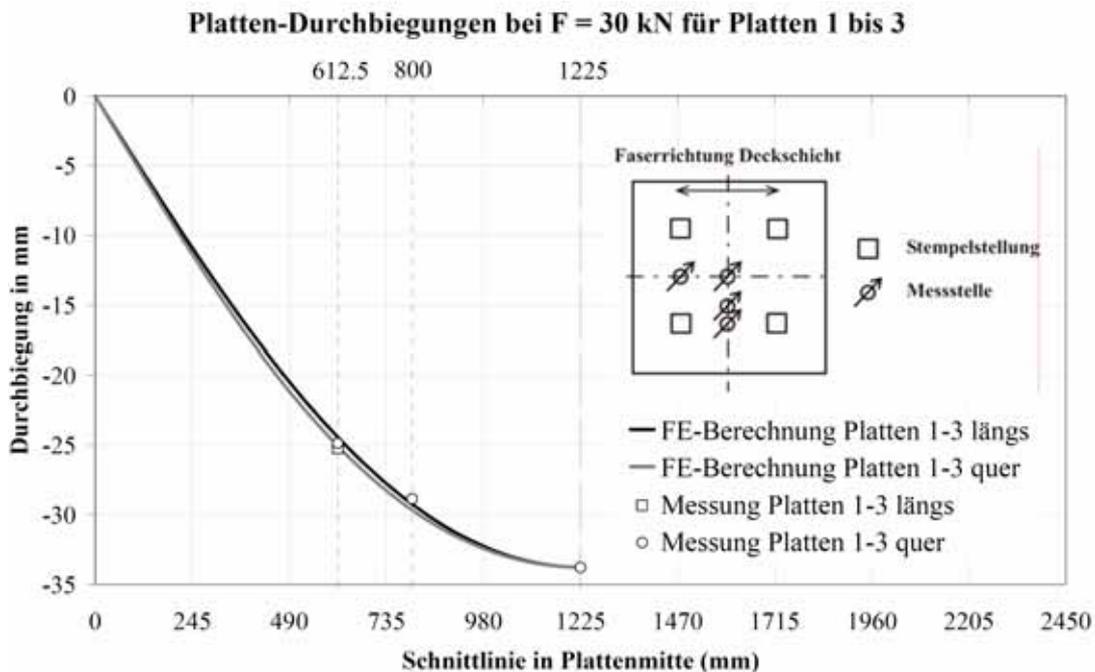


Abb. 3.1: Vergleich: Messungen mit Messuhren und FE-Berechnungen, Plattenaufbau 10/50/10 mm

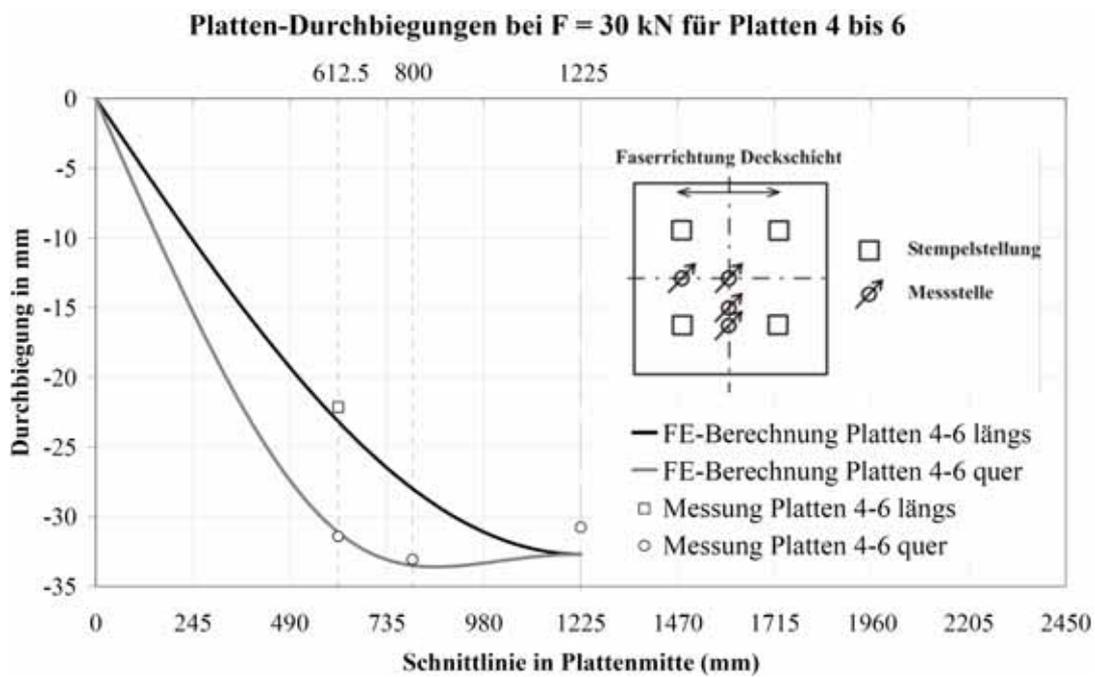


Abb. 3.2: Vergleich: Messungen mit Messuhren und FE-Berechnungen, Plattenaufbau 25/20/25 mm

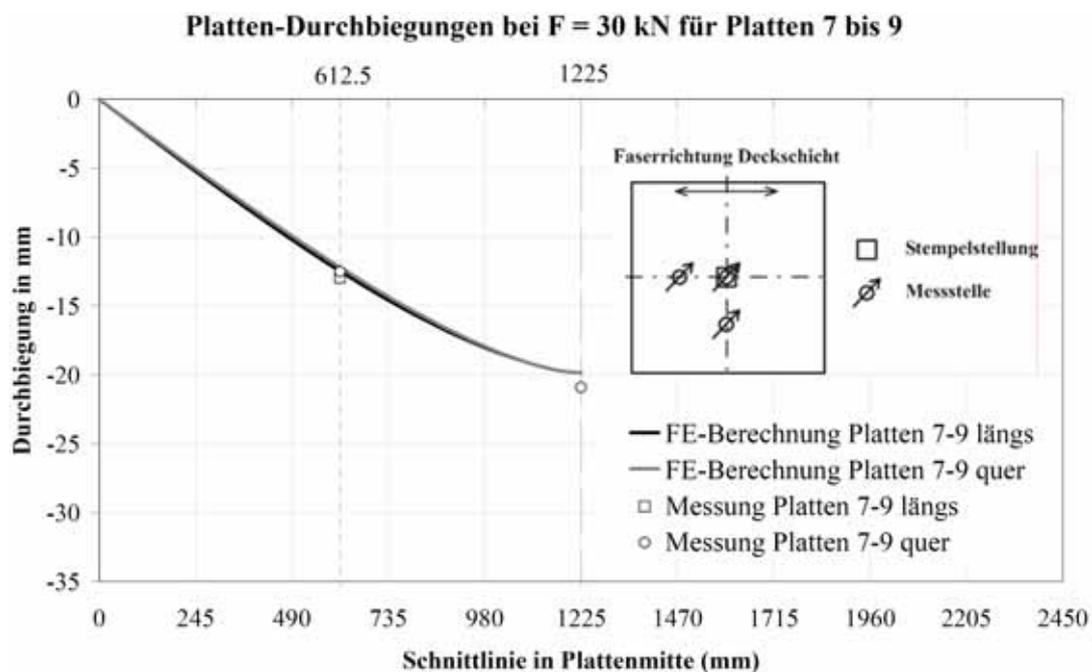


Abb. 3.3: Vergleich: Messungen mit Messuhren und FE-Berechnungen, Plattenaufbau 10/50/10 mm, zentrische Einzellast

Der Einfluss des unterschiedlichen Plattenaufbaus (Platten 1-3 in Abb. 3.1 mit 10/50/10 mm und Platten 4-6 in Abb. 3.2 mit 25/20/25 mm) auf die Verformung der Platten ist deutlich erkennbar. Der Plattenaufbau 10/50/10 mm ergibt einheitliche Durchbiegungslinien in beide Richtungen, der Plattenaufbau 25/20/25 mm dagegen nicht. Die maximale Durchbiegung liegt in diesem Fall nicht mehr in Plattenmitte. Der Betrag der Durchbiegung liegt aber für beide Plattenaufbauten in der gleichen Größenordnung von 30 bis 35 mm. Das unterschiedliche Verhalten deutet darauf hin, dass der Plattenaufbau 10/50/10 mm eine bessere Plattentragwirkung hat als der Plattenaufbau 25/20/25 mm. Abb. 3.3 zeigt die Verformung bei einer zentrischen Einzellast mit einem Plattenaufbau von 10/50/10 mm. Auch hier zeigt sich, dass bedingt durch den Plattenaufbau mit ähnlichen Steifigkeiten in beiden Richtungen ähnliche Durchbiegungslinien in beiden Richtungen resultieren.

Die Belastung in Abb. 3.1 und Abb. 3.2 beträgt  $4 \times 30$  kN, was umgerechnet einer gleichmäßig verteilten Flächenlast von  $20 \text{ kN/m}^2$  entspricht. Bei einer (im Hochbau typischen) Nutzlast von  $2 \text{ kN/m}^2$  ist somit eine Durchbiegung in der Größenordnung von 3 mm zu erwarten. Übliche Durchbiegungslimitierungen von  $1/300$  (Spannweite 2450 mm) würden 8.2 mm zulassen. Dies zeigt, dass die Platten ein gutes Durchbiegungsverhalten haben.

## 4 Berechnungsmodelle

Bei Brettsperrholzplatten sind folgende Einflussfaktoren zu berücksichtigen:

- Plattentragwirkung und
- Schubverformung

Im Rahmen des Projektes wurden verschiedene Berechnungsmethoden mit den Versuchen verglichen und ein Berechnungsvorschlag für die Praxis ausgearbeitet. Einerseits wurden Berechnungsmodelle für die orthogonalen Steifigkeiten („verschmierte“ Steifigkeiten) von BSP und andererseits die Modelle zur Plattenberechnung wie Plattenstreifen, Trägerroste, FE-Modelle usw. untersucht.

Der ausgearbeitete Berechnungsvorschlag besteht darin, dass Anwendungsgrenzen für die einfachste Berechnungsmethode mit einem Plattenstreifen in Haupttragrichtung zusammen mit der Sperrholzanalogie angegeben werden. Weiter werden für gedrungene Platten bei denen die Schubverformungen einen bedeutenderen Einfluss haben, Formeln zur Berechnung der Verformung angegeben. Bei Fällen in welchen die Plattentragwirkung eine große Rolle spielen, wie z. B. bei quadratischen Grundrissen und bei Einzellasten, wird die Anwendung von FE-Plattenprogrammen empfohlen und es werden Hilfestellungen zu deren Anwendung gegeben.

## 5 Erkenntnis

Die Versuche im Großmaßstab an allseitig gelagerten Brettsperrholzplatten liefern wertvolle Erfahrungen zum Einsatz als Platte im konstruktiven Ingenieurbau. Diese Erfahrungen der Empa sollten bei der Ausarbeitung von Richtlinien oder Normen zum Einsatz von Brettsperrholzplatten berücksichtigt werden.

## 6 Literatur

- [1] Howald, M. and P. Niemz, Komplex I, Berechnungsmodelle für Massivholzplatten, Teil 1: Ermittlung mechanischer Eigenschaften anhand von Ultraschall-Messungen und Biegeversuchen an Kleinproben, KTI Projekt 5927.2, Bericht. 2006, ETH Zürich, Institut für Baustoffe.
- [2] Czaderski, C., S. Olia, R. Steiger, and A. Gülzow, Komplex I, Berechnungsmodelle für Massivholzplatten, Teil 2: Berechnungsmodelle, KTI Projekt 5927.2, Bericht. 2006, Empa Dübendorf, Schweiz.
- [3] Howald, M. and C. Sigrist, Komplex II, Verbindungen für Massivholzplatten, Zusammenfassung, KTI Projekt 5927.2, Bericht. 2006, ETH Zürich, Institut für Baustoffe und HSB Biel.
- [4] Czaderski, C., R. Steiger, M. Howald, S. Olia, and P. Niemz, Versuche an allseitig gelagerten Brettsper Holzplatten. Holz als Roh- und Werkstoff, eingereicht Juli 2006, im Review Prozess.

# **F Forschung an der TU Graz – Spannungs- und Verformungsberechnung für BSP-Plattenstrukturen (Englisch)**

**Mechanics of Cross-Laminated Timber Plates under Uniaxial Bending**  
WCTE, 2006, Portland

**W. Guggenberger, T. Moosbrugger**



Ao.Prof. DI Dr. techn. Werner Guggenberger

1991

Promotion an der TU Graz

seit 1987

Mitarbeiter am Institut für Stahlbau und Flächentragwerke der TU Graz



DDI Thomas Moosbrugger

2004

Abschluss des Bauingenieurstudiums an der TU Graz

seit 2005

Wissenschaftlicher Assistent am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz

## Summary

Cross-laminated timber plates have come into increasing use in modern European engineering timber structures. These structural elements may be exposed to in-plane or out-of-plane loading. This paper deals with the analysis of the transverse bending behaviour considering the specific internal structure of these elements. Deformation-based formulations of the basic plate equations were derived for the general case of bi-axial bending. The validity of the present multi-layer formulation is restricted to the case of continuous homogeneously structured layers, i.e. with continuous rigid in-plane connection of neighbouring boards. For the special case of uni-axial bending the system of equilibrium differential equations is explicitly derived, for arbitrary number of orthotropic layers. Semi-analytical solutions are worked out for the basic configuration of a three-layer plate (trio-plate) on the basis of Fourier discretization which yields compact formulae for all relevant system quantities. The results are non-dimensionally represented with reference to the classical multi-layer plate without transverse shear deformation and compared with solutions for a simple approximate model introduced by Kreuzinger.

## 1 Introduction

Cross-laminated timber plates have come into increasing use in modern European engineering timber structures. Cross-laminated timber (CLT) plates represent multi-layer plate structures consisting of a sequence of board layers in thickness direction with alternating orthogonal orientation of neighbouring board layers (Fig. 1.1). The boards within each layer have parallel orientations. The stacking sequence of the layers in thickness direction is usually symmetric with respect of the plate mid-plane.

The parallel boards within the single layers are usually arranged side-by-side, i.e. without intended spacing (Fig. 1.1.a). The narrow board faces are in direct contact but without being glued to each other. This represents a characteristic feature of CLT plate-like structural elements. Sometimes the boards within the single layers may be glued at their narrow faces. This may result in improved building-physical properties, however, we propose to neglect any possible improvement of the mechanical behaviour of the board layers for reasons of safety and in this way to account for the inherent uncertainty of the long-term joint quality. Alternatively, there may be regular intended spacings between the narrow faces of neighbouring boards which results in well-defined interface conditions (Fig. 1.1.b). The boards of neighbouring layers are rigidly connected by glueing the wide faces across their common contact areas. The rigid glued connections of the layers may optionally be replaced by flexible connections (e.g. mechanical fasteners) but this is rarely utilized in practical plate structures.

The industrial production of CLT plate elements is currently limited to 16.5 m length and 3.5 m width, the limits being imposed by machine equipment and transport considerations. The minimum number of plate layers is clearly three, average values in industrial practice range from 3 to 7 with a standard value of 5. However, the maximum number of layers can go up as far as about 30 in exceptional cases. In this case the related maximum plate thickness amounts to about 60 cm. These size restrictions are dictated by the applied fabrication procedures.

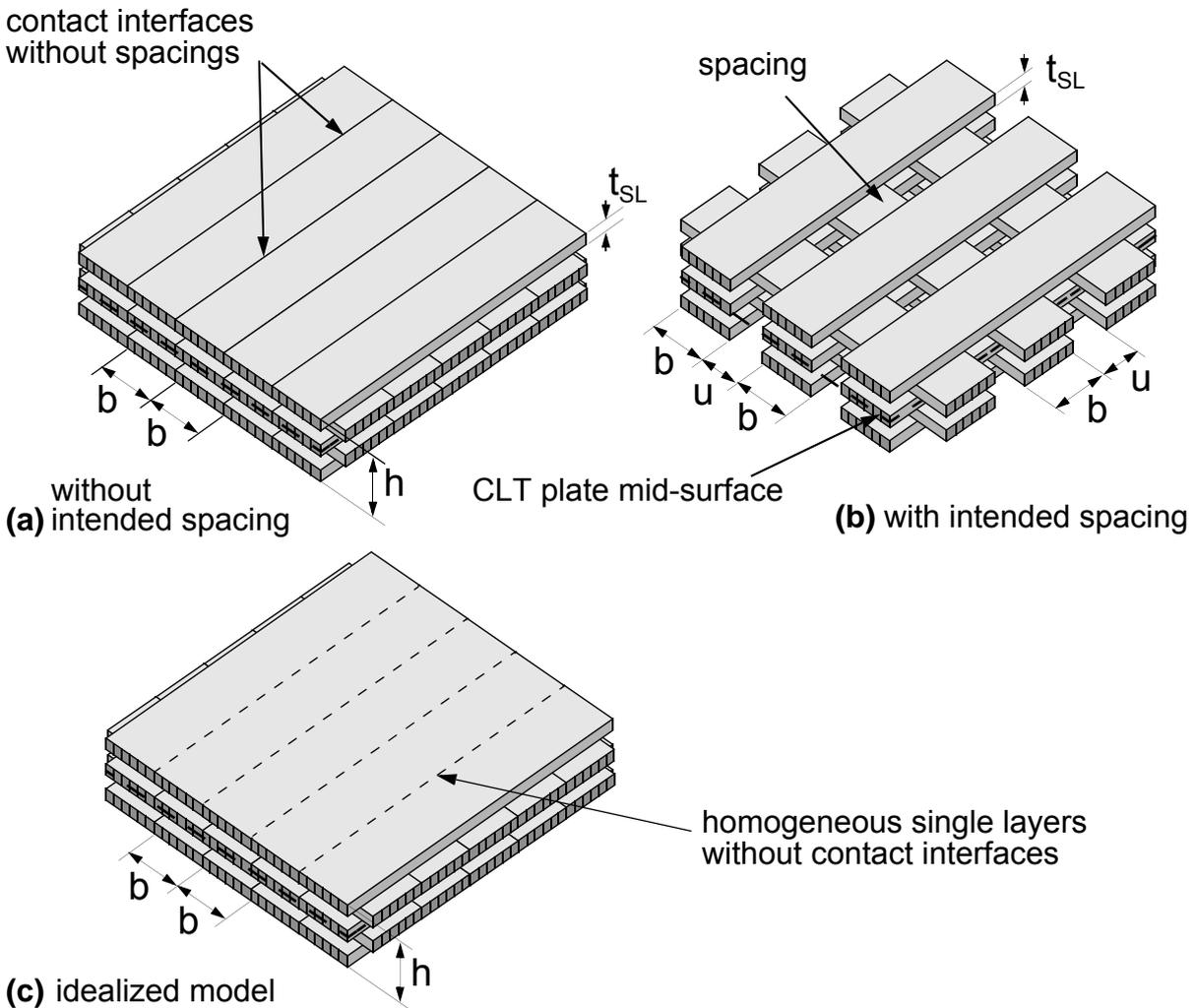


Fig. 1.1: CLT plate elements with discrete board layers (a) without intended spacing  $u=0$ , (b) with intended spacings  $u>0$ , (c) idealized model with continuous homogeneous layers

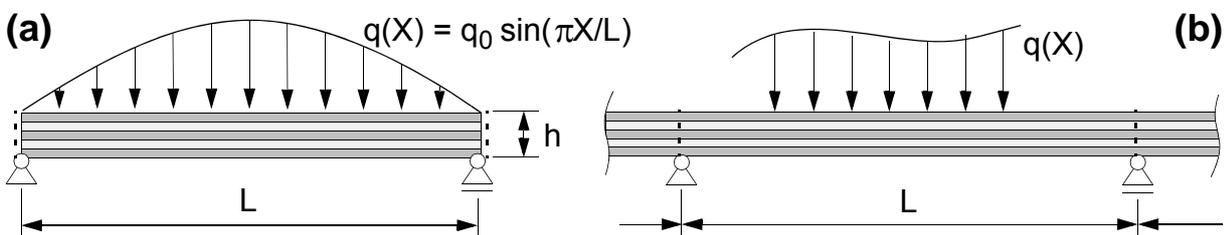


Fig. 1.2: CLT plate in uni-axial bending: (a) sinusoidal distributed loading, (b) general loading

The CLT structural elements may be exposed to in-plane or out-of-plane loading. This paper deals with the analysis of the *transverse bending behaviour* considering the specific internal structure of these elements (Fig. 1.2). Deformation-based formulations of the basic plate equations are derived for the

general case of bi-axial bending. The validity of the present multi-layer two dimensional formulation is restricted to the idealized case of homogeneously built-up layers, i.e. with layers exhibiting continuous rigid in-plane connection of neighbouring boards at their narrow faces (Fig. 1.1.c).

It may be noted that these rigid in-plane connections are in obvious contradiction to the actual mechanical properties of classical CLT plate elements as described before. The reason is that it is very difficult and elaborate to theoretically establish multi-layer plate models which exhibit the distinct features of layers with regularly distributed discrete parallel contact interfaces. More advanced thickness kinematical descriptions have to be developed for this situation. Currently there are no such models available. However, for the special case of *uni-axial bending* the aforementioned peculiarities do not apply since plate twist effects do not occur (plate bending only) and the original two-dimensional multi-layer formulation is directly applicable. The system of equilibrium differential equations is explicitly derived for the two-dimensional case, for arbitrary number of orthotropic layers, and later on specified to the one-dimensional case. Semi-analytical solutions are worked out for the basic configuration of a three-layer beam or plate-strip (trio-plate) on the basis of Fourier discretization. This yields compact analytical formulae for all relevant system quantities. The results are represented in non-dimensional form, by relating them to the classical multi-layer Kirchhoff plate. These solutions are compared with simple approximate model solutions introduced by Kreuzinger [2].

## 2 Two-dimensional multi-layer Reissner-Mindlin plate model

### 2.1 Basic strategy and model assumptions

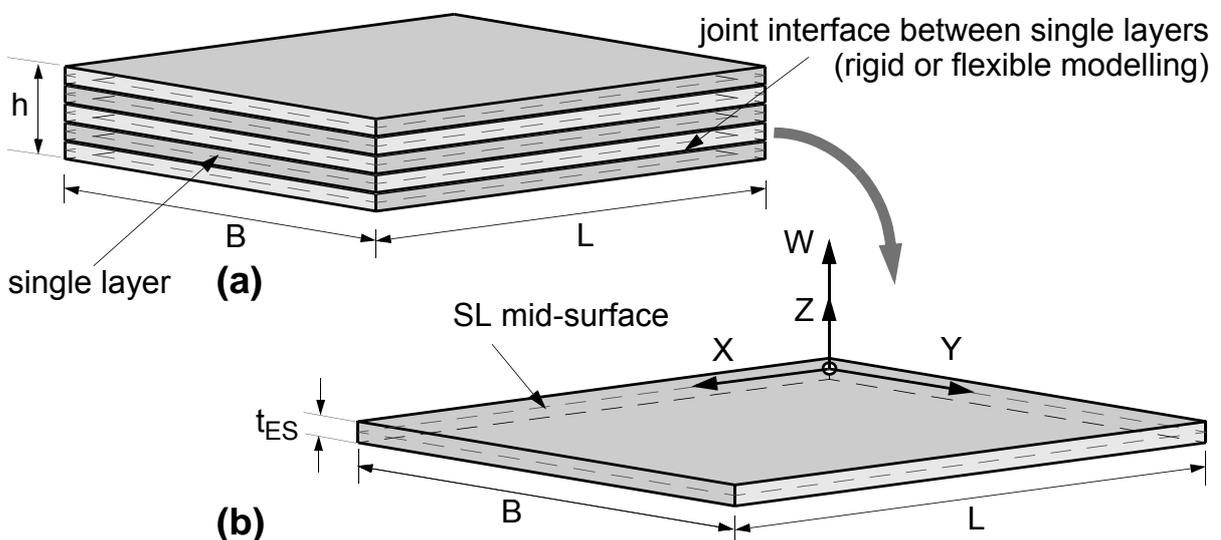


Fig. 2.1: Terminology and definitions for the single layer; (a) CLT plate element with five layers, (b) single plate layer (SL)

In the following the basic strategy of mechanical modelling and derivation of the basic equations for the multi-layer cross-laminated timber plate is presented. As already pointed out in the introduction we restrict ourselves to single layers (SL) with arbitrary orthotropic behaviour, depending on the board orientation, but otherwise homogeneous internal structure across the SL mid-surface (Fig. 2.1). By this

way the characteristic effects of the discrete board interfaces within the single layers cannot be modelled but the idealized case of CLT plates with rigidly connected contact interfaces within the single layers only can be modelled. The underlying reason for this restriction is of formal nature and corresponds to the chosen modelling of the single layers as separate transverse-shear flexible classical Reissner-Mindlin plates with optional elastic orthotropic interfaces between the single layers. The interaction between the single layers in thickness direction is modelled as two-dimensional continuous rigid or flexible connection. This advanced modelling by flexibly connected Reissner-Mindlin plate layers enables the accurate representation of the mechanical behaviour of plates with complex lamination layout as was demonstrated in [3]. This modelling is sufficient for the subsequent application to the simpler case of uni-axial plate bending, i.e. in the direction of the principal board orientation (plate strip solution). These model assumptions are briefly summarized below:

- The single layers are considered as separate transverse-shear flexible Reissner-Mindlin plates
- The single layers are loaded by distributed in-plane and out-of-plane loading and distributed moment loading as well, caused by the interface shear forces between neighbouring layers.
- The outer boundaries of the SL plate elements are supported by ideal vertical diaphragms.
- Linear elastic orthotropic elasticity is assumed for the material behaviour of plates and joints.
- The elastic orthotropic joint behaviour is described by a 3 x 3 joint material stiffness matrix which permits the representation of flexible or rigid joints between neighbouring boards layers.
- A right-handed orthogonal coordinate system is assumed within each plate layer with the positive Z-direction pointing upwards.

## 2.2 System of differential equations for the single layer (SL)

According to our basic strategy we first have to derive the basic equations for the single plate layers. Then we combine the systems of differential equations for the stack of separate layers, each with five independent degrees of freedom and related five types of distributed loadings (Eqn. 2-1), by the algebraic (10 x 10) stiffness matrices of the joint interfaces to form the complete (5n x 5n) system of differential equations for the complete CLT structure with an arbitrary number of 'n' layers.

$$\mathbf{U}^T = [U \ V \ W \ \beta_x \ \beta_y], \text{ and } \mathbf{p}^T = [p_x \ p_y \ p_z \ m_x \ m_y] \quad [2-1]$$

- **Elastic orthotropic material formulation for the single layer**

$$\mathbf{D}_{SL} = \begin{bmatrix} \mathbf{D}_{IN} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{D}_{OUT} \end{bmatrix} \text{ with} \quad [2-2]$$

$$\mathbf{D}_{IN} = \begin{bmatrix} tE_0 \cdot \begin{bmatrix} \sqrt{\frac{E_{II}}{E_{\perp}}} v_{ortho} \\ \sqrt{\frac{E_{\perp}}{E_{II}}} v_{ortho} \end{bmatrix} & 0 \\ v_{ortho} \sqrt{\frac{E_{\perp}}{E_{II}}} & 0 \\ 0 & 0 & tG_{II} \end{bmatrix} \text{ and } \mathbf{D}_{OUT} = \begin{bmatrix} \frac{t^3}{12} E_0 \cdot \begin{bmatrix} \sqrt{\frac{E_{II}}{E_{\perp}}} v_{ortho} \\ v_{ortho} \sqrt{\frac{E_{\perp}}{E_{II}}} \end{bmatrix} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{t^3}{12} G_{II} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & t\bar{G}_{XZ} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & t\bar{G}_{YZ} \end{bmatrix} \quad [2-3]$$

$$E_0 = E_{ORTHO} = (\sqrt{E_{II} \cdot E_{\perp}}) / (1 - v_{ortho}^2); \quad v_{ORTHO} = \sqrt{v_{II} \cdot v_{\perp}} \quad [2-4]$$

The elastic (8 x 8) material stiffness matrix  $\mathbf{D}$  of the single plate layer is composed of an in-plane part  $\mathbf{D}_{\text{IN}}$  (3 x 3) and an out-of-plane part  $\mathbf{D}_{\text{OUT}}$  (5 x 5). These partial material stiffness matrices for elastic orthotropy with material constants  $E_{\text{II}}, E_{\perp}, G_{\text{II}}, G_{\perp}, \nu_{\text{II}}, \nu_{\perp}$  (modules of elasticity, shear modules and Poisson ratios for directions parallel and perpendicular to the fibres) are given in (Eqn. 2-2). The plain stress behaviour due to in-plane and out-of-plane actions can be described in an elegant and most compact form by introducing the geometric mean values of the modules of elasticity ( $E_0 = E_{\text{ORTHO}}$ ) and of the Poisson ratios ( $\nu_{\text{ORTHO}}$ ) as reference values (Eqn. 2-4). The thickness of a single layer is designated by  $t_{\text{SL}}$ . The index is sometimes left out for brevity of notation if no confusion can occur.

• **Basic equations in matrix differential operator notation**

$$\mathbf{e} = \mathbf{B} \cdot \mathbf{U}; \mathbf{n} = \mathbf{D}_{\text{SL}} \cdot \mathbf{e}; \tilde{\mathbf{B}}^T \cdot \mathbf{n} + \mathbf{p} = 0 \quad [2-5]$$

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} \mathbf{B}_{\text{IN}} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{B}_{\text{OUT}} \end{bmatrix} \text{ with } \mathbf{B}_{\text{IN}}^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial X} & 0 & \frac{\partial}{\partial Y} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial Y} & \frac{\partial}{\partial X} \end{bmatrix}; \mathbf{B}_{\text{OUT}}^T = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial X} & \frac{\partial}{\partial Y} \\ 0 & -\frac{\partial}{\partial Y} & -\frac{\partial}{\partial X} & 0 & -1 \\ \frac{\partial}{\partial X} & 0 & \frac{\partial}{\partial Y} & 1 & 0 \end{bmatrix} \quad [2-6]$$

$$(\tilde{\mathbf{B}}^T \cdot \mathbf{D}_{\text{SL}} \cdot \mathbf{B}) \cdot \mathbf{U} + \mathbf{p} = 0 \Rightarrow \mathbf{K}_{\text{SL}} \cdot \mathbf{U} + \mathbf{p} = 0 \quad [2-7]$$

$$\mathbf{K}_{\text{SL}} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{\text{IN,SL}} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{\text{OUT,SL}} \end{bmatrix} \text{ with } \mathbf{K}_{\text{IN,SL}} = \tilde{\mathbf{B}}_{\text{IN}}^T \cdot \mathbf{D}_{\text{IN,SL}} \cdot \mathbf{B}_{\text{IN}} \text{ and } \mathbf{K}_{\text{OUT,SL}} = \tilde{\mathbf{B}}_{\text{OUT}}^T \cdot \mathbf{D}_{\text{OUT,SL}} \cdot \mathbf{B}_{\text{OUT}} \quad [2-8]$$

The basic equations of kinematics, the constitutive behaviour and static equilibrium are written in most compact matrix differential operator notation in (Eqn. 2-5). The symbols  $\mathbf{e}$  and  $\mathbf{n}$  denote 8 x 1 column vector quantities of strain and section force parameters of the single plate layer. The symbols  $\mathbf{B}_{\text{IN}}$  and  $\mathbf{B}_{\text{OUT}}$  denote the (8 x 5) kinematic differential operator matrices, which are explicitly specified in (Eqn. 2-6). The related equilibrium operators are designated by an additional upper dash. Finally the kinematic equation is substituted into the constitutive equation, thus eliminating  $\mathbf{e}$ . The constitutive equation is substituted into the equilibrium equation, thus eliminating  $\mathbf{n}$  and arriving at the basic system of (5 x 5) differential equations of equilibrium, expressed by the SL deformation vector  $\mathbf{U}$  (Eqn. 2-7). The resulting (5 x 5) stiffness differential operator matrix  $\mathbf{K}_{\text{SL}}$  of the single plate layer No. 'k' is further specified in (Eqn. 2-8). We note that the stiffness differential operator matrix has block-diagonal structure due to the uncoupling of in-plane and out-of-plane plate behaviour in the case of elastic orthotropic material behaviour, which may vary arbitrarily between different layers.

### 2.3 Elastic orthotropic behaviour of the joint interface

$$\mathbf{t}_{\mathbf{k}-1, \mathbf{k}, \text{local}} = \mathbf{C}_{\mathbf{k}-1, \mathbf{k}, \text{local}} \cdot \Delta \mathbf{U}_{\mathbf{k}-1, \mathbf{k}, \text{local}} \Rightarrow \begin{bmatrix} t_x \\ t_y \\ t_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_x & 0 & 0 \\ 0 & C_y & 0 \\ 0 & 0 & C_z \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta U \\ \Delta V \\ \Delta W \end{bmatrix} \quad [2-9]$$

The elastic orthotropic material stiffness of the joint interface between neighbouring single plate layers 'k-1' and 'k' is described by the 3 x 3 diagonal matrix  $\mathbf{C}$  which relates the interface shear and normal contact forces  $\mathbf{t}_{\mathbf{k}-1, \mathbf{k}, \text{local}}$  (3 x 1 vector) to the interface relative displacements  $\Delta \mathbf{U}_{\mathbf{k}-1, \mathbf{k}, \text{local}}$  (3 x 1 vector) in (Eqn. 2-9). This local relationship has to be transformed to the global level of related

displacement and restraining force parameters by applying a suitable  $3 \times 10$  transformation matrix  $\mathbf{T}_{k-1, k, \text{global}}$  to proceed from local to global system quantities. The global stiffness relationship for the joint interface is given in (Eqn. 2-10), transformation relationships for relative interface displacements and contact forces in (Eqn. 2-11) and additional auxiliary quantities in (Eqn. 2-12 and Eqn. 2-13).

$$\mathbf{t}_{k-1, k, \text{global}} = (\mathbf{T}_{k-1, k, \text{global}}^T \cdot \mathbf{C}_{k-1, k, \text{local}} \cdot \mathbf{T}_{k-1, k, \text{global}}) \cdot \mathbf{U}_{k-1, k, \text{global}} = \mathbf{C}_{k-1, k, \text{global}} \cdot \mathbf{U}_{k-1, k, \text{global}} \quad [2-10]$$

$$\Delta \mathbf{U}_{k-1, k, \text{local}} = \mathbf{T}_{k-1, k, \text{global}} \cdot \mathbf{U}_{k-1, k, \text{global}} \quad \text{and} \quad \mathbf{t}_{k-1, k, \text{global}} = \mathbf{T}_{k-1, k, \text{global}}^T \cdot \mathbf{t}_{k-1, k, \text{local}} \quad \text{with} \quad [2-11]$$

$$\mathbf{T}_{k-1, k, \text{global}} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & -t_{k-1}/2 & | & 1 & 0 & 0 & 0 & -t_k/2 \\ 0 & -1 & 0 & t_{k-1}/2 & 0 & | & 0 & 1 & 0 & t_k/2 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & | & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad [2-12]$$

$$\mathbf{U}_{k-1, k, \text{global}} = [\mathbf{U}_{k-1} \ \mathbf{U}_k]^T = [U_{k-1} \ V_{k-1} \ W_{k-1} \ \beta_{X, k-1} \ \beta_{Y, k-1} \ ; \ U_k \ V_k \ W_k \ \beta_{X, k} \ \beta_{Y, k}] \quad [2-13]$$

## 2.4 Complete multi-layer plate model

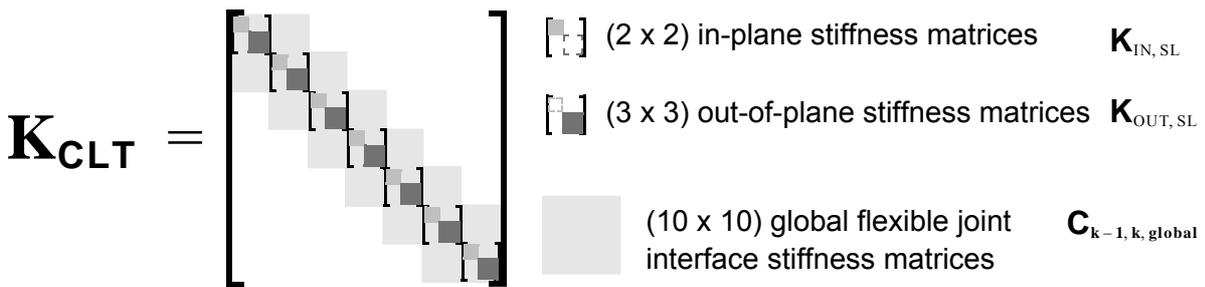


Fig. 2.2: Total stiffness differential operator matrix for a seven-layer plate model

By suitably assembling the stiffness contributions of the single layers and the flexible joint interfaces the total stiffness differential operator matrix for the complete multi-layer plate model results (see Fig. 2.2 for a 7-layer CLT plate model). Thereby the specific choice of the global system deformation parameters in thickness direction directly affects the systematic arrangement of the in-plane and out-of-plane stiffness contributions of the single layers (SL) and of the joint interface stiffness matrices.

## 3 Kinematical description in thickness direction

As outlined in section 2.3 before the interaction behaviour of neighbouring single plate layers has to be properly described in terms of the local contact force and relative displacement degrees of freedom of the outer contact surfaces of the neighbouring single plate layers (No. 'k-1' and 'k'). For this purpose the local displacement degrees of freedom of the joint interface ( $\Delta U$ ,  $\Delta V$ ,  $\Delta W$  in Eqn. 2-9) have to be brought into proper kinematic dependence of the global system unknowns. There exists a multitude of possible choices of these primary system parameters as indicated by models (a) to (c) below:

In model (a) the deformation parameters of the single plate layers directly serve as the primary system degrees of freedom. Obviously, no transformations are required to switch from the layer-related to global system-related deformation parameters (Fig. 3.1.a). The relative displacements at the joint interfaces are linked to these primary system parameters by suitable transformation relationships as

outlined in section 2.3. It should be noted here that model (a) has been adopted as the basis of description of the two-dimensional multi-layer Reissner-Mindlin plate model with flexible joint interfaces (section 2). Rigid joint interfaces can be realized by introducing additional sets of suitable kinematical constraint equations.

Models (b) and (c) relate to the special case of rigid joint interfaces (Fig. 3.1.b, c), i.e. with restrained relative displacements in the two tangential directions and in the normal direction at the interlayer interfaces. This means that only one distinct transverse displacement degree of freedom ( $U_3 = W$ ) remains left. In model (b), in addition two global tangential displacement degrees of freedom are needed in X- and Y- directions ( $U_1 = U$  and  $U_2 = V$ ) which we position at the mid-surface of the bottom single layer No '1'. The profiles of tangent displacements through the thickness of the multi-layer CLT plate are most easily described by choosing the angles of rotation  $\beta_X$  and  $\beta_Y$  of the through-the-thickness fibres of the single layers as primary system parameters (Fig. 3.1.b). In model (c) the tangent displacements profiles through the thickness are described in an alternative way by choosing the absolute displacement amplitudes of the rigidly assumed contact surfaces of the single layers as primary system parameters (Fig. 3.1.c). In both models, in order to include the additional effect of flexible inter-layer contact, it would be necessary to properly introduce additional unit relative displacement states at the contact interfaces (not shown here).

In conclusion we state that all three presented models (a) to (c) are completely equivalent and can be easily converted into each other by applying suitable transformation relationships. Therefore the specific use of either model in establishing theoretical formulations largely remains a matter of taste.

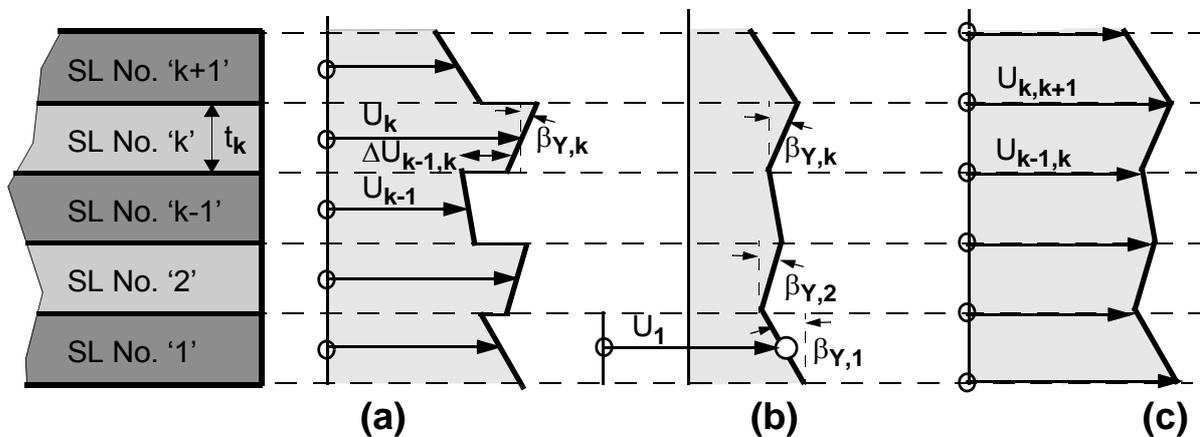


Fig. 3.1: Possibilities for specifying global degrees of freedom across the CLT plate thickness, (a) independent plate DOFs, (b) and (c) modelling of rigid joint interfaces.

#### 4 Fundamental differential equations for the 1-dimensional case (plate-strip)

In this section we formulate the set of basic equations for the simpler one-dimensional case of a multi-layer plate strip with 'n' layers under distributed transverse loading. Since rigid joint interface behaviour is assumed we choose model (b) for description of the thickness kinematics. The strain parameters of a single layer are collected in the  $(3 \times 1)$  column vector  $\mathbf{e}_{SL}$  (Eqn. 4-1) and depend on the global  $(n+2)$  displacement column vector  $\mathbf{U}$  by applying the related  $(3, n+2)$  kinematic differential operator matrix  $\mathbf{B}_{SL} = \mathbf{B}_k$  which is given for the first, second third and the  $k$ -th layer in (Eqn. 4-5).

$$\mathbf{e}_{\text{SL}} = \mathbf{B}_{\text{SL}} \cdot \mathbf{U} \text{ with } \mathbf{U} = [\beta_1 \beta_2 \beta_3 \dots \beta_k \dots \beta_n U_1 W]^T \quad [4-1]$$

The single layer section forces  $\mathbf{n}_{\text{SL}}$  are computed by application of the (3 x 3) elastic constitutive matrix of the single layer (Eqn. 5) and further utilizing the kinematic relationship (Eqn. 4-1). This yields the layer section forces in dependence of the global deformation vector  $\mathbf{U}$ . The contribution of the layer section forces to the system of global equilibrium differential equations (Eqn. 4-3) is obtained by pre-multiplying  $\mathbf{n}_{\text{SL}}$  by the transpose  $\mathbf{B}_{\text{SL}}^T$  of the kinematic differential operator matrix. Summing up these contributions yields the global stiffness differential operator matrix (see Eqn. 4-4).

$$\mathbf{n}_{\text{SL}} = \mathbf{D}_{\text{SL}} \cdot \mathbf{e}_{\text{SL}} = \mathbf{D}_{\text{SL}} \cdot \mathbf{B}_{\text{SL}} \cdot \mathbf{U} \text{ with } \mathbf{D}_{\text{SL}} = \begin{bmatrix} D & 0 & 0 \\ 0 & K & 0 \\ 0 & 0 & S \end{bmatrix}_{\text{SL}} \text{ and } D_{\text{SL}} = E_{\text{SL}} \cdot t_{\text{SL}}; K_{\text{SL}} = E_{\text{SL}} \cdot \frac{t_{\text{SL}}^3}{12}; S_{\text{SL}} = \kappa G_{\text{SL}} \cdot t_{\text{SL}} \quad [4-2]$$

$$\tilde{\mathbf{K}} \cdot \mathbf{U} + \mathbf{q} = \mathbf{0} \text{ with } \mathbf{q} = [0 \ 0 \ 0 \ \dots \ 0 \ \dots \ 0 \ 0 \ q]^T \text{ and} \quad [4-3]$$

$$\tilde{\mathbf{K}} = \sum \tilde{\mathbf{B}}_i^T \cdot \mathbf{D}_i \cdot \mathbf{B}_i = \tilde{\mathbf{B}}_1^T \cdot \mathbf{D}_1 \cdot \mathbf{B}_1 + \tilde{\mathbf{B}}_2^T \cdot \mathbf{D}_2 \cdot \mathbf{B}_2 + \tilde{\mathbf{B}}_3^T \cdot \mathbf{D}_3 \cdot \mathbf{B}_3 + \dots + \tilde{\mathbf{B}}_n^T \cdot \mathbf{D}_n \cdot \mathbf{B}_n \quad [4-4]$$

$$\mathbf{B}_1 = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 & \frac{\partial}{\partial X} & 0 \\ \frac{\partial}{\partial X} & 0 & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial X} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{B}_2 = \begin{bmatrix} \frac{t_1}{2} \frac{\partial}{\partial X} & \frac{t_2}{2} \frac{\partial}{\partial X} & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 & \frac{\partial}{\partial X} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial X} & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial X} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{B}_3 = \begin{bmatrix} \frac{t_1}{2} \frac{\partial}{\partial X} & \frac{t_2}{2} \frac{\partial}{\partial X} & \frac{t_3}{2} \frac{\partial}{\partial X} & \dots & 0 & \dots & 0 & \frac{\partial}{\partial X} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial X} & \dots & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & \dots & 0 & \dots & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial X} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{B}_k = \begin{bmatrix} \frac{t_1}{2} \frac{\partial}{\partial X} & \frac{t_2}{2} \frac{\partial}{\partial X} & \frac{t_3}{2} \frac{\partial}{\partial X} & \dots & \frac{t_k}{2} \frac{\partial}{\partial X} & \dots & 0 & \frac{\partial}{\partial X} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & \frac{\partial}{\partial X} & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 1 & \dots & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial X} \end{bmatrix} \quad [4-5]$$

## 5 Analytical solution for the three-layer 'trio' - plate strip

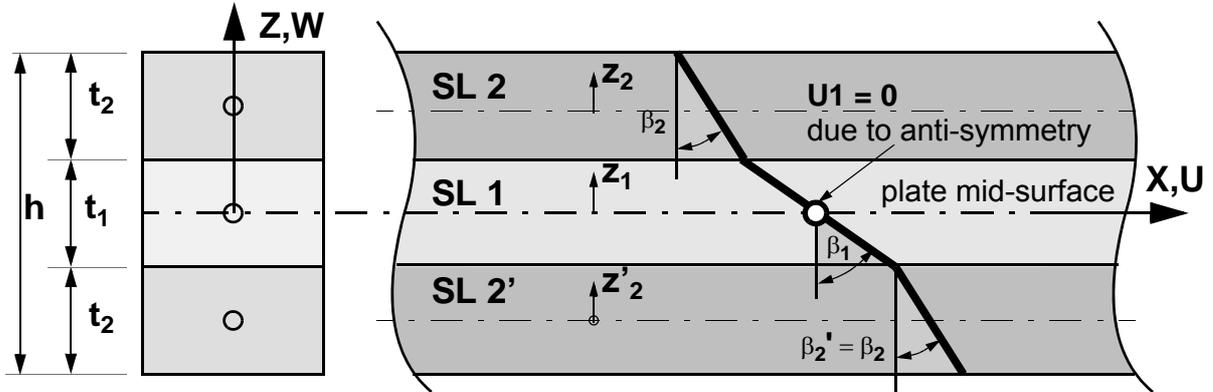


Fig. 5.1: Terminology and definitions for the trio-plate strip

A longitudinal section through a 3-layer plate strip, called 'trio-plate strip' is shown in Fig. 5.1 with model (b) being used for the kinematical description in thickness direction. Due to the symmetric stacking sequence the anti-symmetry with respect to the plate mid-surface can be utilized, resulting in only 3 global deformation degrees of freedom  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  and  $W$ . The upper half of the plate only needs to be modelled (1 and 1/2-layer sub-model;  $n = 2$ ). The global tangential displacement degree of freedom is zero  $U_1=0$ . Now we can explicitly formulate the resulting system of equilibrium differential equations (Eqn. 5-1) and derive the resulting ordinary differential equation of sixth order in the global transverse displacement component  $W$ , by elimination of the rotations  $\beta_1$  and  $\beta_2$  (Eqn. 5-2.a, Eqn. 5-2.b and Eqn. 5-2.c).

$$\begin{bmatrix} -S_1 + \left(K_1 + \frac{D_2 \cdot t_1^2}{2}\right) \frac{\partial^2}{\partial X^2} & \frac{1}{2} \cdot (D_2 \cdot t_1 \cdot t_2) \frac{\partial^2}{\partial X^2} & -S_1 \cdot \frac{\partial}{\partial X} \\ \frac{1}{2} \cdot (D_2 \cdot t_1 \cdot t_2) \frac{\partial^2}{\partial X^2} & -2 \cdot S_2 + \frac{1}{2} \cdot (4 \cdot K_2 + D_2 \cdot t_2^2) \frac{\partial^2}{\partial X^2} & -2 \cdot S_2 \frac{\partial}{\partial X} \\ S_1 \cdot \frac{\partial}{\partial X} & 2 \cdot S_2 \frac{\partial}{\partial X} & (S_1 + 2 \cdot S_2) \frac{\partial^2}{\partial X^2} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \\ W \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ q \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad [5-1]$$

$$\left[ \frac{\partial^6}{\partial X^6} - \gamma^2 \frac{\partial^4}{\partial X^4} \right] \cdot W = q^* \quad \text{with} \quad [5-2.a]$$

$$\gamma^2 = (2K_1 + 4K_2 + D_2(t_1 + t_2)^2) \cdot (S_1 S_2 / (S_1 + 2S_2)) / \left( 2K_1 K_2 + D_2 K_2 t_1^2 + \frac{1}{2} D_2 K_1 t_2^2 \right) \quad [5-2.b]$$

$$q^* = -2q \cdot \gamma^2 / (2K_1 + 4K_2 + D_2(t_1 + t_2)^2) \quad [5-2.c]$$

The symbols  $t_k$ ,  $D_k$ ,  $K_k$ ,  $S_k$  denote the thickness, extensional stiffness, bending stiffness and transverse shear stiffness of the single layers ( $k=1, 2$ ). The symbol  $q$  denotes the transverse loading amplitude. The simplest kind of solutions is obtained by Fourier series expansion of all system quantities, e.g.  $W = \sum W_m \cdot \sin(m\pi X/L)$ ,  $\beta_1 = \sum \beta_{1m} \cdot \cos(m\pi X/L)$ ,  $\beta_2 = \sum \beta_{2m} \cdot \cos(m\pi X/L)$  and  $q = \sum q_m \cdot \sin(m\pi X/L)$ . Insertion into (Eqn. 5-1) yields the following symmetric linear algebraic system of (3 x 3) equations for the determination of the unknown deformation amplitudes, for arbitrary wave

number ‘m’:

$$- \begin{bmatrix} S_1 + \left(K_1 + \frac{D_2 \cdot t_1^2}{2}\right) \alpha^2 & \frac{1}{2} \cdot (D_2 \cdot t_1 \cdot t_2) \alpha^2 & S_1 \cdot \alpha \\ \frac{1}{2} \cdot (D_2 \cdot t_1 \cdot t_2) \alpha^2 & 2S_2 + \frac{1}{2} \cdot (4 \cdot K_2 + D_2 \cdot t_2^2) \alpha^2 & 2 \cdot S_2 \alpha \\ S_1 \cdot \alpha & 2 \cdot S_2 \alpha & (S_1 + 2 \cdot S_2) \alpha^2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \\ W \end{bmatrix}_m + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ q_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \text{with } \alpha = \frac{m\pi}{L} \quad [5-3]$$

The solutions for deformation and section force quantities are represented in non-dimensional form for easy access in practical calculations. The adopted reference values relate to the classical multilayer Euler-Bernoulli beam [1] and are summarized below, i.e. the reference bending stiffness (Eqn. 5-4) and the reference amplitudes of transverse displacement  $W$ , transverse shear force  $V$  in the central layer ‘1’ and of the normal force  $N$  and the bending moment  $M$  for the outer layer ‘2’ (Eqn. 5-5).

$$K_{\text{ref}} = K_0 \cdot ((E_1/E_2)(1-2\delta)^3 + 6(1-\delta)^2\delta + 2\delta^3) \quad \text{with } K_0 = E_2 \cdot h^3/12 \quad (\text{homogeneous 1D beam}) \quad [5-4]$$

$$W_{\text{ref}} = \frac{qL^4}{\pi^4} \cdot \frac{1}{K_{\text{ref}}}; \quad V_{\text{ref},1} = \frac{qL}{\pi K_{\text{ref}}} \cdot \left(K_1 + \frac{D_2 h^2}{2}(1-3\delta+2\delta^2)\right); \quad N_{\text{ref},2} = \frac{qL^2}{\pi^2} \cdot \frac{D_2}{K_{\text{ref}}} \cdot \frac{h-t_2}{2};$$

$$M_{\text{ref},2} = \frac{qL^2}{\pi^2} \cdot \frac{K_2}{K_{\text{ref}}} \quad [5-5]$$

$$\delta = t_2/h \quad \text{and} \quad \chi = \alpha \cdot h = m\pi h/L = \pi h/L \quad \text{for } m = 1 \quad [5-6]$$

Using these reference values, and the non-dimensional geometrical parameters  $\delta$  and  $\chi$  being defined in (Eqn. 5-6), the non-dimensional displacement ( $W$ ) and single-layer section forces ( $V$  in the central layer,  $N$  and  $M$  in the outer layer) of the trio plate-strip can be expressed as follows ( $m = 1$  in Eqn. 5-6):

$$W/W_{\text{ref}} = (1 + \chi^2 C_3 + \chi^4 C_2)/(1 + \chi^2 C_1) \quad [5-7]$$

$$N_2/N_{\text{ref},2} = (1 + \chi^2 C_5)/(1 + \chi^2 C_1) \quad [5-8.a]$$

$$M_2/M_{\text{ref},2} = (1 + \chi^2 C_6)/(1 + \chi^2 C_1) \quad [5-8.b]$$

$$V_1/V_{\text{ref},1} = (1 + \chi^2 C_4)/(1 + \chi^2 C_1) \quad [5-8.c]$$

In these formulas the constants  $C_1$  to  $C_6$  depend on geometrical and material stiffness parameters of the trio-plate strip problem under one-wave sinusoidal transverse loading and are defined as follows:

$$C_1 = \kappa_1 \cdot \frac{h^2}{K_0}(S_1 + 2S_2); \quad C_2 = \kappa_1 \quad [5-9.a]$$

$$C_4 = \kappa_1 \cdot \left(\frac{K_1}{S_1 h^2} + \frac{D_2}{2S_1}(1-3\delta+2\delta^2)\right); \quad C_3 = \kappa_2 + \frac{K_1}{S_1 h^2} + \frac{D_2}{4S_1} \left(2-8\delta + \left(8 + \frac{S_1}{S_2}\right)\delta^2\right) \quad [5-9.b]$$

$$C_5 = \kappa_2 \left(1 - \left(2 - \frac{K_1 S_2}{K_2 S_1}\right)\delta\right)/(1-\delta); \quad C_6 = \frac{D_2}{2S_1} \left(1 + \frac{2K_1}{h^2 D_2} - \left(4 + \frac{1S_1}{2S_2}\right)\delta + \left(4 + \frac{S_1}{S_2}\right)\delta^2\right) \quad [5-9.c]$$

The nondimensional quantities  $\kappa_1$  and  $\kappa_2$ , which appear in the constants  $C_1$  to  $C_6$ , are defined below:

$$\kappa_1 = \frac{K_2}{S_2 h^2} \left(\frac{K_1}{S_1 h^2} + \frac{D_2}{4S_1} \left(2-8\delta + \left(8 + \frac{K_1}{K_2}\right)\delta^2\right)\right) \quad \text{and} \quad \kappa_2 = \frac{K_2}{S_2 h^2} \quad [5-10]$$

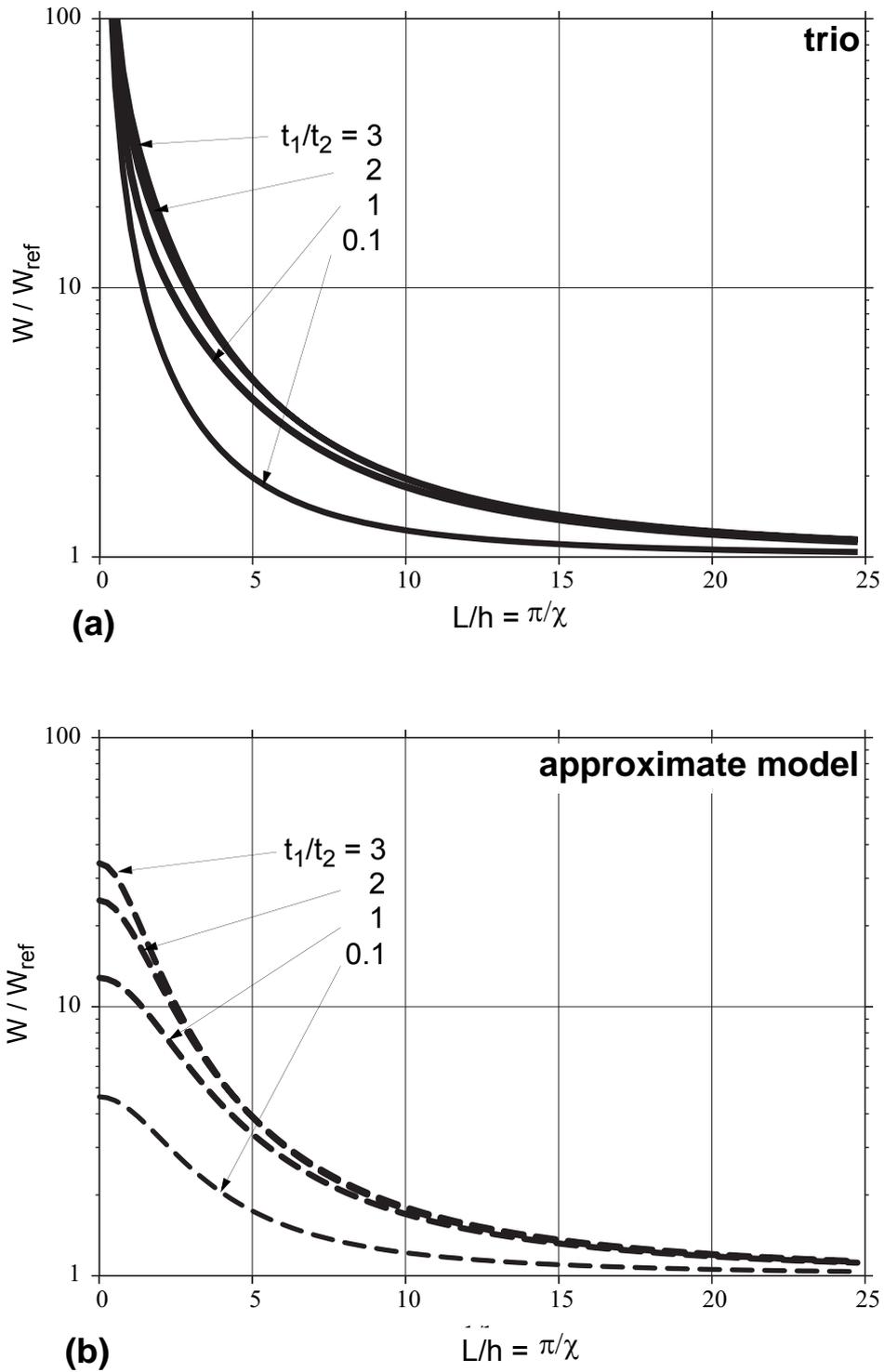


Fig. 5.2: Non-dimensional transverse displacement  $W$  for (a) the trio plate-strip and (b) the simplified approximate model due to Kreuzinger [2].

Fig. 5.3:

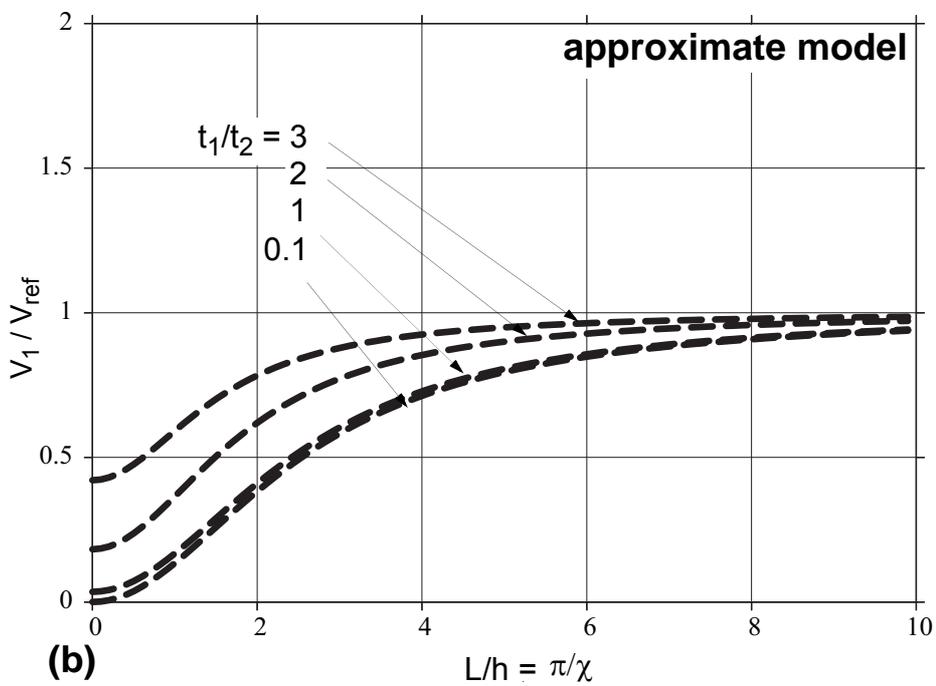
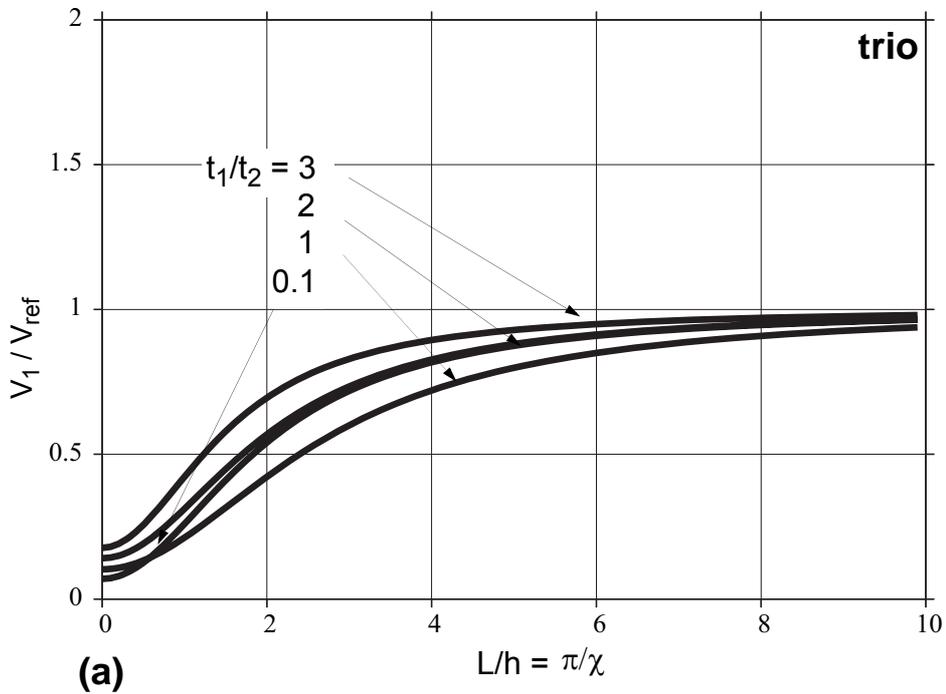


Fig. 5.4: Non-dimensional transverse shear force in the central layer for (a) the trio plate-strip and (b) the simplified approximate model due to Kreuzinger [2].

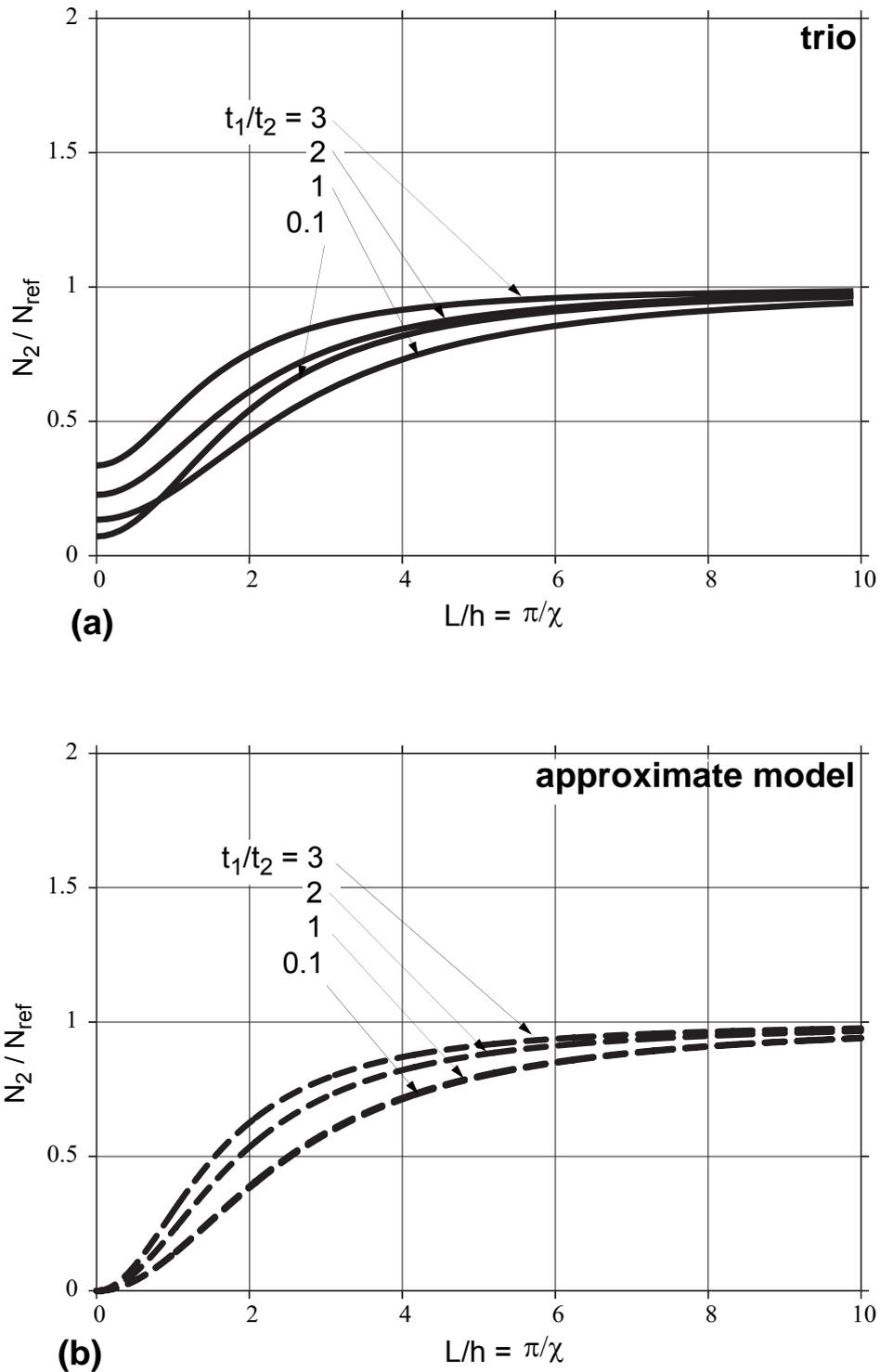


Fig. 5.5: Non-dimensional normal force in the outer layer for (a) the trio plate-strip and (b) the simplified approximate model due to Kreuzinger [2].

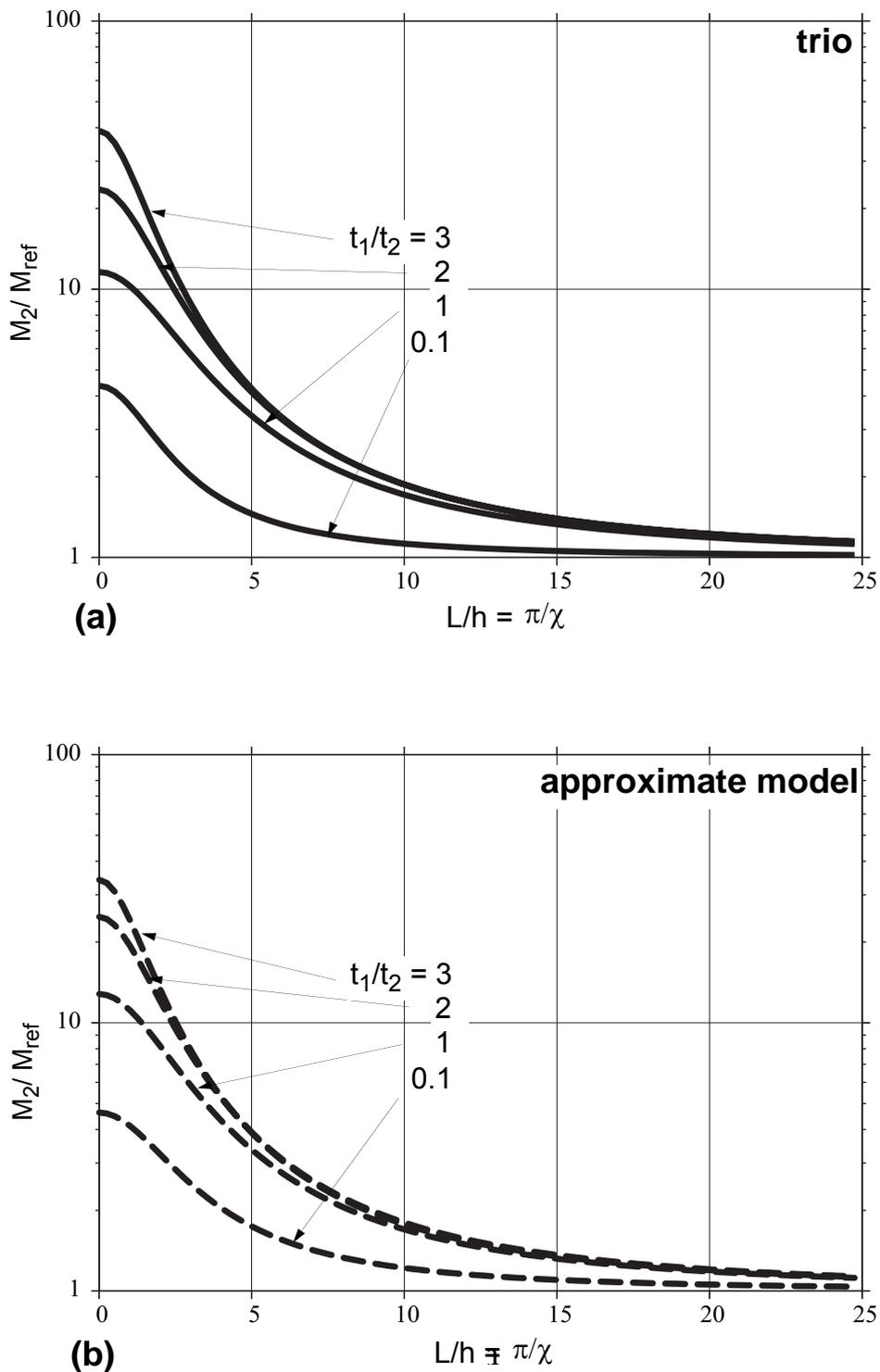


Fig. 5.6: Non-dimensional bending moment in the outer layer for (a) the trio plate-strip and (b) the simplified approximate model due to Kreuzinger [2].

The non-dimensional transverse displacement ( $W$ ), the bending moment ( $M_2$ ), the normal forces ( $N_2$ ) of the outer layer and the transverse shear force ( $V_1$ ) in the central layer, due to (Eqs 5-7, 5-8.a, 5-8.b and 5-8.c), are graphically displayed in Figs 5.2, 5.4, 5.5, and 5.6, depending on the plate slenderness ratio  $L/h$  and the layer thickness ratio  $t_1/t_2$ . These results relate to the basic reference case of sinusoidal transverse loading of a simply supported platestrip (Fig. 1.2.a) with chosen mean ratios of elastic moduli  $E_2/E_1 = 30$ ,  $G_2/G_1 = 10$ ,  $E_1/G_1 = 40/9$  for spruce (Eqn. 5). The results are compared with those obtained by Kreuzinger based on a simplified approximate model [2] (r.h.s. in Figs. Figs 5.2, 5.4, 5.5, and 5.6). The results for the trio plate-strip and the approximate model strongly deviate from each other in the range  $L/h < 10$ , i.e. for stocky plate-strips in particular, and thus it is advisable to use the accurate trio plate-strip equations in these situations. For more slender cases ( $L/h > 10$ ) it is sufficient to use the multi-layer Reissner-Mindlin beam equations ( $\beta_1 = \beta_2$ ), with suitably calculated stiffness values.

## 6 Conclusion

The basic equations of the mechanics of cross-laminated timber plates under uni-axial bending were derived. Explicit solutions for the 3-layer (trio) plate strip were worked out, based on simple Fourier series expansion, and compared with those for a simple approximate model introduced by Kreuzinger.

## 7 Acknowledgement

The funding by the Federal Ministry of Economics and Labor of the Republic of Austria (BMWA), by the Styrian Business Promotion Agency (SFG), by the Federal State of Styria, and by the Municipality of Graz, within the framework of the Austrian competence center program (competence center holz.bau forschungs gmbh Graz, Austria) is gratefully acknowledged.

## 8 References

- [1] Blass H.J., Görlacher R., „Design of Timber Structures: Fundamentals of Design of Cross-laminated Timber Structures (in German)“, Holzbau Kalender 2003, Vol.2, Bruder, p. 580-598, 2003.
- [2] Kreuzinger H., „Plates and Shells – An analysis model for standard civil engineering software (in German)“, Bauen mit Holz, Vol. 1(1999), p. 34-39, 1999.
- [3] Schickhofer G., Guggenberger W. „Elastic Analysis of Flexibly Jointed Laminated Timber Plates“, Proceedings 1st Int. Congress of Croatian Society of Mechanics, Pula, 14-17 Sept., 1994.

## **G Forschung an der TU Graz – Steifigkeitsuntersuchungen an BSP-Scheiben- Elementen (Englisch)**

**Cross-Laminated Timber Wall Segments under homogeneous Shear – with and  
without Openings**

WCTE, 2006, Portland

**T. Moosbrugger, W. Guggenberger, T. Bogensperger**



2004

DDI Thomas Moosbrugger

Abschluss des Bauingenieurstudiums an der TU Graz

seit 2005

Wissenschaftlicher Assistent am Institut für Holzbau und  
Holztechnologie der TU Graz



1991

Ao.Prof. DI Dr. techn. Werner Guggenberger

Promotion an der TU Graz

seit 1987

Mitarbeiter am Institut für Stahlbau und Flächentragwerke der TU  
Graz



2000

DI Dr. techn. Thomas Bogensperger

Promotion an der TU Graz

seit 2003

Forschungsmitarbeiter am Institut für Holzbau und  
Holztechnologie der TU Graz

## 1 Summary

Cross-laminated timber plates have come into increasing use in modern European engineering timber structures. These structural elements may be exposed to in-plane or out-of-plane loading. This paper deals with the analysis of the in-plane shear behaviour considering the complex internal structure of these elements. Comprehensive finite element parametric studies are carried out on wall models with and without openings. Moreover, a new simplified mechanical model was derived which allows an analytical description of the effective shear stiffness for these CLT plate elements and serves as a framework for the compact description of the finite element results. So far, the shear stiffnesses were calculated by approximation based on girder models [1].

## 2 Introduction

Cross-laminated timber (CLT) plates represent a new surface-type structural element which has received increasing attention and importance in modern European engineering timber structures within the past decade. These large-scale plate-like elements are mainly used in multi-story cellular structures for public housing and serve the purpose of fulfilling architectural, load-carrying and building-physical functions in an integrated way. This means that, opposite to classical skeletal structures with their well-separated load-carrying systems for vertical loads (inner columns) and horizontal loads (outer thin-walled stiffening skins), the primary vertical load-carrying function and the secondary horizontal stiffening function are now completely integrated within one and the same massive structural element. CLT plates are used as structural elements for walls and slabs, with and without openings, to bear in-plane or out-of-plane actions or combinations of these actions (Fig. 2.1).

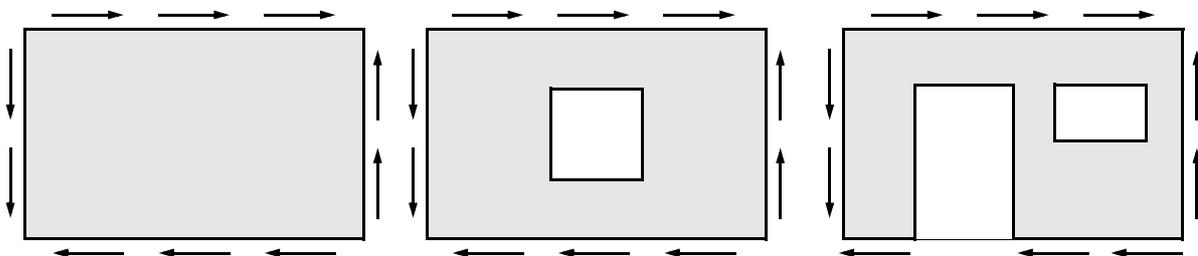


Fig. 2.1: Cross-laminated timber plates (CLT) used as wall segments, with and without openings

### 2.1 Internal structure of CLT plates

Cross-laminated timber plates can be viewed as a discrete multi-layer grid structure which consists of several layers (usually 3 to 9) of single boards with the special feature that the boards within each layer have parallel orientation but the board orientations of neighbouring layers in thickness direction are always orthogonal to each other. The stacking sequence of the layers in thickness direction is usually symmetric with respect to the plate mid-plane. The individual board layers are connected to each other by full gluing over the wide faces of crossing neighbouring boards. The narrow faces of the boards of one layer may either be in contact with or without being glued together, or they may be uniformly arranged with a certain small spacing between each other. The homogenization process due to this cross-lamination-arrangement of single boards, yields massive compound structures with improved building-physical properties regarding shrinking and swelling as well as a particular improvement of

the mechanical strength properties as result of the in-plane homogenization of material properties. The one dimensional integral stiffnesses and strength properties over the plate thickness, caused by the alternating sequence of orthogonal board orientations and accompanying material properties are clearly smaller, compared to glued laminated timber with its uni-directional board orientation and uniform material properties.

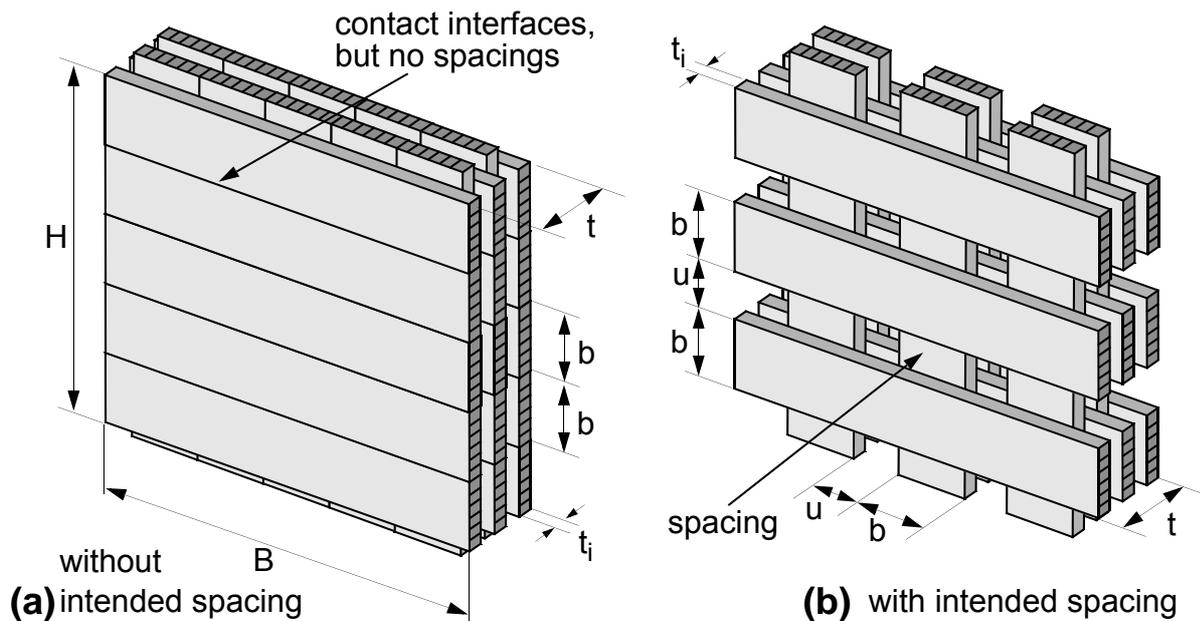


Fig. 2.2: Terminology and definitions for CLT plate elements, (a) standard configuration  $u = 0$ , without being glued at the narrow faces, (b) non-standard configuration  $u > 0$

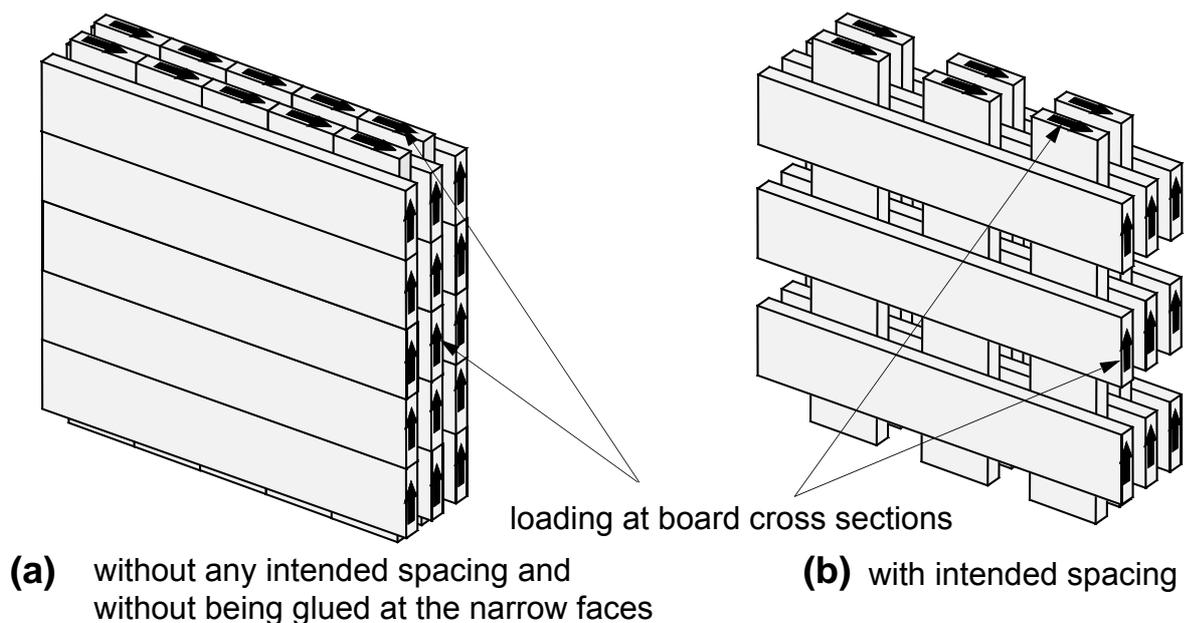


Fig. 2.3: Specific kind of load introduction at the board cross-sections of CLT plate elements

## 2.2 Problem formulation

Cross-laminated timber plates may be used as load-bearing elements in two fundamentally different situations, i.e. in-plane loading and transverse loading or a combination of these two loadings. However, since this research work is restricted to linear (orthotropic) small-displacement elasticity, a load combination can always be handled by separate consideration of the single load cases with subsequent superposition of the relating results. The purpose of this paper is to present the basic case of in-plane loading.

In this paper we consider cross-laminated timber plate elements in their *standard configuration*, i.e. without intended spacing and without being glued to each other at the narrow faces ( $u = 0$ , Fig. 2.2.a), but also in *non-standard configurations* with intended spacing between the narrow faces of neighbouring boards ( $u > 0$ , Fig. 2.2.b) as well. In the standard configuration without any intended spacing between neighbouring boards three kinds of modelling are possible: (1) continuous frictional contact of the boards along their narrow faces, (2) continuous ideal (non-frictional) contact and (3) without any contact modelling. The considered frictional contact represents the most complex way of modelling the interface problem. However, the frictional and contact conditions at these interfaces are uncertain due to unintended spacings caused by fabrication procedures and shrinking/swelling-effects. Even in the exceptional case of intended gluing of the narrow faces, which may sometimes be applied, we have to assume the conditions of the *standard configuration* for reasons of safety, since the gluing conditions may be uncertain. Moreover, since we are conducting a basic study it is justified to adopt the simplest way of modelling by neglecting any contact conditions. Therefore, basically some small amount of mutual penetration of neighbouring narrow faces is allowed for in this modelling and is not controlled by our analysis.

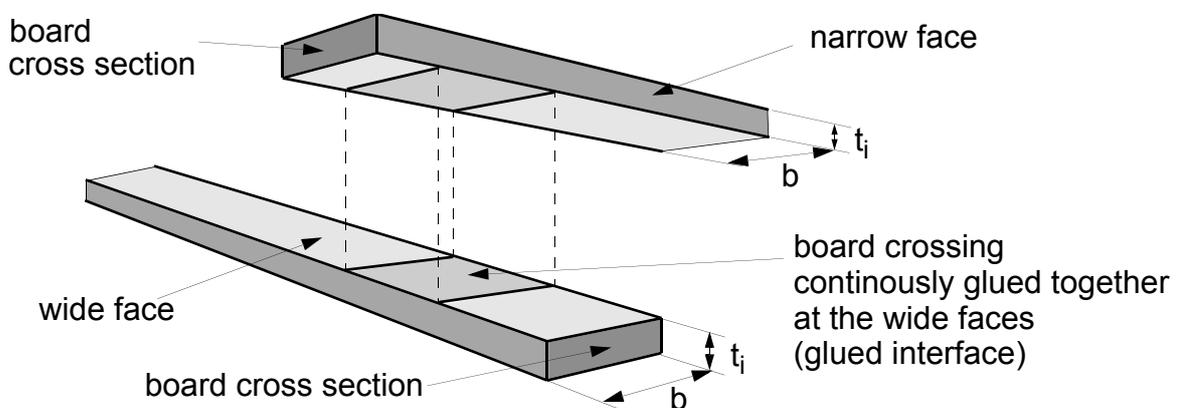


Fig. 2.4: Terminology and definitions for the glued joint of a single board crossing

As already stated, the orthogonal neighbouring single layers of boards are continuously glued together (as shown in Fig. 2.4) at the wide faces in thickness direction. The glued connection itself is modelled as rigid, i.e. there is no relative displacement permitted between the points of neighbouring boards over the glued interface areas.

This complex internal geometrical and mechanical structure of the cross-laminated timber plate, characterized by its distinct evenly spaced discrete board interfaces, constitutes a non-trivial orthogonal grid-like structure which has to be treated by full three-dimensional solid modelling. This means, that conventional two-dimensional modelling (plain strain or plain stress), which would result in simple

pure shear conditions in the present case, is not applicable for the first. However, after extensive research of the fully three-dimensional structure (representative volume element and sub-element) by finite element computations we follow the strategy to compute average stiffness properties (by so-called homogenization procedures) which can then be equivalently used with the simpler two-dimensional models.

Comprehensive parametric finite element studies are carried out on the three-dimensional solid model (representative volume sub-element) under imposed shear deformation. The shear forces are introduced uniformly over the cross-sections of the boards at the boundaries of the CLT plate element Fig. 3.4.a. The board-thickness to board-width ratio is varied in the wide range of  $1/100 < t_i/a < 30$ , i.e. for each of the values of the board-spacing to board-width ratios  $u/a = 0$  (standard configuration) and  $u/a = 0.033$  and  $0.067$  (non-standard configurations). The elastic orthotropic material parameters were kept at fixed mean values. The results of these parametric studies are represented by the effective shear stiffness ( $G^*_{FE}/G$ ) depending on  $t_i/a$  and  $u/a$ , with the shear modulus  $G$  (parallel to the grain direction) of the undisturbed plate serving as reference value.

In order to achieve a basic understanding of the elastic load carrying behaviour (deformations and stresses) under the considered uniform shear loading, a simplified physical model was developed. This model includes the relevant system parameters and the most important load carrying mechanisms of the full three-dimensional model in a properly simplified way. For this model an approximation formula for the effective shear stiffness ( $G^*/G$ ) is developed, again depending on  $t_i/a$  and  $u/a$ . Finally, this analytical model formula is used as basis to fit the computed effective shear stiffnesses ( $G^*_{FE}/G$ ) of the three-dimensional study by introducing a suitable fitting function  $\alpha_{FE}(t_i/a)$ , depending on the board-thickness to board-width ratio  $t_i/a$ , yielding the modified effective shear stiffness  $G^*_{FE-FIT}/G$ . In this way, the three-dimensional results can be represented in most compact form and are ready for further use with the simpler two-dimensional models as outlined before.

Finally, a practical application of the developed shear stiffness function is presented by carrying out a parametric study on a quadratic cross-laminated timber plate with dimensions  $B = H$  with a centred quadratic opening with dimensions  $b = h$ . The parameter  $b/B = h/H$  is varied between 0.1 and 0.9. The calculations are carried out on a complex three-dimensional solid model (20 x 20 board crossings) and, for comparison, on a simpler two-dimensional (plain strain) model utilizing the developed shear stiffness function ( $G^*_{FE-FIT}/G$ ).

### 3 Efficient mechanical modelling

The regular periodic internal geometric structure of the considered CLT wall element (Fig. 2.2.a,b), in combination with the uniformly applied shear loading over the board cross-sections hitting the boundaries of the CLT element, from the theoretical point of view, results in periodically repeated patterns of stresses and deformations. The smallest unit cell which represents the basic result pattern and which is periodically repeated over the whole volume of the CLT plate is called the “representative volume element (RVE)”. This terminology is well-known and taken over from the field of multi-scale modelling. The representative volume element extends over the whole plate thickness and can be further sub-divided in plate thickness direction leading to the even more fundamental so-called “representative volume sub-element (RVSE)”. The representative volume sub-element comprises a cut out of two orthogonal neighbouring boards, each of them extending over half of the board thickness only (Fig. 3.1 and Fig. 3.2). This further simplification is justified if an infinite periodicity in thickness direction can be assumed, by approximation, thus neglecting any free-surface effects in this basic study.

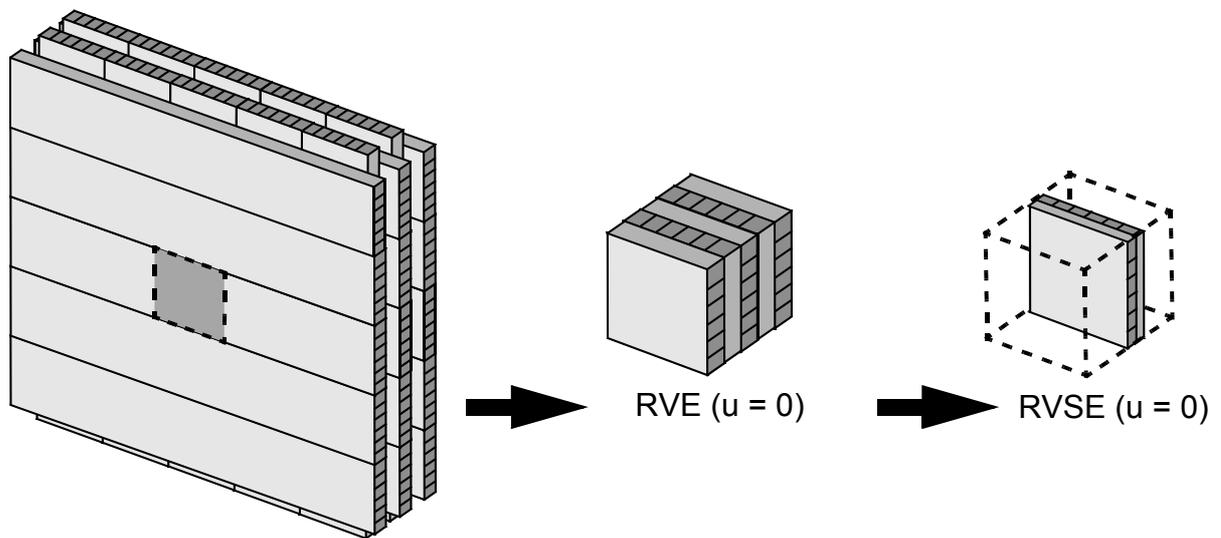


Fig. 3.1: CLT wall segment without in-layer board spacing ( $u = 0$ ) and extraction of the representative volume element (RVE) and the representative volume sub-element (RVSE)

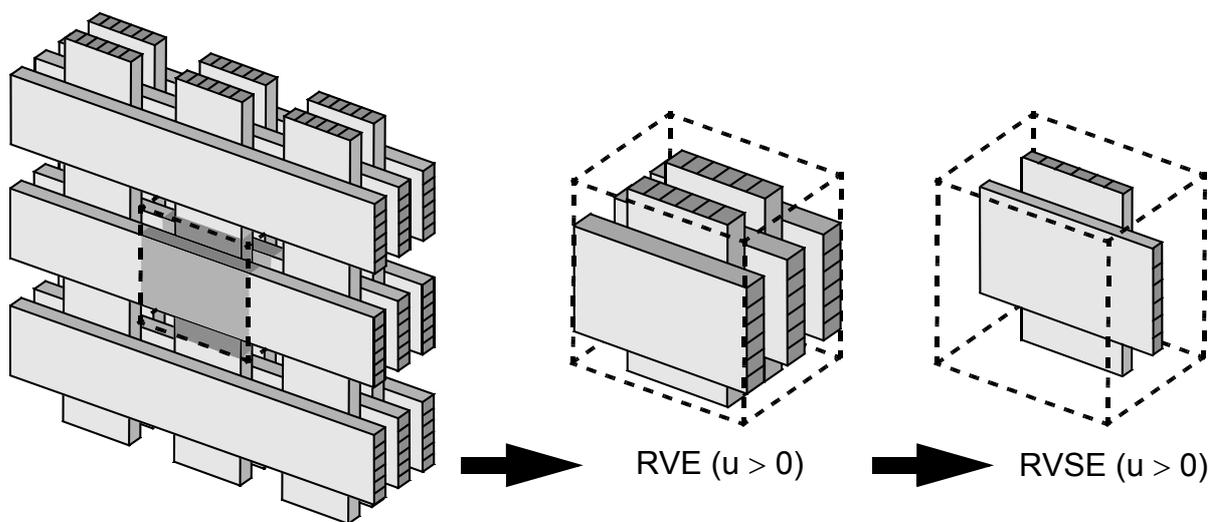


Fig. 3.2: CLT wall segment with finite in-layer board spacing ( $u > 0$ ) and extraction of the representative volume element (RVE) and the representative volume sub-element (RVSE)

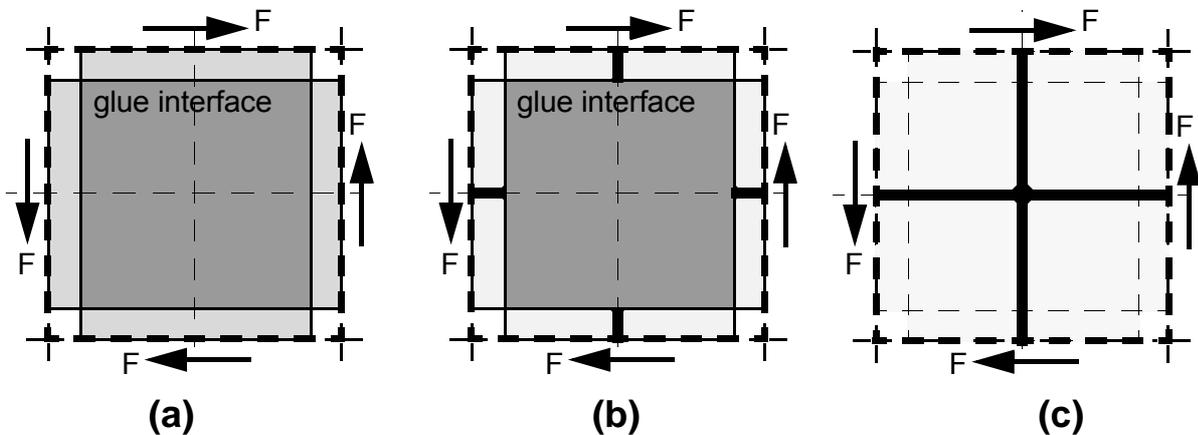


Fig. 3.3: Frontal views of various sub-element models: (a) solid continuum model (RVSE), (b) simplified physical model, (c) plane grid model.

This assumption corresponds to an infinite number of board layers and results in a corresponding infinite number of planes of symmetry (in thickness direction) which coincide with the mid-surfaces of these board layers supposed all board layers ‘ $i$ ’ have equal values of thickness  $t_i$ . Consequently, in thickness direction the representative volume sub-element (RVSE) is limited by two neighbouring planes of symmetry.

The “representative volume element (RVE)” has a prismatic shape and represents the smallest possible reduction to a stack of isolated board crossings ( $n$  board layers, where  $n$  is the number of board layers) and is limited, in thickness direction, by the outer surfaces of the CLT element. Therefore the RVE comprises a number of  $n-1$  continuously glued joint interfaces between each pair of neighbouring boards. The periodicity conditions at the interfaces of the RVE with the surrounding CLT wall element, which consists of further periodically repeated RVE’s, can easily and most effectively be described (and realized in the finite element analysis models) by introducing suitable constraint conditions (planes of vertical and horizontal anti-symmetry).

The “representative volume sub-element (RVSE)” represents the smallest irreducible unit of the CLT wall element, under the given conditions, which serves as basis and starting point for efficient finite element solid modelling as well as for the development of the related simplified physical model. In the following derivations  $t$  designates the total wall thickness of the CLT element and  $t_i$  designates the thickness of the single board layers, which is taken as uniform in the present context.

The fundamental representative volume sub-element (RVSE) is shown in Fig. 3.4.a with the shear forces transmitted at the vertical and horizontal pairs of planes of periodicity (anti-symmetry) plotted by grey-shaded arrows. It can be clearly recognized that the shear forces between neighbouring RVSE’s are transmitted by pairs of related (vertical and horizontal) board cross-sections only. Therefore the narrow faces of neighbouring boards of each layer remain always stress-free. For enabling better understanding, the complete state of shear loading as shown in Fig. 3.4.a can be decomposed into two basic mechanisms, i.e. a mechanism of pure shear (Fig. 3.4.b) and a remaining mechanism of “torsion-like” behaviour (Fig. 3.4.c).

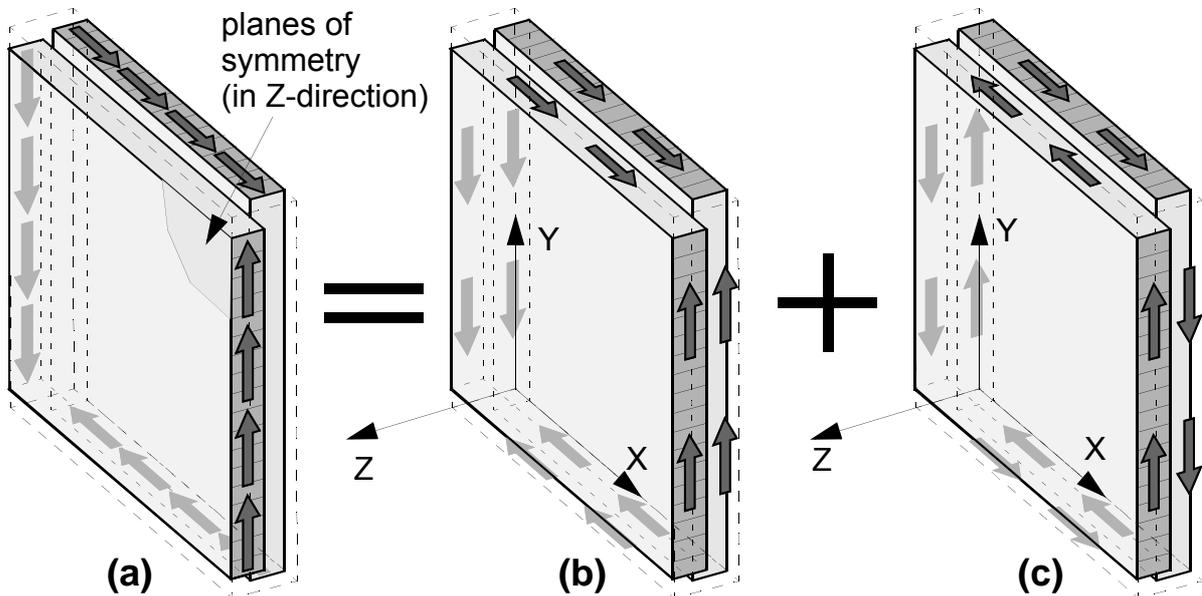


Fig. 3.4: Superposition of load carrying mechanisms, (a) original situation, (b) partial state of pure shear and (c) partial state of torsion-like behaviour.

The mechanism of pure shear is trivial, but the complementary “torsion-like” mechanism is non-trivial due to the complicated boundary conditions. This means that the continuously glued interface between two crossing boards is exposed to a system of torsion-like shear stresses. Eventually, these mechanisms can be superimposed to represent the behaviour of the complete subelement.

## 4 Simplified mechanical model

Below a simplified mechanical model is developed which reflects the main features of the mechanical behaviour of the sub-model (RVSE) and utilizes the decomposition into fundamental load carrying mechanisms as outlined above (Fig. 3.4). This procedure enables us to estimate the distinct effect of the discrete structure of the single board layers, at least approximately.

The *fundamental mechanism '1'* corresponds to the state of uniform shear across the total thickness of the sub-element (Fig. 3.4.b). This state occurs in homogeneous plates with continuous structure of the layers, i.e. with rigid contact between neighbouring narrow faces. Therefore the related shear stiffness is represented by the usual shear modulus  $G = G_{\parallel}$  for shear parallel to the grain (Eqn. 4-1).

The *fundamental mechanism '2'* corresponds to a complicated state of torsion in thickness direction of the sub-element extending between the planes of symmetry (in Z-direction) of neighbouring board layers (Fig. 3.4.c). In the present simplification we adopt a simple classical torsional beam model which extends in plate thickness direction and is loaded by oppositely directed torsional moments with uniform distribution, acting anti-symmetrically to the mid-plane of the sub-element. Simple polar torsional behaviour is assumed ( $J_T = a^4/6$ ) which corresponds to the condition of restrained warping. The orthotropic shear behaviour of the boards is taken into account by consistently introducing an effective shear modulus  $G_{\text{eff}} = (G_{\parallel} + G_{\perp})/2$ , i.e. the mean value of the relevant shear moduli parallel and perpendicular to the grain direction (Eqn. 4-2).

- **Fundamental mechanism '1': Pure shear**

$$\gamma_1 = \frac{\tau}{G_1} = \frac{T}{G \cdot t} \Rightarrow \frac{G_1}{G} = 1 \quad [4-1]$$

- **Fundamental mechanism '2': Polar torsion approximation**

$$\gamma_2 = \frac{\tau}{G_2} = \frac{T}{G_{\text{eff}} \cdot t} \cdot 3 \left( \frac{t_i}{a} \right)^2 \Rightarrow \frac{G_2}{G} = 1 / \left( 3 \frac{G}{G_{\text{eff}}} \left( \frac{t_i}{a} \right)^2 \right) \quad [4-2]$$

#### 4.1 Superposition of mechanisms '1' and '2'

The *fundamental mechanisms '1' and '2'* act in serial connection. This results in a typical structure of the superposition relationship. The flexibilities, represented by the shear deformation angles  $\gamma$  of the individual mechanisms, have to be added in order to correctly calculate the resulting shear stiffness. For non-dimensional representation of the shear stiffness of the complete model, this value is related to the shear modulus  $G = G_{\parallel}$  for shear parallel to the grain direction (Eqn. 4-3).

$$\gamma_{\text{TOTAL}} = \gamma_1 + \gamma_2 = \frac{T}{G \cdot t} \cdot \left( 1 + 3 \frac{G}{G_T} \left( \frac{t_i}{a} \right)^2 \right) \Rightarrow \frac{G_{1+2}^*}{G} = \frac{1}{G \left( \frac{1}{G_1} + \frac{1}{G_2} \right)} = 1 / \left( 1 + 3 \frac{G}{G_{\text{eff}}} \left( \frac{t_i}{a} \right)^2 \right) \quad [4-3]$$

#### 4.2 Additional effect of finite in-layer board spacing (mechanism '3')

This new simplified mechanical model can be easily extended to include the effect of finite in-layer board spacing, i.e. by suitably modifying the flexibility term for mechanism II (Eqn. 4-3). Those parts of the boards which bridge the finite spacings between neighbouring boards are represented by short cantilever beams (Fig. 3.3.b). These beams have to be considered as Timoshenko-Reissner beams due to their shortness. Corresponding flexibility terms have to be added which arise from the transverse shear and bending behaviour of cantilever beams yielding the modified relationship below (Eqn. 4-4).

$$\frac{G^*}{G} = \frac{G_{1+2+3}^*}{G} = 1 / \left( 1 + \frac{u}{a} \left( 1 + 2 \frac{G}{G_Q} \right) + 3 \frac{G}{G_{\text{eff}}} \left( 1 + \frac{u}{a} \right)^2 \left( \frac{t_i}{a} \right)^2 + 2 \frac{G}{E} \left( \frac{u}{a} \right)^3 \right) \quad [4-4]$$

The non-dimensional shear stiffnesses for the simplified mechanical model (Eqn. 4-3 and Eqn. 4-4) are plotted in Fig. 5.1 by thin solid curves for the basic configuration ( $u/a = 0$ , Fig. 5.1.a) and for the modified configuration with  $u/a = 0.067$  (Fig. 5.1.b). For comparison purposes, similar results are plotted for isotropic elastic shear behaviour with  $G_{\text{eff}} = G_{\parallel} = G$  (thin dashed curves in Fig. 5.1.a).

## 5 Finite element modelling and analysis of the sub-element

Comprehensive parametric finite element studies were performed at the representative volume sub-element (RVSE) under uniform shear loading (Fig. 3.4.a) utilizing three-dimensional solid modelling [2]. Detailed finite element model, relating to discretization and elastic material data, are given below. The relevant periodic boundary conditions were imposed by suitable linear constraint equations [2].

- ABAQUS C3D27 continuum elements with 27 nodes per elements (900 – 11000 elements)
- This corresponds to about 9000 – 120000 nodes and 27000 – 360000 equations
- Shear moduli parallel/perpendicular to grain:  $G_{\parallel} = 750 \text{ N/mm}^2$ ,  $G_{\perp} = 75 \text{ N/mm}^2$
- Torsional shear modulus:  $G_{\text{eff}} = (G_{\parallel} + G_{\perp})/2$ :  $G_T = 412.5 \text{ N/mm}^2$
- Moduli of elasticity parallel/perpendicular to grain:  $E_{\parallel} = 10000 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_{\perp} = 400 \text{ N/mm}^2$
- Poisson's ratio: (6 x 6 diagonal material matrix)  $\nu_{12} = \nu_{13} = \nu_{23} = 0$
- Parameter: board thickness  $t_i/a = 0.01$  to  $10.0$  and board spacing  $u/a = 0$  and  $0.067$ .

### 5.1 Finite element results

In the present context we restrict ourselves to the description and representation of the deformation behaviour only. The results relating to the stress distributions and load carrying behaviour will be described in a forthcoming paper. The calculated finite element results are plotted in non-dimensional form in dependency of the board-thickness to board-width ratio  $t_i/a$  and are marked by black symbols in Fig. 5.1. These figures show typical distributions of the equivalent shear stiffnesses, calculated by FEM, which closely resemble those calculated by the simplified mechanical model (see thin curves). Therefore it is reasonable to utilize the analytical results curve (Eqn. 4-4) for compact representation of the finite element results. This is achieved by introducing a suitable correction function  $\alpha_{\text{FE-FIT}}$ , which curve-fits the FE results by modifying the flexibility of the torsional mechanism as follows:

$$\frac{G_{\text{FE-FIT}}^*}{G} = 1 / \left( 1 + \frac{u}{a} \left( 1 + 2 \frac{G}{G_Q} \right) + \alpha_{\text{FE-FIT}} \cdot 3 \frac{G}{G_{\text{eff}}} \left( 1 + \frac{u}{a} \right)^2 \left( \frac{t_i}{a} \right)^2 + 2 \frac{G}{E} \left( \frac{u}{a} \right)^3 \right) \approx \frac{G_{\text{FE}}^*}{G} \quad [5-1]$$

$$\alpha_{\text{FE-FIT, iso}} = 0.45 \cdot \left( \frac{t_i}{a} \right)^{-0.80} \quad \text{and} \quad \alpha_{\text{FE-FIT, ortho}} = 0.32 \cdot \left( \frac{t_i}{a} \right)^{-0.77} \quad [5-2]$$

The correction functions  $\alpha_{\text{FE-FIT}}$  which were obtained by power-law curve-fitting are given in Eqn. 5-2, for isotropic/orthotropic elastic behaviour respectively (section 4) and have to be introduced into Eqn. 5-1. There is a drop of the equivalent shear stiffness  $G^*/G$  by about 10 to 40 % in the practical range of  $t_i/a$ -values which are caused by the in-layer discontinuities of the board interfaces. Verificational shear tests were carried out on a (7 x 7) CLT wall panel with 3 layers at the structural engineering laboratory at TU Graz. The single board dimensions were  $t_i/a = 0.8$ . Excellent agreement of the effective shear moduli in tests ( $\approx 0.30$ ) and FE analyses ( $\approx 0.29$ ) could be observed (Fig. 5.1.b).

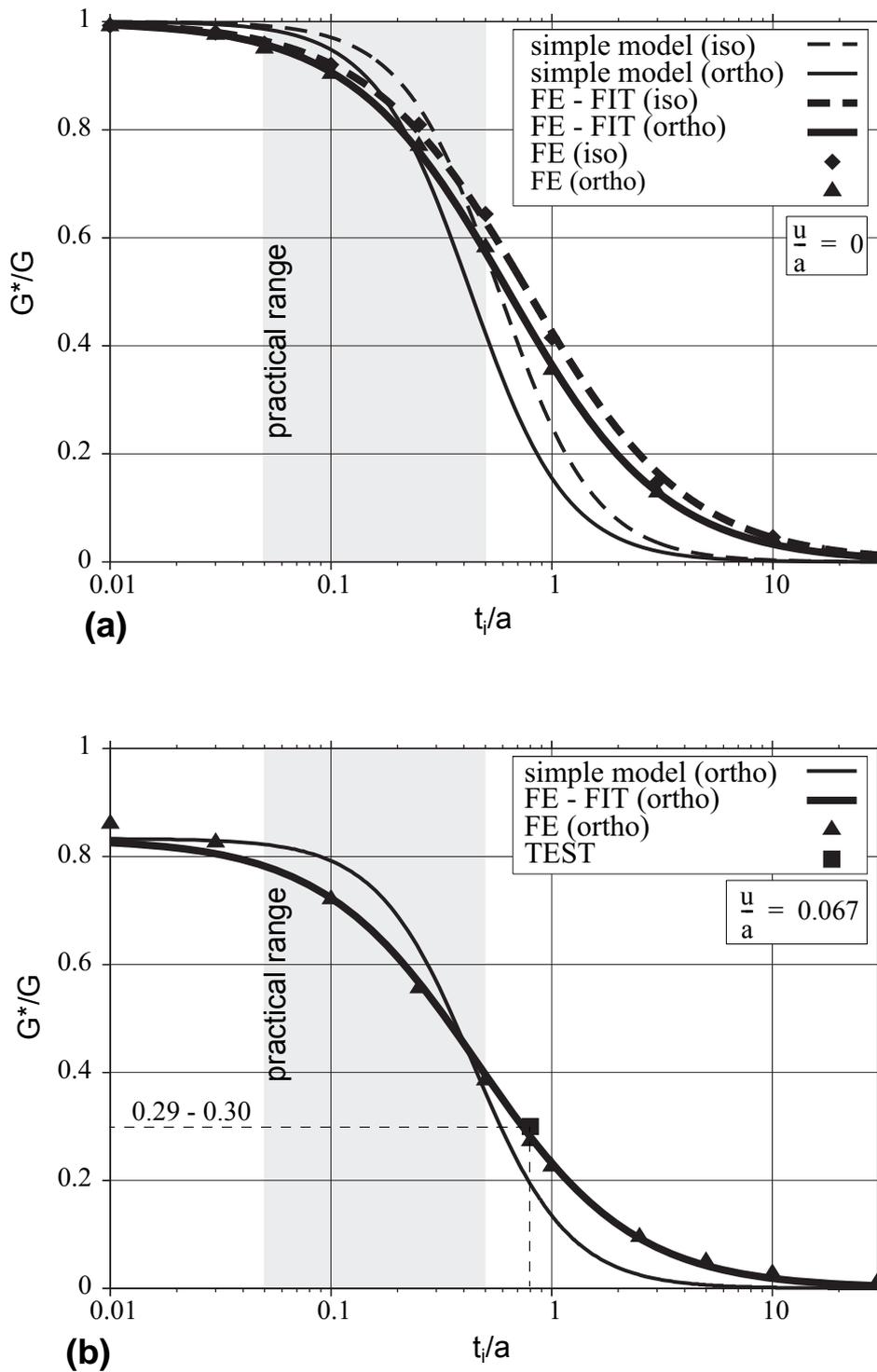


Fig. 5.1: Non-dimensional equivalent shear stiffness  $G^*/G$  for the simplified mechanical model and the finite element 3D model for different  $u/a$ -ratios

## 6 Effect of openings on the shear stiffness of (20 x 20) CLT wall segments

In practical structures wall elements will often have openings which cause a further reduction of the overall shear stiffness compared to the equivalent value for the homogeneous wall element (Eqs 5-1 and 5-2).

A first rough estimate for this stiffness reduction could be obtained by taking the area ratio  $A_{WALL}/A = 1 - A_{OPEN}/A$  as a simple estimate for the reduced effective shear stiffness  $G^*/G$  (with  $A = BH$ ,  $A_{OPEN} = bh$  and  $A_{WALL} = BH - bh$ ).

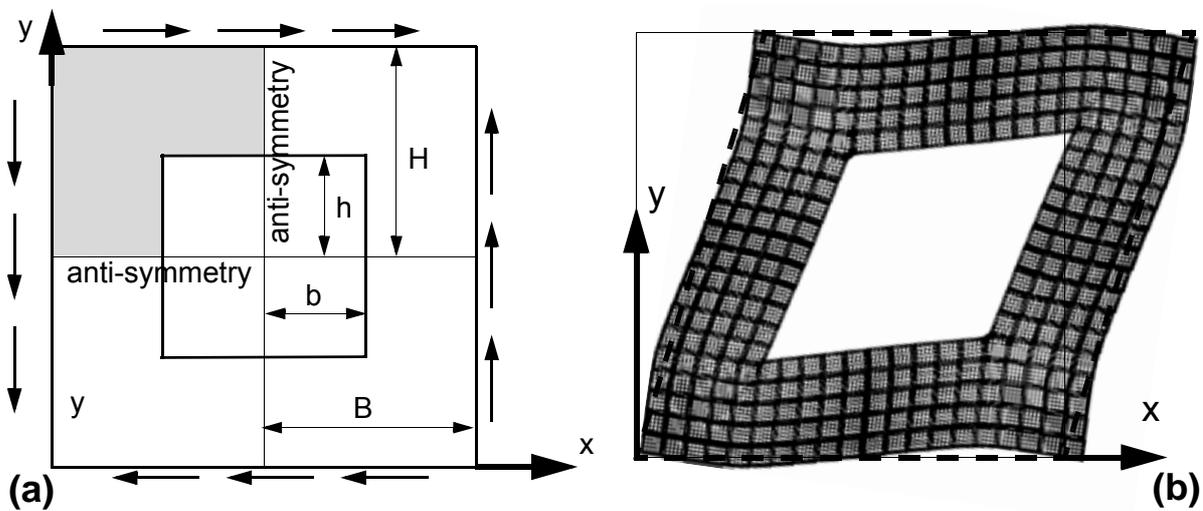


Fig. 6.1: Wall segment with quadratic opening, (a) schematic, (b) finite element deformed shape

A parametric FE study on a quadratic wall segment with a centered quadratic opening was performed. As before, elaborate continuum solid modelling was carried out and, for comparison, classical plain stress modelling was carried out in addition, making use of the formerly calculated equivalent shear stiffnesses (Eqs 5-1 and 5-2, see Fig. 5.1).

The FE model comprises 20 x 20 sub-elements. The board dimensions and spacings were chosen as  $t_i/a = 1/5$  and  $u/a = 1/30$  respectively. Due to double anti-symmetry the analyses could be performed on a quarter-size model. The undeformed and deformed structures are plotted in Fig. 6.1. The value of the non-dimensional wall shear stiffness strongly depends on the opening parameter (Fig. 6.2) and the resulting curve is universally valid for all combinations of  $t_i/a$  and  $u/a$  in good approximation.

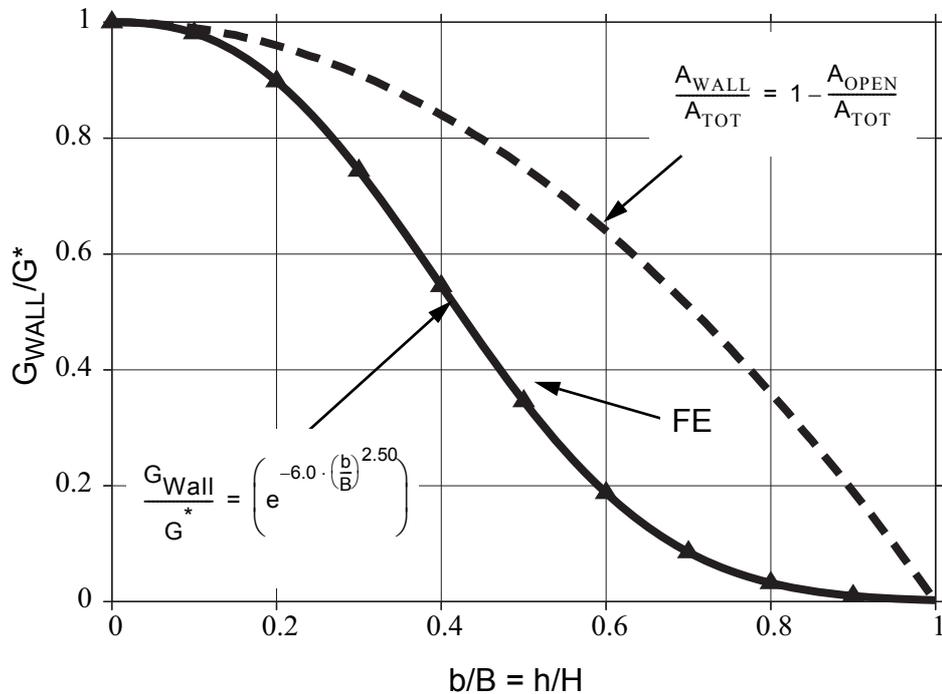


Fig. 6.2: Elastic effective wall shear stiffness for wall segments with quadratic openings

## 7 Conclusion

The elastic deformation behaviour of rectangular cross-laminated timber (CLT) wall segments under uniform in-plane shear loading was investigated considering the complex internal structure of these elements. Comprehensive finite element parametric studies were carried out on wall models with and without openings. A simplified mechanical model was derived which allows an analytical description of the effective shear stiffness for these CLT plate elements and serves further as a framework for the compact description of the finite element results.

## 8 Acknowledgement

The funding by the Federal Ministry of Economics and Labor of the Republic of Austria (BMWA), by the Styrian Business Promotion Agency (SFG), by the Federal State of Styria, and by the Municipality of Graz, within the framework of the Austrian competence center program (Center of Competence holz.bau forschungs gmbh), is gratefully acknowledged.

## 9 References

- [1] Blass H.J., Görlacher R., „Structural Timber Design: Fundamentals of Analysis of Cross-laminated Timber Plates“, *Holzbau Kalender*, Vol. 2, Bruderverlag, pp. 580–598 (in German) 2003.
- [2] ABAQUS, „Version 6.5 Theory & Users Manuals“, Abaqus Inc., Pawtucket, Rhode Island, 2005.

# H Verformungsverhalten von Brettsperrholzplatten unter Schubbeanspruchung in der Ebene

G. Traetta, T. Bogensperger, T. Moosbrugger, G. Schickhofer



DI Gianluigi Traetta  
2003 Abschluss des Bauingenieurstudiums an der TU Bari  
seit 2004 Mitarbeiter in der holz.bau forschungs gmbh



DI Dr. techn. Thomas Bogensperger  
2000 Promotion an der TU Graz  
seit 2003 Forschungsmitarbeiter am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz



DDI Thomas Moosbrugger  
2004 Abschluss des Bauingenieurstudiums an der TU Graz  
seit 2005 Wissenschaftlicher Assistent am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz



Univ. Prof. DI Dr. techn. Gerhard Schickhofer  
1994 Promotion an der TU Graz  
seit 2004 Vorstand des Instituts für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz

## Zusammenfassung

Mit der vorliegenden Arbeit wurde das Ziel verfolgt, die Schubkenngrößen – Schubfestigkeits- und Schubsteifigkeitskennwerte für Beanspruchungen in Scheibenebene – eines dreischichtigen 7x7-BSP-Scheibenelementes experimentell zu ermitteln. Zur Bestimmung der genannten Kenngrößen wurde eine Versuchskonfiguration entwickelt. Bei allen durchgeführten Versuchen traten lokale Versagenszustände im Lasteinleitungsbereich (Stahlrahmen – Prüfkörper) auf, deshalb sind mit der verwendeten Versuchskonfiguration ausschließlich Aussagen zum Schubsteifigkeitsverhalten möglich. Für die geprüften dreischichtigen 7x7-BSP-Elemente mit Fugenbreiten von 5 mm zwischen den Einzelbrettern liegen die Schubmoduln der einzelnen Versuche zwischen 192 N/mm<sup>2</sup> und 258 N/mm<sup>2</sup>. Im Mittel konnte ein Schubmodul für die geprüften Scheibenelemente von rund 230 N/mm<sup>2</sup> ermittelt werden. Dieser Wert wurde anhand einer FE-Analyse bestätigt, wobei dem Ausgangsmaterial „Brett“ für die Berechnung ein Schubmodul von 750 (650) N/mm<sup>2</sup> zugeordnet wurde. Der effektive Schubmodul eines 7x7-BSP-Elementes mit 5 mm Fugenbreite kann daher mit circa 30 % des Schubmoduls der Ausgangsbrettware angenommen werden.

## 1 Einleitung

Brettsperrholzelemente sind ebene flächige Tragelemente und kommen im konstruktiven Ingenieurholzbau als Platten- und Scheibenelemente zum Einsatz. Im Rahmen der Forschung und Entwicklung in diesem Bereich und der darauf basierenden Holz-Massivbauweise wurde das Hauptaugenmerk bis dato auf die Ermittlung der 1D-Plattentragwirkung gelegt.

Für die Abtragung von Belastungen in der Scheibenebene liegen nur wenige Untersuchungen vor ([1], [9], [10] und [11]). Bis dato ist das Verformungsverhalten und das Tragvermögen einer mehrschichtig gekreuzt aufgebauten BSP-Scheibe nicht ausreichend bekannt. Die Schubkräfte zwischen benachbarten Einzelbrettlagen werden laut [2] über „Torsionsbeanspruchungen“ in den verklebten Kreuzungsflächen (Einzelknoten) übertragen, und rufen die sogenannten „Rollschubspannungen“ hervor. Im Gegensatz dazu können bei einer „vollständigen“ Scheibe [2], d. h. die Bretter der Einzellagen sind miteinander seitenverklebt, die Schubkräfte innerhalb jeder Einzellage abgetragen werden.

Die Nachweisführung von BSP-Scheiben mit und ohne Öffnungen beruht gegenwärtig auf einfachen Ingenieurmodellen ([2], [7]). Der mehrgeschossige Wohnbau, z. B. unter Erdbebenbelastung, stellt jedoch höhere Anforderungen an die Nachweisführung solcher Elemente. Die laufenden Forschungsarbeiten am Institut für Holzbau und Holztechnologie in Kooperation mit der holz.bau forschung gmbh befassen sich mit der strukturmechanischen Beschreibung [4] dieser BSP-Elemente unter Schubbeanspruchung. Die versuchstechnischen Untersuchungen der behandelten Scheibenelemente sind Inhalt dieses Beitrages. Diese dienen der Untermauerung und Ergänzung der entwickelten theoretischen Modelle.

## 2 Stand der Normung

Auf Grund der fehlenden nationalen und internationalen Normung der genannten Produkte werden die Nachweisführungen derzeit überwiegend anhand der gültigen bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt. Mit der DIN 1052:2004 [7] werden „Flächen aus Schichten“ und deren Nachweisführung, siehe Kap.

10.7.1, erstmals normativ geregelt. Zudem sind im informativen Anhang D der genannten Norm Berechnungsvorschläge zur Ermittlung von Steifigkeitskennwerten und Spannungen für mehrfach geschichtete Strukturen, gültig für starre und nachgiebig miteinander verbundene Schichten, zu finden. Als Grundlage für die Normentexte dient ein einfaches Gitterstab- bzw. Drehfedermodell, das in [2] näher beschrieben ist.

### 3 Stand des Wissens und der Forschung

Für die versuchstechnischen Untersuchungen an BSP-Elementen ist die Dissertation von R. Bosl [1] von besonderer Bedeutung. Die darin beschriebene Prüfkongfiguration in Form eines starren Viereckrahmens aus Stahl ermöglicht die Bestimmung von Schubsteifigkeiten von Scheibenstrukturen und dient als Grundlage für die in dieser Arbeit beschriebenen Untersuchungen. Die zur Bestimmung der Schubsteifigkeit notwendige Schubverzerrung  $\gamma$  wird dem BSP-Element durch einen quasi starren Stahlrahmen (siehe Abb. 4.1 (a)) aufgezwungen.

Bosl untersuchte fünfplagige Brettsperrholzelemente mit zwei unterschiedlichen Aufbauten, wie in Abb. 3.1 dargestellt. Der Unterschied zwischen den beiden Aufbauten liegt in der Brettorientierung der Zwischenschichten: Bei der orthogonalen Struktur verlaufen die Bretter der Querlagen orthogonal zu den Decklagen (Abb. 3.1 (a)), bei der diagonalen Struktur ist die Mittellage der BSP-Elemente gegenüber den Decklagen um  $45^\circ$  verdreht eingebaut, siehe Abb. 3.1 (b).

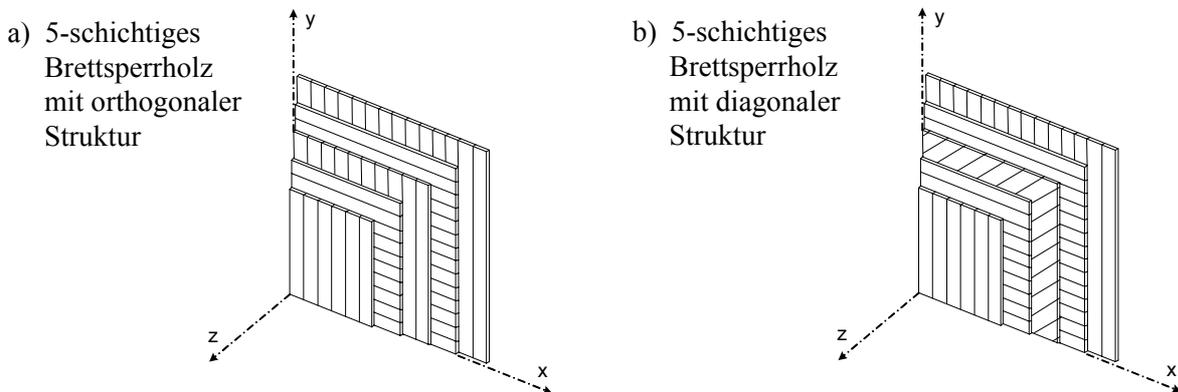


Abb. 3.1: Aufbau der Wandscheiben aus Brettsperrholz [1]

In Abb. 3.2 ist der in [1] verwendete Versuchsaufbau mit einem um  $45^\circ$  gegenüber seiner Horizontalen geneigten Probekörper dargestellt. Wie in [1] geschildert, stellten sich bei allen Probekörpern mit orthogonaler Struktur bis zum Erreichen des Bruchzustandes nur im mittleren Bereich des Probekörpers deutlich erkennbare Schubverformungen ein, siehe Abb. 3.2 (b). An den Probekörpern mit diagonalen Mittellage konnte im Vergleich mit den Probekörpern mit orthogonaler Struktur ein rund doppelt so großer Schubsteifigkeitswert ermittelt werden. Bosl stellte bereits fest, dass für die Erzeugung eines reinen Schubspannungszustandes in den Probekörpern sowohl Hauptdruck- als auch Hauptzugkräfte einzuleiten sind. Bei der in [1] geschilderten Konfiguration fehlte eine kontinuierliche kraftschlüssige Verbindung zwischen dem Stahlrahmen und dem Probekörper, sodass ausschließlich das Einleiten von lokalen Druckkräften möglich war. Die auf Grund der hohen Scheibentragfähigkeit erforderlichen großen Druckkräfte führten im Einleitungsbereich am linken und rechten Gelenk des Rahmens zu lokalem Versagen der BSP-Elemente, siehe Abb. 3.2 (c).

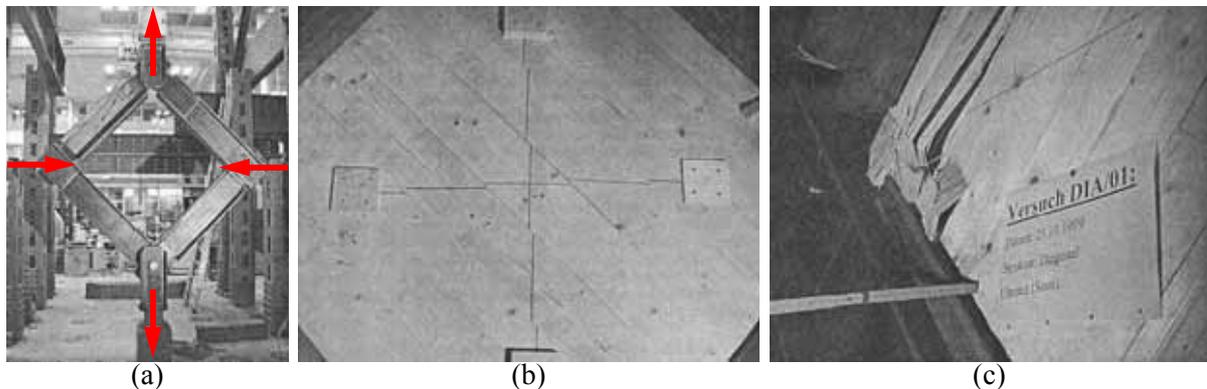


Abb. 3.2: Versuchsaufbau nach Bosl [1]: (a) Stahlrahmen, (b) Schubverformung einer BSP-Scheibe, (c) Versagen von BSP-Scheiben mit diagonaler Struktur im Kräfteinleitungsbereich

Neben den Bauteilversuchen von Bosl sind an der TU Graz experimentelle und numerische Untersuchungen am Einzelknoten – als solcher wird der Kreuzungspunkt zweier orthogonal miteinander verklebter Brettlagen bezeichnet – durchgeführt worden, [9][10]. Diese Arbeiten sind als Ergänzung zum erwähnten Gitterstab- bzw. Drehfedermodell zu sehen, [2][7].

## 4 Experimentelle Ermittlung des Schubmoduls in Scheibenebene

### 4.1 Allgemeines

Das Ziel der Untersuchung liegt analog zur Arbeit von Bosl in der Bestimmung der Schubkennwerte für in Scheibenebene beanspruchte BSP-Elemente. Im Gegensatz zu Bosl werden bei den Versuchen an der TU Graz dreischichtige BSP-Elemente mit einer adaptierten Prüfkongfiguration untersucht. Die Verbesserung in der gewählten Versuchskonfiguration liegt darin, dass anstelle der konzentrierten Lasteinleitung über Zug- und Druckkräfte eine kontinuierliche Schubkräfteinleitung entlang der vier Scheibenränder vorgenommen wird. Diese kontinuierliche Lasteinleitung wird durch eine linienförmige Verklebung des Stahlrahmens mit dem Versuchskörper erreicht.

Wie auch bei Bosl [1] beschränken sich die Versuchsergebnisse auf die Ermittlung von Steifigkeitskenngrößen. Die Ermittlung von Schubfestigkeitskenngrößen dieser BSP-Elemente ist auch mit der verbesserten Prüfkongfiguration nicht möglich geworden. Bei allen geprüften BSP-Scheiben erfolgte der Bruch im Lasteinleitungsbereich zwischen Stahlrahmen und Prüfkörper (vgl. Abb. 4.2) und nicht, wie geplant, innerhalb der Scheibe im Bereich der Klebeflächen benachbarter Einzelbretter.

Aus den oben genannten Gründen beschränken sich die weiteren Ausführungen ausschließlich auf die Ermittlung der Schubsteifigkeit von BSP-Scheibenelementen.

### 4.2 Versuchskörper

Die untersuchten dreischichtigen Scheibenelemente sind aus Einzelbrettern der Sortierklasse S 10 (Fichte) gemäß DIN 4074-1:2003 (Festigkeitsklasse C 24 gemäß EN 338:2003) hergestellt worden.

Um die Versuche zur Untermauerung der theoretischen Resultate nutzen zu können sind die BSP-

Elemente als „aufgelösten Scheiben“ [2], d. h., dass die Einzelbretter innerhalb einer Lage an ihren Schmalseiten nicht verklebt sind, ausgeführt. Die Fugenbreite zwischen benachbarten Brettern innerhalb einer Einzellige beträgt 5 mm. Die Fuge verhindert im deformierten Zustand Reibungseffekte an den Brettschmalseiten. Diese Reibungseffekte verhelfen den BSP-Elementen zu höheren Steifigkeiten. Im praktischen Einsatz führen einerseits produktionstechnische Faktoren (in gültigen Zulassungen sind teilweise Fugenbreiten bis 6 mm erlaubt) andererseits holzspezifische Effekte wie Schwinden (Rissbildung) zum Verlust dieser Reibungseffekte.

Um eine ausgewogene Querschnittsflächenbilanz zwischen der Innenlage und den beiden Außenlagen zu erzielen, wurde die Innenlage mit der doppelten Außenlagendicke ( $d_i = 2d_a$ ) gewählt. Diese einfache Modellvorstellung kann in der Zwischenzeit als nicht korrekt angesehen werden. Für eine theoretisch in Dickenrichtung unendlich ausgedehnte BSP-Scheibe (unendliche Schichtanzahl, d. h. gedankliche Symmetrie in den Mittelflächen der Einzelbretter) spiegelt die gewählte Prüfkörpergeometrie  $d_i = 2d_a$  eine Schichtstruktur mit konstanter Einzelschichtstärke  $d = d_i$  wider, siehe [4]. Somit sind die durchgeführten Versuche zur Bestätigung der theoretischen Modelle, diese beruhen auf BSP-Elementen mit konstanten Einzelschichtstärken, nutzbar, [12].

Um ein Querkraftversagen der Einzelbretter innerhalb der Scheibe zu vermeiden und um ausreichende Scherflächen im Bereich der linienförmigen Verklebungen (Einschlitzungen mit einer Breite  $b_{\text{nut}} = 10$  mm und einer Tiefe  $t_{\text{nut}} = 30$  mm entlang der Brettschmalseiten) der BSP-Elemente mit dem Versuchsrahmen zu gewährleisten, wurde die in Abb. 4.1 (a) dargestellte Geometrie der Versuchskörper gewählt:

- Quadratische Scheibe  $b = h = 560$  mm;
- Dicke der Außenlage  $d_a = 30$  mm;
- Dicke der Innenlage  $d_i = 60$  mm;
- Gesamtscheibenstärke  $d_G = 120$  mm.
- Brettbreite  $a = 75$  mm
- Fugenbreite  $u = 5$  mm

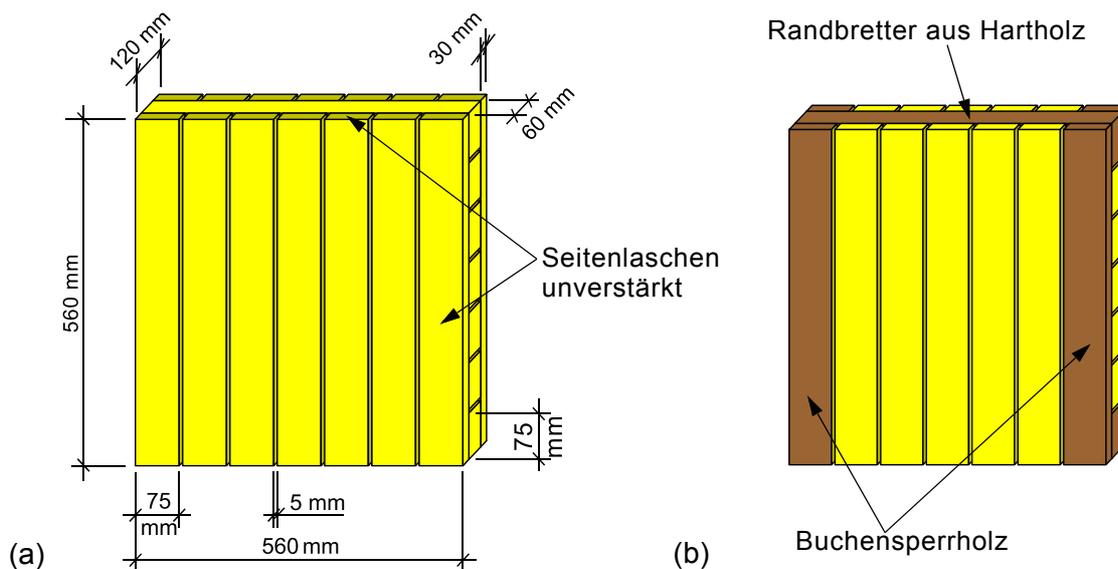


Abb. 4.1: (a) Abmessungen der BSP-Scheibe, (b) BSP-Scheibe mit Verstärkung

Jede der drei Einzelschichten des Prüfkörpers besteht aus sieben Einzelbrettern (die Brettbreite beträgt 75 mm, die Brettlänge  $b = 560$  mm). Die Fugenbreite zwischen den Einzelbrettern innerhalb einer Lage beträgt 5 mm. Für die Verklebung der Einzelschichten wurde der Einkomponenten-Polyurethanklebstoff PURBOND HB 110 der Firma COLLANO verwendet. Der Pressdruck für die Verklebung wurde mit rund  $0,3 \text{ N/mm}^2$  aufgebracht.

### 4.3 Versuchskonfiguration

Grundlage für die Konzeption der Prüfkongfiguration ist der in EN 408:2005 [8] festgelegte Drei-Punkt-Querkraftbiegeversuch. Wie in 4.1 beschrieben und in Abb. 4.2 dargestellt, besteht die Konfiguration aus einem quasi starren gelenkigen Stahlrahmen (Bolzen in den Rahmenecken) der die auftretenden Zug- und Druckkräfte des Biegemomentes übernimmt ( $EJ_{\text{Stahl}} \gg EJ_{\text{Holz}}$ ). Der Stahlrahmen besteht aus Laschenpaaren (d. h. zwei Laschen in der Mittellage bzw. jeweils eine Lasche in den Außenlagen) die wie unter 4.2 beschrieben mit den Brettschmalseiten (Einschlitzung) verklebt sind. Über diese kontinuierliche Verklebung entlang der Seitenkanten werden die Schubkräfte aus der konstanten Querkraft in den Prüfkörper übertragen. Im Inneren der BSP-Struktur stellt sich somit ein nahezu reiner Schubbeanspruchungszustand ein.

Aus Symmetriegründen erfolgt, wie in Abb. 4.2 dargestellt, eine parallele Prüfung von jeweils zwei BSP-Scheibenelementen.

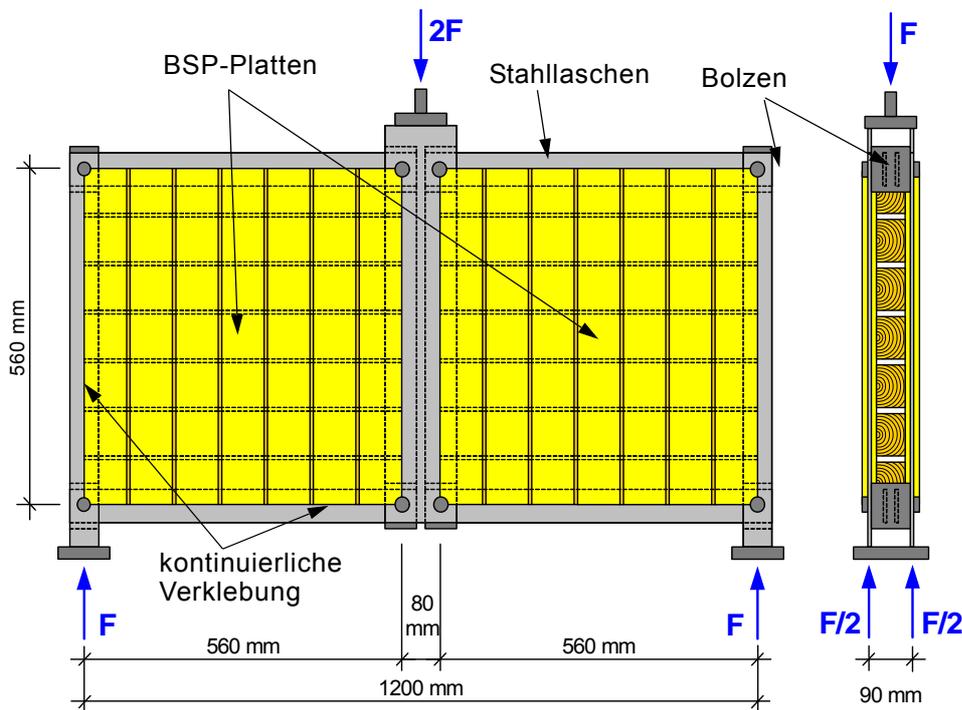


Abb. 4.2: Versuchskonfiguration I und II - schematische Darstellung

Die gewählte Schubkrafteinleitung entlang der Brettschmalseiten widerspricht dem im Inneren des BSP-Elementes auftretenden Schubkraftzustand. Dies führt im äußeren Bereich des BSP-Elementes zu lokalen Spannungsumlagerungen und somit zur Störung des angestrebten, reinen Schubzustandes.

Im Zuge von FE-Studien [12] konnte gezeigt werden, dass auf Grund des sehr starken Abklingverhaltens dieser lokalen Spannungsumlagerungen ein nahezu ungestörter Messbereich mit der Ausdehnung von 5x5 Einzelbrettern (siehe Abb. 4.4) definiert werden kann.

Zur Bestimmung des Verzerrungszustandes wurden an den jeweiligen Oberflächen der beiden Prüfkörper (siehe Abb. 4.4, Abb. 4.5 und Abb. 4.6) die Längenänderungen (Verlängerung bzw. Verkürzung) der Diagonalen des Messbereiches gemessen. Zusätzlich wurde die globale vertikale Stahlrahmenverformung in der Mittelachse der Konfiguration gemessen.

#### 4.4 Belastungsverfahren in Anlehnung an die ON EN 26891:1991

Die Durchführung der Versuche erfolgte in Anlehnung an die ON EN 26891:1991 [5]. Abweichend vom eigentlichen Anwendungsbereich dieser Norm – der Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens von Verbindungen mit nachgiebigen mechanischen Verbindungsmitteln – wurden deren Bestimmungen auch der Versuchsdurchführung mit der quasi starren Verklebung in den Kreuzungspunkten der BSP-Scheiben zugrundegelegt.

Die genannte Norm sieht vor, dass die Last bis auf 40 % der geschätzten maximalen Belastung  $F_{est}$  (Lastniveau 1) gesteigert (Punkt 04 in Abb. 4.3), 30 Sekunden konstant gehalten (Punkt 14) und anschließend auf 10 % (Lastniveau 2) verringert (Punkt 11) wird. Auf diesem Niveau wird die Belastung wiederum 30 Sekunden gehalten (Punkt 21) und anschließend bis zum Erreichen der Bruchkraft gesteigert.

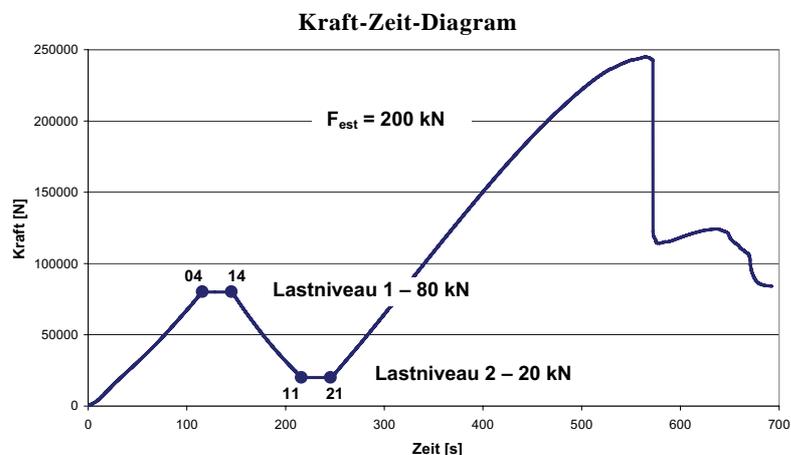


Abb. 4.3: Belastungsverfahren nach ON EN 26891:1991 (Versuch II), Kraft-Zeit-Diagramm

Die geschätzte Bruchlast  $F_{est}$  entspricht der auf die gesamte Versuchskonfiguration aufgebrachten Kraft. Diese wurde vorab mit 200 kN festgelegt. Das aufgebrachte Lastniveau 1 für die Versuche I und II betrug somit  $0,4 \times 200 \text{ kN} = 80 \text{ kN}$ , während sich für das Lastniveau 2 eine Kraft von  $0,1 \times 200 \text{ kN} = 20 \text{ kN}$  ergab. Die Belastung wurde verformungsgesteuert aufgebracht, wobei die Geschwindigkeit  $0,03 \text{ mm/min}$  betrug. Für den Versuch III wurde das Lastniveau 1 mit 115 kN, das Lastniveau 2 mit 6 kN festgelegt. Die Prüfung erfolgte mit einer Geschwindigkeit von  $0,02 \text{ mm/min}$ .

## 4.5 Versuchsumfang, Versuchsdaten und Versuchsauswertung

### 4.5.1 Versuchsumfang und Durchführung

Der Prüfumfang der in dieser Arbeit geschilderten Untersuchungen umfasst insgesamt drei Versuche:

- Versuchskonfiguration und Versagensmechanismus – Versuch I

Die Standardkonfiguration, diese besteht aus den zwei unverstärkten Prüfkörpern „Scheibe 1 und 2“, wie in Abb. 4.1 (a) dargestellt, führte zu lokalem Querkzugversagen der Randbretter im Einleitungsbereich beider BSP-Elemente (Abb. 4.4). Eine Ermittlung der Schubsteifigkeiten im linear elastischen Bereich ist problemlos möglich, Aussagen zum Festigkeitsverhalten der Scheibenelemente sind auf Grund der beschriebenen Versagensform nicht möglich.

- Versuchskonfiguration und Versagensmechanismus – Versuch II

Um die beim Versuch I aufgetretenen Querkzugprobleme im Lasteinleitungsbereich zu vermeiden wurden die Prüfkörper „Scheibe 3 und 4“, wie Abb. 4.1 (b) dargestellt, für den zweiten Versuch in folgender Form adaptiert:

Die Randbretter (Lasteinleitungsbereich mit Einschlitzung) des BSP-Elementes werden aus Buchenholz ausgeführt, siehe Abb. 4.1 (b). Zusätzlich erfolgt eine Querkzugverstärkung der Randbretter der Außenlagen durch Aufkleben eines 5 mm starken Buchensperrholzes. Ein erneutes Querkzugversagen konnte dadurch verhindert werden. Wie in Abb. 4.4 dargestellt, trat ein lokales Versagen im Bereich der Lasteinleitung bei einem der Prüfkörper (Scheibe 3) auf. Eine Ermittlung der Schubsteifigkeiten im linear elastischen Bereich ist problemlos für beide BSP-Scheibenelemente möglich, Aussagen zum Festigkeitsverhalten der Scheibenelemente sind auf Grund der beschriebenen Versagensform nicht möglich.

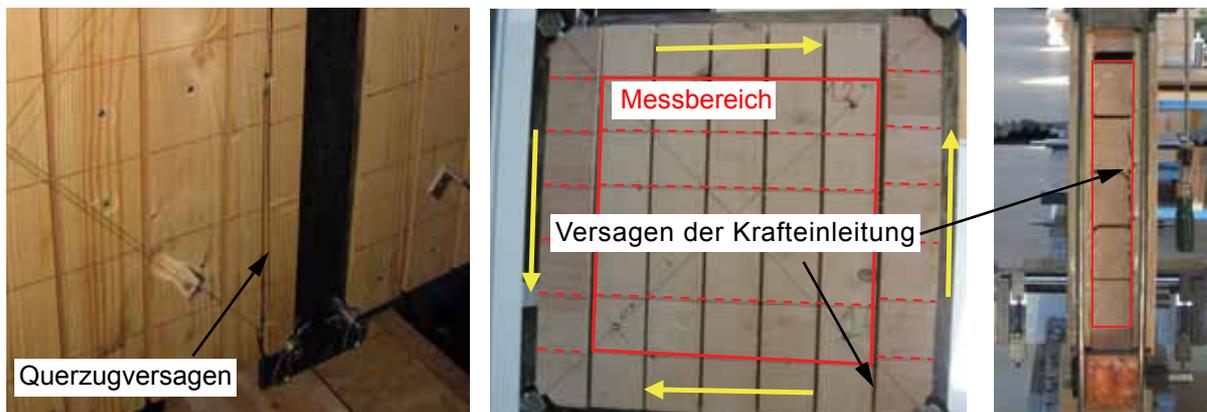


Abb. 4.4: Versagensbilder der Versuchskonfiguration I (ganz links) bzw. II mit einem zerstörungsfreien Bereich von 5x5-Brettkreuzungsflächen

- Versuchskonfiguration und Versagensmechanismus – Versuch III

Wie bereits erwähnt, wurde im Zuge des Versuches II nur eine Scheibe geschädigt, sodass mit dem ungeschädigten Scheibenelement (Scheibe 4) ein weiterer Versuch zur Bestimmung der Traglast durchgeführt werden konnte (Scheibe 4\*). Das geschädigte Scheibenelement wurde durch eine Stahldiagonale ersetzt (Abb. 4.5).

Obwohl die eingeleitete Bruchkraft gegenüber dem Versuch II nochmals gesteigert werden konnte, trat auch bei dieser Konfiguration kein Schubbruch innerhalb des Scheibenelementes auf. Auch beim Versuch III konnte ein Versagen der Klebefuge zwischen den Stahllaschen und dem Probekörper festgestellt werden.



Abb. 4.5: Versuchskonfiguration im eingebauten Zustand (links: Versuchskonfiguration I bzw. II; rechts: Versuchskonfiguration III)

#### 4.5.2 Versuchsdaten

Für die Ermittlung des Schubmoduls der BSP-Scheibe wurden die lokalen Schubverformungen der Scheiben aus den Längenänderungen der Diagonalen an beiden Seiten des Scheibenelementes berechnet. Für die Bezugsgröße der Diagonale wurde der Abstand der 5x5-Brettkreuzungsmittelpunkte von  $d = 460 \text{ mm}$  (Abb. 4.6) herangezogen.

Wie in 4.3 beschrieben sind pro Scheibenelement vier Weggeber (zwei Weggeber je Seite) angeordnet. Die der Schubmodulauswertung jeder Einzelscheibe zugrundegelegten Längenänderungen sind arithmetische Mittelwerte der Messdaten aller vier Weggeber (siehe 4.5.3).

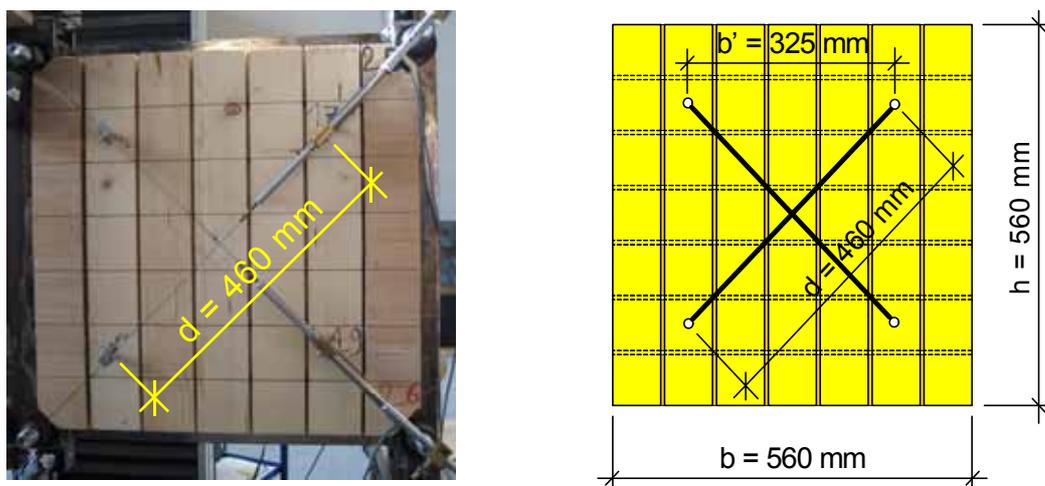


Abb. 4.6: Anordnung der Weggeber, Definition der diagonalen Längen des Messbereichs (Bezug)

## 4.5.3 Versuchsauswertung

Der Schubmodul  $G_{\text{Scheibe, Versuch}}$  der Einzelscheibe lässt sich nach Glg. 4-1, wie in Abb. 4.7 schematisch dargestellt, berechnen.

$$G_{\text{Scheibe, Versuch}} = \frac{\Delta F \cdot \frac{b'}{b}}{\Delta w_{5 \times 5} \cdot d_G} \quad ; \quad w_{5 \times 5} = |\Delta d_{5 \times 5}| \cdot \sqrt{2} \quad ; \quad \begin{aligned} \Delta F &= F_o - F_u \\ \Delta w_{5 \times 5} &= w_{5 \times 5, o} - w_{5 \times 5, u} \end{aligned} \quad [4-1]$$

$G_{\text{Scheibe, Versuch}}$  ..... versuchstechnisch ermittelter Schubmodul des Scheibenelements in [N/mm<sup>2</sup>]

$\Delta F$  ..... Kraftdifferenz (im linearen Bereich des Kraft-Weg-Diagramms) in [N]

$\Delta d_{5 \times 5}$  ..... gemessene Längenänderung der Diagonale des Scheibenelements in [mm]

$b$  ..... Breite des Scheibenelements (Bezug auf 7x7-Scheibenelement) in [mm]

$b'$  ..... Kantenlänge des 5x5-Messbereiches, siehe Abb. 4.6 in [mm]

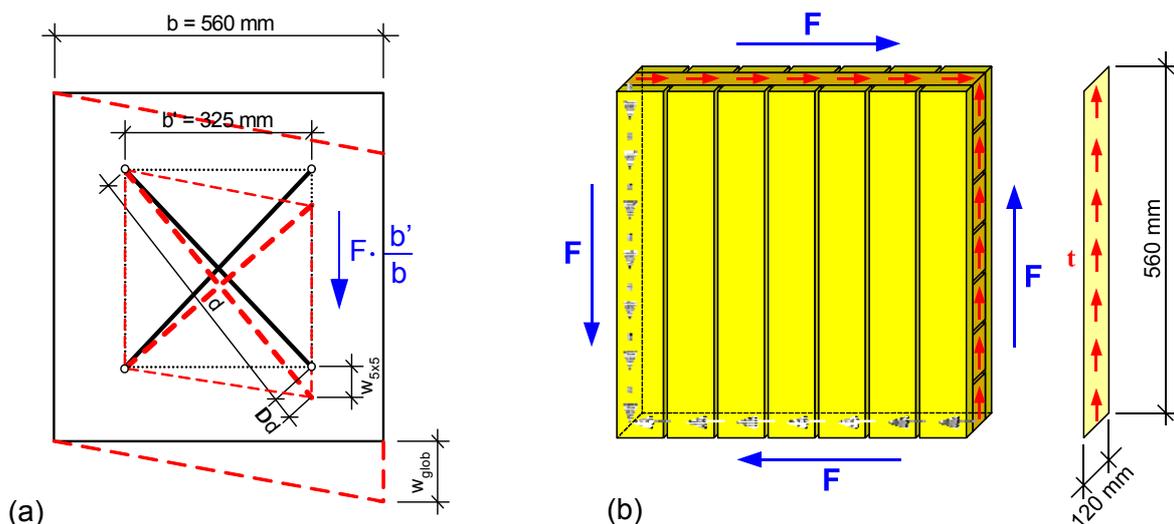


Abb. 4.7: Definition der Bezeichnungen zur Ermittlung des Schubmoduls  $G_{\text{Scheibe, Versuch}}$

## 4.5.4 Versuchsergebnisse

Die Schubmoduln der Scheibenelemente  $G_{\text{Scheibe, Versuch}}$  konnten durch Auswertung der Versuche mit den Kräften  $F_u$  bzw.  $F_o$  (unterer bzw. oberer Messwert der Kraft im linearen Bereich des Kraft-Weg-Diagramms) und dem Mittelwert der Längenänderung  $\Delta d_{5 \times 5}$  ermittelt werden, und sind in Tab. 4.1 angegeben.

Aus den in Tab. 4.1 angegebenen Messwerten lässt sich der Schubmodul  $G_{\text{Scheibe, Versuch}}$  für das Scheibenelement 1 wie folgt nach Glg. 4-1 ermitteln:

$$w_{5 \times 5, u} = |\Delta d_{5 \times 5, u}| \cdot \sqrt{2} = 0,376 \cdot \sqrt{2} = 0,532 \text{ mm} \quad [4-2.a]$$

$$w_{5 \times 5, o} = |\Delta d_{5 \times 5, o}| \cdot \sqrt{2} = 0,689 \cdot \sqrt{2} = 0,974 \text{ mm} \quad [4-2.b]$$

$$G_{\text{Scheibe, Versuch}} = \frac{\Delta F \cdot \frac{b'}{b}}{\Delta w_{5 \times 5} \cdot d_G} = \frac{(61453 - 39463) \cdot \frac{325}{560}}{(0,974 - 0,532) \cdot 120} = 241 \text{ N/mm}^2 \quad [4-2.c]$$

Die Werte für  $F_u$ ,  $F_o$  und  $\Delta d_{\text{Mittel}}$  sind für jedes Scheibenelement angegeben, wobei das Bestimmtheitsmaß  $R^2$  für die lineare Regression der Messwertepaare im betrachteten Bereich des Last-Verschiebungs-Diagramms den geforderten Wert von 0,99 erfüllt.

	Prüfkörper	$F_{\text{max}}$ [N]	$F_u$ u. $F_o$ [N]	$\Delta d_{\text{Mittel,u}}$ / $\Delta d_{\text{Mittel,o}}$ [mm]	$w_{5 \times 5,u}$ / $w_{5 \times 5,o}$ [mm]	$G_{\text{Scheibe, Versuch}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
		Messgrößen			errechnete Größen	
<b>Versuch I</b>	Scheibenelement 1	78071	39463	0,376	0,532	241
			61453	0,689	0,974	
	Scheibenelement 2	78071	43816	0,438	0,619	192
			60953	0,743	1,051	
<b>Versuch II</b>	Scheibenelement 3	122588	40187	0,443	0,626	221
			100035	1,370	1,937	
	Scheibenelement 4	122588	40187	0,383	0,542	240
			100035	1,237	1,749	
<b>Versuch III</b>	Scheibenelement 4*	134382	52310	0,609	0,861	253
			120209	1,527	2,159	
<i>Mittelwert [N/mm<sup>2</sup>]</i>						<b>229</b>
<i>Standardabweichung [N/mm<sup>2</sup>]</i>						<b>23,8</b>
<i>Variationskoeffizient [%]</i>						<b>10,4</b>

Tab. 4.1: Ergebnisse für den Schubmodul  $G_{\text{Scheibe, Versuch}}$  der geprüften Scheibenelemente

Für die effektive Schubsteifigkeit  $G_{\text{Scheibe, Versuch}}$  des BSP-Scheibenelementes wurde ein Mittelwert von 229 N/mm<sup>2</sup> ermittelt.

Wird die Auswertung mit der globalen Stahlrahmenverformung  $w_{\text{glob}}$  (vertikale Verformung in der Mitte der gesamten Versuchskonfiguration in Abb. 4.7 (a)) durchgeführt, ergibt sich für den Versuch II (Scheibe 3 und 4) ein mittlerer Schubmodul für beide Scheiben von rund 200 N/mm<sup>2</sup>.

Detaillierte Angaben zur Versuchsplanung, -durchführung und -auswertung sind dem internen Prüfbericht [13] zu entnehmen.

## 5 FE-Analyse zur Ermittlung des Schubmoduls in Scheibenebene

### 5.1 Allgemeines

Begleitend zur Versuchsplanung und -durchführung wurden FE-Analysen zur Verifikation der Messkonfiguration und der Versuchsdaten durchgeführt. Die FE-Untersuchungen beschränkten sich auf linear elastische Steifigkeitsbetrachtungen für das genannte 7x7-BSP-Scheibenelement.

Die effektive Scheibensteifigkeit wurde anhand eines aufgezwungenen Schubverformungszustandes bestimmt, wobei die Einleitung der Belastungen dem Versuch entsprechend über die Brettschmalseiten erfolgte.

## 5.2 Geometrie des Prüfkörpers

Die Geometrie des Prüfkörpers wurde bereits erwähnt und detailliert in Abb. 4.1 (a) gezeigt. Die für die Versuchskonfigurationen II und III angesprochenen Verstärkungsmaßnahmen an den Probekörpern aus Hartholz wurden im Zuge der FE-Berechnungen nicht berücksichtigt.

## 5.3 Materialkenngrößen für die FEM- Berechnung

Der FE-Berechnung liegen folgende Materialkenngrößen – wie erwähnt wurden diese im Rahmen der Versuchsdurchführung nicht ermittelt – für isotropes bzw. orthotropes Materialverhalten zu Grunde. Die Berechnungen mit einem isotropen Materialmodell dienen ausschließlich Vergleichszwecken.

Kenngrößen	Einheit	isotrop	orthotrop
$E_{11}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1500	10000
$E_{22}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1500	400
$E_{33}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1500	400
$\nu_{12}$	[-]	0,0	0,0
$\nu_{13}$	[-]	0,0	0,0
$\nu_{23}$	[-]	0,0	0,0
$G_{12}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	750	750
$G_{13}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	750	750
$G_{23}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	750	75
$E_{ij}$ ... Elastizitätsmoduln, $\nu_{ij}$ ... Poissonzahlen, $G_{ij}$ ... Schubmoduln			

Tab. 5.1: Materialkenngrößen für die FE-Berechnungen

Der angenommene Schubmodul  $G = 750 \text{ N/mm}^2$  des Ausgangsmaterials (Einzelbretter im 3D-Modell) wird in weiterer Folge als Referenzwert zur Bestimmung der effektiven Scheibensteifigkeit herangezogen. Wie aus Tab. 5.1 ersichtlich, werden sämtliche Querkontraktionseffekte vernachlässigt.

## 5.4 Diskretisierung: 3D-Solid-Modell

Für die Diskretisierung wurden C3D27 („Cubic 3D-Element“) mit 27 Knoten pro Element verwendet. Die Anzahl der Gleichungen für die gewählte Diskretisierung liegt bei rund 386000. Das Steifigkeitsverhalten wird an einem 1/8-System unter Ausnutzung der zwei Antimetrieebenen senkrecht zur BSP-Plattenoberfläche, sowie einer Symmetrieebene in der Plattenmittelfläche (in Dickenrichtung) ermittelt. Die Oberflächen der BSP-Platte sind als freie Oberflächen berücksichtigt (nicht gesperrte Dickenrichtung). Ein Schubverformungszustand des Scheibenelements wird durch Aufbringen der Kraft  $F_{FE} = 3000 \text{ kN}$  (siehe Abb. 5.1) erzwungen. Die Lasteinleitung erfolgte wie in Abb. 5.2 (b) dargestellt, kontinuierlich entlang der Brettschmalseiten (Randlage und Mittellage).

Da die Berechnung mit einem linear elastischen Materialgesetz durchgeführt wurde, ist die Größe der angenommenen Kraft für die Ermittlung der Schubsteifigkeit des Systems nicht von Bedeutung. Die Größe der Kraft ( $F = 4F_{FE} = 3000 \text{ kN}$ ) ist daher eine willkürliche Annahme. Es können jederzeit Kräfte und Verschiebungen mit einem beliebigen Skalierungsfaktor multipliziert werden.

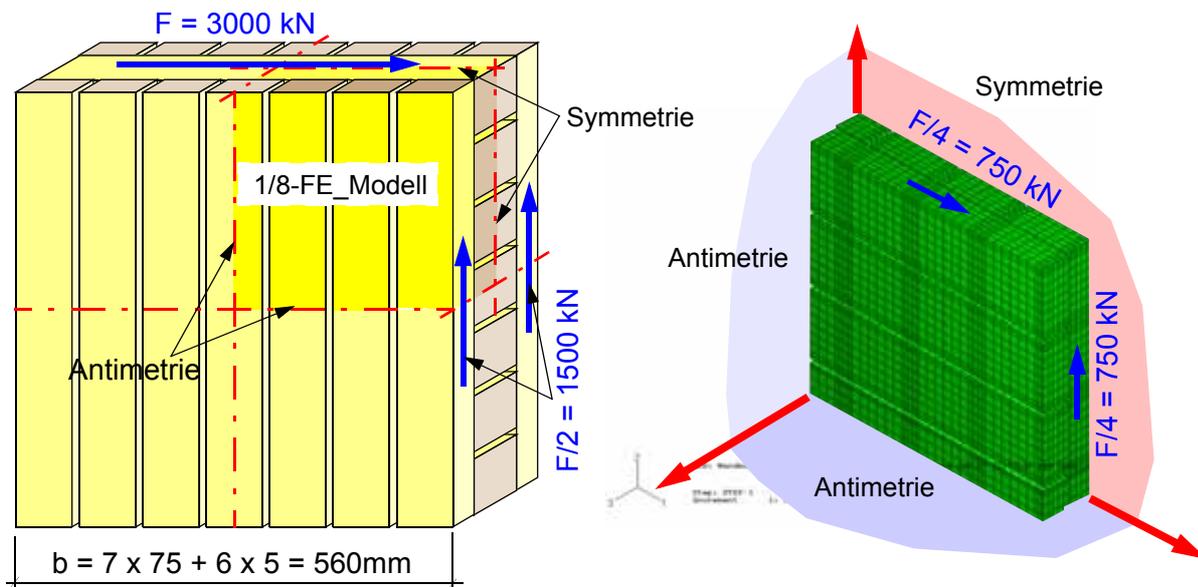


Abb. 5.1: Darstellung des in der FE-Berechnung verwendeten repräsentativen 1/8-Systems

### 5.5 Ergebnisse der FE-Berechnung

Die Ergebnisse der FE-Berechnung für die effektiven Schubsteifigkeiten wurden für zwei unterschiedliche Messbereiche (7x7-Element bzw. 5x5-Element) ermittelt. Die geometrische Lage der zwei Auswertepunkte ist in Abb. 5.2 (a) dargestellt. Die Berechnung der Scheibensteifigkeit erfolgte anhand der ermittelten Knotenverschiebungen  $w_{FE}$ .

Die effektiven Scheibensteifigkeiten ergeben sich für das 7x7-Element wie folgt, wobei die Kantenlänge des Prüfkörpers  $b = 560 \text{ mm}$  bzw. die Dicke des Prüfkörpers  $d_G = 120 \text{ mm}$  beträgt:

$$G_{FE, 7x7}^* = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{F}{A \cdot \left( \frac{2 \cdot w_{FE, 7x7}}{b} + \frac{2 \cdot w_{FE, 7x7}}{b} \right)} = \frac{4 \cdot F_{FE}}{b \cdot d_G \cdot \left( 2 \cdot \frac{2 \cdot w_{FE, 7x7}}{b} \right)} = \frac{F_{FE}}{d_G \cdot w_{FE, 7x7}} \quad [5-1]$$

Die effektive Schubsteifigkeit für das 5x5-Element mit einer Bezugslänge von  $b' = 320 \text{ mm}$  ergibt sich nach Glg. 5-2 zu:

$$G_{FE, 5x5}^* = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{F}{A \cdot \left( \frac{2 \cdot w_{FE, 5x5}}{b'} + \frac{2 \cdot w_{FE, 5x5}}{b'} \right)} = \frac{4 \cdot F_{FE}}{b \cdot d_G \cdot \left( 2 \cdot \frac{2 \cdot w_{FE, 5x5}}{b'} \right)} = \frac{F_{FE}}{d_G \cdot w_{FE, 5x5}} \cdot \frac{b'}{b} \quad [5-2]$$

Die Ergebnisse der effektiven Schubsteifigkeiten sind in Tab. 5.2 und Tab. 5.3 angeführt.

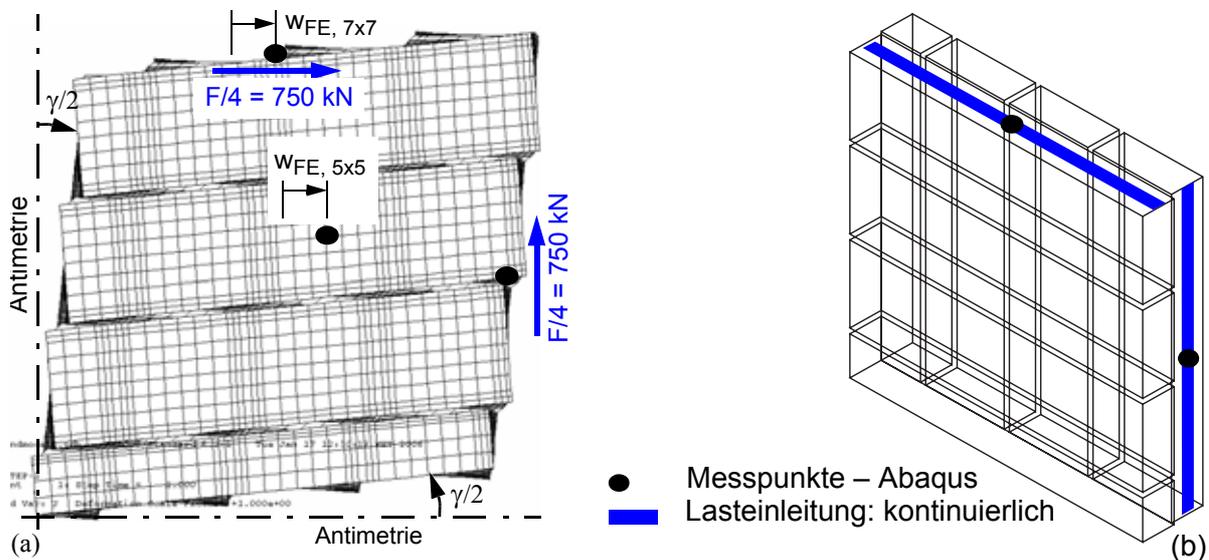


Abb. 5.2: (a) Referenzpunkte des 7x7 bzw. 5x5 Bereiches, (b) Lasteinleitung entlang der Schmalseiten

### 5.5.1 Ergebnisse der FE-Berechnung unter Voraussetzung eines isotropen Materialverhaltens

	Einheiten	7x7 Element	5x5 Element
$F_{FE}$	[kN]	750	750
$w_{FE}$	[mm]	21,0	12,4
$\tau$	[N/mm <sup>2</sup> ]	44,64	44,64
$\gamma$	[-]	0,1498	0,1527
$G^*$	[N/mm <sup>2</sup> ]	<b>298</b>	<b>292</b>
$G$	[N/mm <sup>2</sup> ]	750	750
$G^*/G$	[-]	<b>0,40</b>	<b>0,39</b>

Tab. 5.2: Auswertung der Schubsteifigkeiten für isotropes Materialverhalten

### 5.5.2 Ergebnisse der FE-Berechnung unter Voraussetzung eines orthotropen Materialverhaltens

	Einheiten	7x7 Element	5x5 Element
$F_{FE}$	[kN]	750	750
$w_{FE}$	[mm]	27,4	16,2
$\tau$	[N/mm <sup>2</sup> ]	44,64	44,64
$\gamma$	[-]	0,1957	0,1993
$G^*$	[N/mm <sup>2</sup> ]	<b>228</b>	<b>224</b>
$G$	[N/mm <sup>2</sup> ]	750	750
$G^*/G$	[-]	<b>0,30</b>	<b>0,30</b>

Tab. 5.3: Auswertung der Schubsteifigkeiten für orthotropes Materialverhalten

Weiters wurde eine FE-Berechnung mit dem für Brettschichtholz in Diskussion befindlichen Schubmodul  $G_{\text{parallel}} = 650 \text{ N/mm}^2$  durchgeführt. Für diesen Wert ergibt sich ein effektiver Schubmodul für die 7x7-BSP-Scheibe von  $G^* = 199 \text{ N/mm}^2$ .

Die Unterschiede der effektiven Scheibensteifigkeiten für die Auswertebereiche eines 5x5- bzw. 7x7-Scheibenelementes sind auf lokale Störungen im Lasteinleitungsbereich zurückzuführen. Diese zusätzlichen Verformungseffekte werden durch die versuchstechnisch notwendige Lasteinleitung an den Brettschmalseiten hervorgerufen. Der auftretende Fehler für das 5x5-Scheibenelement kann mit rund 5 % beziffert werden.

Weiterführende numerische Berechnungen (Material-Parameterstudien, Lasteinleitungsstudien, etc.) sind dem internen Bericht [12] zu entnehmen.

## 6 Schlussbetrachtung

Der Mittelwert der Schubsteifigkeit  $G_{\text{Scheibe, Versuch, mean}} = 230 \text{ N/mm}^2$ , als Versuchsergebnis für die BSP-Scheibenelemente, stimmt mit dem aus der FE-Analyse am 7x7-Element ermittelten Schubmodul  $G^* = 228 \text{ N/mm}^2$  gut überein.

Für die in dieser Arbeit geschilderten Versuche konnte kein Schubbruch innerhalb des Schubfeldes erreicht werden. Somit kann auch keine eindeutige Schubfestigkeit für ein BSP-Scheibenelement angegeben werden.

Wie bereits eingangs erwähnt, sind die Arbeiten rund um die Thematik „Schubkenngrößen in der BSP-Scheibenebene“ als nicht abgeschlossen zu betrachten. Auch zukünftige Arbeiten am Institut für Holzbau und Holztechnologie der Technischen Universität Graz sowie an der holz.bau forschungs gmbh werden sich mit den Schubkenngrößen von BSP-Elementen befassen, dies gilt insbesondere für Bauteile mit und ohne Öffnungen.

## 7 Danksagung

Die vorliegende Forschungsarbeit wurde im Rahmen des Projektes „shell\_structures“ der holz.bau forschungs gmbh in Kooperation mit dem Institut für Holzbau und Holztechnologie der Technischen Universität Graz und mit Industriepartnern durchgeführt. Das angeführte Projekt wird vom Bundesministerium für Wirtschaft und Arbeit, der Steirischen Wirtschaftsförderungsgesellschaft m.b.H., dem Amt der Steiermärkischen Landesregierung, Abteilung 3 Wissenschaft und Forschung und der Stadt Graz, Kulturamt, gefördert.

Dank gilt all jenen Mitarbeitern der holz.bau forschungs gmbh und am Institut für Holzbau und Holztechnologie, welche für anregende Inputs und Diskussionen sorgten. Insbesondere ist an dieser Stelle die Mitwirkung von M. Augustin und E. Gehri zu Beginn der Konzeption der Versuchstechnik hervorzuheben.

---

## 8 Literatur

### 8.1 Bücher, Veröffentlichungen

- [1] Bosl, R.: „Zum Nachweis des Trag- und Verformungsverhaltens von Wandscheiben aus Brettsperrholz“, Dissertation, eingereicht am Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, Jänner 2002.
- [2] Görlacher, R.; Blaß, H. J.: „Zum Trag- und Verformungsverhalten von Brettsperrholzelementen bei Beanspruchung in Plattenebene“, Teil 1 und 2, Bauen mit Holz, Ausgabe 11/2002 und 12/2002.
- [3] Gehri, E.: „Verformung unter Schub – Bestimmung des Schubmoduls“, Interner Bericht, unveröffentlicht, 1/2003, holz.bau forschungs gmbh, Graz.
- [4] Moosbrugger, Th.; Guggenberger, W.; Bogensperger, Th.: „Cross-Laminated Timber Wall Segments under homogeneous Shear – with and without Openings“. In: Proceedings WCTE 2006, Portland, OR, USA.

### 8.2 Normen, Zulassungen

- [5] ON EN 26891:1991 Holzbauwerke – Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln – Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens (ISO 6891:1983).
- [6] DIN EN 12512:2002 Holzbauwerke – Prüfverfahren – Zyklische Prüfungen von Anschlüssen mit mechanischen Verbindungsmitteln.
- [7] DIN 1052:2004 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau.
- [8] ÖNORM EN 408:2005, „Holzbauwerke – Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz – Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften“.

### 8.3 Diplomarbeiten

- [9] Jeitler G.: „Versuchstechnische Ermittlung der Verdrehungskenngrößen von orthogonal verklebten Brettlamellen“, Diplomarbeit, eingereicht am Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke, TU Graz, November 2003.
- [10] Wallner, G.: „Versuchstechnische Ermittlung der Verschiebungskenngrößen orthogonal verklebter Brettlamellen“, Diplomarbeit, eingereicht am Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke, TU Graz, Jänner 2004.

### 8.4 Interne Berichte

- [11] Schickhofer, G. et al., „F&E-Brettsperrholz KLHmassiv“, Forschungs- und Prüfbericht, Lehrstühle für Holzbau in Kooperation mit Lignum Research e. v. f. Holzforschung, Graz, unveröffentlicht, 1998.
- [12] Moosbrugger, T., Bogensperger, T., „FEM-Studien zur 7\*7 Wandscheibe, Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2006, unveröffentlicht.
- [13] Traetta, G., Schickhofer, G., „Schubversuch an 7x7-BSP-Scheibenelementen; Prüfbericht“, holz.bau forschungs gmbh in Kooperation mit dem Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2006, unveröffentlicht.

# I Forschung an der Universität Karlsruhe – Stiftförmige Verbindungsmittel in Brettsper Holz

H. J. Blaß, Th. Uibel



1987

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß

Promotion an der TH Karlsruhe

seit 1995

Universität Karlsruhe, Ordinarius für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Leiter Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine



2002

DI Thomas Uibel

Abschluss des Bauingenieurstudiums an der Universität Hannover

seit 2002

Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen der TH Karlsruhe

## 1 Einleitung

Brettsperrholzprodukte werden seit einigen Jahren unter verschiedenen Bezeichnungen wie Mehrschichtplatten, Dickholz, Kreuzlagenholz oder Holzblockelemente produziert und vermarktet. Sie werden nicht nur als Bestandteil eines Bauteils eingesetzt, sondern selbst als Bauteile, z. B. in Form von Decken oder Wandelementen, so dass ganze Gebäude aus Brettsperrhölzern errichtet werden können [10]. Des Weiteren werden Brettsperrhölzer auch bei Brückenbauten verwendet.

Das Trag- und Verformungsverhalten von Brettsperrholz (BSPH) kann mit unterschiedlichen Verfahren wie der Verbundtheorie, dem Schubanalogieverfahren oder der Theorie der nachgiebig verbundenen Biegeträger berechnet werden (s. a. [7]). Die Produkte und ihre Bemessung sind bisher in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt, wobei Vorschläge vorliegen [1], [2] u. [4], sie in einer Produktnorm und in einer Bemessungsnorm zu regeln. Der effiziente Einsatz von Brettsperrhölzern in einem Bauwerk erfordert es, diese unter einander oder mit anderen Bauteilen zu verbinden. Hierzu bietet es sich an, stiftförmige Verbindungsmittel wie Stabdübel, Schrauben oder Nägel einzusetzen. Diese Verbindungsmittel können sowohl in den Seitenflächen als auch in den Schmalflächen von Brettsperrholzplatten angeordnet werden. Für die Bemessung und Ausführung von Verbindungen in Brettsperrholzprodukten gibt es bisher keine allgemein gültigen Regeln. Im Rahmen eines zurzeit laufenden Forschungsvorhabens an der Universität Karlsruhe sollen Bemessungsvorschläge für Verbindungen in Brettsperrhölzern erarbeitet werden. Zur Bestimmung der hierzu erforderlichen Parameter waren umfangreiche experimentelle Untersuchungen vorgesehen.



Abb. 1.1: Verschiedene Brettsperrholzprodukte mit Definition von Seiten- und Schmalfläche (Bilder: Informationsdienst Holz)

## 2 Tragfähigkeitsrelevante Materialeigenschaften

Brettsperrhölzer bestehen aus kreuzweise verklebten Brettlagen, wobei eine Brettlage aus mehreren nebeneinander liegenden Brettern gebildet wird. Je nach Produkt können die Einzelbretter einer Brettlage mit oder ohne Fugen gestoßen bzw. sogar verklebt sein. Bei einigen Produkten werden Entlastungsnuten mit einer Breite von rund 2,5 mm in Faserlängsrichtung der Bretter eingesägt. Die Größe der Fugen wird in bauaufsichtlichen Zulassungen auf einen Maximalwert von 6 mm beschränkt. Eine Untersuchung der Fugen ergab einen 95 %-Quantilwert der Fugenbreite von 1 bis 2,1 mm für die äußeren Brettlagen und von 3 bis 4,6 mm für die inneren Brettlagen. Der größte Mittelwert der Fugenbreiten wurde in den Mittellagen festgestellt und betrug 2 mm.

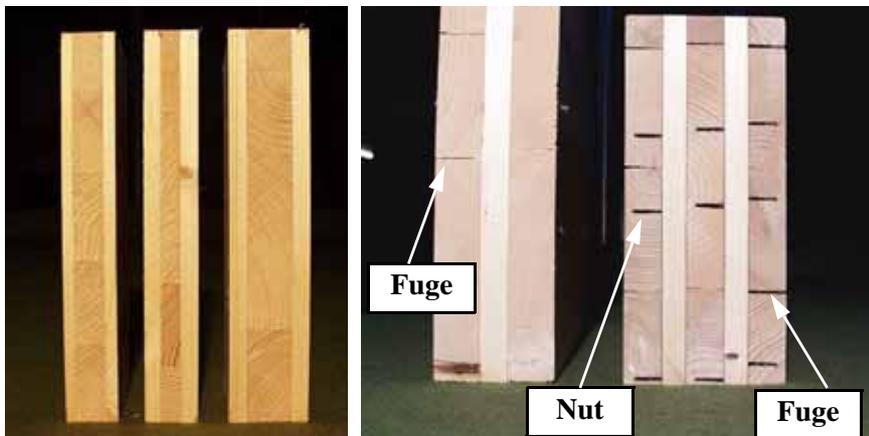


Abb. 2.1: Ausbildung von Brettstößen in verschiedenen Brettsperrholzprodukten

Bei einer Beanspruchung auf Abscheren kann die Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln nach der Theorie von Johansen ermittelt werden [8], [9]. Hierbei wird ein ideal-plastisches Verhalten des stiftförmigen Verbindungsmittels unter Biegebeanspruchung und des Holzes bzw. Holzwerkstoffes unter Lochleibungsbeanspruchung angenommen. Die Tragfähigkeit von Schrauben oder Nägeln, die auf Herausziehen beansprucht werden, lässt sich mit Hilfe der Ausziehkräfte bzw. Ausziehparameter berechnen. Die Lochleibungsfestigkeit und der Ausziehparameter wurden für Brettsperrhölzer bisher nicht allgemein gültig untersucht. Beide Parameter sind nicht als reine Werkstoffeigenschaften, sondern als Systemeigenschaften zu betrachten. Sie korrelieren mit der Rohdichte des Holzes bzw. des Holzwerkstoffes. Daher ist die Kenntnis über die Rohdichte von Brettsperrholz für die Bemessung von Verbindungen erforderlich. Zur Bestimmung der charakteristischen Rohdichte wurden insgesamt 2299 Rohdichteprobe von Brettsperrhölzern unterschiedlicher Hersteller und Aufbauten untersucht, siehe Tab. 2.1.

Auf Grundlage dieser Untersuchung wird für Brettsperrholzprodukte aus Fichte (*picea abies*) unabhängig vom Hersteller eine charakteristische Rohdichte von  $400 \text{ kg/m}^3$  vorgeschlagen.

Hersteller	Probenanzahl	Mittelwert der Rohdichte $\rho_m$ in $\text{kg/m}^3$	Variationskoeffizient in %	Charakteristische Rohdichte $\rho_k$ in $\text{kg/m}^3$
1	515	470	5,11	430
2	906	437	6,02	400
3	208	458	5,18	423
4	670	459	5,75	419

Tab. 2.1: Rohdichte von Brettsperrhölzern bei Normalklima ( $20 \text{ }^\circ\text{C}$ , 65 % rel. Luftfeuchte)

### 3 Lochleibungsfestigkeit und Ausziehtragfähigkeit

#### 3.1 Lochleibungsfestigkeit in den Seitenflächen

Zur Ermittlung der Lochleibungsfestigkeit von Brettsperrholz in den Seitenflächen wurden 620 Lochleibungsversuche mit Stabdübeln, Schrauben und Nägeln durchgeführt. Es wurden unterschiedliche Brettsperrholzprodukte mit verschiedenen Aufbauten von vier Herstellern ausgewählt, um materialspezifische Einflüsse in die Versuche einzubeziehen. Des Weiteren wurden bei den Versuchen die Belastungsrichtung in Bezug zur Faserrichtung der Decklagen sowie die Anordnung von Verbindungsmitteln im Bereich von Brettstößen bzw. dort vorhandenen Fugen berücksichtigt. Auf Grundlage einer Regressionsanalyse der Versuchsergebnisse wurden Gleichungen zur Berechnung der charakteristischen Lochleibungsfestigkeit hergeleitet [5]. Hierbei wurde eine charakteristische Rohdichte des Brettsperrholzes von  $\rho_k = 400 \text{ kg/m}^3$  vorausgesetzt. Zur Berechnung der charakteristischen Lochleibungsfestigkeit von Stabdübeln, Passbolzen und Bolzen wird folgende Gleichung vorgeschlagen:

$$f_{h,k} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \text{ in N/mm}^2 \quad [3-1]$$

$d$  ... Nenndurchmesser des Verbindungsmittels in mm

$\alpha$  ... Winkel zwischen Belastungsrichtung und Faserrichtung der Decklagen

Für Schrauben und Nägel, die ohne Vorbohren in Brettsperrhölzern eingebracht werden, ist ein Vorschlag zur Berechnung der charakteristischen Lochleibungsfestigkeit in Glg. 3-2 angegeben.

$$f_{h,k} = \frac{60}{\sqrt{d}} \text{ in N/mm}^2 \quad [3-2]$$

Die Gültigkeit der Glg. 3-1 und Glg. 3-2 ist vorerst auf Brettsperrhölzer beschränkt, die folgende Bedingungen erfüllen:

- Verhältnis der Brettlagen unterschiedlicher Faserrichtung gemäß Abb. 3.1:  $0,95 < \xi < 2,10$
- Maximale Dicke einer Brettlage  $t_i \leq 40 \text{ mm}$

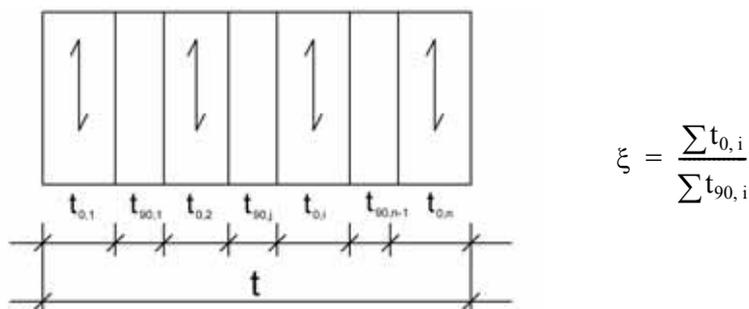


Abb. 3.1: Definition des Verhältnisses der Brettlagendicken am Beispiel eines 7-lagigen BSPH

Die Anwendung von Glg. 3-2 ist auf Brettsperrholzprodukte mit einer maximalen Dicke der Brettlagen von  $t_i = 7 \text{ mm}$  (Mehrschichtplatten ohne Fugen) beschränkt. Zurzeit wird untersucht, ob diese Regelung auf Brettsperrhölzern mit größeren Lagendicken übertragen werden kann. Für diese Brettsperrhölzer wird zunächst empfohlen, die Regelungen für Nägel bzw. Schrauben in Vollholz zu verwenden. Zur

Berechnung der charakteristischen Lochleibungsfestigkeit von Vollgewindeschrauben in Vollholz geben Blaß und Bejtka [3] folgende Gleichung an:

$$f_{h,s,k} = \frac{0,019 \cdot \rho_k^{1,24} \cdot d^{-0,3}}{2,5 \cdot \sin^2 \varepsilon + \cos^2 \varepsilon} \text{ in N/mm}^2 \quad [3-3]$$

- $\rho_k$  ... Charakteristische Rohdichte in  $\text{kg/m}^3$
- $\varepsilon$  ... Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung des Holzes

In Glg. 3-3 kann bei BSPH für  $\rho_k$  die charakteristische Rohdichte des Brettsperrholzes eingesetzt werden.

Ein Vergleich der charakteristischen Lochleibungsfestigkeiten von Stabdübeln in BSPH, Vollholz und Sperrholz (F25/10) bei Beanspruchung parallel und rechtwinklig zur Faserrichtung ist in Abb. 3.2 dargestellt. In Abb. 3.3 werden derartige Vergleiche für Nägel und Vollgewindeschrauben gezeigt.

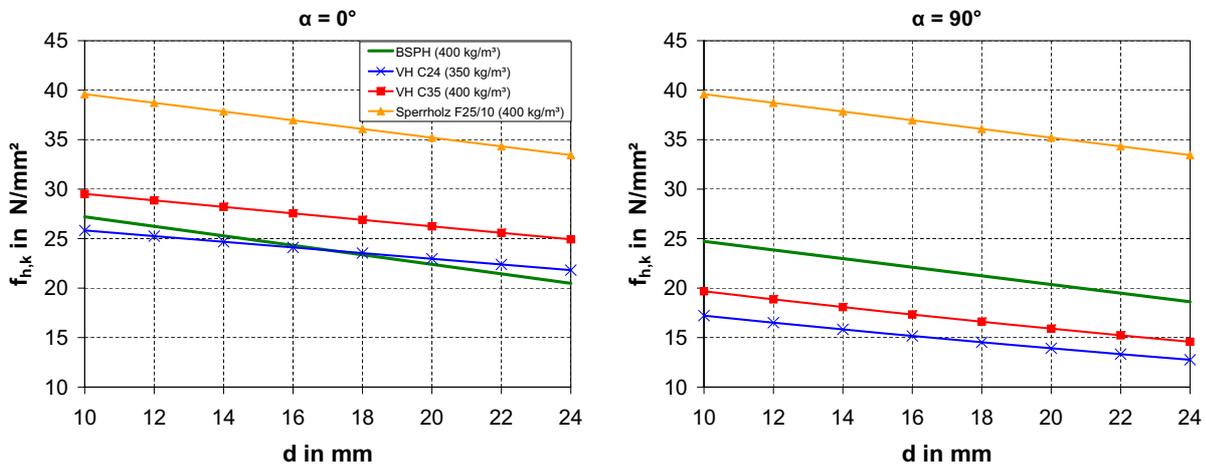


Abb. 3.2: Vergleich der charakteristischen Lochleibungsfestigkeiten für Stabdübel

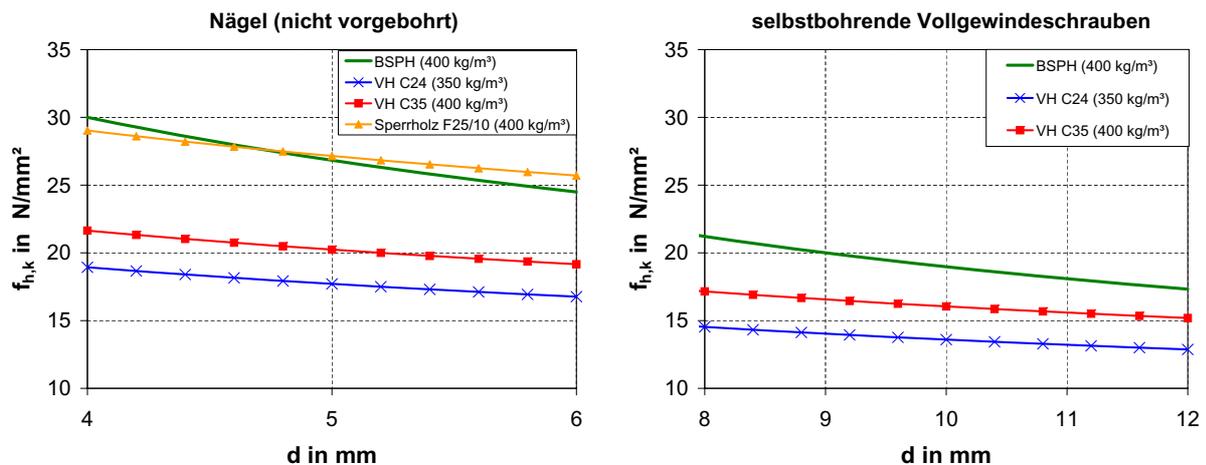


Abb. 3.3: Vergleich der charakteristischen Lochleibungsfestigkeiten für Nägel und Schrauben

### 3.2 Lochleibungsfestigkeit in den Schmalflächen

Zur Ermittlung der Lochleibungsfestigkeit in den Schmalflächen von Brettsperrholz wurden im Rahmen des Forschungsprojektes insgesamt 745 Lochleibungsversuche durchgeführt. Hierbei wurden unterschiedliche Anordnungen der Verbindungsmittel untersucht. In der Schmalfläche eines Brettsperrholzes ist es möglich, die Stiftachse eines Verbindungsmittels sowohl parallel als auch rechtwinklig zur Faserrichtung einer Brettlage anzuordnen. Dabei kann der Durchmesser des Verbindungsmittels kleiner ( $d < t_i$ ) oder größer ( $d > t_i$ ) als die Lagendicke sein. Des Weiteren kann sich die Stiftachse des Verbindungsmittels auch zwischen zwei Brettlagen unterschiedlicher Faserrichtung befinden. Die Lochleibungsfestigkeit für Verbindungsmittel in den Schmalflächen von BSPH wird ebenfalls durch die Anordnung im Bereich von Fugen beeinflusst. Zur Variation der Belastungsrichtung wurden Versuche mit Belastung in Plattenebene und rechtwinklig zur Plattenebene durchgeführt. Aus der statistischen Analyse der Versuchsdaten ergab sich die maßgebende Lochleibungsfestigkeit in den Schmalflächen bei Anordnung der Verbindungsmittel parallel zur Faserrichtung der Brettlage (Hirnholz) und Belastung in Plattenebene (Abb. 3.4). Der Verbindungsmitteldurchmesser ist hierbei kleiner als die Dicke der betreffenden Brettlage. Die Positionierung von Verbindungsmitteln bezüglich Fugen oder Nuten wurde dabei berücksichtigt.

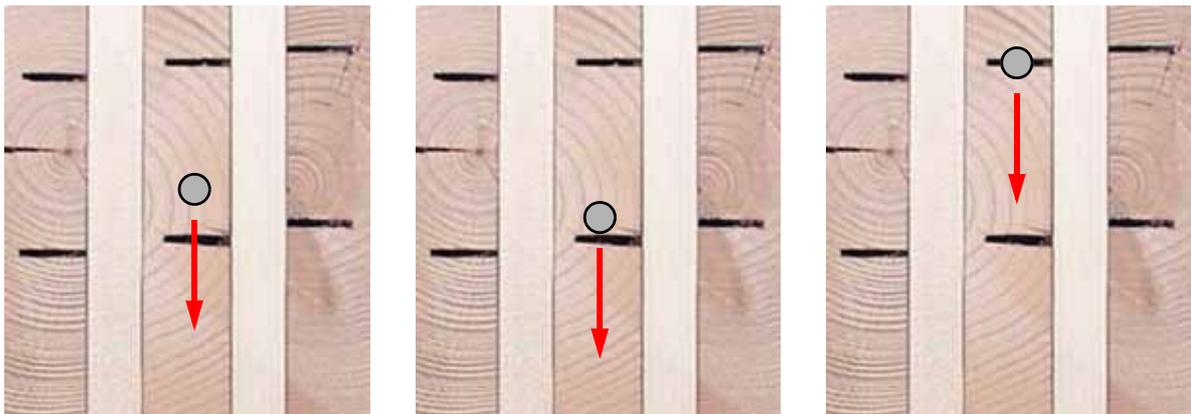


Abb. 3.4: Maßgebende Anordnungen des Verbindungsmittels in den Schmalflächen

Die Lochleibungsfestigkeit für Stabdübel in den Schmalflächen kann gemäß folgender Gleichung berechnet werden:

$$f_{h, \text{pred}} = 0,049 \cdot (1 - 0,017 \cdot d) \cdot \rho_{\text{Brettlage}}^{0,91} \quad \text{in N/mm}^2 \quad [3-4]$$

$\rho_{\text{Brettlage}}$  ... Rohdichte der maßgebenden Brettlage in kg/m<sup>3</sup>

Auf Grundlage der Regressionsgleichung 3-4 wird die Berechnung des charakteristischen Wertes gemäß Glg. 3-5 vorgeschlagen.

$$f_{h, k} = 9 \cdot (1 - 0,017 \cdot d) \quad \text{in N/mm}^2 \quad [3-5]$$

Im Abb. 3.5 werden die Versuchsergebnisse den mit Glg. 3-4 berechneten Lochleibungsfestigkeiten bzw. den charakteristischen Werten nach Glg. 3-5 gegenübergestellt.

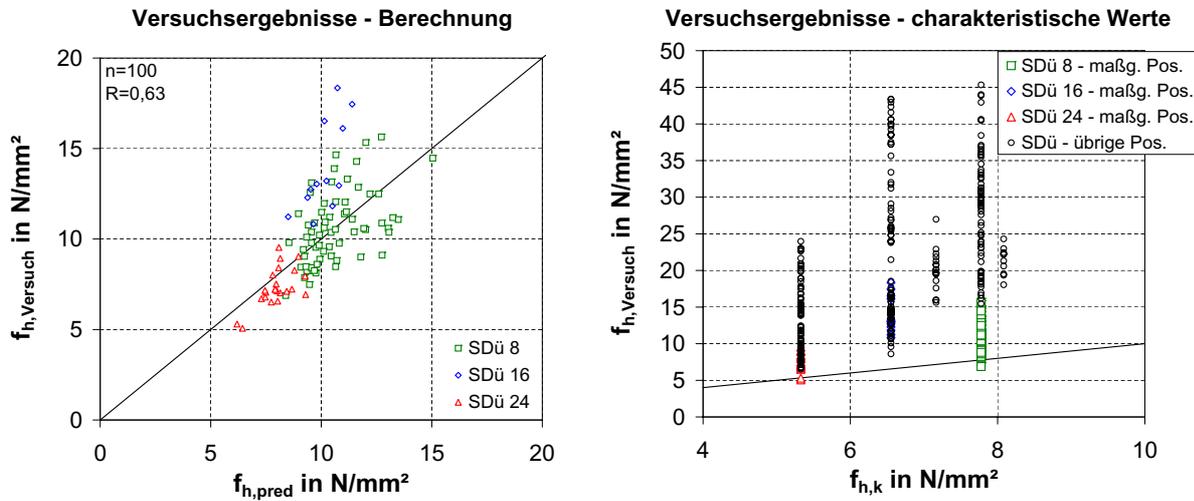


Abb. 3.5: Lochleibungsfestigkeit für Stabdübel in den Schmalflächen

Ein Vorschlag für die charakteristische Lochleibungsfestigkeit von Schrauben und Nägeln in den Schmalflächen ist in Glg. 3-6 angegeben. Eine Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen und charakteristischen Werten ist Abb. 3.6 zu entnehmen.

$$f_{h,k} = \frac{20}{\sqrt{d}} \text{ in N/mm}^2 \quad [3-6]$$

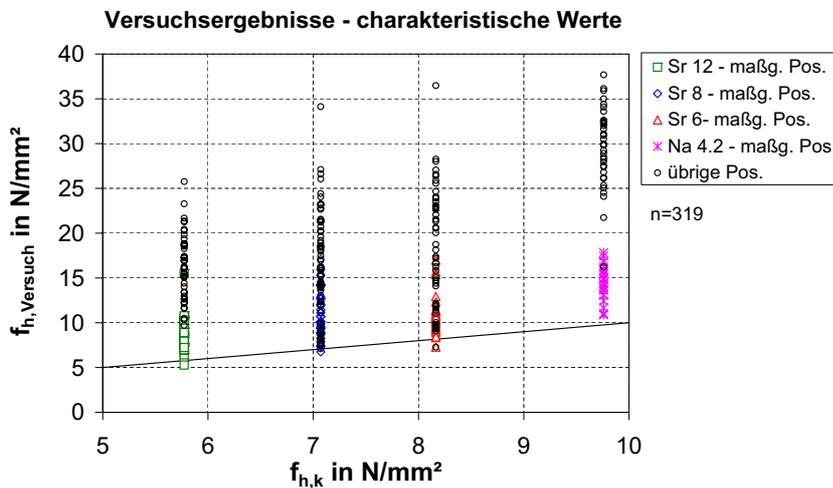


Abb. 3.6: Lochleibungsfestigkeit für Schrauben und Nägel in den Schmalflächen

### 3.3 Ausziehtragfähigkeit in den Seitenflächen

Zur Ermittlung der Ausziehtragfähigkeit wurden rund 120 Versuche mit bauaufsichtlich zugelassenen Schrauben und 177 Versuche mit Nägeln (Tragfähigkeitsklasse III gemäß DIN 1052:1988) in den Seitenflächen von Brettsperrhölzern durchgeführt. Bei der Anordnung der Verbindungsmittel im Prüfkörper wurde die Lage von Fugen und Nuten berücksichtigt. In Abb. 3.7 ist eine Übersicht über die Prüfkörperkonfigurationen dargestellt.

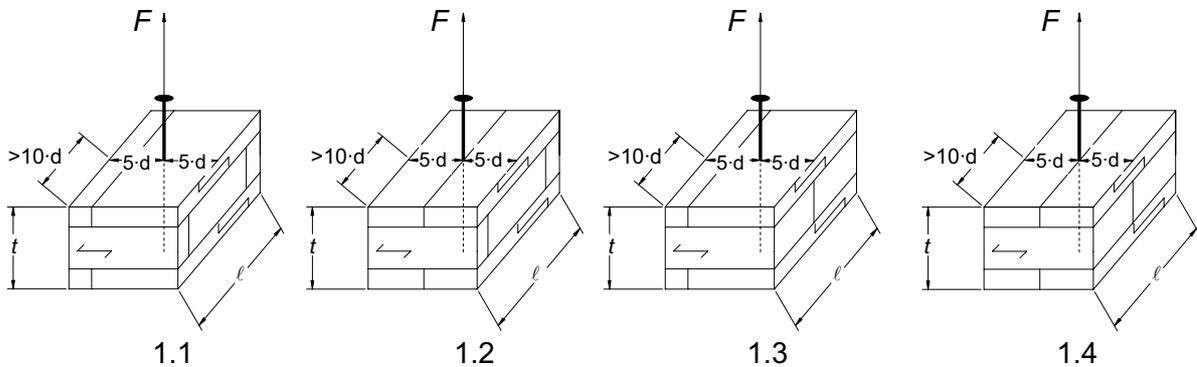


Abb. 3.7: Versuchsanordnungen für Ausziehversuche aus den Seitenflächen

Ein Modell zur Berechnung von Vorhersagewerten für die Tragfähigkeit von Schrauben bei Beanspruchung auf Herausziehen ist in Glg. 3-7 angegeben.

$$R_{ax, pred} = 0,445 \cdot d^{0,76} \cdot l_{ef}^{0,91} \cdot \rho^{0,75} \text{ in N} \quad [3-7]$$

$l_{ef}$  ... wirksame Einschlag- bzw. Einschraubtiefe

Abb. 3.8 (links) zeigt einen Vergleich der Versuchsergebnisse zu den berechneten Ausziehtragfähigkeiten. In Abb. 3.8 (rechts) werden die auf Glg. 3-7 basierenden Ausziehtragfähigkeiten von Schrauben in Brettsperrholz mit denen von Schrauben in Vollholz verglichen. Letztere wurden mit der Regressionsgleichung von Bejtka [6] (Glg. 3-8) ermittelt. Hierbei wurde für die Rohdichte die mittlere Rohdichte von Brettsperrholz  $\rho = 453 \text{ kg/m}^3$  berücksichtigt.

$$R_{ax} = 0,61 \cdot d^{0,53} \cdot l_{ef}^{0,91} \cdot \rho^{0,79} \text{ in N} \quad [3-8]$$

Für Schrauben des Durchmessers 6 mm ist die größte Abweichung festzustellen. Der Mittelwert der Tragfähigkeit ist 14 % geringer als bei Vollholz. Dieses ist auf die Anordnung der Schrauben in Fugen zurückzuführen. Deutlich geringere Tragfähigkeiten zeigten sich auch bei Nägeln der Durchmesser 3,1 und 4 mm insbesondere in den Anordnungen 1.3 und 1.4.

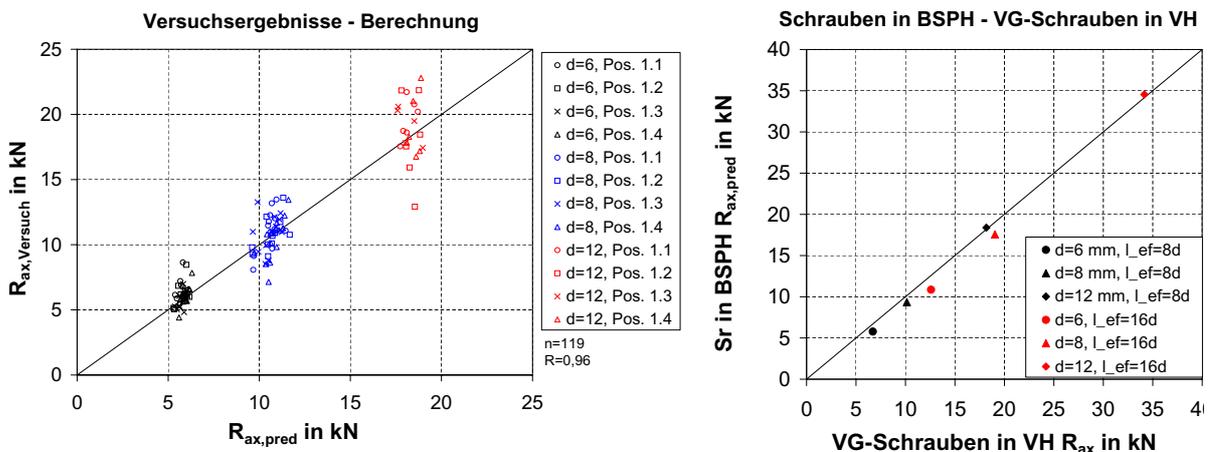


Abb. 3.8: Vergleich der Ausziehtragfähigkeiten von Schrauben

### 3.4 Ausziehtragfähigkeit in den Schmalflächen

In den Schmalflächen von Brettsperrhölzern wurden über 600 Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit bei Beanspruchung auf Herausziehen durchgeführt. Die geprüften Verbindungsmittelanordnungen sind in Abb. 3.9 dargestellt.

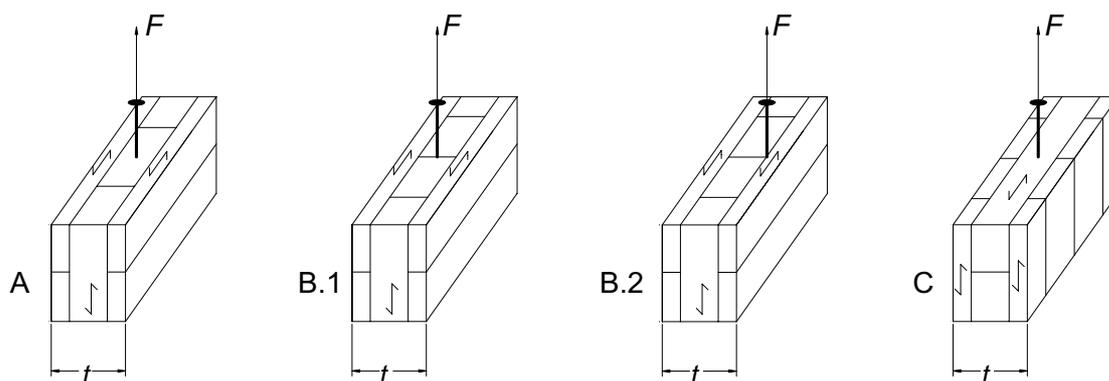


Abb. 3.9: Versuchsanordnungen für Ausziehversuche aus den Schmalflächen

In den Versuchen wurden die Anordnungen B.2 und C nicht maßgebend. Eine deutliche Abnahme der Ausziehtragfähigkeit war bei Anordnung von 6er Schrauben in Fugen (Anordnung B.1) festzustellen. Langzeitbeanspruchungen und wechselnde Klimaverhältnisse haben insbesondere bei Anordnung von Verbindungsmitteln im Hirnholz einen deutlichen Einfluss auf deren Tragfähigkeit. Daher sind Dauerstandsversuche mit faserparallel eingedrehten Schrauben in den Schmalseiten von Brettsperrholz vorgesehen.

## 4 Tragfähigkeit von Verbindungen

### 4.1 Berechnung der Tragfähigkeit von Verbindungen

Die Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln wird im Ingenieurholzbau üblicherweise gemäß der Theorie von Johansen ermittelt [8], [9]. Hierbei ergibt sich die maßgebende Tragfähigkeit aus dem Minimum der jeweils zu betrachtenden Versagensmechanismen. Für das Beispiel einer Stahlblech-Holz Verbindung sind die Versagensfälle nach Johansen in Abb. 4.1 dargestellt.

Die Anwendung der Theorie von Johansen auf Verbindungen in den Schmalflächen unter Berücksichtigung der in den Glg. 3-5 und Glg. 3-6 angegebenen Lochleibungsfestigkeiten ist möglich. Allerdings wird zurzeit noch geprüft, welche Bedingungen einzuhalten sind, damit ein Rollschubversagen einer einzelnen Brettlage im Bereich der Verbindung nicht maßgebend werden kann.

Zur Berechnung der Tragfähigkeit von Verbindungen in den Seitenflächen von Brettsperrholz sind genauere Betrachtungen notwendig. Für Verbindungen mit Schrauben und Nägeln, die ohne Vorbohren eingebracht werden, ist die Lochleibungsfestigkeit unabhängig vom Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung, siehe Glg. 3-2 und [3-3]. Es kann somit für Brettsperrholz eine über die Dicke des Brettsperrholzes gleichmäßig verteilte Lochleibungsbeanspruchung angenommen werden. Die Tragfähigkeit kann direkt mit den angegebenen Lochleibungsfestigkeiten berechnet werden.

Bei Stabdübeln ist die Lochleibungsfestigkeit abhängig vom Kraft-Faserwinkel, so dass hier genauere Betrachtungen notwendig sind. Im Versagensmechanismus 1 liegt eine reine Lochleibungsbeanspruchung der Bauteile vor. Die Tragfähigkeit kann für diesen Versagensmechanismus unter Verwendung der in Glg. 3-1 angegebenen Lochleibungsfestigkeit ermittelt werden. In den Versagensmechanismen 2 und 3 bilden sich im Verbindungsmittel ein bzw. zwei Fließgelenke pro Scherfuge aus. Die Tragfähigkeit ist von der Lage der Fließgelenke bzw. des Drehpunktes des Verbindungsmittels im Bauteil abhängig. Für die Versagensmechanismen 2 und 3 liegt eine richtungsgleiche Lochleibungsbeanspruchung nur über Teilbereiche des Brettspertholzes vor. Die Lochleibungsfestigkeit einer Brettlage ist bei faserparalleler Beanspruchung größer als bei Beanspruchung rechtwinklig zur Faserrichtung. Das bedeutet, dass die Lochleibungsfestigkeit für die einzelnen Brettlagen differenziert anzusetzen ist, um das Kräftegleichgewicht nicht zu verletzen. Hierdurch sind in den Grundversagensmechanismen nach Johansen weitere Unterfälle zu untersuchen. Die Anzahl der Versagensmechanismen ist abhängig von der Brettlagenanzahl des Brettspertholzaufbaus. Bereits bei einem dreilagigen Brettspertholz in einer Stahlblech-BSPH-Verbindung mit innen liegendem Stahlblech sind sechs Versagensfälle zu untersuchen, siehe Abb. 4.2 bis 4.4

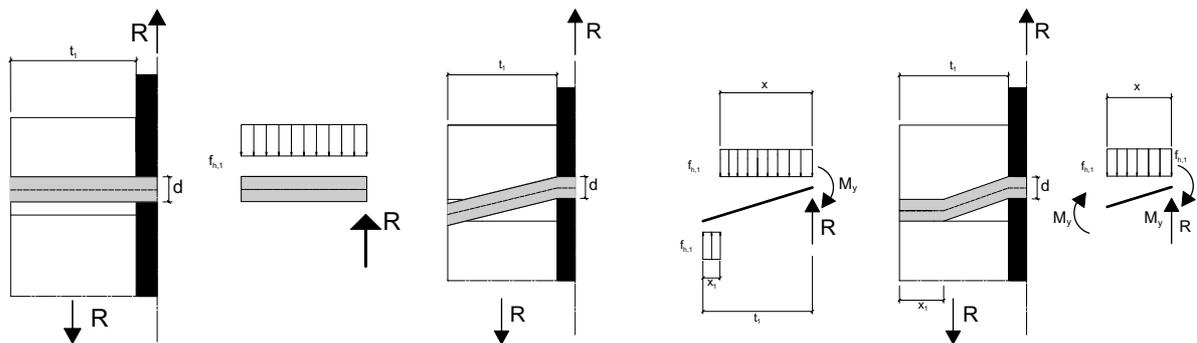


Abb. 4.1: Versagensmechanismen 1 bis 3 nach Johansen für Stahlblech-Holz-Verbindungen

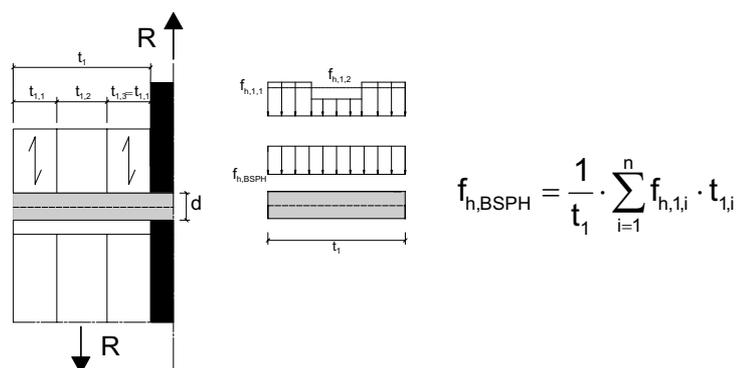


Abb. 4.2: Versagensmechanismus 1 für Stahlblech-BSPH-Verbindungen

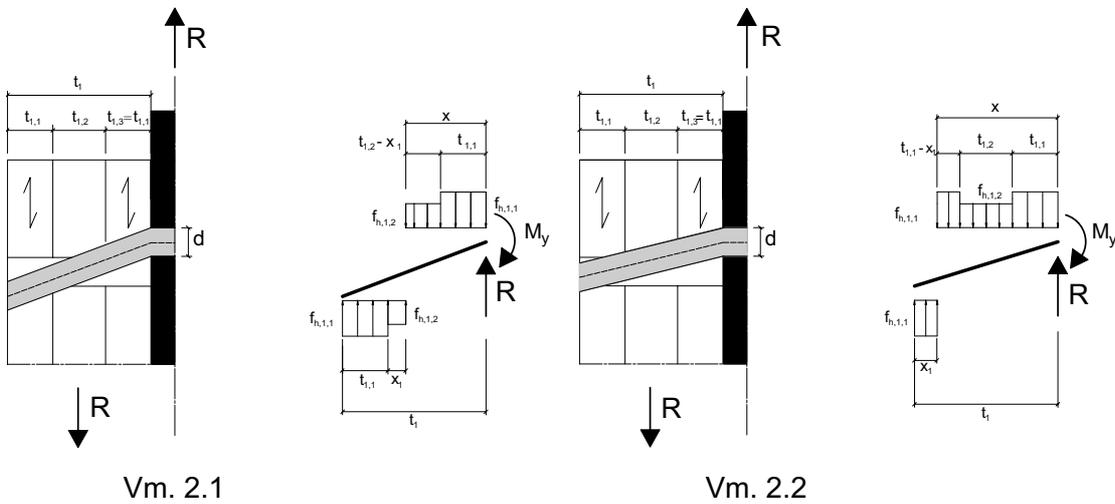


Abb. 4.3: Versagensmechanismen 2.1 und 2.2 für Stahlblech-BSPH-Verbindungen

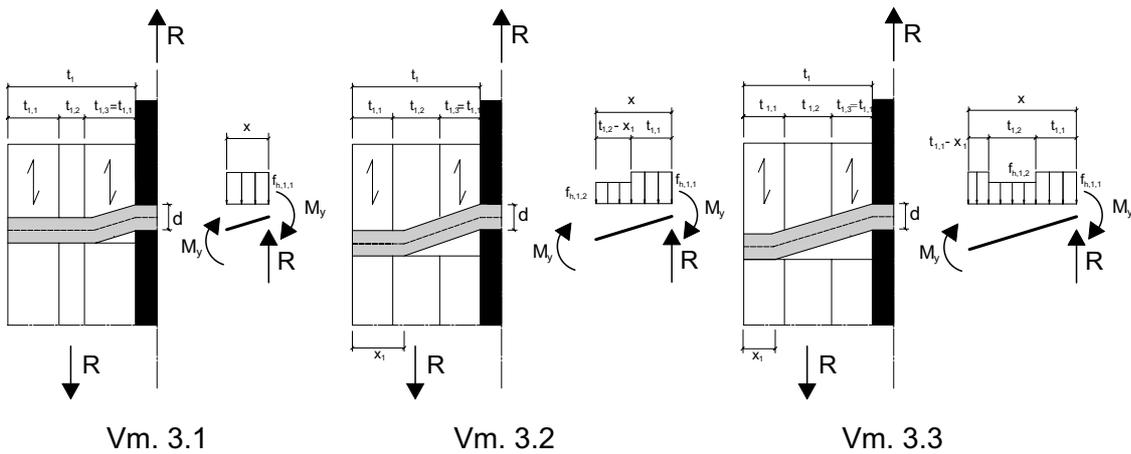


Abb. 4.4: Versagensmechanismen 3.1 bis 3.3 für Stahlblech-BSPH-Verbindungen

Es ist ersichtlich, dass die Berechnung der Tragfähigkeit unter Ansatz Brettlagenweise differenzierter Lochleibungsbeanspruchungen zu komplexen Formulierungen führt. Weiterhin beinhaltet sie Unschärfen. Die Lochleibungsfestigkeit von Brettlagen gleicher Faserrichtung kann aufgrund der Variation der Rohdichte unterschiedlich sein. Außerdem ist fraglich, ob die Lochleibungsfestigkeit einer einzelnen Brettlage insbesondere im Hinblick auf Fugen richtig erfasst werden kann. Aus diesen Gründen wird eine vereinfachte Berechnung der Tragfähigkeit unter Verwendung der Lochleibungsfestigkeit für Brettsperrholz nach Glg. 3-1 vorgeschlagen. Diese Vereinfachung darf nur angewendet werden, wenn die hiermit ermittelten Tragfähigkeiten den charakteristischen Wert in ausreichender Genauigkeit oder konservativ annähern. Durch Vergleichsrechnungen sind für den jeweiligen Brettsperrholzaufbau in Abhängigkeit vom Durchmesser und vom Fließmoment des Verbindungsmittels die Grenzen für die Anwendung der vereinfachten Berechnungsweise festlegbar.

## 4.2 Tragfähigkeitsversuche

Zur Verifizierung des Berechnungsverfahrens wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens insgesamt 136 Tragfähigkeitsversuche mit Verbindungen in Seiten- und Schmalflächen von Brettsperrholz durchgeführt. Hierbei wurden die Abstände der Verbindungsmittel untereinander und zum Rand variiert, um die erforderlichen Mindestabstände bestimmen zu können. In den Zug-Scherversuchen wurden ein- und zweischnittige BSPH-BSPH-Verbindungen und Stahlblech-BSPH-Verbindungen geprüft. Es wurden zwei Brettsperrholzprodukte mit insgesamt 8 verschiedenen Aufbauten eingesetzt.

Als Verbindungsmittel dienten Stabdübel unterschiedlicher Stahlqualität (S235, 42CrMo4) und Durchmesser (24, 20, 16 und 8 mm), 8er und 12er Schrauben sowie Nägel der Durchmesser 4 und 6 mm. Nachfolgend sollen die Ergebnisse einiger Versuchsreihen mit Verbindungsmitteln in den Seitenflächen vorgestellt werden. Die Konfigurationen der betrachteten Versuche sind in Tab. 4.1 zusammengestellt.

Reihe	Anz. Versuche	VM	VM-Anzahl		Anschlussgeometrie					BSPH-Aufbau	
			Reihen	n	t <sub>1</sub> mm	t <sub>2</sub> mm	a <sub>1,t</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>2,c</sub>	Seitenholz	Mittelholz
1-24-2S_1.1	4	SDü Ø 24	1	3	60	-	7d	5d	3d	19-22-19	Stahlblech
1-20-22_1.1	6	SDü Ø 20	1	3	60	128	5d	5d	3d	19-22-19	34-13-34-13-34
1-20-22_1.2	6	SDü Ø 20	1	3	60	128	5d	4d	3d	19-22-19	34-13-34-13-34
1-20-22_1.3	3	SDü Ø 20	1	3	60	128	4d	4d	3d	19-22-19	34-13-34-13-34
1-12-42_1.1	3	Sr 12x200	1	2	27	146	10d	4d	2,5d	8,5-10-8,5	34-13-34-13-34
1-12-42_1.2	3	Sr 12x200	1	2	27	146	12d	5d	3d	8,5-10-8,5	34-13-34-13-34
1-12-42_1.3	3	Sr 12x200	1	2	27	146	6d	3d	3d	8,5-10-8,5	34-13-34-13-34

Tab. 4.1: Zug-Scherversuche mit zweischnittigen Verbindungen

In Abb. 4.5 sind die Versuchsergebnisse den berechneten Tragfähigkeiten gegenübergestellt. Die Versuche zeigen, dass die Anordnung der Verbindungsmittel in einer Fuge keinen oder lediglich einen geringen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat. Für die Reihe 1-20-22\_1 liegen die mit beiden Berechnungsansätzen ermittelten Tragfähigkeiten im Bereich der Versagenslasten. Bei den Versuchen mit Schrauben werden die Tragfähigkeiten unterschätzt. Dieses ist auf die konservative Annahme der Tragfähigkeitsanteile aus dem Seileffekt zurückzuführen, die hier lediglich mit 25 % der Tragfähigkeit auf Herausziehen bzw. Kopfdurchziehen berücksichtigt wurden.

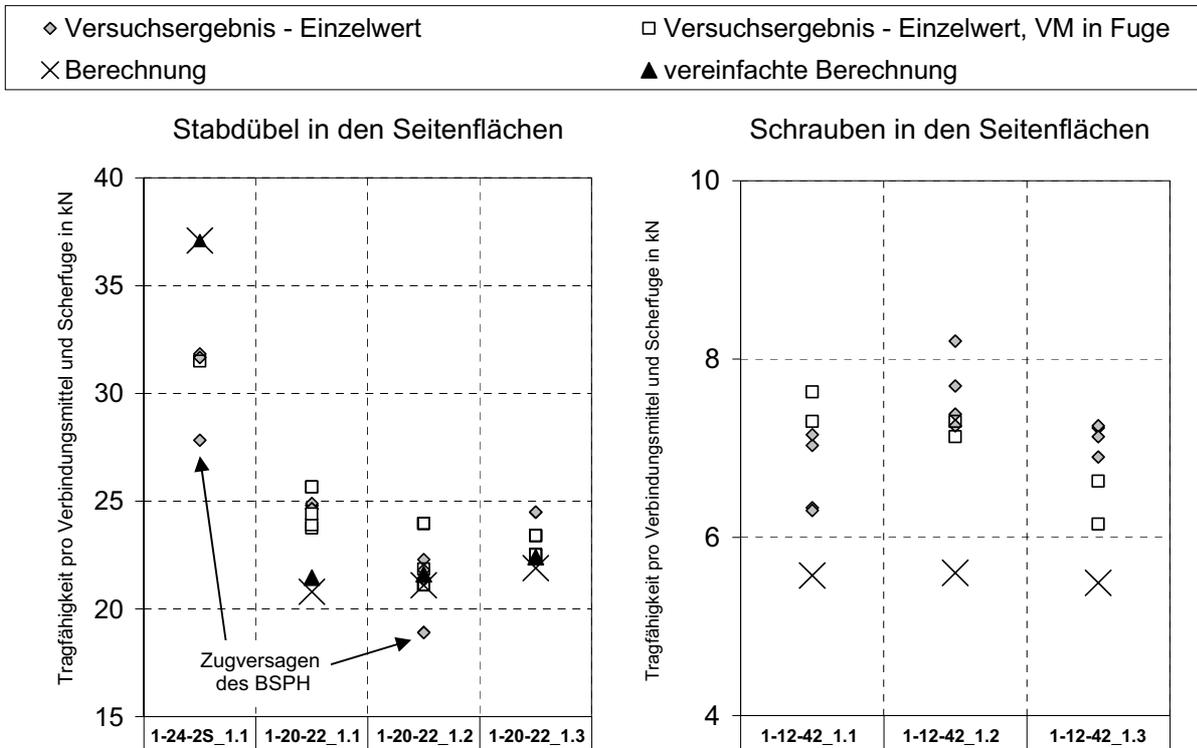


Abb. 4.5: Vergleich von Versuchsergebnissen mit berechneten Tragfähigkeiten

Lediglich in der Reihe 1-24-2S\_1.1 wird die Tragfähigkeit um rund 15 % überschätzt. Hier trat ein Blockscheren und/oder Spaltrisse im Bereich der Decklagen auf, wie es im Abb. 4.6 dargestellt ist. Das zugehörige Last-Verschiebungsdiagramm zeigt, dass die Anschlüsse dennoch nicht versagen. Die Schlankheit der Verbindung und das besonders hohe Fließmoment der Stabdübel begünstigen üblicherweise ein sprödes Versagen [11]. Im Fall von Brettsperrholz wirken die kreuzweise verklebten Brettlagen jedoch als Verstärkung gegen diese Versagensformen. Der Einfluss des Blockscherens in den Decklagen auf die Tragfähigkeit von Verbindungen muss weitergehend untersucht werden. In Abb. 4.7 ist zu erkennen, dass sich auch die anderen geprüften Verbindungen äußerst duktil verhielten.

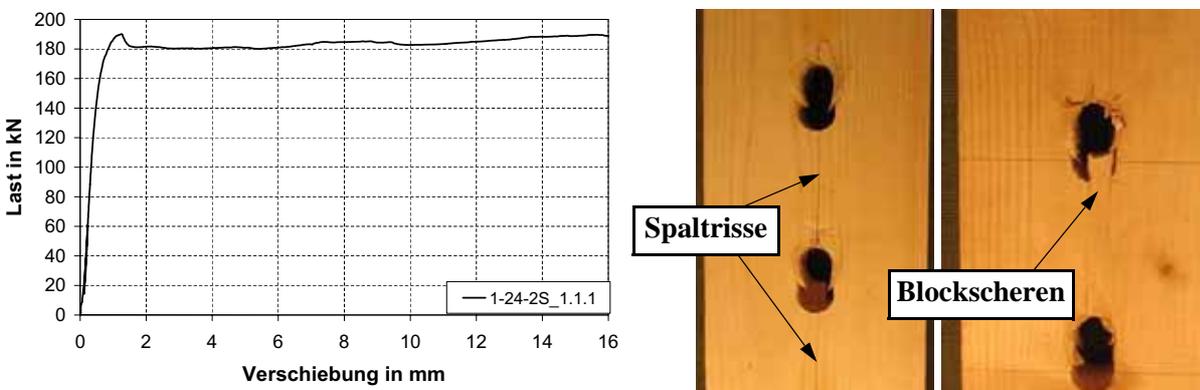


Abb. 4.6: Last-Verschiebungsdiagramm und Versuchsbeobachtungen in Reihe 1-24\_2S\_1.1

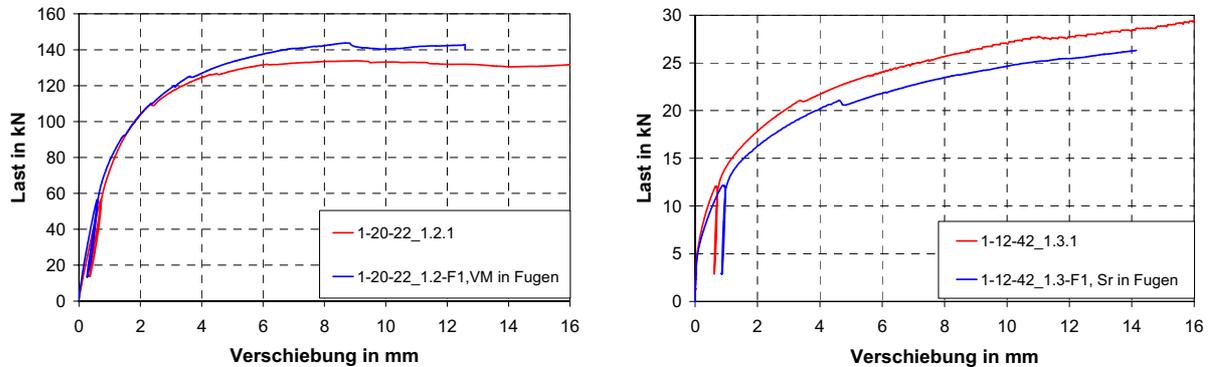


Abb. 4.7: Last-Verschiebungsdiagramme für die Reihen 1-20-22-1.2 und 1-12-42-1.3

## 5 Anforderungen an die Ausbildung von Verbindungen

### 5.1 Allgemeines

Für die vorgestellten Untersuchungen wurden auch Schrauben mit einem Durchmesser von  $d = 6$  mm und Nägel mit einem Durchmesser von  $d = 3,1$  mm verwendet. In den Schmalflächen von Brettsperrhölzern mit Fugen bzw. Nuten dürfen Nägel bisher nicht eingesetzt werden. Für Schrauben ist hier ein Mindestdurchmesser von 8 mm einzuhalten. In den Seitenflächen müssen Nägel und Schrauben einen Mindestdurchmesser von 4 mm aufweisen. Aufgrund der zugelassenen Fugenbreiten von bis zu 6 mm sollten die Einschränkungen bezüglich der Mindestdurchmesser aufrecht erhalten bleiben. Des Weiteren werden ergänzende Vorgaben an die Ausführung von Anschlüssen erarbeitet. Die Mindestanzahl und die erforderliche Eindringtiefe der Verbindungsmittel sowie die Geometrie der Anschlussbilder sind so zu wählen, dass eine Kraftübertragung auch dann sichergestellt ist, wenn ein Teil der Verbindungsmittel ungünstig bezüglich von Fugen oder Nuten positioniert wird.

### 5.2 Mindestabstände von Verbindungsmitteln

Auf Grundlage der Erkenntnisse aus Einschlag- bzw. Einschraubversuchen sowie der Zug-Scherversuche erscheinen die in Tab. 5.1 aufgeführten Mindestabstände für Verbindungen in den Seitenflächen von Brettsperrholz möglich. Die Abstände sind wie in DIN 1052: 2004 [12] definiert, siehe Abb. 5.1. Erste Versuchsergebnisse lassen vermuten, dass die Regelungen für Mindestabstände von Schrauben auch auf Verbindungen unter Abscherbeanspruchungen übertragen werden können. Lediglich der Abstand  $a_{1,t}$  ist ggf. zu vergrößern. In Brettsperrholz sind insgesamt vergleichsweise geringe Mindestabstände möglich. Es bleibt zu klären, welchen Einfluss diese Abstände auf das Versagensverhalten von Verbindungsmittelgruppen haben.

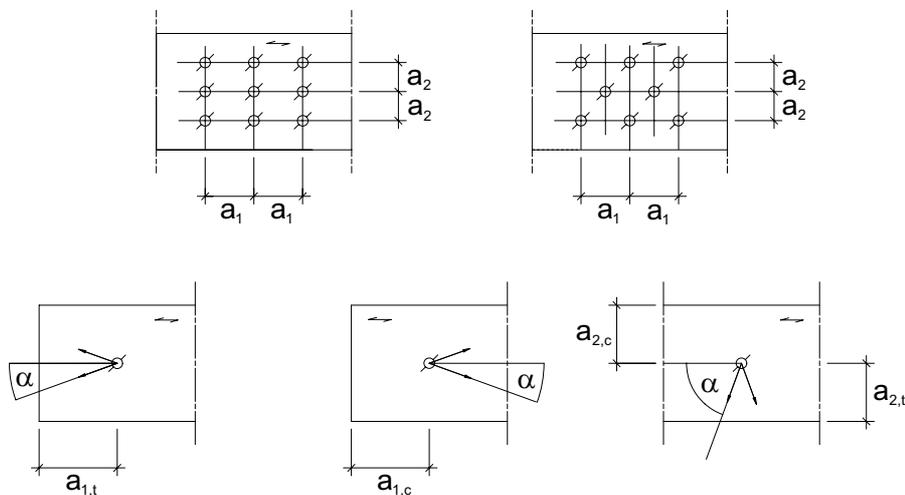


Abb. 5.1: Definition der Abstände von Verbindungsmitteln

Verbindungsmittel	Beanspruchung	$a_{1,t}$	$a_{1,c}$	$a_1$	$a_{2,t}$	$a_{2,c}$	$a_2$
Schrauben <sup>1)</sup>	Herausziehen	-	6d	4d	-	2,5d	2,5d
Nägeln	Abscheren	$(7+3 \cos\alpha)d$	6d	$(3+3 \cos\alpha)d$	$(3+4 \sin\alpha)d$	3d	3d
Stabdübel	Abscheren	5d	$4 d \sin\alpha$ (min. 3d)	$(3+\cos\alpha)d$	3d	3d	3d

1) selbstbohrende Holzschrauben ohne Bohrspitze

Tab. 5.1: Mögliche Mindestabstände für Verbindungen in den Seitenflächen von BSPH

## 6 Zusammenfassung

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurde die Tragfähigkeit von Verbindungen in den Seiten- und Schmalflächen von Brettsperrholzprodukten untersucht. Für Brettsperrholzprodukte aus Fichte wird eine charakteristische Rohdichte von 400 kg/m<sup>3</sup> vorgeschlagen. Auf Grundlage zahlreicher Versuche wurden Gleichungen zur Berechnung charakteristischer Lochleibungsfestigkeiten von Stabdübeln, Schrauben und Nägeln in Brettsperrholz erarbeitet. Des Weiteren wurde die Ausziehtragfähigkeit von Schrauben und Nägeln ermittelt. Zur Berechnung der Tragfähigkeit von Verbindungen werden zwei Rechenmodelle auf Grundlage der Theorie von Johansen vorgeschlagen. Für viele Konfigurationen reicht es, einen vereinfachten Berechnungsansatz zu wählen. Die berechneten Tragfähigkeiten konnten durch Zug-Scherversuche i. d. R. bestätigt werden. Bei ungünstigen Geometrien konnten die berechneten Tragfähigkeiten aufgrund von Blockscheren und Spalten in den Decklagen nicht erreicht werden. Hier sind weitere Untersuchungen notwendig.

Insgesamt zeigte sich, dass Anschlüsse in Brettsperrholz ein äußerst duktiles, nahezu ideal-plastisches Last-Verformungsverhalten aufweisen.

Für Verbindungen in Brettsperrholz sind geringe Verbindungsmittelabstände untereinander und zum

Rand möglich. Das bedeutet, dass in Brettsperrholz auf kleinen Anschlussflächen vergleichsweise große Kräfte übertragen werden können. Unter Ausnutzung der Mindestabstände wird häufig ein Bauteilversagen maßgebend. Dieses zeigte sich bereits in den Tragfähigkeitsversuchen, in denen z. T. ein Zugversagen auftrat. Brettsperrholz weist aufgrund der kreuzweise verleimten Brettlagen eine geringere Tragfähigkeit in Faserrichtung der Decklagen auf als ein vergleichbarer Vollholzquerschnitt. Dagegen ist die Tragfähigkeit von Anschlüssen unter Berücksichtigung der Behinderung des Aufspaltens durch die Querlagen höher. Im Holzbau wird häufig die Querschnittsdimensionierung nicht durch die Bauteiltragfähigkeit sondern durch die Größe der Anschlussflächen bestimmt. Hier könnten teilweise Bauteile aus Brettsperrholz eingesetzt werden, die über einen für Zugkräfte optimierten Aufbau verfügen. Es bietet sich so die Möglichkeit, das Potential des Baustoffes auch für stabförmige Bauteile zu nutzen.

## 7 Literatur

- [1] Blaß, H. J.; Görlacher, R.: Bemessung im Holzbau – Brettsperrholz. Berechnungsgrundlagen, Holzbaukalender 2003. Bruderverlag, Karlsruhe 2003, S. 580-598.
- [2] Blaß, H. J.; Görlacher, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Brettsperrholzelementen bei Beanspruchung in Plattenebene, Bauen mit Holz 104 (2002), H. 11 S. 34-41, H. 12 S. 30-34.
- [3] Blaß, H. J.; Bejtka, I.; Uibel, T.: Tragfähigkeit von Verbindungen mit selbstbohenden Holzschrauben mit Vollgewinde, Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Band 4, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen (Hrsg.), Universität Karlsruhe, Karlsruhe, 2006.
- [4] Blaß, H. J.; Fellmoser, P.: Design of solid wood panels with cross layers. In Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering, Volume II, Lahti, Finnland 2004.
- [5] Blaß, H. J.; Uibel, T.: Load carrying capacity of joints with dowel type fasteners in solid wood panels. In: Proceedings. CIB-W18 Meeting, Florence, Italy 2006, Paper 39-7-5.
- [6] Bejtka, I.: Verstärkungen von Bauteilen aus Holz mit Vollgewindeschrauben. Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Band 2, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen (Hrsg.), Universität Karlsruhe (TH), Karlsruhe, 2005.
- [7] Görlacher, R.: Brettsperrholz – Berechnung von Elementen mit kreuzweise verklebten Brettern bei Beanspruchung in Plattenebene In: Tagungsband: Ingenieurholzbau – Karlsruher Tage, Bruderverlag, Karlsruhe 2002.
- [8] Hilson, B. O.: Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln – Theorie. In: Blaß, H. J.; Görlacher, R.; Steck, G. (Hrsg.): Holzbauwerke STEP1 – Bemessung und Baustoffe, Fachverlag Holz, Düsseldorf, 1995.
- [9] Johansen, K. W.: Theory of timber connections. International Association of bridge and structural Engineering, Bern, 1949, S. 249-262.
- [10] Schickhofer, G.: Brettsperrholz – Anwendungen und Konstruktionsdetails im mehrgeschossigen Wohn- und Kommunalbau, In: Tagungsband: Ingenieurholzbau – Karlsruher Tage, Bruderverlag, Karlsruhe 2002.
- [11] Schmid, M.: Anwendung der Bruchmechanik auf Verbindungen mit Holz. Berichte der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Karlsruhe (TH), Karlsruhe, 2002.
- [12] DIN 1052:2004-08: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau.

# **J Forschung an der TU Graz – Anwendung der Johansen-Theorie für gekreuzt geschichtete Strukturen**

**G . Pirnbacher, G. Traetta, G. Schickhofer**



DI Gernot Pirnbacher  
2005 Abschluss des Bauingenieurstudiums an der TU Graz  
seit 2005 Mitarbeiter in der holz.bau forschungs gmbh



DI Gianluigi Traetta  
2003 Abschluss des Bauingenieurstudiums an der TU Bari  
seit 2004 Mitarbeiter in der holz.bau forschungs gmbh



Univ.-Prof. DI Dr. techn. Gerhard Schickhofer  
1994 Promotion an der TU Graz  
seit 2004 Vorstand des Instituts für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz

## 1 Einleitung

Der vorliegende Beitrag befasst sich mit der Berechnung der Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln in Brettsperrholz unter Berücksichtigung der JOHANSEN-Theorie [1]. Welche Parameter in die Berechnung nach JOHANSEN [1] eingehen, welche Mindestabstände maßgebend werden und welche Form eine „ $n_{ef}$ “-Regelung für Brettsperrholz annehmen kann, stellen wesentliche Fragen dar, die für eine baupraktische Anwendung noch im Detail zu untersuchen sind. Durch die gesperrte Struktur veränderte und/oder neue Versagensformen erweitern zudem die zu beantwortenden Fragen.

Im Rahmen der Aktivitäten am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz ist die Abklärung der Anwendbarkeit der JOHANSEN-Theorie [1] auf Brettsperrholz ein wesentlicher Arbeitsbereich im Modul 2 der „denk.werk.statt.bsp“. Die theoretischen Arbeiten zur Erweiterung der JOHANSEN-Theorie [1] auf gesperrte Strukturen sind im Wesentlichen abgeschlossen. Derzeit laufen die Experimente zur Verifikation der aus den theoretischen Untersuchungen entstandenen Vorschläge und die Erstellung von Bemessungshilfen für auf Abscheren beanspruchte stiftförmige Verbindungsmittel in Brettsperrholz.

## 2 Erweiterung der JOHANSEN-Theorie auf BSP

Die klassische JOHANSEN-Theorie [1] beschreibt die Tragfähigkeit auf Abscheren beanspruchter Verbindungsmittel in stabförmigen, parallelfasrigen Holzbauprodukten wie z. B. Vollholz, BSH oder anderen geschichteten Holzwerkstoffen und kommt mit drei Grundmechanismen zur Beschreibung des möglichen Tragverhaltens einer auf Abscheren beanspruchten Holz-Holz-Verbindung aus.

Bei Brettschichtholz führt der faserparallel geschichtete Aufbau und der Lochleibungskontakt der Stabdübel, mit unterschiedlichen Lamellen innerhalb des BSH-Querschnittes, nur zu geringen Differenzen betreffend die Lochleibungsfestigkeit in den Einzellamellen. Hier wirken sich im Wesentlichen die Rohdichteunterschiede der benachbarten Einzellamellen in der Form aus, dass für einen Stabdübel mit einem Durchmesser von z. B.  $d = 30$  mm eine Rohdichtedifferenz von  $50 \text{ kg/m}^3$  einen Unterschied in der Lochleibungsfestigkeit von rund 12 % bewirkt (bezogen auf den höheren Wert, bei  $\rho_k = 420 \text{ kg/m}^3$  und  $\rho_k = 370 \text{ kg/m}^3$ ).

Bei Brettsperrholz hingegen variieren die Lochleibungsfestigkeiten der Einzellagen auch aufgrund der unterschiedlichen Faserorientierungen infolge der kreuzweisen Anordnung der einzelnen Schichten. Der Unterschied bei einem Winkel der Beanspruchung zur Faserrichtung von  $0^\circ$  respektive  $90^\circ$  beträgt nach der HANKINSON-Beziehung, siehe [3] und [7], für große Dübeldurchmesser bis zu 44 %, bezogen auf den faserparallelen Wert. Berücksichtigt man hier zusätzlich noch mögliche Rohdichteunterschiede, sind Differenzen von bis zu rund 55 % möglich. Diese großen möglichen Unterschiede zwischen den einzelnen Lagen erfordern eine entsprechende Berücksichtigung der einzelnen Lochleibungsfestigkeiten für die Einzelschichten im Ansatz des Kräftegleichgewichtes nach der JOHANSEN-Theorie [1].

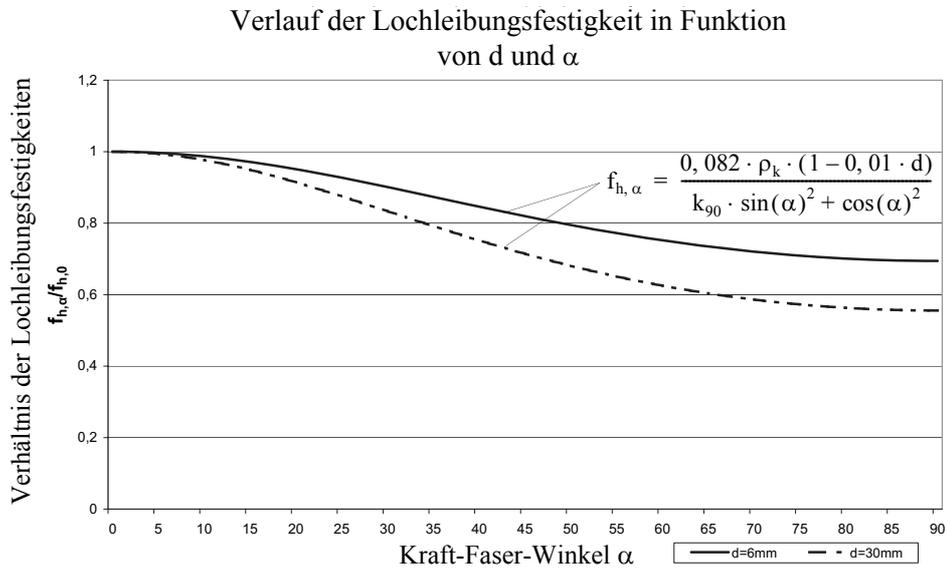
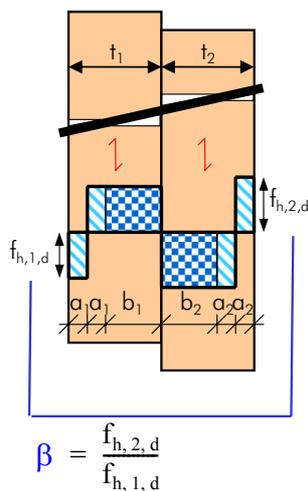


Abb. 2.1: Verlauf der Lochleibungsfestigkeiten in Abhängigkeit vom Kraft-Faser-Winkel  $\alpha$

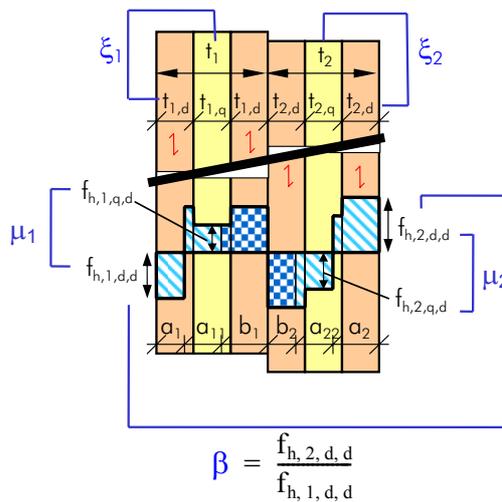
## 2.1 Grundsätzliche Annahmen in Ergänzung zur JOHANSEN-Theorie

Um die analytische Formulierung zu ermöglichen sind zusätzlich zu den, nach der klassischen JOHANSEN-Theorie [1], bekannten Werten weitere Parameter zur Beschreibung der Verbindungselemente notwendig. Für eine einfache und vollständige Formulierung mit wenigen Kenngrößen als Eingangswerte werden folgende Parameter definiert:

JOHANSEN unidirektional



JOHANSEN gekreuzt-geschichtet



$$\mu_1 = \frac{f_{h,1,q,d}}{f_{h,1,d,d}}$$

$$\mu_2 = \frac{f_{h,2,q,d}}{f_{h,2,d,d}}$$

$$\xi_1 = \frac{t_{1,d}}{t_1}$$

$$\xi_2 = \frac{t_{2,d}}{t_2}$$

Abb. 2.2: Parameterdefinition nach [2]

Parameter	definierte Eigenschaft der Verbindung
$\beta$	Verhältnis der Lochleibungsfestigkeiten der Decklagen beider Platten
$\mu_1$	Verhältnis der Lochleibungsfestigkeiten der Querlage zur Decklage in Platte 1
$\mu_2$	Verhältnis der Lochleibungsfestigkeiten der Querlage zur Decklage in Platte 2
$\xi_1$	Verhältnis der Decklagendicke zur Gesamtdicke für Platte 1
$\xi_2$	Verhältnis der Decklagendicke zur Gesamtdicke für Platte 2

Tab. 2.1: Parameter der erweiterten JOHANSEN-Theorie für gesperrt geschichtete Strukturen

Um die analytische Beschreibung in einem vertretbaren Rahmen zu ermöglichen, sind noch einige zusätzliche Festlegungen notwendig:

- die Dicken der Decklagen einer Platte sind gleich groß
- die Lochleibungsfestigkeiten der Decklagen einer Platte sind gleich groß
- der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  für die zu verbindenden Holzbauteile ist gleich

## 2.2 Mögliche Versagensmechanismen und deren Eingrenzung

Für allgemeine Verbindungen mit unterschiedlichen Plattenaufbauten ergibt sich eine Vielzahl von verschiedenen Gleichgewichtszuständen gemäß denen sich die Lochleibungsbeanspruchung einstellen kann. Bei nicht symmetrischen Verbindungen kann für jede Beanspruchungssituation im Bauteil 1 jeder der grundsätzlich möglichen Mechanismen in Bauteil 2 auftreten. Das führt z. B. für den Versagensmechanismus 1a der JOHANSEN-Theorie [4] zu 25 möglichen Untermechanismen, von denen jedoch nur einer zur angenommenen Verteilung der Lochleibungsspannung kompatibel ist.

Das bedeutet im Fall einer Verbindung von zwei dreischichtigen Brettsperrholzelementen die Auswertung 66 möglicher Versagensmechanismen in zwei Stufen! Diese zweistufige Berechnung beinhaltet als ersten Schritt die Kompatibilitätskontrolle aller Untermechanismen innerhalb eines jeden Hauptversagensmechanismus und anschließend die Anwendung des Minimalwertkriteriums auf die verbleibenden Lösungen, um den maßgebenden Wert für die Verbindung zu erhalten.

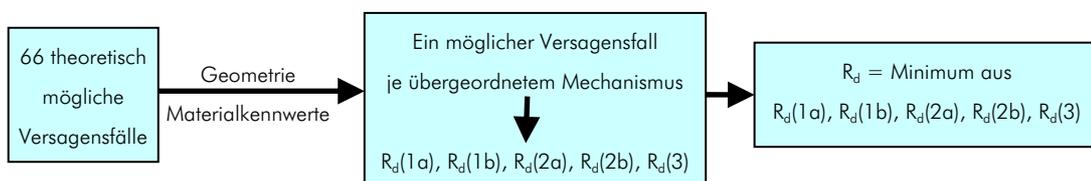


Abb. 2.3: Vorgehensschema für eine allgemeine einschnittige BSP-Verbindung. [2]

In den folgenden Abbildungen (2.4 bis 2.8) sind die möglichen Mechanismen einer allgemeinen einschnittigen Verbindung dargestellt.

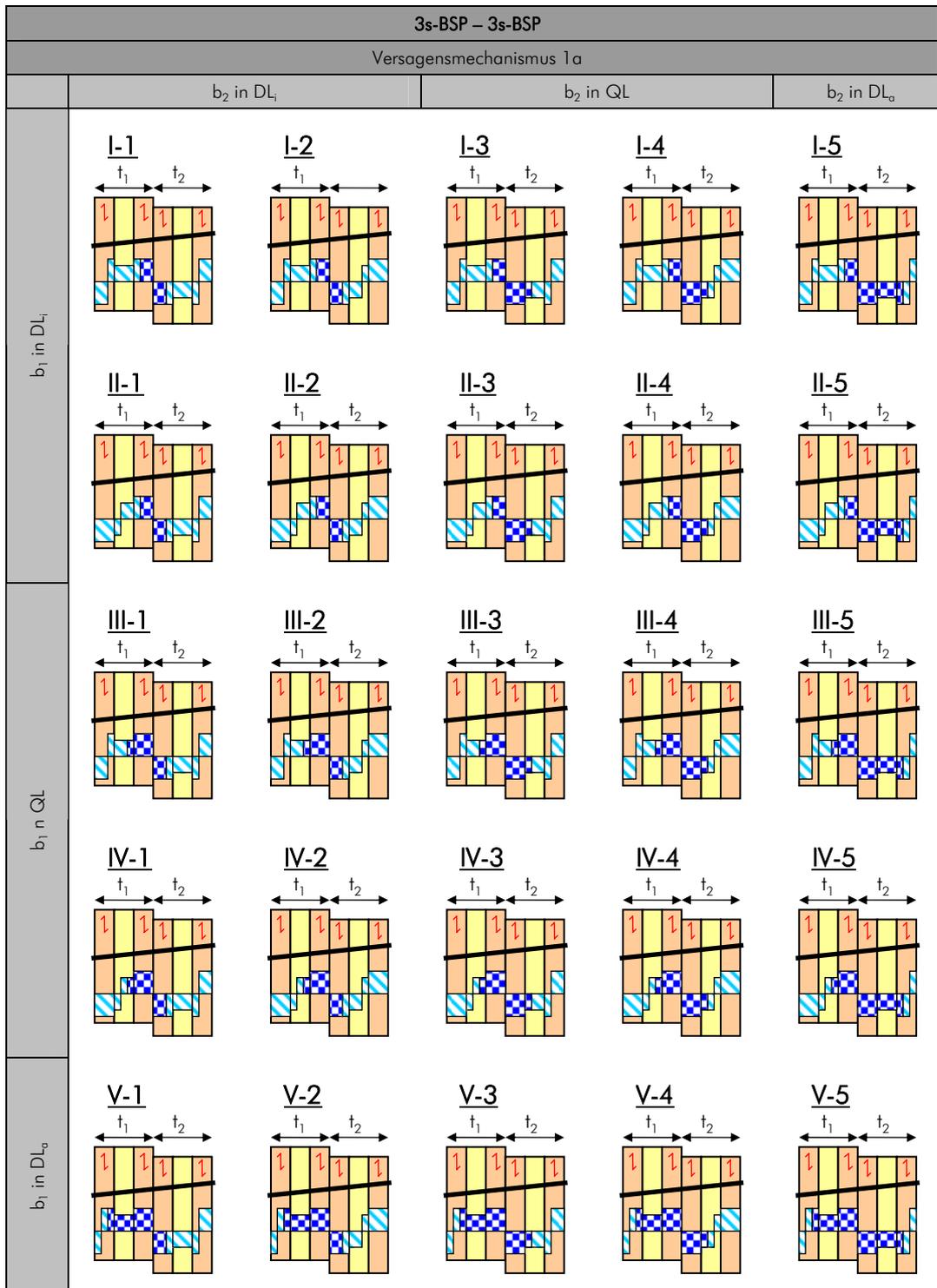


Abb. 2.4: Allgemeine Versagensmechanismen einer einschnittigen BSP-Verbindung (VM 1a), [2]

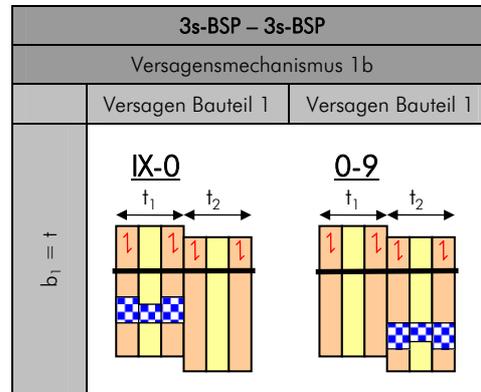


Abb. 2.5: Allgemeine Versagensmechanismen einer einschnittigen BSP-Verbindung (VM 1b), [2]

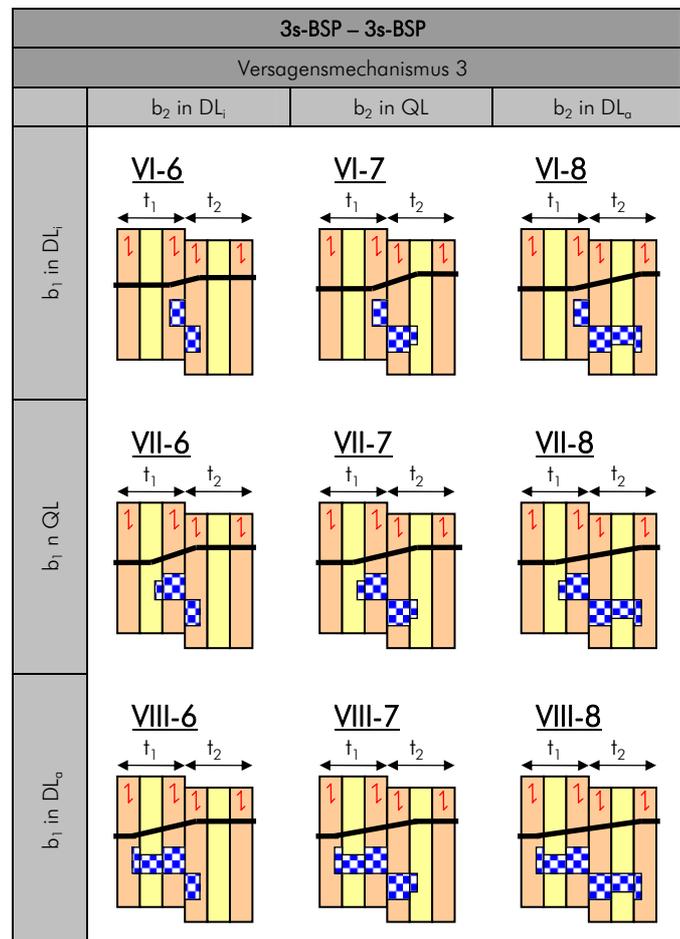


Abb. 2.6: Allgemeine Versagensmechanismen einer einschnittigen BSP-Verbindung (VM 3), [2]

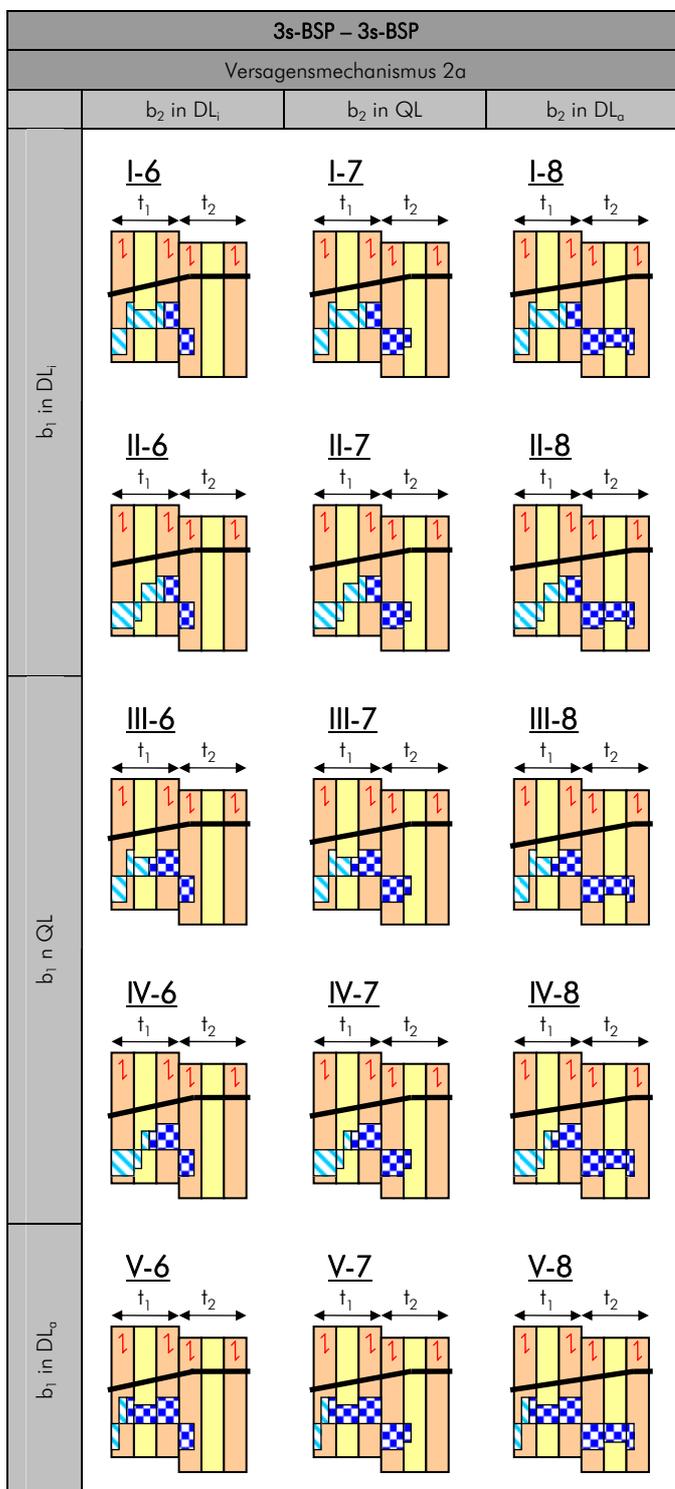


Abb. 2.7: Allgemeine Versagensmechanismen einer einschnittigen BSP-Verbindung (VM 2a), [2]

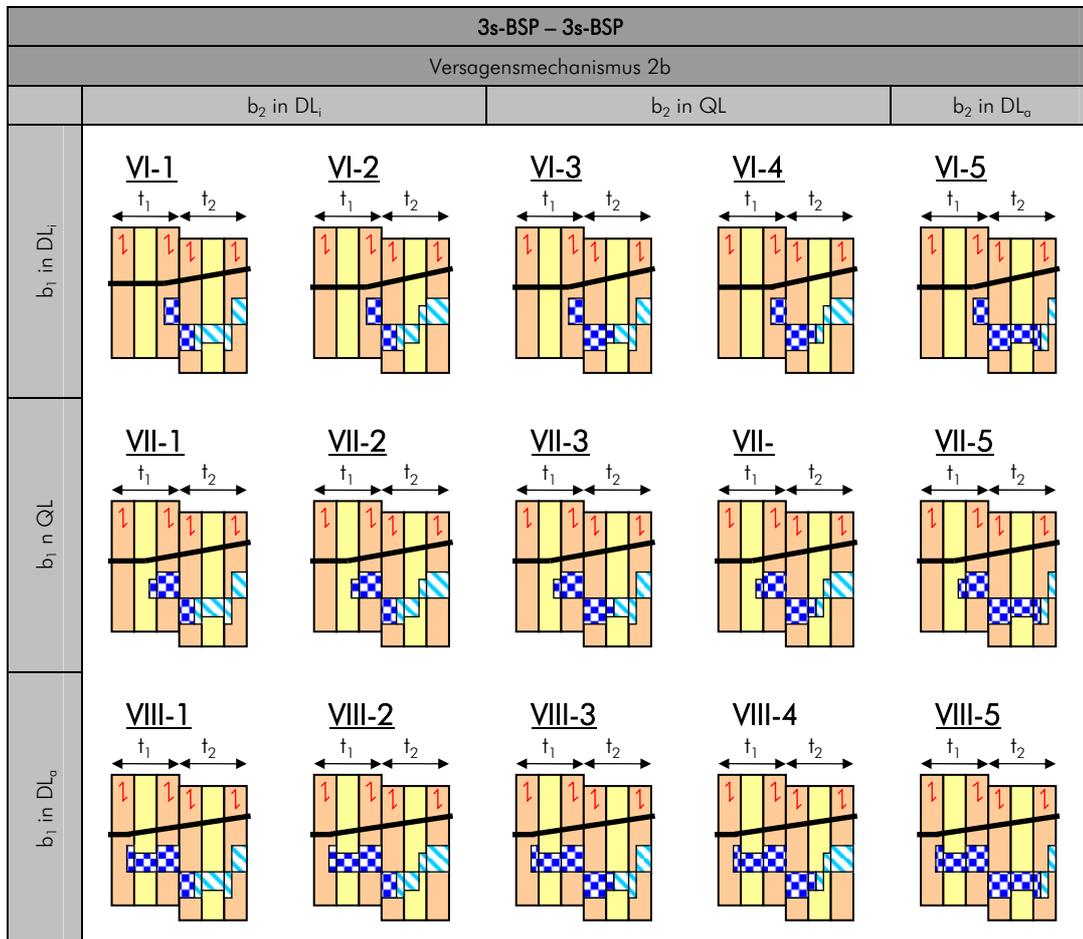


Abb. 2.8: Allgemeine Versagensmechanismen einer einschnittigen BSP-Verbindung (VM 2b), [2]

Durch eine Beschränkung auf symmetrische Verbindungen, die den Großteil der praktisch hergestellten Verbindungen darstellen, kann diese Anzahl auf 10 Versagensmechanismen verringert werden.

### 2.3 Erstellung von Bemessungsbehelfen

Mit diesen Annahmen und Festlegungen können durch EDV-gestützte numerische Berechnungen zwei grundlegende Bemessungsbehelfe erstellt werden.

#### 2.3.1 Tragfähigkeitsdiagramme für vorgegebene Rohdichtebereiche und $\xi$ -Werte

Mit Hilfe dieser Tragfähigkeitsdiagramme kann für den eingesetzten Dübeldurchmesser  $d$  und die vorhandene Plattendicke  $t = t_1 = t_2$  direkt die Tragfähigkeit abgelesen werden. Dieser Diagrammtyp ist jeweils gültig für einen festgelegten Rohdichtewert  $\rho_k$  und einen festgehaltenen  $\xi$ -Wert – d. h. für ein ganz bestimmtes Verhältnis zwischen Decklagen- ( $t_{1,d}$ ,  $t_{2,d}$ ) und Plattendicke ( $t_1$ ,  $t_2$ ). Nicht ablesbar ist in dieser Darstellungsform (siehe Abb. 2.9) der vorherrschende Grundversagensmechanismus nach JOHANSEN [1], d. h. es ist nicht möglich, die Duktilität der Verbindung zu beurteilen.

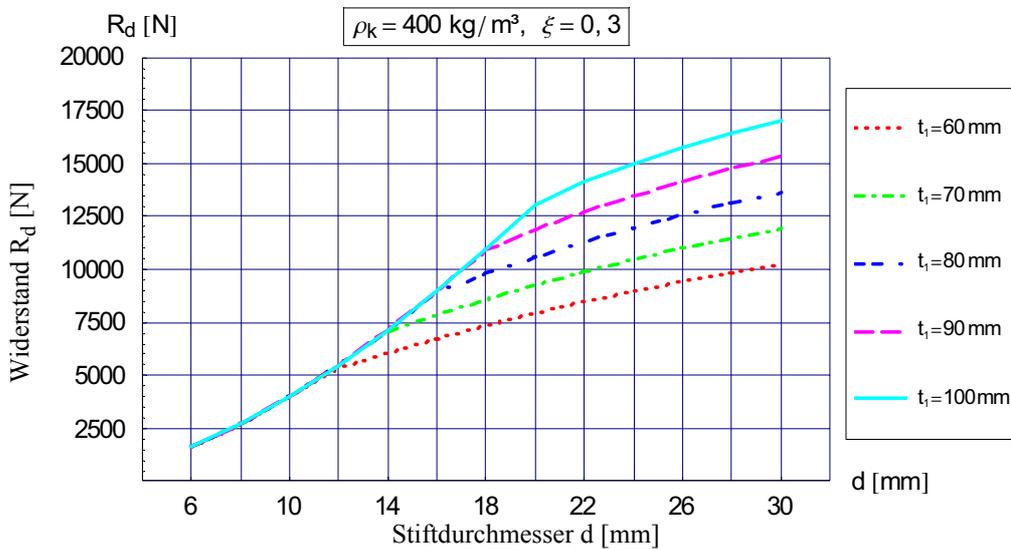


Abb. 2.9: Tragfähigkeitsdiagramm für unterschiedliche Durchmesser und Plattendicken, [2]

### 2.3.2 „Möller“-Diagramm für einschnittige BSP-Verbindungen

Durch eine Normierung der Tragfähigkeitsdiagramme auf die Schlankheit  $\lambda = t/d$  ( $t = t_1 = t_2$ ) und die Variation der  $\xi$ -Werte im Bereich der üblichen Plattenaufbauten diverser Hersteller, entsteht eine Darstellung aus der der auftretende Versagensmechanismus, respektive der für die Nachweisführung nötige Berechnungsaufwand direkt ablesbar ist (siehe Abb. 2.10).

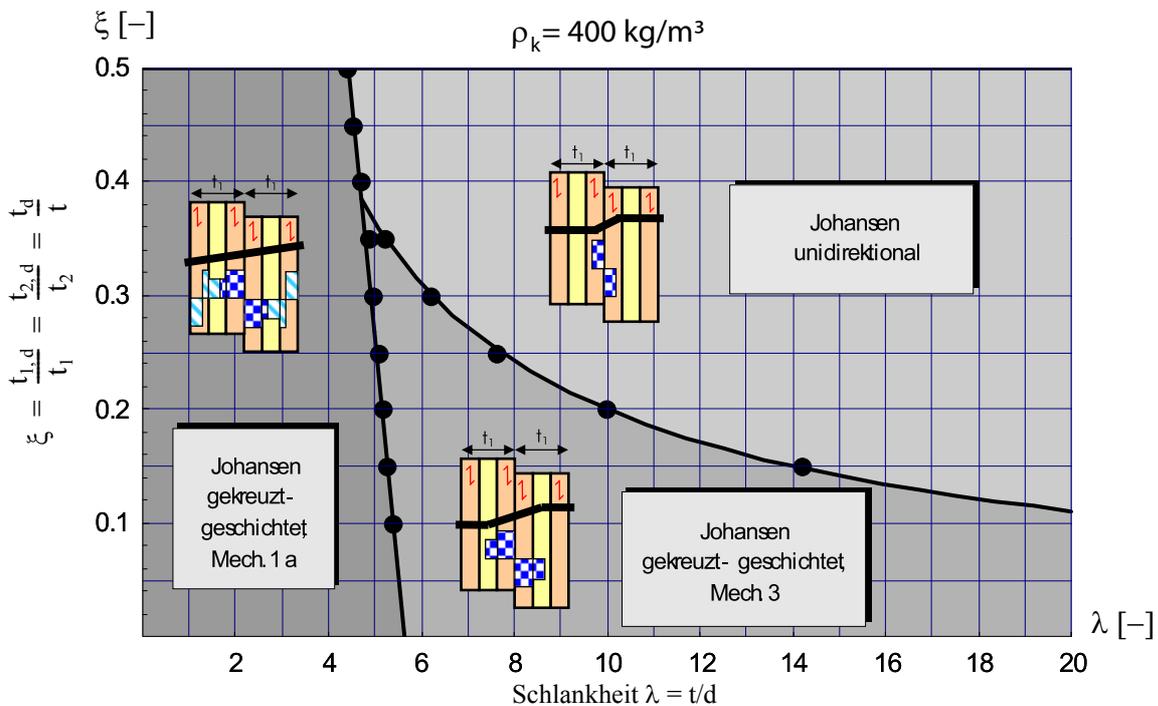


Abb. 2.10: „Möller“-Diagramm für einschnittige BSP-Verbindungen mit  $\rho_k = 400 \text{ kg/m}^3$ , [2]

Es ist somit möglich, für jeden Plattenaufbau das Verbindungsmittel so zu wählen, dass eine Berechnung nach der JOHANSEN-Theorie [1] für unidirektionale Produkte mit der genormten Ermittlung der Lochleibungsfestigkeit der Decklage durchzuführen. Falls der „Decklagen-Mechanismus“ nicht wirksam wird, kann der maßgebende Versagensmechanismus, unter Berücksichtigung der exakten Formulierung für gekreuzt geschichtetes BSP, abgelesen werden. Der verbleibende Parameter in dieser Darstellung ist die charakteristische Rohdichte  $\rho_k$  des BSP-Elementes.

### 3 Parameterstudien

#### 3.1 Möglichkeiten zur Ermittlung einer gemittelten respektive gewichteten Lochleibungsfestigkeit

Um die Berechnung gegenüber der exakten Vorgehensweise zu vereinfachen, sind verschiedene Näherungslösungen denkbar. Im Wesentlichen konzentrieren sich diese Vorschläge auf die Ermittlung einer gemittelten respektive gewichteten Lochleibungsfestigkeit, die dann Eingang in die für stabförmige Produkte gültige Berechnung nach JOHANSEN [1] findet. Am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen der Universität Karlsruhe ist in einem umfangreichen Forschungsprogramm eine dezidierte Gleichung für die Lochleibungsfestigkeit erarbeitet worden. Die Bestrebung des Institutes für Holzbau und Holztechnologie an der TU Graz ist es, eine Regelung für das gekreuzt geschichtete Produkt BSP zu formulieren, welche als Basis die in den Normen verankerte Ermittlung der Lochleibungsfestigkeit besitzt. Als Bezugsfunktion für die unterschiedlichen Festigkeiten bei einer Beanspruchung mit  $0^\circ$  respektive  $90^\circ$  zur Faserrichtung ist derzeit noch der Zusammenhang nach HANKINSON, siehe in [3] und [7], in den Berechnungen enthalten. Versuche zur entsprechenden Beschreibung des Verhältnisses zwischen  $f_{h,0}$  und  $f_{h,90}$  der Ausgangsware „Brett“ und Experimente am verklebten Brettsperrholzelement sind in Bearbeitung.

Die betrachteten Näherungen zur Beschreibung der Lochleibungsfestigkeiten sind wie folgt definiert:

- Ungemittelt: Ansatz der Decklagenfestigkeit über die gesamte Platte

$$f_{h,1,d} = f_{h,1,d,d} \quad [3-1.a]$$

- Gemittelt: Mittelwert aus der Decklagen- und der Querlagenfestigkeit

$$f_{h,1,d} = \frac{f_{h,1,d,d} + f_{h,1,q,d}}{2} \quad [3-1.b]$$

- Lagegemittelt: Mittelwert mit der Anzahl der Schichten als Gewichtungsfaktor

$$f_{h,1,d} = \frac{2 \cdot f_{h,1,d,d} + f_{h,1,q,d}}{3} \quad [3-1.c]$$

- Gewichtet: Mittelwert mit der Schichtdicke als Gewichtungsfaktor

$$f_{h,1,d} = \frac{2 \cdot f_{h,1,d,d} \cdot t_{1,d} + f_{h,1,q,d} \cdot t_{1,q}}{t_1} \quad [3-1.d]$$

### 3.2 Ergebnisse

Durch die entsprechende Wahl der oben angenommenen Näherungen der Lochleibungsfestigkeiten gelingt eine Annäherung an die exakte Lösung mit einer Abweichung  $< 3\%$ . Bei großen Schlankheiten der Verbindungsmittel, welche ein Auftreten von Fließgelenken nahe an der Plattenoberfläche ermöglichen, wird die Berechnung mit der Decklagenlochleibungsfestigkeit zur exakten Lösung. Für gedrungene Verbindungen ist die empfohlene Näherung, besonders bei kleinen  $\xi$ -Werten (dünne Decklage, siehe Abb. 3.1, Teilbild  $\xi = 0,1$ ) sehr sensitiv und wechselt häufig. Für übliche Decklagendicken ( $\xi = 0,20$  bis  $0,30$ ) werden für große Bereiche der Verbindungsgeometrie gleichbleibende Empfehlungen für die Näherung mit der geringsten Abweichung ablesbar – hier kann lt. Tab. 3.1 in Abhängigkeit von  $\xi$  und der Schlankheit  $\lambda = t/d$  eine Empfehlung für die günstigste Näherung angegeben werden.

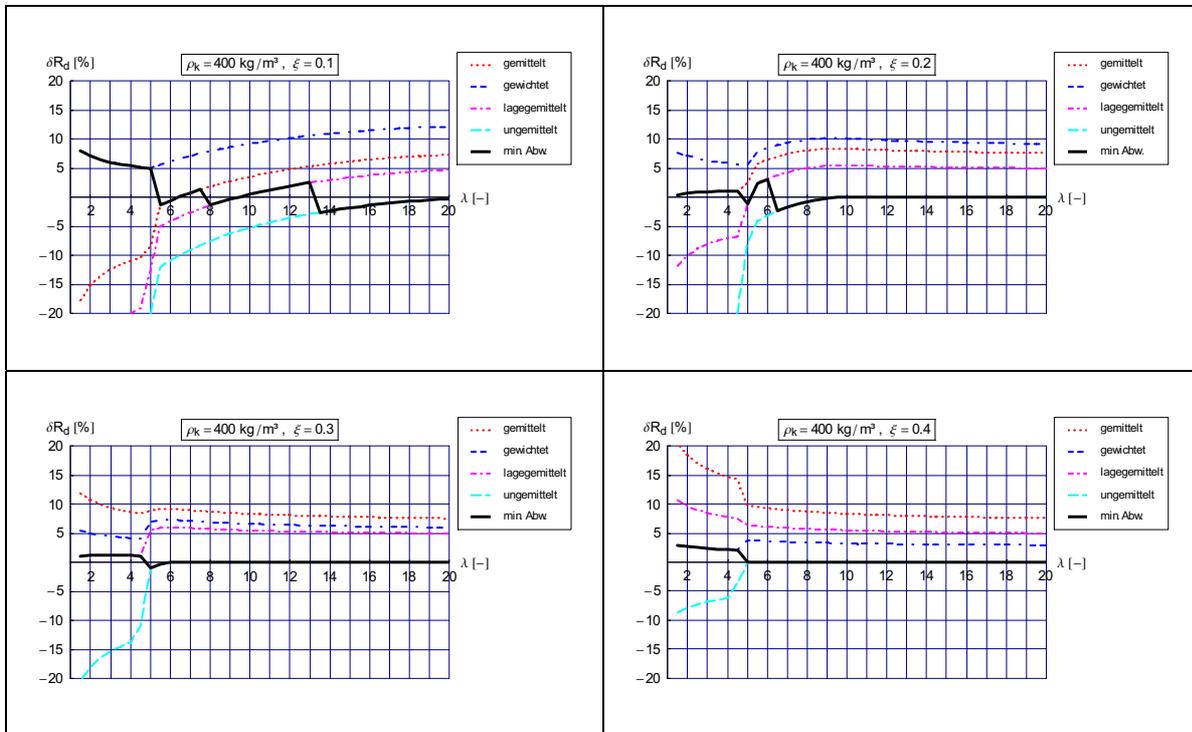


Abb. 3.1: Abweichung der Näherungslösungen für  $\xi = 0,1$  bis  $0,4$ , [2]

Empfehlungen zur Auswahl der Näherung bei $\rho_k = 400 \text{ kg/m}^3$		
	„Lagegemittelt“ [ $\lambda$ ]	„Ungemittelt“ [ $\lambda$ ]
$\xi = 0,20$	$\leq 6,5$	$\geq 7,0$
$\xi = 0,25$	$\leq 5,0$	$\geq 5,5$
$\xi = 0,30$	–	$\geq 5,0$
$\xi = 0,35$	–	$\geq 5,0$

Tab. 3.1: Empfohlene Näherungen für praktische Anwendungsbereiche ( $\lambda \geq 5$ ,  $0,2 \leq \xi \leq 0,35$ )

## 4 Berechnungsbeispiel

Zur Erläuterung der an der TU Graz erstellten Bemessungsbehelfe wird folgendes Beispiel durchgerechnet. Es handelt sich dabei um eine einschnittige Verbindung von zwei identischen, dreischichtigen Brettsper Holzplatten.

In Tab. 4.1 sind die Plattengeometrie, die verschiedenen Baustoffkenngrößen, die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$  für die verwendeten Materialien und der Modifikationsbeiwert  $k_{mod}$  zusammengefasst. Gesucht ist die maximal übertragbare Belastung bei einer Beanspruchung auf Abscheren für einen Stabdübel, wobei das Versagen im duktilen Bereich, also durch die Ausbildung von zwei Fließgelenken im Verbindungsmittel (Versagensmechanismus 3, vgl. Abb. 2.6) angestrebt wird. Anders ausgedrückt: Es ist jener größte Dübeldurchmesser zu bestimmen, bei dem sich gerade noch zwei Fließgelenke (duktiler Bereich) noch ausbilden können (vgl. Abb. 2.4).

Geometrische Abmessungen – Materialkennwerte	
Gesamtdicke	$t_1 = t_2 = 78 \text{ mm}$
Decklagendicke	$t_{1,d} = t_{2,d} = 22 \text{ mm}$
Querlagendicke	$t_{1,q} = t_{2,q} = 34 \text{ mm}$
Verhältnis Decklagen-/Gesamtdicke	$\xi_1 = \xi_2 = 22/78 = 0,28$
Holz: C 35	$\rho_k = 400 \text{ kg/m}^3$ $k_{mod} = 0,9$ $\gamma_{M,Holz} = 1,3$
Stahl: S 235	$f_{u,k} = 360 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{M,Stahl} = 1,1$

Tab. 4.1: Geometrischen Abmessungen und Materialkennwerte für das Berechnungsbeispiel

Mit den in den Normenwerken [3], [7] verankerten Zusammenhängen zwischen der Rohdichte  $\rho_k$  und der Lochleibungsfestigkeit  $f_{h,k}$  ergeben sich die zur genauen analytischen Berechnung notwendigen charakteristischen Lochleibungsfestigkeiten, in Abhängigkeit des Durchmessers, folgendermaßen:

- Lochleibungsfestigkeit für die Decklage (lt. [8] ist Glg. 4-1 gleichzeitig zur Beschreibung des Mittelwertes der Lochleibungsfestigkeit geeignet)

$$f_{h,1,d,k} = f_{h,2,d,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 32,8 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \quad [4-1]$$

- Lochleibungsfestigkeit für die Querlage (vgl. HANKINSON [3] und [7])

$$f_{h,1,q,k} = f_{h,2,q,k} = \frac{f_{h,1,d,k}}{1,35 + 0,015 \cdot d} = \frac{32,8 \cdot (1 - 0,01 \cdot d)}{1,35 + 0,015 \cdot d} \quad [4-2]$$

Zur Bestimmung des gesuchten Dübeldurchmessers wird das in Abb. 2.10 dargestellte „Möller“-Diagramm zu Hilfe genommen, wobei als Eingangswert das errechnete Decklagen- zu Gesamtdicke-Verhältnis  $\xi = 0,28$  dient. Damit erhält man die Mindestschlankheit  $\lambda_{min} = 5$ , ab der der Übergang von Versagensmechanismus 1a zu Versagensmechanismus 3 stattfindet. Daraus folgt der größtmögliche theoretische Durchmesser  $d_{theor} = t/\lambda_{min} = 78/5 = 15,6 \text{ mm}$ , um den Versagensmechanismus 3 zu

gewährleisten. Somit wird der Dübeldurchmesser mit  $d = 12$  mm festgelegt. Fügt man diesen Wert in das in Abb. 2.9 vorliegende Tragfähigkeitsdiagramm ein, kann der gesuchte Designwert des Widerstandes – auf der Kurve für die Plattendicke  $t = 80$  mm – mit rund  $R_d = 5500$  N abgelesen werden. Die exakte analytische Lösung liefert  $R_d = 5486$  N. Um diesen Wert zu bestimmen, ist eine Interpolation zwischen  $\xi = 0,25$  und  $\xi = 0,30$  und zwischen  $t = 70$  mm und  $t = 80$  mm notwendig, was der Einfachheit halber hier nicht durchgeführt wird.

Eine rasche Abschätzung der Tragfähigkeit  $R_d$  dieser Verbindung ist auch durch die Anwendung des „Möller“-Diagramms in Kombination mit Tab. 3.1 möglich. Für die vorhandene Dübelschlankheit  $\lambda_{\text{vorh}} = t/d = 78/12 = 6,5$  und  $\xi = 0,28$  ist das Auftreten des Versagensmechanismus 3 ablesbar. Laut Tab. 3.1 ist davon auszugehen, dass  $R_d$  nach der klassischen JOHANSEN-Theorie [1] für unidirektionale Produkte mit einer zu erwartenden Abweichung von maximal  $\pm 3$  % zu berechnen ist, wobei die Lochleibungsfestigkeit der Decklage eingesetzt wird. Im vorliegenden Versagensfall und für diese Geometrie der Verbindung ergibt sich nach [3] ein Widerstand  $R_d = 5488$  N (+ 0,04 % im Vergleich zur exakten Lösung), was praktisch mit der exakten Berechnung übereinstimmt.

## 5 Vergleichende Betrachtung aktueller Bemessungsvorschläge

Die analytische Untersuchung des Verhaltens von stiftförmigen Verbindungsmitteln in BSP ermöglicht die Herleitung verschiedener Näherungslösungen. Der veränderliche Parameter ist hier in der Regel die Lochleibungsfestigkeit, welche in die bekannten Gleichungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit eingesetzt wird. Im Folgenden sind vergleichende Berechnungen für eine Verbindung dreischichtiger BSP-Elemente mit Stabdübeln vom Durchmesser  $d = 12$  mm dargestellt. Als Eingangswerte in die Berechnung nach der JOHANSEN-Theorie wurden vier Möglichkeiten ausgewählt:

- Lochleibungsfestigkeit nach EN 1995-1-1:2004 [7]:  $f_{h,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k$  [5-1]
- „Gemittelte“ Lochleibungsfestigkeit nach Glg. 3-1.b
- „Lagegemittelte“ Lochleibungsfestigkeit nach Glg. 3-1.c
- Lochleibungsfestigkeit nach Blaß und Uibel [10] mit:  $f_{h,k} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2}$  [5-2]

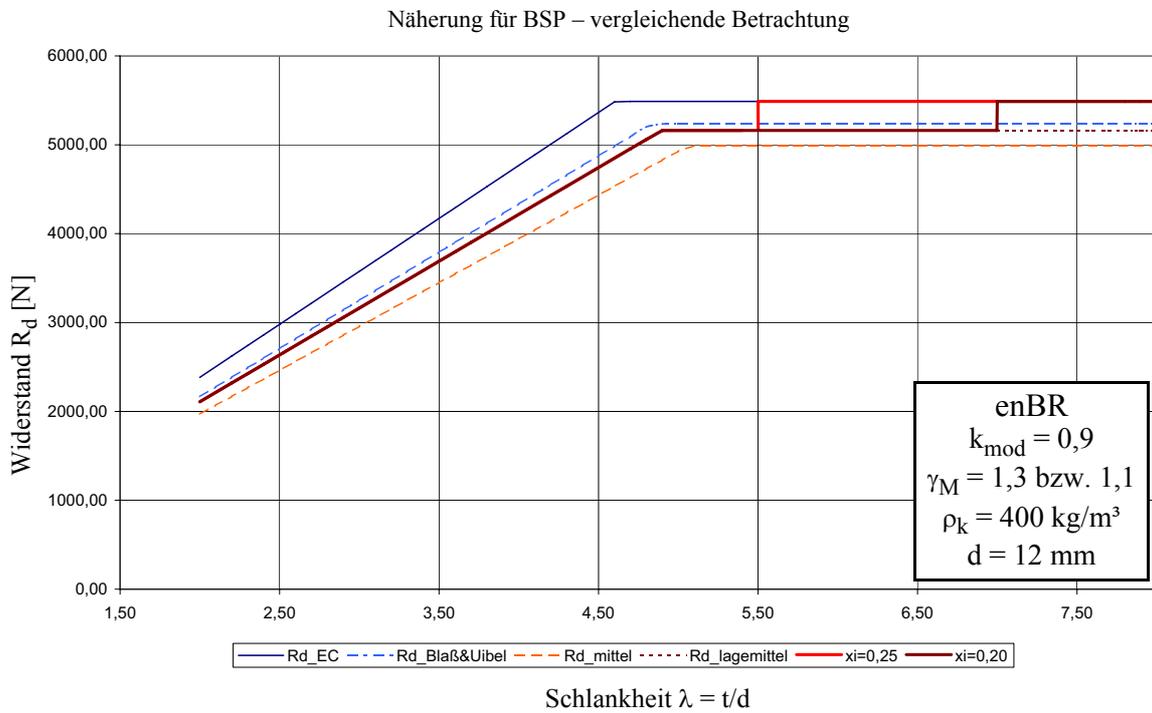


Abb. 5.1: Vergleich der Tragwiderstände nach enBR-Ansatz [3] mit Eingangswerten nach EN 1995-1-1:2004 [7], Blaß und Uibel [10] und Näherungen lt. Kapitel 3.1

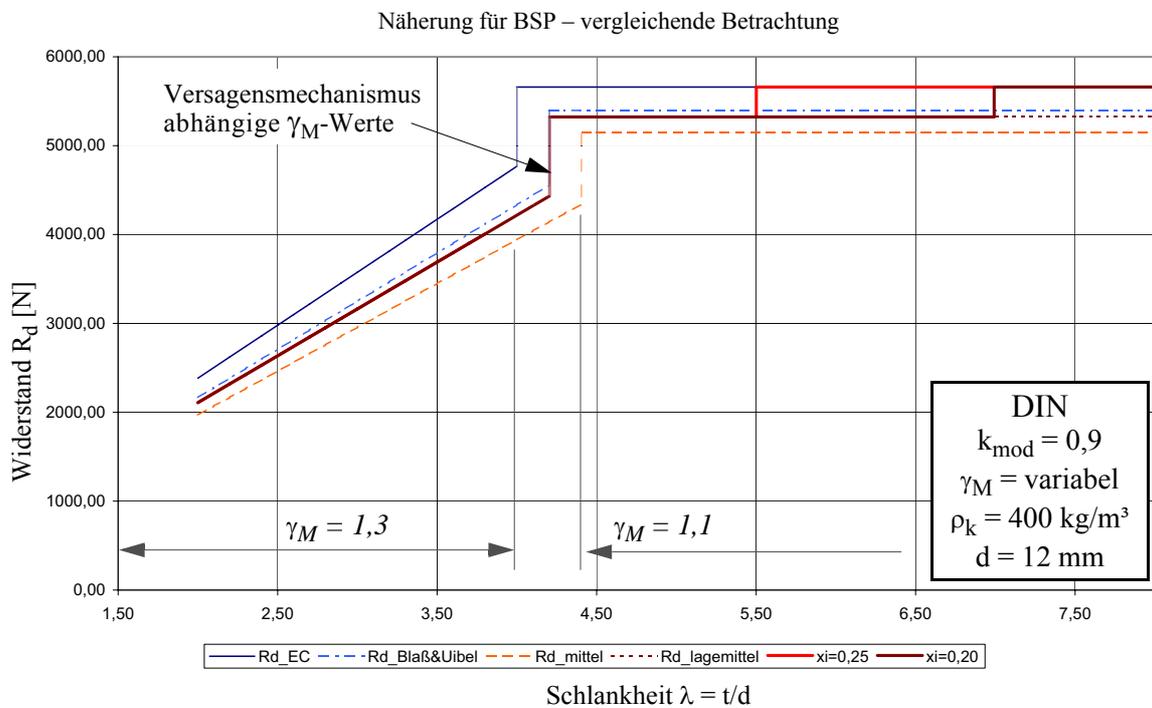


Abb. 5.2: Vergleich der Tragwiderstände nach DIN-Ansatz [5] mit Eingangswerten nach EN 1995-1-1:2004 [7], Blaß und Uibel [10] und Näherungen lt. Kapitel 3.1

Nach der analytischen Formulierung wird im Schlankheitsbereich bei rund  $\lambda = 5,5$  (siehe Tab. 3.1) die Lochleibungsfestigkeit der Decklage allein für die Tragfähigkeit der stiftförmigen Verbindungsmittel maßgeblich, da sich das Fließgelenk in der Decklage ausbildet und die Querlagen nicht wirksam werden. Durch diesen Umstand beinhalten die Empfehlungen aus den Arbeiten an der TU Graz für diesen Bereichen den Ansatz der Lochleibungsfestigkeit nach der EN 1995-1-1:2004 [7] (siehe Abb. 5.1 und Abb. 5.2; Linien für  $\xi = 0,20$  und  $0,25$ ).

Die Näherungen nach Blaß und Uibel [10] respektive die „lagegemittelte“ Lochleibungsfestigkeit, lt. Glg. 3-1.c, weisen für den dargestellten Verbindungsmitteldurchmesser geringe Abweichungen voneinander auf. Beiden gemein ist jedoch der konservative Ansatz, auf der „sicheren Seite“ liegend, im Vergleich mit den Werten nach der EN 1995-1-1:2004 [7]. Aus der analytischen Betrachtung folgt jedoch eindeutig der Umstand, dass der Versagensmechanismus 3 ab einer bestimmten Schlankheitsgrenze vollständig in der Decklage zu liegen kommen muss und nur die Lochleibungsfestigkeit der Decklage wirksam werden kann.

In Abb. 5.3 ist ersichtlich, dass die Lochleibungsfestigkeitsfunktion  $f_{h,k}$  nach Blaß und Uibel [10] (laufende Untersuchungen an der TU Graz zeigen ähnliche Ergebnisse) unter den in der EN 1995-1-1:2004 [7] festgelegten Werten liegen. Aus diesem Grund sind die Unterschiede der Lochleibungsfestigkeitskennwerte der aktuellen Forschungsergebnisse und der in der EN 1995-1-1:2004 [7] festgelegten, auf WERNER [8] basierenden Werte, zu hinterfragen.

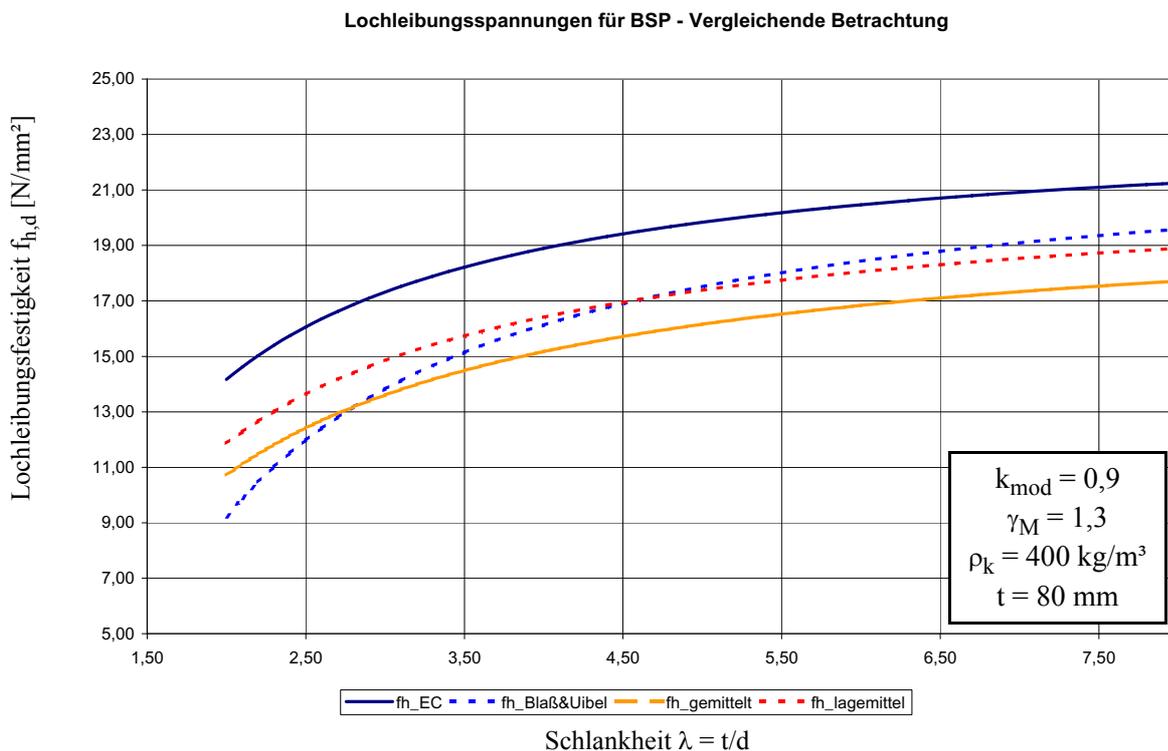


Abb. 5.3: Vergleich der Lochleibungsfestigkeitsverläufe nach EN 1995-1-1:2004 [7], Blaß und Uibel [6], Näherungen lt. Kapitel 3.1

## 6 Anwendung der analytischen Berechnung zur Versuchssimulation

Abschließend wird eine Vergleichsberechnung zu den an der Universität Karlsruhe durchgeführten Versuchen der Reihe 1-24-2S-1.1 [6] erstellt. Es handelt sich hier um zweischichtige BSP-Stahlblech-BSP-Verbindungen mit drei Stabdübeln des Durchmessers  $d = 24$  mm, wobei die Platten einen dreischichtigen Aufbau (19-22-19 mm, Gesamtdicke  $t_{\text{BSP}} = 60$  mm) aufweisen. Als Eingangsgrößen zur Ermittlung der exakten analytischen Tragfähigkeit  $R_v$  dieser Verbindungen sind die Angaben aus [6] und [9] übernommen worden und in Tab. 6.1 zusammengefasst. Alle Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$  und der Modifikationsbeiwert  $k_{\text{mod}}$  werden dabei 1,0 gesetzt.

Versuchskörper	Dreischichtige BSP-Platte			Stahlblech	Stabdübel	
	$\rho_v$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$t_{\text{BSP}}$ [mm]	$t_{\text{BSP,d}}$ [mm]	$t_{\text{Blech}}$ [mm]	$d$ [mm]	$M_{y,v}$ [Nm]
1-24-2S-1.1-1	438	60	19	15	24	1191
1-24-2S-1.1-2	429	60	19	15	24	1191
1-24-2S-1.1-F1	438	60	19	15	24	1191

Tab. 6.1: Eingangsgrößen zur exakten analytischen Tragfähigkeitsberechnung

In Tab. 6.2 sind die Tragfähigkeiten  $R_v$  je Stabdübel und Scherfläche aus den Versuchen in [6] und aus der analytischen Berechnung zusammengestellt, wobei die Klammerwerte in der dritten und vierten Spalte die Abweichungen in Bezug auf die Versuchswerte zeigen.

Tragfähigkeit R pro Verbindungsmittel und Scherfuge in N			
Versuchskörper	Versuch $R_v$	Blaß & Uibel $R_{\text{Blaß\&Uibel}}$	Ex. analytische Berechnung $R_{\text{ex}}$
1-24-2S-1.1-1	31883	32292 (+ 1,29 %)	33322 (+ 4,51 %)
1-24-2S-1.1-2	31600	31629 (+ 0,09 %)	32638 (+ 3,28 %)
1-24-2S-1.1-F1	31550	32292 (+ 2,35 %)	33322 (+ 5,62 %)

Tab. 6.2: Zusammenstellung der Ergebnisse

Anmerkung zu Tab. 6.2: Gl. (1) in Blaß und Uibel [10] gibt eine Beziehung zur Bestimmung von  $f_{h,k}$  an, die für  $\rho_k = 400$  kg/m<sup>3</sup> gültig ist. Aus dieser Gleichung kann der Bezugswert für  $\rho_k$  herausgehoben werden, wodurch die Berechnung von  $f_h$ -Werten für Versuchsrohrichten ermöglicht wird. Die in Tab. 6.2 angeführten Tragfähigkeiten nach Blaß und Uibel wurden mit Hilfe dieser Vorgehensweise berechnet.

Wie in Tab. 6.2 ersichtlich, liefert die exakte Berechnung im Mittel 4,5 % höhere Werte als der Versuch nach [6]. Die analytische Berechnung führt zu einer Lösung in Bereich des Versagensmechanismus 1 – reines Lochleibungsversagen des Holzes. Bei den Versuchen lag im Versagenszustand auch ein Aufspalten und/oder Blockscheren in den Decklagen vor, wobei allerdings bereits deutliche Lochleibungsverformungen zu erkennen waren [9].

## 7 Versuche an der TU Graz

Das Ziel der an der TU Graz geplanten Versuche liegt in der Verifikation des theoretischen Modells, das als Basis für die Erarbeitung der Bemessungsvorschläge und -behelfe dient. Da das mathematische Modell auf einfachen Kräftegleichgewichtsbedingungen und vereinfachten Materialgesetzen basiert, können gewisse Einflüsse – wie z. B. der „Sperreffekt“ durch die kreuzweise verklebten Lamellen – nicht berücksichtigt bzw. erfasst werden. Weiters werden alle wesentlichen Einflussparameter, insbesondere die Lochleibungsfestigkeit sowohl des Ausgangsmaterials als auch des fertigen Produktes, aber auch das Fließmoment der Verbindungsmitteln, etc., untersucht.

## 8 Literaturliste

- [1] Johansen, K. W.: Theory of timber connections. International Association of bridge and structural Engineering, Bern, 1949, S. 249-262.
- [2] HOFER, Th.: Diplomarbeit „Erweiterung der Johansen-Theorie auf gekreuzt geschichtete Holzwerkstoffe, Institut für Holzbau und Holztechnologie, TU Graz, 2006.
- [3] Eurocodenahe Bemessungsrichtlinie (enBR), holz.bau forschungs gmbh (Hrsg.), Graz, 2005.
- [4] STEP 1 B7/5: Informationsdienst Holz, Arbeitsgemeinschaft Holz e.V., Düsseldorf, 1995.
- [5] DIN 1052:2004 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau.
- [6] Blaß, H. J.; Uibel, T.: Load carrying capacity of joints with dowel type fasteners in solid wood panels. In: Proceedings. CIB-W18 Meeting, Florence, Italy 2006, Paper 39-7-5.
- [7] EN 1995-1-1:2004, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten, Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, CEN 2004.
- [8] WERNER H.: Tragfähigkeit von Holz-Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln unter Berücksichtigung streuender Einflußgrößen, Berichte der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1993.
- [9] Blaß, H. J.; Uibel, T.: „Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln in Brettsperrholz“, Forschungskolloquium Holzbau Forschung + Praxis, Stuttgart, Februar 2006.
- [10] Blaß, H. J., Uibel, Th., „Forschung an der Universität Karlsruhe – Stiftförmige Verbindungsmittel in Brettsperrholz“, In: 5. Grazer Holzbau Fachtagung – Tagungsband, ISBN: 3-902020-32-6, Graz, 2006.



# **K Projekt SOFIE – Erdbebenverhalten von Häusern aus XLAM**

**C. Sandhaas**



DI Carmen Sandhaas

2004

Abschluss des Bauingenieurstudiums an der TH Karlsruhe

seit 2005

Mitarbeiterin am Institut IVALSA in San Michele all'Adige, Italien

## Zusammenfassung

Das Projekt SOFIE ist ein umfassendes Forschungsprojekt, das von der autonomen Provinz Trento finanziert und vom Institut IVALSÀ koordiniert und durchgeführt wird. Das Hauptanliegen des Projektes ist die Untersuchung von mehrstöckigen Gebäuden aus Brettspertholz (XLAM) unter Berücksichtigung aller bautechnischen Aspekte; vom Brandverhalten über Akustik, Dauerhaftigkeit und Bauphysik.

Ein Hauptaugenmerk des Projektes liegt auf dem Erdbebenverhalten solcher Gebäude, da dieser Aspekt bisher noch nicht behandelt wurde, in vielen Ländern aber entsprechende Nachweise notwendig sind (v. a. in Italien, dessen gesamtes Territorium in der nationalen Erbebennorm als erdbebengefährdet eingestuft ist).

Im Rahmen der Erdbebenuntersuchungen wurde eine Reihe von Versuchen durchgeführt. Die ersten Ergebnisse dieser Tests werden in diesem Beitrag vorgestellt:

- Monotone und zyklische Versuche an Wandelementen zur Bestimmung der Tragfähigkeit in Plattenebene, berücksichtigt wurden unterschiedliche Verbindungsanordnungen, Öffnungen, Vertikallasten und die Verbindung zwischen den Stockwerken;
- Pseudodynamische Versuche an einem Stockwerk eines XLAM-Gebäudes, 7x7 m im Grundriss mit drei verschiedenen Öffnungen und ohne Vertikallasten;
- Versuche auf einem Erdbebentisch an einem dreistöckigen Gebäude, 7x7 m im Grundriss, 10 m hoch und mit drei verschiedenen Öffnungen im Erdgeschoss.

Außerdem wird der Verhaltensfaktor  $q$ , der zur Erdbebenbemessung notwendig ist, experimentell bestimmt. Im Eurocode 8 ist der Verhaltensfaktor  $q$  für dieses Konstruktionssystem bisher noch nicht enthalten.

## 1 Einleitung

Die Bauweise mit Brettspertholz (XLAM) bietet sich immer mehr als Alternative im Wohnungsbau zu der traditionellen Bauweise mit Mauerwerk oder Stahlbeton an. Gerade auch in Italien gewinnen Brettspertholzhäuser immer größere Marktanteile. Italien ist Erdbebenzone und eine Erdbebenbemessung ist daher unabkömmlich. Bisher jedoch wurden hinsichtlich des Erdbebenverhaltens dieses Konstruktionstypus noch keine Untersuchungen unternommen. In der europäischen Erbebennorm, dem Eurocode 8, gibt es keinerlei Hinweise zu Konstruktionsdetails oder Bemessungsfaktoren.

Dieses Forschungsprojekt fokussiert deshalb auf Untersuchungen zur Erdbeben­tragfähigkeit. In Zusammenarbeit mit dem NIED (National Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Tsukuba, Japan) wurden umfassende Testreihen durchgeführt, deren Ergebnisse in diesem Beitrag vorgestellt werden.

Gegenstand der Untersuchungen ist ein Standardwohnhaus mit 7x7 m Grundfläche und einer Höhe von 10 m bei drei Stockwerken und Satteldach. Drei verschiedene Öffnungen im Erdgeschoss waren vorgesehen, mit einer Breite von 1,20 m, 2,25 m und 4,00 m und einer Höhe von 2,20 m. Der Deckenaufbau ist schwer durch eine Sandschicht zwischen Deckenplatte und schwimmendem Estrich zur Schallisolierung.

Die Testreihen umfassten Prüfungen der Verbindungsmittel, zyklische Versuche an Wandelementen,

pseudodynamische Versuche an einem Stockwerk und schließlich Tests eines dreistöckigen Hauses in Originalgröße auf dem Erdbebentisch des NIED in Japan im Juli 2006.

## 2 Konstruktionsdetails

Die verwendeten Befestigungsmittel sind in Abb. 2.1 abgebildet. Die Querkräfte werden von den regelmäßig angeordneten Stahlwinkeln aufgenommen; die Abhebekräfte, die von den durch Erdbebenbelastung hervorgerufenen hohen Horizontalkräften resultieren, gehen in die, in den Ecken angeordneten Zuganker. Diese beiden Stahlteile werden mit Kammnägeln an den XLAM-Elementen befestigt. Zwischen den Geschossen werden die Zuganker der Deckenober- bzw. -unterseite mit einer Gewindestange verbunden. An der Deckenoberseite dienen ebenfalls Stahlwinkel der Aufnahme der Horizontalkräfte; die Verbindung Decke mit untenliegender Wand hingegen ist mit geneigten Schrauben ausgeführt.

Die Vertikalstöße zwischen einzelnen Wandelementen werden als gefälzte Stumpfstoße mit eingelegten Sperrholzstreifen und Schrauben ausgeführt. Die vertikalen Eckstöße der Wandelemente sowie die Deckenstöße sind mit Schrauben ausgeführt.



Abb. 2.1: Stahlwinkel BMF 90x48x3,0x116 (Erdgeschoss), Zuganker SIMPSON HTT22 und  $\phi 4$  Kammnägel

## 3 Zyklische Prüfungen

Brettsperrholzelemente sind massive, sehr steife Bauteile. Jedwede Energiedissipation und Duktilität, um zwei Schlagwörter der Erdbebenbemessung zu nennen, entstehen ausschließlich in den Verbindungen. Es ist deshalb zu erwarten, dass das XLAM-Konstruktionssystem wesentlich steifer und mit einer geringeren Fähigkeit zur Energiedissipation ausgestattet ist als andere, in Erdbebengebieten herkömmliche Holzbauweisen wie das nordamerikanische „Platform Frame“.

Zyklische Versuche dienen hier also der Kalibrierung der Verbindungen. Je nach Verbindungsmittelart und -anzahl kann eine höhere oder niedrigere Duktilität des Gesamtsystems erreicht werden. Des Weiteren können Systemdaten (Steifigkeiten) aus den Versuchen abgeleitet werden, die für mathematische Modellierungen dienen. Diese mathematische Modellierung ist jedoch noch nicht abgeschlossen.

Zyklische Versuche nach EN 12512 und monotone Versuche nach EN 26891 wurden verschiebungsgesteuert durchgeführt – die entsprechenden Testprotokolle können aus Abb. 3.1 und Abb. 3.2 ersehen werden.

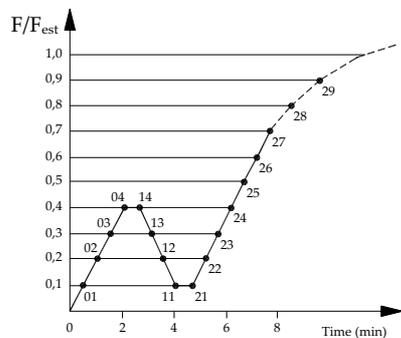


Abb. 3.1: Testprotokoll EN 26891 [1]

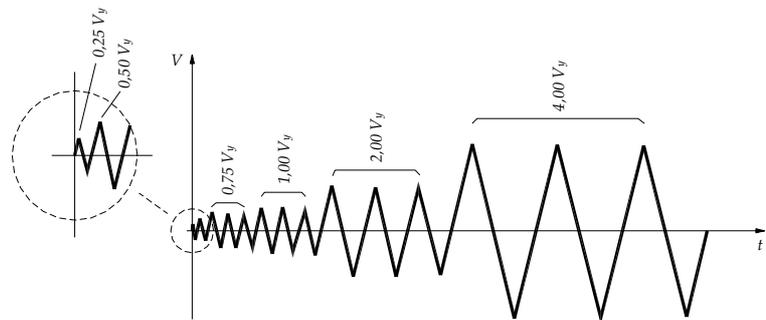


Abb. 3.2: Testprotokoll EN 12512 [2]

Die Abb. 3.3 zeigt die Prüfeinrichtung.

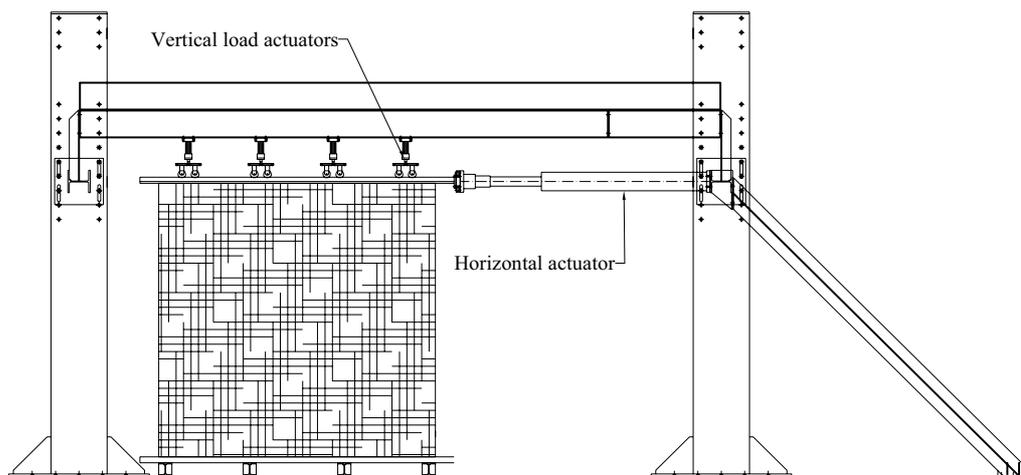


Abb. 3.3: Prüfeinrichtung für monotone und zyklische Tests

### 3.1 Konfiguration der Wandelemente und durchgeführte Tests

Alle bisherigen zyklischen Tests wurden an 2,95 m auf 2,95 m Wandelementen mit einer Stärke von 85 mm (entspricht 5 Brettlagen) durchgeführt. Unterschiedliche Verbindungsmittel und unterschiedliche Wandkonfigurationen wurden geprüft wie in Tab. 3.1 unten ersichtlich. Bisher wurden 4 verschiedene Konfigurationen geprüft.

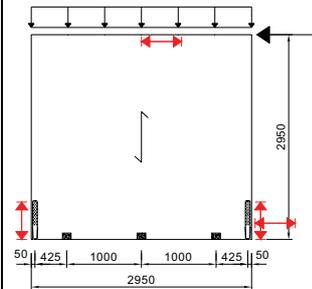
### Konfiguration A

Elementabmessung:

2.95 m x 2.95 m ohne Öffnung

Verbindungsart:

Erdgeschossverbindung mit drei BMF-Winkeln 90x48x3.0x116 und zwei Zugankern.



Zuganker des ersten Tests 1 (siehe Tab. 3.2) war „hausgemacht“, während in den Tests 2 und 3 SIMPSON HTT22 Zuganker verwendet wurden.

Kammnägel 4,0x60 wurden zur Befestigung der Stahlteile verwendet. Zwischen Test 2 und 3 wurde ihre Anzahl verändert, um das Versagen der Verbindung entweder durch Versagen der Zuganker oder durch Versagen der Nagelverbindung kontrollieren zu können.

Alle weiteren Verbindungen (obere Verbindung zum Querriegel der Prüfeinrichtung und die Verbindung der Stahlteile zur Prüfeinrichtung) sind ausreichend stark, um unerwünschte Verschiebungen zu vermeiden.

Vertikallast:

18.5 kN/m (res. Last eines 3-stöckigen Gebäudes auf Erdgeschosswand)

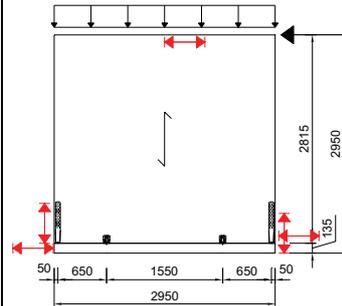
### Konfiguration B

Elementabmessung:

2.95 m x 2.95 m ohne Öffnung mit 135 mm starker „Deckenplatte“ unten

Verbindungsart:

Zwischengeschossverbindung (Decke zu aufgehender Wand) mit zwei BMF-Winkeln 105 und zwei Zugankern SIMPSON HTT22.



Kammnägel 4,0x60 wurden zur Befestigung der Stahlteile verwendet. Da in Test 1 die Nägel, die den Stahlwinkel auf dem Deckenelement befestigten, herausgezogen wurden, wurden in Test 2 zwei zusätzliche Schrauben angeordnet.

Alle weiteren Verbindungen (obere Verbindung zum Querriegel der Prüfeinrichtung und die Verbindung des Deckenelements zur Prüfeinrichtung) sind ausreichend stark, um nicht erwünschte Verschiebungen zu vermeiden.

Vertikallast:

10.2 kN/m (res. Last eines 3-stöckigen Gebäudes auf Wand des 1. Stocks)

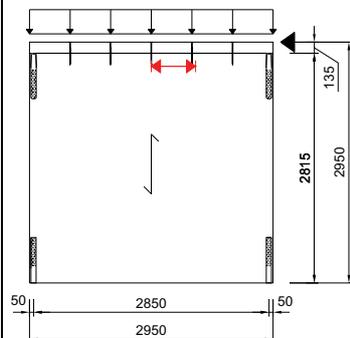
### Konfiguration C

Elementabmessung:

2.95 m x 2.95 m ohne Öffnung mit 135 mm starker „Deckenplatte“ oben

Verbindungsart:

Zwischengeschossverbindung (Decke zu untenliegender Wand) mit geneigten Schrauben 8x260 und zwei Zugankern SIMPSON HTT22.



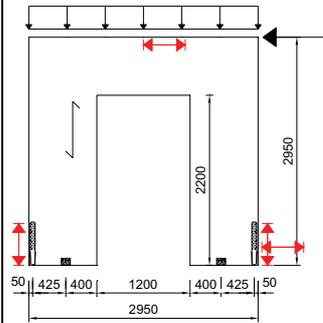
Kammnägel 4,0x60 wurden zur Befestigung der Zuganker verwendet. Es muss jedoch unterstrichen werden, dass in dieser Konfiguration keine Abhebkräfte entstehen können; es wurden also nur die Querkraftverbindungen getestet.

Die Verbindung des Deckenelements zum Querriegel der Prüfeinrichtung und die untere Verbindung des Wandelements zur Prüfeinrichtung sind ausreichend stark, um nicht erwünschte Verschiebungen zu vermeiden.

Vertikallast:

18.5 kN/m (res. Last eines 3-stöckigen Gebäudes auf Erdgeschosswand)

<b>Konfiguration D</b>	
Elementabmessung:	2.95 m x 2.95 m mit einer zentralen 1.20 m/1.80 m auf 2.20 m Türöffnung
Verbindungsart:	Erdgeschossverbindung mit zwei BMF-Winkeln 90x48x3.0x116 und zwei Zugankern SIMPSON HTT22. Kammnägel 4,0x60 wurden zur Befestigung der Stahlteile verwendet Alle weiteren Verbindungen (obere Verbindung zum Querriegel der Prüfeinrichtung und die Verbindung der Stahlteile zur Prüfeinrichtung) sind ausreichend stark, um nicht erwünschte Verschiebungen zu vermeiden.
Vertikallast:	18.5 kN/m (res. Last eines 3-stöckigen Gebäudes auf Erdgeschosswand)



Tab. 3.1: Geprüfte Wandkonfigurationen

Tab. 3.2 zeigt die ausgeführten Tests.

Test	Verbindungsart		Vertikal- last [kN/m]	Größe der Öffnung [m x m]	Test- protokoll	
	Abhebekraft	Querkraft				
A	1a	“hausgemacht” mit 29 Nägeln	BMF07716 mit 11 Nägeln	18.5	-	monoton
	1b	“hausgemacht” mit 29 Nägeln	BMF07716 mit 11 Nägeln	18.5	-	zyklisch
	2a	HTT22 mit 29 Nägeln	BMF07716 mit 11 Nägeln	18.5	-	monoton
	2b	HTT22 mit 29 Nägeln	BMF07716 mit 11 Nägeln	18.5	-	zyklisch
	3a	HTT22 mit 14 Nägeln	BMF07716 mit 11 Nägeln	18.5	-	monoton
	3b	HTT22 mit 14 Nägeln	BMF07716 mit 11 Nägeln	18.5	-	zyklisch
	4b	HTT22 mit 14 Nägeln	BMF07716 mit 11 Nägeln	-	-	zyklisch
B	1a	HTT22 mit 14 Nägeln	BMF7105 mit 8+8 Nägeln	10.2	-	monoton
	1b	HTT22 mit 14 Nägeln	BMF7105 mit 8+8 Nägeln	10.2	-	zyklisch
	2a	HTT22 mit 14 Nägeln	BMF7105 mit 10+8 Nägeln und 2 Schrauben 8x140	10.2	-	monoton
	2b	HTT22 mit 14 Nägeln	BMF7105 mit 10+8 Nägeln und 2 Schrauben 8x140	10.2	-	cyclic
C	1a	HTT22 mit 14 Nägeln	Geneigte Schrauben 8x260	18.5	-	monoton
	1b	HTT22 mit 14 Nägeln	Geneigte Schrauben 8x260	18.5	-	cyclic
D	1b	HTT22 mit 14 Nägeln	BMF07716 mit 16 Nägeln	18.5	1.2x2.2	cyclic
	2a	HTT22 mit 14 Nägeln	BMF07716 mit 16 Nägeln	18.5	1.8x2.2	monoton

(späterer Bezug auf die Tests ist wie folgt: A/1b = Konfiguration A, Test 1b)

Tab. 3.2: Ausgeführte Tests

### 3.2 Ergebnisse

Die grafische Darstellung der Ergebnisse ist hier sehr knapp gehalten – zwei typische Last-Verschiebungskurven sind unten wiedergegeben. Die Last-Verschiebungsdaten sind diejenigen des horizontalen hydraulischen Zylinders. Weitere Ergebnisgrafiken sind in [3] dargestellt.

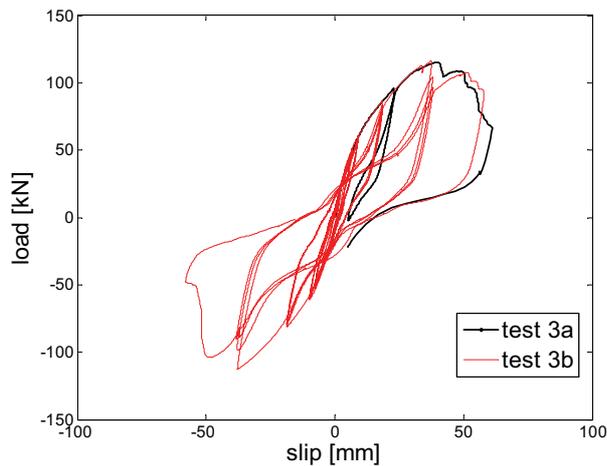


Abb. 3.4: Konfiguration A, Testreihe 3

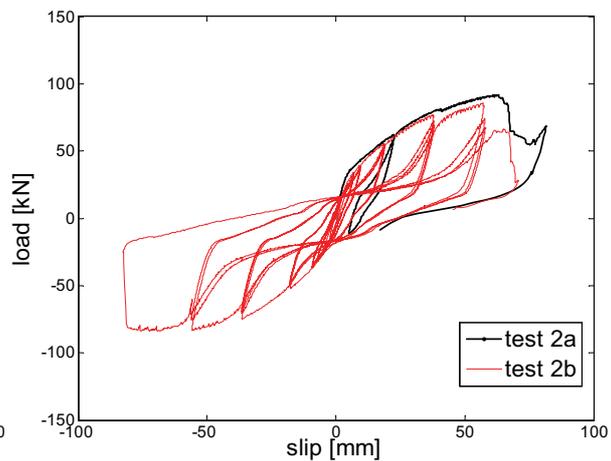


Abb. 3.5: Konfiguration B, Testreihe 2

Die Testergebnisse sind in Tab. 3.3 zusammengefasst.

Test	Tragfähigkeit in Plattenebene [kN]		Endverschiebung <sup>1</sup> [mm]	Sekantensteifigkeit <sup>2</sup> [N/mm]	$v_{eq}$ <sup>3</sup>	Beobachteter Versagensmechanismus	
	Monoton	Zyklisch					
A	1	130.1	140.9 (120.5)	44.9	5969.4	11.0 %	Plastifizierung der Nägel bis Bruch
	2	117.6	117.1 (113.0)	42.6	6744.5	13.4 %	Zugversagen des Zugankers, Plastifizierung der Nägel und der Winkel
	3	115.4	116.5 (112.2)	54.9	7260.4	13.1 %	Plastifizierung von Nägeln + Stahlteilen
	4	-	86.8	-	-	17.5 %	Plastifizierung von Nägeln + Stahlteilen
B	1	75.4	65.2 (62.4)	68.0	5401.4	18.5 %	Plastifizierung von Nägeln + Stahlteilen, Nagelherausziehen (Winkel-Decke)
	2	91.8	85.6 (83.8)	67.1	5441.5	15.8 %	Plastifizierung von Nägeln + Stahlteilen, Herausziehen der Schrauben und Nägel (Befestigung Winkel-Deckenplatte)
C	1	129.0	132.3 (102.3)	62.4	6789.5	-	Plastifizierung der Schrauben, Rollschub in Deckenplatte
D	1	-	100.6 (96.1)	-	-	12.1 %	Plastifizierung von Nägeln + Stahlteilen, Lokales Holzversagen (Druck)
	2	98.0	-	93.7	2169.7	-	Plastifizierung von Nägeln + Stahlteilen, Lokales Holzversagen (Druck)

<sup>1</sup> Verschiebung bei 80 % der Maximallast nachdem die Maximallast im monotonen Test erreicht ist.  
<sup>2</sup> Steifigkeit der Sekante zwischen 10 % und 40 % der Maximallast im monotonen Test.  
<sup>3</sup> Äquivalente viskose Dämpfung. Siehe [2].

Tab. 3.3: Ergebnisse und beobachtete Versagensmechanismen

### 3.3 Diskussion und Schlussfolgerungen

Wie aus Tab. 3.3 ersichtlich, ergab sich für Konfiguration A wie erwartet durch die Verwendung einer steiferen Zugankerverbindung (mit einem 8 mm dicken Stahlblech, Test A/1 anstatt des 3 mm Bleches des SIMPSON HTT22, Tests A/2 und A/3) eine höhere Tragfähigkeit bei gleichzeitig schlechterem duktilen Verhalten. In Konfiguration B zeigte die Serie B/1 eine große Verschlechterung der Tragfähigkeit bei wiederholten Zyklen (bis zu 35 % weniger Tragfähigkeit) durch das Herausziehen der Nägel, die die Stahlwinkel mit der Deckenplatte verbanden. Deshalb wurden in Serie B/2 zwei zusätzliche Schrauben angeordnet, die diese Verschlechterung der Tragfähigkeit signifikant reduzierten (siehe dazu auch Abb. 3.5 bei wiederholten Zyklen des gleichen Verschiebungsgrades ist die Schädigung geringer, es werden ca. 90 % der vorherigen Traglast erreicht). Bei den Tests in Konfiguration D mit einer großen Öffnung erwies sich Brettsperrholz als so steif, dass Zuganker an den Seiten der Öffnungen hier tatsächlich nicht notwendig waren (siehe hierzu auch Abb. 3.6(a)).

Die Verbindungsmittelanordnung und -bemessung ist bestimmend für das globale Verhalten des Wandelements und auch des gesamten Systems. Alle Lasteinleitungen und Verschiebungen entstehen nur konzentriert an den Orten der Verbindungen, was zu lokalem Versagen auch des XLAM-Materials, vor allem, wenn die Verbindungen mit bspw. Verleimungsfehlern zusammentrifft, sorgt. Dies ist deutlich in den Abb. 3.6(b) und Abb. 3.6(d) ersichtlich. Das XLAM selbst erwies sich tatsächlich als äußerst steif. Alle Energiedissipation entsteht ausschließlich in den Verbindungen – was ihre Wichtigkeit für den Bemessungsprozess unterstreicht.

Trotz dieser Einschränkung der Dissipationsmöglichkeit nur in den Verbindungen, ist die äquivalente viskose Dämpfung mit im Schnitt 14 % erstaunlich hoch (12 % bei Berücksichtigung nur der Erdgeschossverbindungen – zum Vergleich: das nordamerikanische „Platform Frame System“, das in Erdbebengebieten verwendet wird und dessen Erdbebenverhalten bereits genau studiert wurde, hat eine äquivalente viskose Dämpfung von ca. 12 %!). Dieses Konstruktionssystem verspricht also sehr geeignet zur Verwendung in Erdbebengebieten zu sein. Es ist steif bei gleichzeitigem guten dissipatorischen Verhalten.

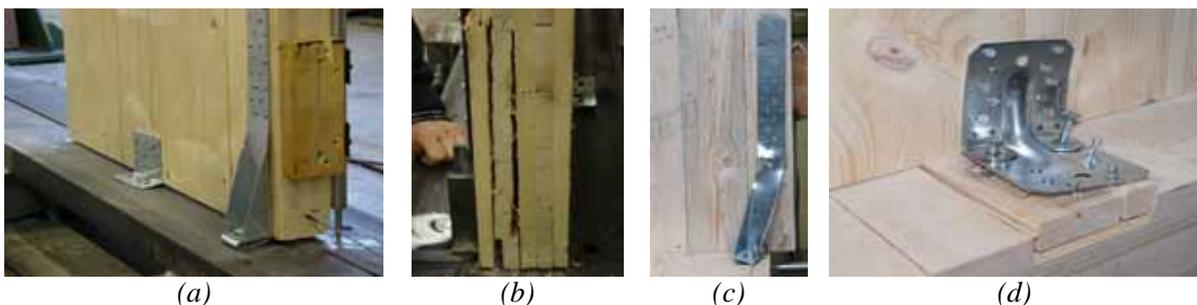


Abb. 3.6: (a) Steifes Brettsperrholz (D/1b), (b) Lokale Fehlerstellen/Lasteinleitung (A/1b), (c) Versagen Zuganker (B/1b), (d) Lokales Versagen (B/1b)

## 4 Pseudodynamische Tests

Auf die pseudodynamischen Tests soll hier nur sehr kurz eingegangen werden. Pseudodynamische Tests simulieren ein Erdbeben, indem die durch ein bestimmtes Erdbeben entstandenen Kräfte direkt auf die zu prüfende Struktur aufgebracht werden bei gleichzeitiger Berücksichtigung der Systemantwort. In anderen Worten, bei einem pseudodynamischen Test werden die „neuen“, nach

einer vorherigen Belastung entstanden Steifigkeiten einer Struktur ermittelt und zur Ermittlung der neu aufzubringenden Verschiebung berücksichtigt. Dies erfordert natürlich einen schnellen, in die Prüfmaschine zu integrierenden Algorithmus und erlaubt gleichzeitig, eine tatsächlich existierende Masse nur „virtuell“ zu berücksichtigen ohne die tatsächliche Anwesenheit dieser Masse an der zu prüfenden Struktur.

So wurde Anfang Juni 2006 ein Stockwerk eines XLAM-Hauses an der Universität Trento geprüft. Es hat – wie bereits erwähnt – eine Grundfläche von 7x7 m und eine Höhe von 3 m. Drei verschiedene Konfigurationen wurden geprüft, die sich in der Größe der Öffnungen unterschieden (siehe auch Abb. 5.1). Zwei Erdbeben, El Centro 1940 und Kobe 1995, wurden in zwei Intensitätsstufen von 0,15g und 0,50g (= PGA-Wert, siehe nächstes Kapitel) angewendet. In Abb. 4.1 ist der Testaufbau gezeigt.



Abb. 4.1: Testaufbau der pseudodynamischen Versuche

Abb. 4.2 zeigt drei Ergebnisse als Last-Verschiebungskurven für das Erdbeben von Kobe mit PGA=0,50g in allen drei Konfigurationen. Abb. 4.3 zeigt ein typisches Versagen eines Zugankers nach einem finalen pushover-Test. Auf die Darstellung aller Ergebnisse wurde hier verzichtet.

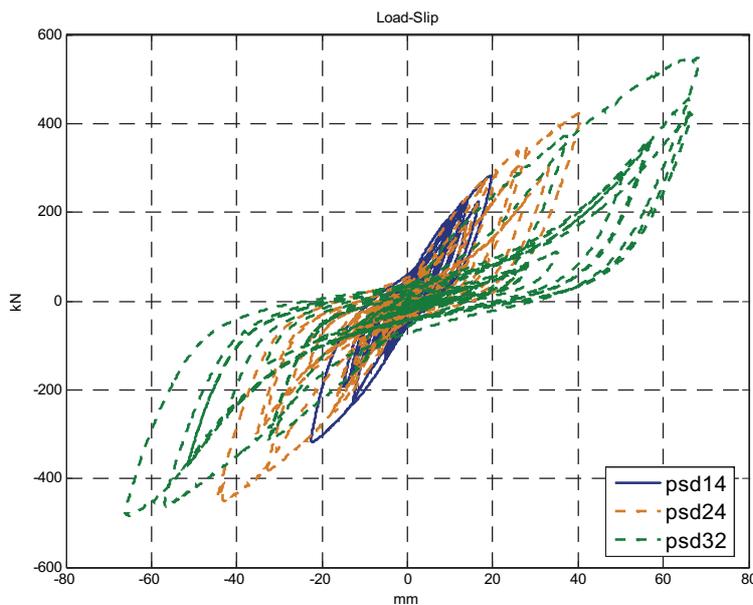


Abb. 4.2: Ergebnisse für Kobe 0,50



Abb. 4.3: Zuganker nach pushover

psd14: Kobe JMA 0,50g, erste Konfiguration mit Öffnungsbreite = 1,20 m

psd24: Kobe JMA 0,50g, zweite Konfiguration mit Öffnungsbreite = 2,25 m

psd32: Kobe JMA 0,50g, dritte Konfiguration mit Öffnungsbreite = 4,0 m asymmetrisch auf einer Seite

Die Abb. 4.4 soll illustrieren, wie gut auch einfachste Modelle das Erdbebenverhalten von Strukturen simulieren können. Dies ist notwendig, um ihr Verhalten unter **verschiedenen** Erdbeben zu simulieren, was natürlich aus Kostengründen prüftechnisch nicht ermittelt werden kann. Das numerische Modell in Abb. 4.4 beruht auf einem einfachen Oszillator mit den Steifigkeitswerten, die aus den pseudodynamischen Versuchen resultieren.

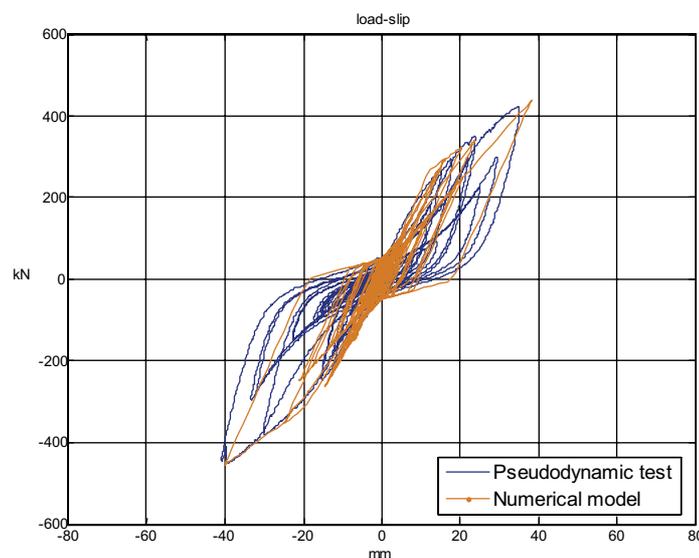


Abb. 4.4: Superposition von Prüfergebnis und numerischem Modell

Auch hier, nach diesen „realistischeren“ Versuchen als den zyklischen Versuchen an Wandelementen, hat sich das XLAM-System als sehr vielversprechend zur Verwendung in Erdbebengebieten herausgestellt. Erneut haben wir ein sehr steifes Gebäude bei gleichzeitiger guter Energiedissipation. Diese Dissipation erfolgt vor allem in den vertikalen Wandstößen. Eine monolithische Bauweise mit sehr langen, nicht geteilten Wandelementen scheint also nicht ratsam zu sein. Vielmehr ist eine modulare Bauweise, die auch einen hohen Grad an Vorfertigung erlaubt, für einen Einsatz des Systems in seismisch aktiven Gegenden vorzuziehen.

## 5 Versuche auf einem Erdbebentisch und q-Wert zu Erdbebenbemessung

Als ein Höhepunkt der Erdbebenuntersuchungen wurden im Juli 2006 große Versuche auf dem Erdbebentisch des NIED in Tsukuba, Japan, durchgeführt. Ein dreistöckiges Gebäude in Originalgröße (7x7 m im Grundriss, 10 m hoch) wurde in drei verschiedenen Konfigurationen geprüft. Auch hier unterschieden sich die drei Konfigurationen in der Größe der Öffnungen im Erdgeschoss; von 1,20 m über 2,25 m bis zu einer asymmetrischen Anordnung mit einer einseitigen Öffnung von 4,00 m (diese asymmetrische Konfiguration C ist in Abb. 5.1 gezeigt). Drei verschiedene Erdbeben wurden

verwendet; das historische Erdbeben von El Centro in Kalifornien, inzwischen ein Klassiker aller Erdbebenforschungen, das große japanische Erdbeben von Kobe 1995 und schließlich ein italienisches Erdbeben, Nocera Umbra. Generell wurden zwei verschiedene Intensitätsstufen geprüft, die man als „Peak Ground Acceleration“, oder PGA (höchste Bodenbeschleunigung) bezeichnet. Diese PGA werden als Bruchteile der Erdbeschleunigung  $g$  ausgedrückt, also bspw. 0,50 $g$ . Die Original-PGA-Werte der drei verwendeten Accelerogramme sind:

- El Centro:  $PGA_{orig} = 0,3g$
- Kobe:  $PGA_{orig} = 0,8g$
- Nocera Umbra:  $PGA_{orig} = 0,5g$

### 5.1 Methode zur Bestimmung des $q$ -Wertes

Fast alle Erdbebennormen beinhalten sog. „Action Reduction Factors“, ARFs, um die einwirkenden Kräfte zu ermitteln, damit eine statische Berechnung im elastischen Bereich unternommen werden kann. Der ARF reflektiert die Fähigkeit von Strukturen, Energie durch inelastisches Verhalten zu dissipieren und somit selbst außergewöhnliche Erdbeben ohne totales Versagen (Verlust von Menschenleben durch Einsturz) zu überleben – der sog. „near-collapse“-state.

Auch im Eurocode 8 tritt ein solcher ARF auf; er wird dort Verhaltensbeiwert  $q$  genannt und ist laut Definition der für die Bemessung verwendete Beiwert, der die Kräfte, die aus einer linear-elastischen Berechnung entstehen, reduziert, um damit der nichtlinearen Antwort der Konstruktion Rechnung zu tragen, die vom Material und vom statischen System beeinflusst wird.

Der  $q$ -Wert für eine bestimmte Konstruktionsart wird normalerweise bestimmt, indem ein numerisches Modell erstellt wird, das in der Lage ist, die nichtlineare Antwort des Systems auf *verschiedene* reale Erdbeben zu simulieren. Dieses Modell ist bisher noch nicht vollständig ausgearbeitet. Daher wird im Folgenden der  $q$ -Wert auf experimentellem Weg bestimmt:

- Bemessung der Konstruktion mit  $q = 1$  (absolut elastische Struktur) für einen bestimmten Bemessungswert der  $PGA_{u,code}$  (hier 0,35 $g$ ; der höchste Bemessungs-PGA für Italien);
- Definierung eines „near-collapse“ Kriteriums, hier das Versagen in einem oder mehreren Zugankern;
- Analysieren der Prüfergebnisse und Ermittlung des  $q$ -Wertes als Ratio von  $PGA_{u,eff}$  der PGA, die zum „near-collapse“ geführt hat und dem Bemessungswert  $PGA_{u,code}$ .

Dies ist offensichtlicherweise eine erste Näherung zur Bestimmung des  $q$ -Wertes, die nur für das getestete Gebäude und dasjenige Erdbeben gilt, bei welchem der „near-collapse“ erreicht wurde. Für eine genaue und vertrauenswürdige Aussage zum Verhaltensbeiwert  $q$  ist wie gesagt ein gutes numerisches Modell, kalibriert mit den Prüfergebnissen, vonnöten.

### 5.2 Getestetes Gebäude und „near-collapse“ Kriterium

Abb. 5.1 zeigt das geprüfte Haus in Konfiguration C mit einer asymmetrischen Anordnung der Erdgeschossöffnungen.



Abb. 5.1: Grundrisse und Ansichten des Gebäudes in Konfiguration C

Als „near-collapse“ Kriterium wurde wie bereits erwähnt, das Versagen eines oder mehrerer Zuganker gewählt. Dies trat nur auf in der dritten asymmetrischen Konfiguration C, deren Pläne aus Abb. 5.1 ersichtlich sind. Nur in Konfiguration C, der „schlimmsten“ Konfiguration, wurde die Intensität der Erdbeben so weit erhöht, bis dieses „near-collapse“ Kriterium erreicht war. In den anderen beiden Konfigurationen mit kleineren Öffnungen war die größte PGA aller drei Erdbeben 0,50g.

In Konfiguration C wurde das Gebäude zusätzlich zu den immer in allen Konfigurationen durchgeführten Erdbeben insgesamt dreimal mit Kobe 0,8g, der Originalstärke und mit Nocera Umbra 1,2g geprüft. Der für die Versuche standardmäßig festgelegte Ablauf umfasste Tests mit allen drei Erdbeben mit 0,15g und dann wiederum allen drei ausgewählten Beben mit 0,50g, was 6 Beben pro Konfiguration entspricht.

Auf die Bemessung mit Eurocode 8 wird hier nicht näher eingegangen; es wird stattdessen auf [4] verwiesen, wo dazu genauere Informationen gegeben werden. Es ist hier lediglich wichtig zu wissen, dass der  $PGA_{u,code} = 0,35g$  beträgt.

### 5.3 Ergebnisse

Da uns nur die Ergebnisse für Konfiguration C interessieren, da nur in dieser Konfiguration der „near-collapse“ erreicht wurde und die drei kleinen Beben mit 0,15g keine Auswirkungen auf das Gebäude hatten, werden in Tab. 5.1 lediglich die Ergebnisse ab 0,50g für die asymmetrische Konfiguration angegeben. Bei Nocera Umbra 1,20g wurde der „near-collapse“ erreicht.

Aufzeichnung	PGA [g]	Reparatur vor dem Test	Beobachteter Schaden nach dem Test
Nocera Umbra	0.50	Festziehen der Zugankerschrauben	Keine sichtbaren Schäden
El Centro	0.50	Festziehen der Zugankerschrauben, Ersetzen der Schrauben im Vertikalstoß zwischen den Wandelementen	Keine sichtbaren Schäden
Kobe	0.50	Idem	Keine sichtbaren Schäden
Kobe	0.80	Idem	Leichte Verformung der Schrauben des Vertikalstoßes zwischen den Wandelementen
Kobe	0.50	Idem	Keine sichtbaren Schäden
Kobe	0.50	Festziehen der Zugankerschrauben	Keine sichtbaren Schäden
Kobe	0.80	Ersetzen der Zuganker und Schrauben im Vertikalstoß zwischen den Wandelementen	Leichte Verformung der Schrauben des Vertikalstoßes zwischen den Wandelementen
Nocera Umbra	1.20	Festziehen der Zugankerschrauben, Ersetzen der Schrauben im Vertikalstoß zwischen den Wandelementen	<b>Zugankerversagen</b> (siehe Abb. 5.2) und Verformung der Schrauben des Vertikalstoßes zwischen den Wandelementen

Tab. 5.1: Ergebnisse für Konfiguration C nach beobachtetem Versagensmechanismus



Abb. 5.2: Zugankerversagen nach Nocera Umbra 1,20g

### 5.4 q-Wert und Schlussfolgerungen

Die Bemessungsbeschleunigung  $PGA_{u,code}$  war 0,35g. Die Bodenbeschleunigung, bei der der „near-collapse“ des Hauses erreicht wurde, war  $PGA_{u,eff} = 1,20g$ . Wenn man nun also die oben beschriebene Prozedur anwendet, resultiert der Verhaltensfaktor q wie folgt:

$$q = 1,20/0,35 = 3,4$$

[5-1]

Natürlich gilt dieser Wert nur für das Erdbeben von Nocera Umbra und für die getestete Konstruktion. Um allgemeingültige Aussagen zum q-Wert für XLAM-Systeme zu machen, sind vor allem weitere Untersuchungen mit anderen Erdbebenaufzeichnungen notwendig. Genau hierfür wird ein numerisches Modell entwickelt, da weitere Erdbebenversuche in Originalgröße nicht durchführbar sind.

Der Wert von 3,4 ist jedoch ein Wegweiser; es kann zusammen mit den Versuchsergebnissen daraus abgelesen werden, dass XLAM-Systeme sehr vielversprechend für einen Einsatz in Erdbebengebieten sind.

Es sollte auch berücksichtigt werden, dass das in Japan getestete Haus 15 zerstörerische Erdbeben (mit  $PGA \geq 0,50g$ ) ohne größere Reparaturen überlebt hat. Selbst nach Erreichen des „near-collapse“ blieb das Gebäude ohne größere bleibende Verformungen senkrecht stehen. Die XLAM-Bauweise scheint sehr vielversprechend für den „NDD – no damage design – approach [5]“ in Erdbebengebieten zu sein.

## 6 Danksagungen

Das „Beben-Team“ des Projektes SOFIE besteht aus folgenden Personen:

Ario Ceccotti, Gabriele Bonamini, Marco Pio Lauriola, Maurizio Follesa, Mario Pinna, Giovanna Franch

Unser besonderer Dank gilt unseren japanischen Partnern, allen voran Professor Motoi Yasumura von der Shizuoka University und Dr. Chikahiro Minowa, dem Direktor der Versuchseinrichtung in Tsukuba, Japan. Des weiteren gilt unser herzlicher Dank Dr. Kawai vom Building Research Institute in Tsukuba und den Herren Minoru Okabe und Masateru Sudou vom Center for Better Living, Tsukuba.

## 7 Literaturverweise

- [1] EN26891, Timber structures – Joints made with mechanical fasteners – General principles for the determination for strength and deformation characteristics CEN Brussels, 1991.
- [2] EN12512, Timber structures – Test methods – Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners CEN Brussels, 2005.
- [3] A. Ceccotti, M. P. Lauriola, M. Pinna, C. Sandhaas, SOFIE Project – Cyclic Tests on Cross-Laminated Wooden Panels, Proceedings WCTE, Portland, USA, 2006.
- [4] A. Ceccotti et al., Which Seismic Behaviour Factor for Multi-Storey Buildings made of Cross-Laminated Wooden Panels?, Proceedings CIB W18, Firenze, Italy, 2006.
- [5] Buchanan, Personal communication, 2005.

# **L Forschung an der TU Graz – Bauphysikalische Aspekte für den Holz-Massivbau mit BSP**

**H. Ferk**



DI Heinz Ferk

1990

Abschluss des Bauingenieurstudiums an der TU Graz

seit 2000

Leiter des Labors für Bauphysik im Bautechnikzentrum der TU Graz

## 1 Einleitung

Mit den ersten Versuchen zur Herstellung von BSP 1996 in Zusammenarbeit mit der Fa. W. Weirer in Katsch an der Mur und den ersten positiven statischen Ergebnissen ergaben sich unmittelbar Fragestellungen in Bezug auf die bauphysikalischen Leistungseigenschaften eines solchen Materials in Hinblick auf eine praktische Einsetzbarkeit im Hochbau.

Im gleichen Zeitraum waren bereits praktische Versuche im Gange, mittels aneinander gedübelter, genagelter oder verleimter Brettschichten, den so genannten Brettstapelelementen, aus dem an sich stabförmigen Produkt Brettseitenware flächige Körper für die Verwendung als Wand- und Deckenelement für den Einsatz im Hochbau zu gewinnen.

Die Vorteile, die sich aus einem flächigen Bauelement aus Holz bei dieser Anwendung bereits abzeichneten, standen dabei im Gegensatz zu den Nachteilen aus bauphysikalischer Sicht, die durch entsprechende konstruktive Maßnahmen bewältigt werden mussten:

- hoher Fugenteil, dadurch hoher Luftdurchgang, reduzierte Schalldämmung, bis hin zur Durchsicht, reduzierter Brandwiderstand
- starke Quell- und Schwindneigung durch vielfache, gleich orientierte Anordnung der Bretter (Feuchte empfindliche Bauweise mit großen Toleranzen)

Je nach Ausführung waren diese Eigenschaften mehr oder weniger hervortretend: bei sägerauen vernagelten Brettern z. B. war durch die sich bei der Herstellung ergebenden Fugen eine geringere Quell- und Schwindneigung des Gesamtelementes vorhanden, als bei verleimten Elementen, für die konstruktiv entsprechende Maßnahmen in den Stoßfugen erforderlich wurden. Dennoch hatte die aus dem anisotropen Material Holz bestehende orthotrope Elementausbildung auch Vorteile: hier hervorzuheben ist die sich durch hohe innere „Stoßstellendämmung“ ergebende reduzierte Körperschallausbreitung quer zur Brettachse sowie die für den Basiswerkstoff Holz sich ergebende günstige Austrocknungsmöglichkeit insbesondere bei genagelten oder verdübelten Brettstapelelementen.

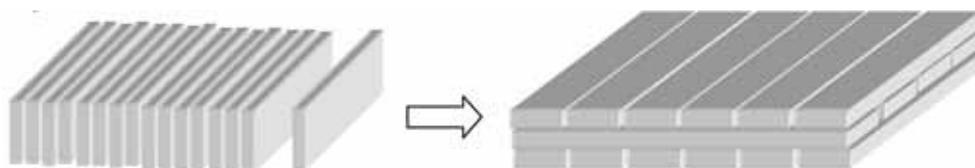


Abb. 1.1: Vom Brettstapel zum Brettsperrholz

Der Schritt, die Einzelbretter in einem Winkel von  $90^\circ$  in Schichten miteinander zu verleimen, und somit insbesondere das Quellen und Schwinden zu sperren, setzte den oben erwähnten Nachteilen ein unmittelbares Ende, und gab die Möglichkeit zu neuen, vorgefertigten Bauteilen und Baukonstruktionen, die von uns in den letzten Jahren bauphysikalisch und hochbaukonstruktiv entwickelt und begleitet werden konnten.

Im folgenden Beitrag sollen einige der dabei anfallenden bauphysikalischen Aspekte des Materials Brettsperrholz und der Anwendung von Brettsperrholz im Hochbau aufgezeigt und behandelt werden.

## 2 Aspekte bauphysikalischer Eigenschaften des Produktes BSP

### 2.1 Luftdichtigkeit

Die Luftdichtigkeit, eigentlich besser Konvektionsdichtigkeit, ist ein wesentlicher bauphysikalischer Konstruktionsparameter moderner Konstruktionen. Die Luftdichtigkeit kann für das Einzelement unter kontrollierten Bedingungen an einem Fassadenprüfstand untersucht werden. Hier wird das zu untersuchende Element an einen dichten Prüfrahm angedichtet und zeitabhängig mit entsprechenden Druckdifferenzen beaufschlagt. Die dabei auftretende Leckagemenge kann in Abhängigkeit der Druckdifferenz erfasst und aufgezeichnet werden.

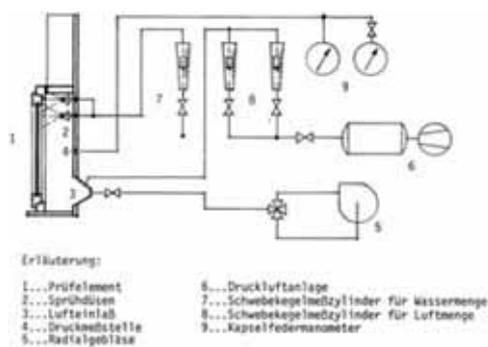


Abb. 2.1: Schema eines Luftdichtheitsprüfstands

Die Ergebnisse der Luftdichtheitsmessung stehen in unmittelbarem Zusammenhang mit der Verarbeitung der Brettware.

Wesentliche Komponenten dabei sind

- Brettbreite, Brettdicke
- Trocknungsgrad der Bretter beim Verleimen
- Art des Leimauftrages (punkt-, linienförmig, flächig, 3D)
- Umgebungsbedingungen beim Einsatz
- Verwendung zusätzlicher Deckschichten
- Ausbildung der Schnittkanten



Abb. 2.2: Unterschiedliche Plattentypen in Bezug auf die Luftdichtheit

Grundsätzlich lassen sich auch völlig dichte Plattenelemente herstellen. Einfach erreicht werden kann dies durch die Verwendung von Dreischichtplatten oder anderen Werkstoffplatten anstelle einer Brettlage. Eine weitere Möglichkeit ist das dichte Anordnen der Bretter bzw. die Anordnung einer Brettseitenverleimung, bei nicht zu großer Brettbreite.



Abb. 2.3: Untersuchung der Luftdichtheit von Wandelementen / Labor für Bauphysik [1]. TU Graz.

Mit voll verleimten Elementen konnte bei diesen Untersuchungen eine völlige Dichtigkeit bis zu einer Druckdifferenz von 750 Pa gemessen werden.

## 2.2 Wärmeschutz

Bestimmend für den Wärmeschutz bei diesen Elementen sind insbesondere 2 Größen:

- die Wärmeleitfähigkeit
- die Konvektionsdichtigkeit

Wie bereits oben dargestellt, hängt die Konvektionsdichtigkeit des Rohelementes im Wesentlichen von unmittelbar im Herstellprozess designbaren Parametern ab. Geht man von konvektionsdichten, geschlossenen Elementen (ohne Fugen) aus, so verbleibt als wesentlicher Parameter die Wärmeleitfähigkeit, die wiederum im Wesentlichen von der Rohdichte und dem Feuchtegehalt des verwendeten Holzwerkstoffes abhängig ist. Auf Basis statistischer Untersuchungen [2] kann die Nenn-Wärmeleitfähigkeit für eine Holzfeuchte um 12 % (im Einsatz an der Außenwand sind erfahrungsgemäß Feuchten von 7 % bis 12 % zu erwarten) aus der empirischen Gleichung 2-1 auch für Brettsperrholz sehr gut abgeschätzt werden. Bei Verwendung von Fichtenholz-Seitenware mit einer Rohdichte von rund  $0,5 \text{ g/cm}^3$  errechnet sich eine Wärmeleitfähigkeit von  $0,123 \text{ W/mK}$ .

$$\lambda = 0,1954 \cdot r_u + 0,0256 \frac{\text{W}}{\text{mK}} \quad [2-1]$$

$\lambda$  ... Wärmeleitfähigkeit in  $\text{W/mK}$

$r_u$  ... Rohdichte in  $\text{g/cm}^3$

Die ÖNORM EN 12524 [3] gibt als wärmeschutztechnischen Bemessungswert für „Nutzholz“ mit einer Rohdichte von  $500 \text{ kg/m}^3$  eine Bemessungswärmeleitfähigkeit von  $0,13 \text{ W/m}^2\text{K}$  an.

Damit erhält man für die praktische Anwendung einer dreischichtigen Brettsperrholzplatte mit einer Dicke von 94 mm einen Wärmedurchlasswiderstand  $R_t$  von  $0,72 \text{ m}^2\text{K/W}$  und bei Berücksichtigung des Wärmeübergangswiderstandes  $R_{s,i} + R_{s,a} = 0,130 + 0,040 = 0,170 \text{ m}^2\text{K/W}$  nach EN ISO 6946 [4] bereits einen Wärmedurchgangskoeffizienten  $U$  von  $1,1 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ .

Unter Annahme der Verwendung eines üblichen Dämm-Materials mit einer Wärmeleitfähigkeit von  $0,04 \text{ W/m}$  kann bereits bei 12 cm Dämmstoffdicke auf einem 100 mm dicken Brettsperrholzelement

ein U-Wert von rund 0,25 W/(m<sup>2</sup>K) erreicht werden, bei 16 cm Dämmstoffdicke ein U-Wert unter 0,2 W/(m<sup>2</sup>K).



Abb. 2.4: Wärmeleitfähigkeit von Massivholz in Abhängigkeit der Rohdichte

Dies gilt jedoch nur, wenn bei der konstruktiven Ausgestaltung der Fassade Wärmebrücken möglichst vermieden werden. Bei vorgehängten Fassaden kann dies durch die Verwendung druckfester Mineralwolle erreicht werden, wenn die Fassade nur mehr durch punktförmige Verschraubung tragend mit dem Untergrund verbunden wird. Eine andere Möglichkeit ist die Verwendung von geeigneten Wärmedämm-Verbundsystemen, wobei hier auf schalltechnische Parameter zu achten ist.

### 2.3 Sommerlicher Wärmeschutz

Der immer noch aufrechte Architekturtrend mit steigendem, meist raumhohem Glasanteil an der Außenwand führt bei leichten Konstruktionen durch steilen Temperaturgradienten bei sommerlicher Einstrahlung sehr rasch zu unbehaglichen raumklimatischen Bedingungen.

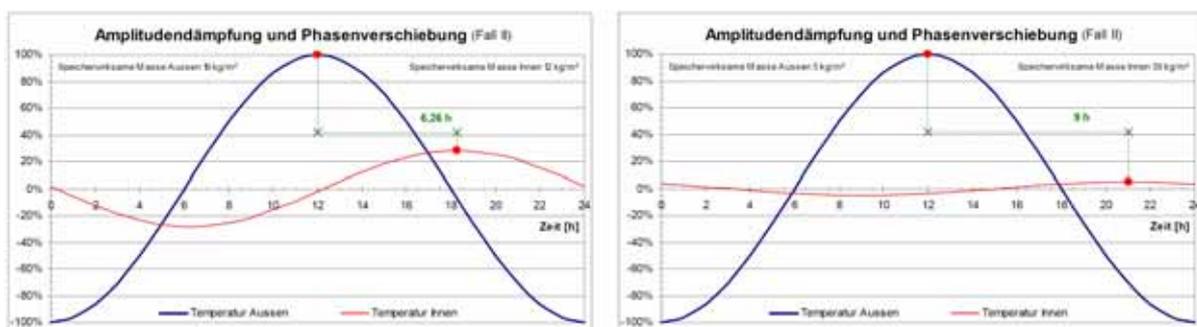


Abb. 2.5: Vergleich Amplitudendämpfung und Phasenverschiebung Ständerwand – BSP Wandelement

Ein wesentlicher Faktor der Gradientenreduktion neben dem Anteil der transparenten Flächen und der Infiltrationsrate ist bei nicht klimatisierten Räumen die vorhandene speicherwirksame Masse der vorhandenen Raumbegrenzungsflächen. Im Vergleich zu Leichtbaukonstruktionen wie z. B. eine Ständerwandbau mit raumseitiger einfacher Gipskartonbeplankung mit einer speicherwirksamen

Masse von rund  $12 \text{ kg/m}^2$  (Phasenverschiebung 6 Stunden, Amplitudendämpfung 3,5) wird bei einer innen liegenden Brettsperrholzoberfläche die dreifache speicherwirksame Masse (ca.  $37,5 \text{ kg/m}^2$ ) erreicht, wird innen zusätzlich eine Gipskartonplatte angeordnet, ergibt das  $42 \text{ kg/m}^2$  (Phasenverschiebung 9 Stunden, Amplitudendämpfung 20) (U-Wert bei beiden Konstruktionen rund  $0,25 \text{ W/(m}^2\text{K)}$ )

## 2.4 Hygrothermische Aspekte

Die Verwendung von Brettsperrholz für Wand- und Deckenaufbauten hat den Vorteil, dass damit im Gegensatz zu anderen Leichtbauweisen in weitgehend homogenen Schichten gebaut werden kann. Dies führt zum einen zu homogenen Temperaturfeldern über die Fläche, zum anderen hat dies aber auch Vorteile in Bezug auf das hygrothermische Verhalten.

So ergeben sich durch die vorhandene Feuchtespeichermasse der massiven Brettsperrholzwand Vorteile in Hinblick auf eine höhere Anwendungstoleranz, auf die im Folgenden näher eingegangen werden soll.

Im Falle eines homogen, nach außen diffusionsdicht gestalteten Brettsperrholz-Wandelementes

- außen
- 15 mm OSB
- 120 mm Mineralwolle
- 94 mm Brettsperrholz
- innen

sieht der Dampfdruckverlauf nach der, für die hygrothermische Bemessung immer noch üblichen Glaserberechnung wie folgt aus:

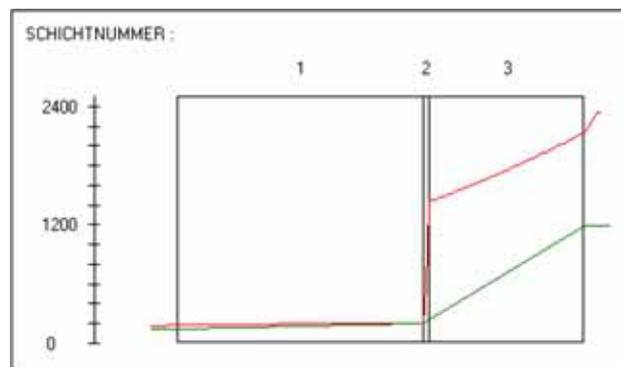


Abb. 2.6: Verlauf des Partial- und des Satttdampfdruckes in einer Ständerwand nach dem Glaserverfahren: (Schichtdicken diffusionswiderstandsäquivalent)

In der Bilanz kommt es dabei zu einer Kondensatmenge von 652 g, bei einer Austrocknung von nur  $549 \text{ g/m}^3$ , was praktisch eine unzulässige Feuchteansammlung und damit einen ungeeigneten Bauteilaufbau ergeben würde.

Untersucht man die hygrothermischen Vorgänge mit instationären Rechenmodellen, wie sie den Programmen DELFIN oder WUFI zugrunde liegen, werden neben dem reinen Dampfdruckgefälle wesentliche weitere Parameter in der Berechnung berücksichtigt: So kann dabei neben der feuchte- und temperaturabhängigen Nichtlinearität der Wärmeleitfähigkeit die Feuchte- und Temperatur-

abhängigkeit des Diffusionswiderstandsfaktors ebenso berücksichtigt werden, wie die Flüssigwasser- und Kapillarleitung und die sich dabei ergebenden Feuchtespeichermechanismen.

Dadurch ergeben sich wesentliche Vorteile für feuchtespeichernde Materialien in Konstruktionen, da damit die im Glaserverfahren auftretenden Kondensationsebenen an hygrothermischen Unstetigkeiten entlastet werden.

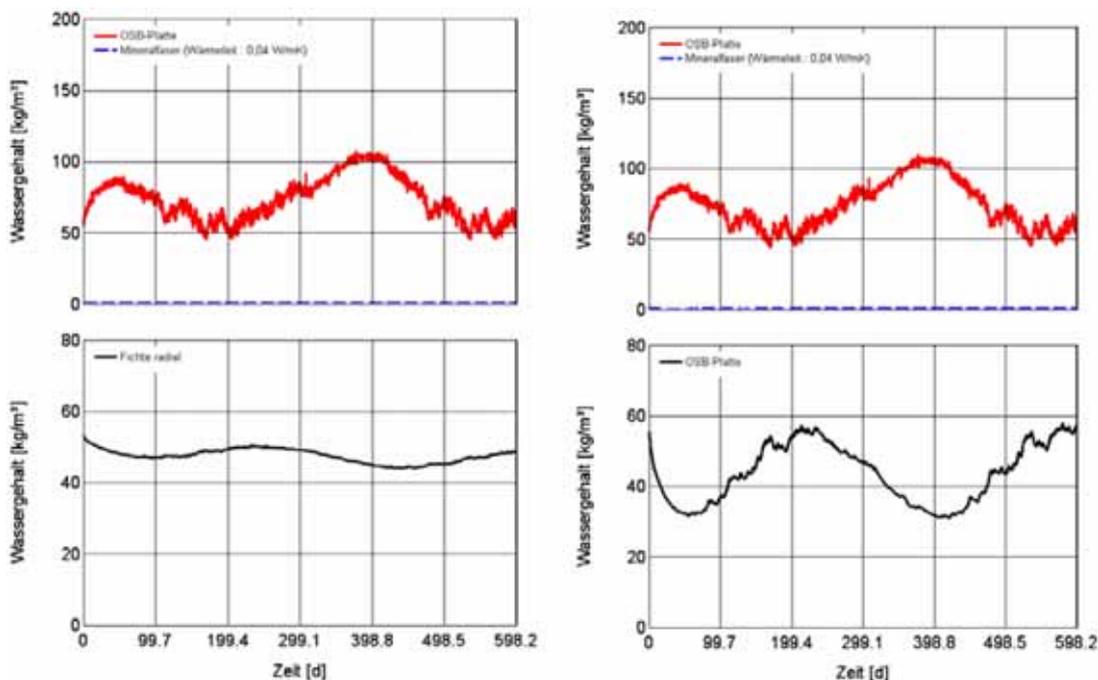


Abb. 2.7: Ergebnis einer hygrotherm. Simulation über ca. 600 Tage: links: Wandaufbau mit Brettsperrholz innen, rechts Wandaufbau mit Plattenwerkstoff OSB innen. (Tag 1 = 1. Jänner)

Deutlich zu sehen ist das deutlich ausgeglichene Feuchteverhalten der inneren Brettsperrholzplatte.

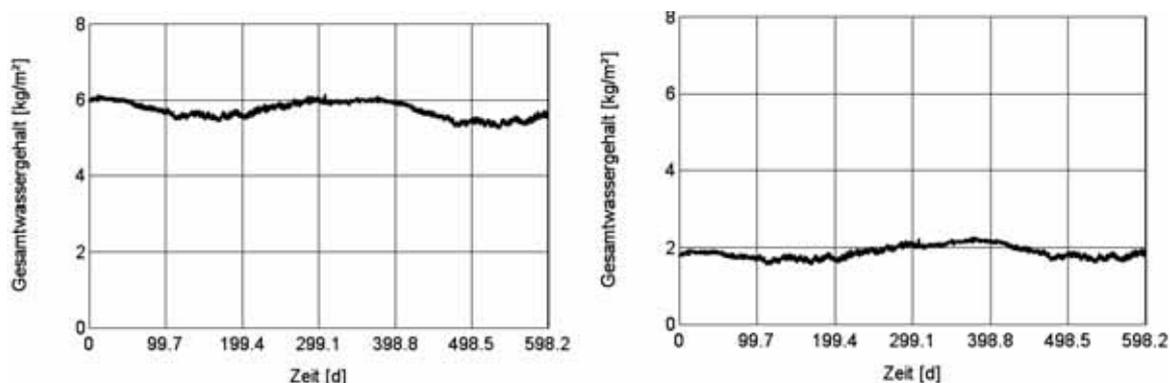


Abb. 2.8: Simulationsergebnis Gesamtwassergehalt; links: Wand mit Brettsperrholz, rechts: Ständerwandaufbau mit OSB innen.

Bei der hygrothermischen Simulation zeigt sich, dass für diesen kritischen Wandaufbau im Gegensatz zur Glaserberechnung keine Feuchttakkumulation auftritt, sondern beim Brettsperrholzaufbau sogar eine leichte Entfeuchtung eintritt. Der dreifach höhere Gesamtwassergehalt ergibt sich dabei nur durch den in Summe höheren Gesamtwassergehalt der dickeren Brettsperrholzplatte und deren Ausgleichsfeuchte.

Mit diesem Beispiel soll jedoch nicht dieser kritische Wandaufbau als sinnvoll dargestellt werden, sondern lediglich das durch die Feuchtespeicherung der Brettsperrholzplatte sich ergebende Sicherheitspotenzial und damit die erhöhte hygrothermische Anwendungstoleranz von Aufbauten mit Brettsperrholz dargestellt werden.

Eine weitere häufige hygrothermische Überlastung von Bauteilen mit entsprechend nachteiligen Folgen tritt oft durch die Nutzung von Bauten auf, z. B. durch die Anordnung eines Wäsche- oder Bücherschranks an der Außenwand (oft in manchen Entwürfen der einzige Stellplatz). Diese Möbelstücke bilden eine starke Innendämmung, die insbesondere bei Konstruktionen mit Dampfsperre, wie Ständerwänden, aber auch bei konventionellem Mauerwerk durch geringe Oberflächentemperaturen an diesen Stellen zu Problemen wie Feuchteanreicherung und oft Schimmelbildung führen.

Im Folgenden werden dazu die Ergebnisse der Feuchte- Bilanzberechnungen nach dem Glaserverfahren für einen (außen diffusionsoffenen) Holzständerwandaufbau mit Dampfbremse und einen Brettsperrholzaufbau dargestellt.

Erfordert der Bauteilaufbau für die hygrische Funktionsfähigkeit Schichten mit hohem  $\mu$ -Wert, so können Änderungen der thermischen Lage dieser Schichten zu einer kritischen Feuchteanreicherung führen. (Im Prinzip lässt sich ein vorgestellter Schrank auch durch eine Reduktion des konvektiven und Strahlungs- Wärmeübergangswiderstandes darstellen)

- außen
- 1 15 mm Gipsfaserplatte
- 2 160 mm Mineralwolle
- 3 18 mm OSB
- 4 20 mm Luftschicht
- 5 5 mm Hartfaserplatte
- 6 Schrankinhalt (z. B. Wäsche)
- 7 19 mm Spanplatte
- innen

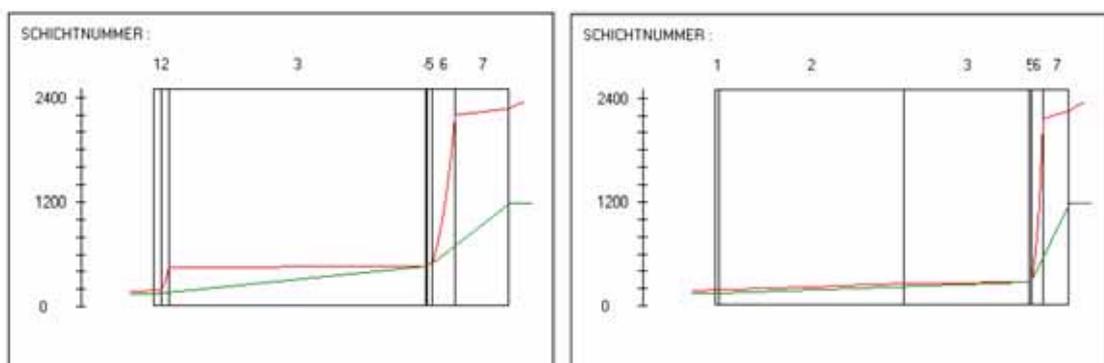


Abb. 2.9: Verlauf des Dampfdrucks: links Feldbereich, rechts Ständerbereich

Deutlich wird die Kondensationsebene direkt vor der diffusionsdichten inneren Wandbeplankung sichtbar. Rechnerisch fallen hier im Feld bereits  $556 \text{ g/m}^2\text{a}$  bei nur  $748 \text{ g/m}^2\text{a}$  Austrocknung an, im Ständerbereich gar  $1144 \text{ g/m}^2\text{a}$  bei nur  $650 \text{ g/m}^2\text{a}$  Rücktrocknung, also bereits kumulierende Befeuchtung statt, mit sicherer Schimmelbildung.

Wie sieht dies bei der Massivholzwand aus?

- außen
- 1 15 mm Gipsfaserplatte
- 2 120 mm Mineralwolle
- 3 94 mm Brettsperrholz
- 4 20 mm Luftschicht
- 5 5 mm Hartfaserplatte
- 6 Schrankinhalt (z. B. Wäsche)
- 7 19 mm Spanplatte
- innen

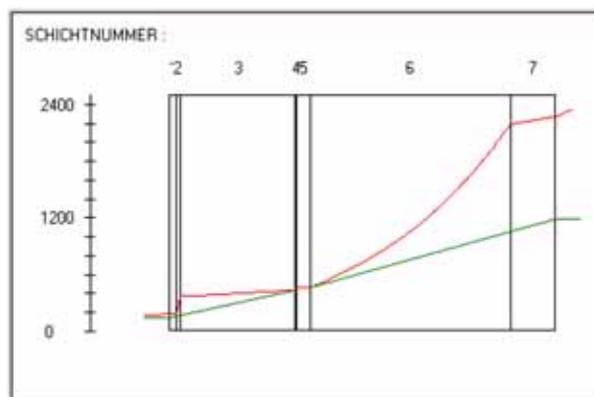


Abb. 2.10: Verlauf des Dampfdrucks: Brettsperrholzwand mit Innendämmung (Kasten)

Die Kondensationsebene liegt zwischen Ebene 3 und 5. Die rechnerische Kondensatmenge liegt bei  $2 \text{ g/m}^2\text{a}$ , die Rücktrocknung bei  $451 \text{ g/m}^2\text{a}$ .

Obwohl die angenommene OSB-Platte die gleiche äquivalente Luftschichtdicke wie die Brettsperrholzplatte aufweist, ergibt sich durch den geringeren  $\mu$ -Wert und damit die Verteilung des Diffusionswiderstandes auf die größere Schichtdicke der Brettsperrholzplatte ein ungleich anwendungstoleranteres Verhalten der Konstruktion.

In Messungen des Diffusionswiderstandes (an einer allerdings kleinen Stichprobe) im Vergleich von verleimten zu nicht verleimten Brettsperrholzproben zeigte sich übrigens, dass die Verleimung praktisch keinen Einfluss auf die Diffusion hat, sehr wohl aber Art des Holzes, wobei  $s_d$ -Werte von 2 bis 5 m gemessen wurden.

Damit sind raumluftseitig feuchtespeichernde Schichten in einem Wandaufbau in Bezug auf die hygrische Toleranz ebenso wesentlich, wie wärmespeichernde Schichten für den sommerlichen Wärmeschutz.

## 2.5 Bauakustische Aspekte von Brettsperrholzkonstruktionen

Das massive, kreuzweise verleimte Brettsperrholz ist aus akustischer Sicht ein leichtes, aber sehr steifes Baumaterial, bei dem die Koinzidenzgrenzfrequenz gerade in den bauakustisch wichtigen Bereich fällt. Deshalb ist es für das Erreichen von Schalldämm-Maßen, die etwa über 38 bis 40 dB hinausgehen, die gezielte Verwendung zusätzlicher Schichten für die Herstellung eines bauakustisch anwendbaren Bauteils erforderlich.

Zunächst soll jedoch die Schalldämmung der einzelnen Platte näher betrachtet werden. Bekanntlich kann für massive Bauteile die Luftschalldämmung aus der durch die Schalldruckunterschiede zu beiden Seiten beschleunigten Masse (Bergersches Massengesetz) abgeschätzt werden. Geht man dabei von sinusförmigen Schwingungen (bzw. reinen Tönen) aus, ergibt sich (siehe auch [5]):

$$\bar{p}_1 - \bar{p}_2' = mj\omega \cdot \bar{v} \quad [2-2]$$

$$R = 101 \cdot g \cdot \left| 1 + \frac{j\omega m}{2 \cdot Z_L} \right|^2 \quad [2-3]$$

Da  $\frac{j\omega m}{2 \cdot Z_L} \gg 1$  lässt sich die Gleichung vereinfachen zu

$$R = 201 \cdot g \cdot \frac{\omega m}{2 \cdot \rho_L \cdot c_L} \quad [2-4]$$

Unter der Berücksichtigung von diffusem Schalleinfall erhält man

$$R = 201 \cdot g \cdot \frac{\omega m}{2 \cdot \rho_L \cdot c_L} \cdot \cos \frac{\pi}{4} \quad [2-5]$$

- R ... Schalldämm-Maß
- $\rho_L$  ... Dichte der Luft
- $c_L$  ... Schallgeschwindigkeit (Luft)
- $p_1$  ... auftretender Schalldruck
- $p_2$  ... austretender Schalldruck
- $\bar{v}$  ... mittlere Plattengeschwindigkeit
- $Z_L$  ... Schallkennimpedanz der Luft
- m ... mittlere Plattenmasse/Breite

Setzt man für die Flächenmasse eines Brettsperrholzelementes mit 95 mm Dicke  $0,095 \times 500 \text{ kg/m}^2$  ein, erhält man für diesen, als Bergersches Massengesetz für diffusen Schalleinfall bezeichneten Zusammenhang, folgenden Verlauf der Schalldämmung für dieses „Massenelement“: ( $c_L = 340 \text{ m/s}$ ;  $\rho_L = 1,25 \text{ kg/m}^3$ ,  $\rho_W = 47,5 \text{ kg/m}^2$ ).

Berücksichtigt man nicht nur die Masse, sondern auch die Biegesteifigkeit der Platte, so ist die Kraftseite entsprechend zu erweitern. Man erhält dann mit der Kirchhoff'schen Plattengleichung den Ausdruck

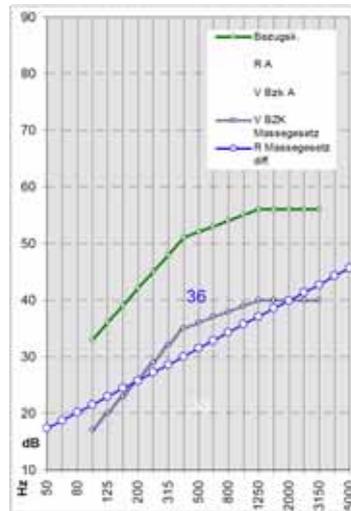


Abb. 2.11: Verlauf der Schalldämmung für ein 95 mm dickes Brettsperrholzelement nach dem Massegesetz

$$\bar{p}_1 - \bar{p}_2 + i \frac{B}{\omega} \cdot \frac{\partial^4 \bar{v}}{\partial x^4} = m(j\omega) \cdot \bar{v} \quad [2-6]$$

B ... Biegesteifigkeit der Platte

Bei unter einem Winkel auf die Platte auftretendem Schalleinfall ist eine Übereinstimmung der einfallenden Schallwelle mit der dadurch erzwungenen Biegewelle unter der Voraussetzung gegeben:

Damit ergibt sich

$$\bar{v} = i\omega x \sim e^{\frac{i\omega}{c_B} x} = e^{\frac{i\omega}{c_L} \sin \vartheta x} \quad [2-7]$$

Somit erhält man

$$\bar{p}_1 - \bar{p}_2 = i \left( m\omega - \frac{B\omega^3 \sin^4 \vartheta}{c_L^4} \right) \cdot \bar{v} \quad [2-8]$$

Ist die Wirkung der Impedanz der Biegesteifigkeit gleich der Massenimpedanz, wird der rechte Ausdruck zu Null, was praktisch den Verlust jeglicher Schalldämmung bedeuten würde. Dies ist der Fall, wenn:

$$c_B = \frac{c_L}{\sin \vartheta} \quad [2-9]$$

Die kleinste mögliche Koinzidenzfrequenz bei homogenen Platten errechnet sich daraus mit

$$f_g = \frac{c_L^2}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{m}{B}} \approx 6,4 \cdot 10^4 \cdot \frac{1}{d} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{E}} \quad [2-10]$$

$c_B$  ... Schallgeschwindigkeit in der Platte  
 $\vartheta$  ... Einfallswinkel zur Plattennormalen

- d ... Dicke der Platte in m  
 E ... E-Modul in N/m<sup>2</sup>  
 ρ ... Dichte der Platte in kg/m<sup>3</sup>

Im Bereich der Koinzidenzfrequenz ist mit einem Einbruch und auch für die Frequenzen darüber ist mit einer Reduktion des Schalldämm-Maßes gegenüber der reinen Massenbetrachtung zu rechnen.

Brettsperrholz hat nun nicht eine definierte Biegesteifigkeit, sondern, bezogen auf die einzelnen Brettlagen, eine Richtung mit höherer und eine Richtung mit geringerer Steifigkeit.

Zusätzlich hängt der innere Verlustfaktor auch von der Art der Verleimung der Brettlagen ab, so z. B. ob die Brettseiten verleimt oder offen sind. Bei der Ermittlung der E-Moduli selbst ist zusätzlich die Nachgiebigkeit der jeweiligen Querlagen zu berücksichtigen.

Dies überlagert sich mit den sich durch Risse oder eben offene Brettseitenfugen mögliche Schallübertragung über Fugen.

Vernachlässigt man vorerst diese Fugenschalltransmission, so ergeben sich für drei- und fünfschichtige Brettanordnungen mit unterschiedlichen Brettdicken folgende Koinzidenzgrenzfrequenzen für die zwei Hauptorientierungen:

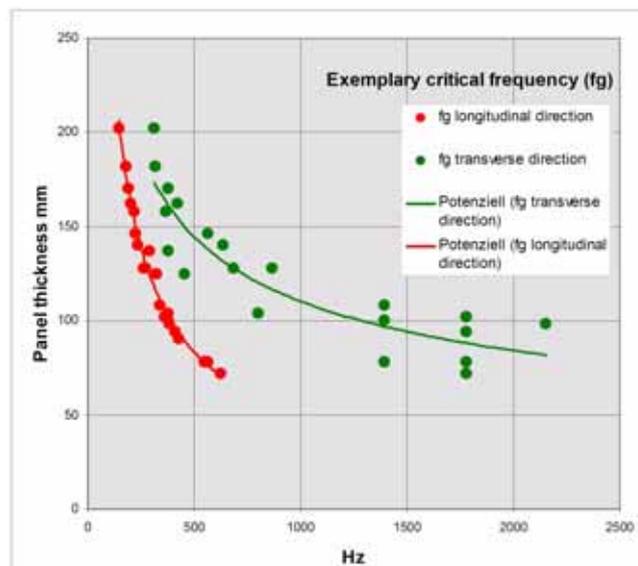


Abb. 2.12: Koinzidenzgrenzfrequenz für verschiedene drei- und fünfschichtige Platten

Diese Koinzidenzgrenzfrequenz tritt also bei Brettsperrholzplatten mitten im interessierenden Frequenzbereich auf, so dass für Anwendungsfälle, in denen eine höhere Schalldämmung als etwa 38 dB erforderlich wird, jedenfalls geeignete Bauteilaufbauten zu entwickeln sind.

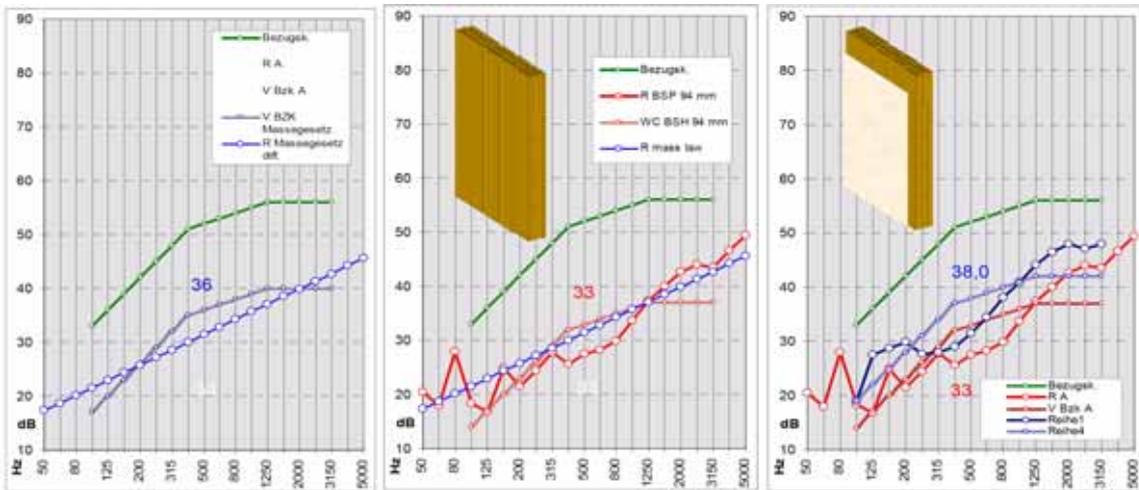


Abb. 2.13: Verlauf der Schalldämmung für Brettsperrholz a) nach dem Massegesetz, b) Messwert c) Messwert mit zusätzlicher, geschraubter Gipskartonplatte

Ein weiterer wesentlicher Punkt insbesondere im mehrgeschossigen Hochbau stellt die Schall-Längsleitungs-dämmung dar. Aufgrund der Tatsache, dass es sich bei Brettsperrholzplatten um leichte und steife Elemente handelt, ergeben sich auch hier nur geringe Stoßstellendämm-Maße, so dass insbesondere z. B. für die Anforderungen an die Schalldämmung in Österreich (nach ÖNORM B 81115 Teil 2 [6]) zusätzliche Maßnahmen erforderlich werden, wobei hauptsächlich 2 Maßnahmen und deren Kombinationen sich gut bewährt haben:

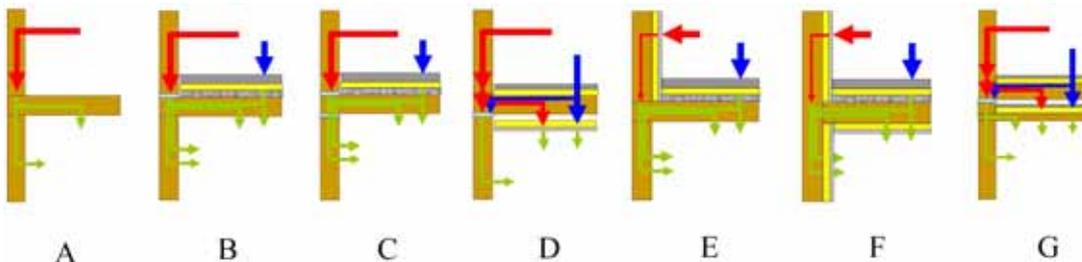


Abb. 2.14: Varianten zur Reduktion der vertikalen Schall-Längsleitung

Im Verlauf der letzten Jahre konnte ich in entsprechenden Arbeiten spezifische Aufbauten und Konstruktionen auch für hohe bauphysikalische Anforderungen entwickeln und realisieren.

### 3 Beispiel Wien – Spöttlgasse

Architekt: H. Riess, Graz

Das Projekt Wien – Spöttelgasse wurde als 5-geschossige Wohnhausanlage entworfen, mit insgesamt 154 Wohnungen, wobei 110 Wohnungen in Holzbauweise geplant waren.



Abb. 3.1: Wohnhausanlage Wien- Spöttlgasse

Die Anlage steht auf einem unterirdischen Parkgeschoss in Stahlbeton, ebenso sind die Erdgeschosswohnungen in Stahlbetonbauweise ausgeführt. Die darüber liegenden Wohnungen mit verschiedenen Grundrissen bis hin zu Maisonetten sollten ursprünglich in Holzständerbauweise mit Brettstapeldecken ausgeführt werden. Sehr bald zeigten sich jedoch sehr hohe technische Herausforderungen, die letztlich zu einer Realisierung des Projektes in einer Brettsper Holzbauweise mit KLH-Elementen geführt haben:

- Das Baugelände liegt in einer Erdbebenzone.
- Das Gelände liegt nahe einem Verschiebbahnhof mit zahlreichen Gleiskörpern und nahe der stark frequentierten Pragerstraße.
- Entsprechend den Forderungswünschen des Bauherrn sollte das Gebäude die Bedingungen für Niedrigenergiebauweise erfüllen.
- Besondere Anforderungen an den Brandschutz waren zu beachten.
- Und schließlich musste die Wiener Bauordnung zur Umsetzung eines mehrgeschossigen Wohnbaues in Holzbauweise erst novelliert werden.

Für die Anforderungen in Bezug auf die Erdbebenlasten waren Durchlaufdecken und starre Knoten erforderlich, so dass für die Beherrschung der Schall-Längsleitung und die Möglichkeit der Vorfertigung ein neues Bausystem entwickelt werden musste, eine so genannte Layerbauweise.



Abb. 3.2: Messung der Schalldämmung im Wandprüfstand des Labors für Bauphysik/TU Graz

Dabei sind sowohl Decken, Trennwände als auch Außenwände so aufgebaut, dass die tragenden Brettsperrholzelemente durch entsprechende, zum Patent angemeldete Layer verkleidet sind. Diese Layer sind so ausgelegt, dass damit ein hoher Schallschutz und Brandschutz gleichzeitig realisiert werden kann, und durch den Aufbau auch eine wirksame Speichermasse für den sommerlichen Wärmeschutz nutzbar wird. Gleichzeitig wird es damit möglich, nach einer Nutzungsperiode, aber auch z. B. nach einem Zimmerbrand, den Innenausbau völlig zu entfernen und zu erneuern, ohne dass die tragende Struktur oder die Funktion der Außenwand oder des Daches dabei beeinträchtigt wird, so dass man von einem nachhaltigen Prinzip sprechen kann. Dennoch kann die gesamte Trennwandkonstruktion in einem Stück vorgefertigt und versetzt werden.

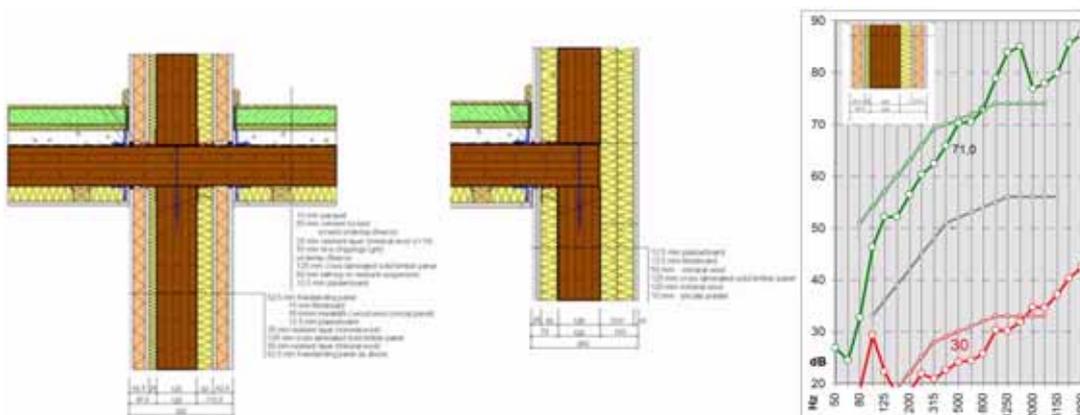


Abb. 3.3: Vertikalschnitte Knoten Trennwand – Trenndecke und Außenwand – Trenndecke; Schalldämm-Maß der Trennwand (rot: ohne Layer, grün: mit Layer)

Mit diesen Konstruktionen ist es gelungen, für die horizontale Schalldämmung zwischen den Wohnungen eine Standard-Schallpegeldifferenz von  $D_{nT,w}$  von 69 dB zu erreichen, wobei die selbsttragende Vorsatzschale gleichzeitig für eine Brandwiderstandsdauer von REI 60 klassifiziert werden konnte. Somit ist dieser erste mehrgeschossige Wiener Holzwohnbau als Niedrigenergiehaus in nachhaltiger Bauweise mit sehr guten bauphysikalischen Kennwerten und hohem Erdbebenwiderstand ein gutes Beispiel für die Leistungsfähigkeit der Brettsperrholzbauweise.

## 4 Literatur

- [1] [www.bauphysik.tugraz.at](http://www.bauphysik.tugraz.at)
- [2] Franz Kollmann, Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe, 2. Auflage, erster Band, Springer Verlag Berlin ISBN 3-540-11778-4(1951).
- [3] ÖNORM EN 12524:2000 Baustoffe und -produkte, Wärme- und feuchteschutztechnische Eigenschaften, Tabellierte Bemessungswerte.
- [4] ÖNORM EN ISO 6946:1996 Bauteile, Wärmedurchlasswiderstand und Wärmedurchgangskoeffizient, Berechnungsverfahren.
- [5] Cremer L., Müller H., „Die wissenschaftlichen Grundlagen der Raumakustik, Band II, Wellentheoretische Raumakustik“, Hirzel Verlag, Stuttgart, (1976).
- [6] ÖNORM B 8115-2, „Sound insulation and room acoustics in building construction - part 2: Requirements for sound insulation“ Österreichisches Normungsinstitut, 1020 Wien (2002).

# **M BSP in der Praxis – Anwendung von BSP – „Wohnbebauung Mühlweg – Wien“**

**K. Merz**



DI Konrad Merz

1984

Abschluss des Bauingenieurstudiums

seit 1994

Geschäftsführer bei merz kaufmann partner gmbH  
Bauingenieure, Dornbirn

### **Bauherr:**

BWS Gemeinnützige Allgemeine Bau, Wohn- und Siedlungsgen. Reg. Gen.m.b.H  
1050 Wien

### **Architektur:**

ARGE  
Johannes Kaufmann Architektur, 6850 Dornbirn  
DI Hermann Kaufmann ZT GmbH, 6850 Schwarzach

### **Tragwerksplanung:**

Holzbau: merz kaufmann partner, 6850 Dornbirn  
Stahlbeton: RW(t)+, 1010 Wien

### **Generalunternehmer:**

ARGE  
Schertler-Alge GmbH, 6923 Lauterach  
Durst-Bau GmbH, 1130 Wien

## **1 Überlegungen aus der Sicht des Architekten**

### **1.1 Grundkonzept Architektur**

Als Reaktion auf die westlich gelegene, zeilenartige Bebauung aus den Sechzigerjahren mit monotonen Außenraumqualitäten, soll eine alternative Siedlungsform angeboten werden. Die aus drei Baukörpern bestehende Bebauung ist so angeordnet, dass differenzierte Außenräume entstehen, die durch ihre unterschiedlichen Qualitäten Identität für die Bewohner bieten. So entsteht durch die Geometrie der an die Bebauungsgrenzen geschobenen Bauten ein Hof, der trotz Geschlossenheit immer wieder Bezüge zum Umland aufweist. Das Marchfeld wird nicht „wagenburgartig“ ausgegrenzt, sondern fließt durch die Siedlung, was auch durch das Grünkonzept verstärkt wird. Ebenso entsteht am Mühlweg ein ruhiger und gut besonnener Spielplatz, der als Bindeglied zur Nachbarbebauung die Autonomie des Siedlungskonzeptes überwindet.

Die Wahl der Wohnform richtet sich also nach den städtebaulichen und spezifischen Gegebenheiten des Ortes und nicht nach den Bedingungen des Konstruktionsmaterials Holz. Es soll vielmehr der Beweis erbracht werden, dass dieser Baustoff vielfältige Möglichkeiten bietet.

### **1.2 Städtebauliche und funktionelle Bezüge zwischen Baukörpern und Außenräumen**

Die städtebaulichen Ziele, wie sie in der Leitidee formuliert sind, generierten die Geometrie um die Lage der Baukörper, die Wohnungstypologie ist die Reaktion auf die spezifischen Bedingungen des

Ortes. Ziel ist es, möglichst viele Wohnungen nach Süden und Westen zu orientieren, sowie einen differenzierten Wohnungsmix anzubieten. So sind die südorientierten Wohnungen als Laubengang bzw. Maisonette-Reihenhäuser entwickelt, die ost- bzw. westorientierten Wohnungen als Zentraltypen konzipiert. Daraus entsteht ein interessantes und räumlich differenziertes Erschließungssystem, das vielfältige Möglichkeiten zur Bewohnerkommunikation bietet und durch seine Maßstäblichkeit nie den Charakter eines „Wohnregallagers“ zeigt. Die Eingänge in die Häuser sind sowohl zu den Erschließungsstraßen als auch zum Innenhof orientiert, was die Durchlässigkeit der Siedlung stark unterstützt, sowie die direkte Anbindung der Wohnungen an die Mitte der Siedlung gewährleistet.



Abb. 1.1: Grundrisse der Einzelwohnungen, Grundriss des Baukörpers

### 1.3 Gestalterische Überlegungen zu den Baukörpern

Alle Bauten weisen nur vier Geschosse auf, auf das erlaubte Dachgeschoss wurde aus gestalterischen Überlegungen bewusst verzichtet. Somit entstehen maßvolle und zur städtebaulichen Disposition abgestimmte Baukörper, die durch eine entschieden klare Formensprache trotz differenzierter Tektonik ein angenehmes und wohnliches Ambiente erzeugen. Dies wird verstärkt durch die Materialisierung der Fassaden in Form von naturbelassenem Lärchenholz kombiniert mit farbigen Schiebeläden. Die klare Struktur des Baues ohne Vor- und Rücksprünge ermöglicht dieses Materialkonzept, denn es kann ein gleichmäßiges Verwittern der Holzteile erwartet werden, was entscheidend für die Akzeptanz sein wird. Die farbigen Läden vermeiden auch im fortgeschrittenen Baulter den Eindruck eines verwitterten Schuppens.

### 1.4 Innere Struktur der Baukörper

Die innere Struktur reagiert auf den Wohntypus. Prinzipiell sind die Wohneinheiten gestapelt, es entsteht ein klares statisches System durch übereinanderliegende tragende Querwände. Auf einer massiven Erdgeschossdecke lagern drei Holzgeschosse, wobei die Fassaden auch im Erdgeschoss identisch mit den darüber liegenden Fassaden sind und somit von außen eine homogene Baustruktur erzeugen.

## 2 Zur Tragkonstruktion

### 2.1 Baustoffe

Das Untergeschoss und das Erdgeschoss sind in Stahlbetonbauweise erstellt, wobei wo immer möglich Fertigteile eingesetzt wurden. Oberhalb der Decke über dem Erdgeschoss sind nur die Treppenhäuser und die Lichtschächte in Stahlbeton. Die darüber liegenden Geschosse sind in Holzbauweise konstruiert. Die außenliegenden Erschließungsgänge sind als Stahlkonstruktion vor den Holzbau gestellt und haben Laufplatten aus Betonfertigteilen.

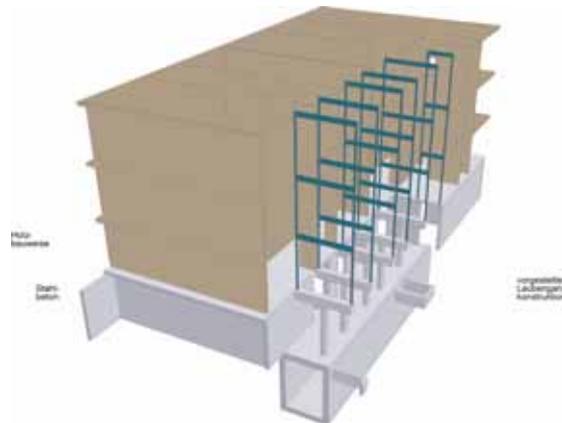


Abb. 2.1: Einsatz der Baustoffe Stahlbeton, Holz und Stahl

### 2.2 Konzept der Tragkonstruktion

Die vertikale Lastabtragung erfolgt im wesentlichen durch die quer zur Gebäudelängsrichtung verlaufenden Wohnungstrenn- und Innenwände. Darauf liegen die Geschossdecken bzw. das Dach aus Brettsperreholzelementen, die in den meisten Fällen als Durchlaufträger ausgeführt worden sind. Die Außenwände an den Längsseiten der Gebäude mit den vielen Öffnungen für Fenster und Türen sind nichttragend. Die Aussteifung der Baukörper in Querrichtung geschieht durch die lastabtragenden Trennwände. Für die Stabilisierung in Längsrichtung wurde jeweils ein Stück Innenwand pro Wohnung als aussteifende Scheibe definiert und konstruktiv entsprechend ausgebildet. Im Vergleich zur Querrichtung sind diese einzelnen Wandscheiben nur relativ kurz. Zur Vermeidung von abhebenden Kräften und deren Verankerung, sind die Längsscheiben mit den Querwänden kontinuierlich verbunden um einen großen Anteil des Eigengewichtes als „Gegengewicht“ zu aktivieren. Die Erschließungsstege sind als selbsttragendes „Stahlgerüst“ vor die Holzbaukörper gestellt und zur Stabilisierung punktuell mit diesen verbunden.

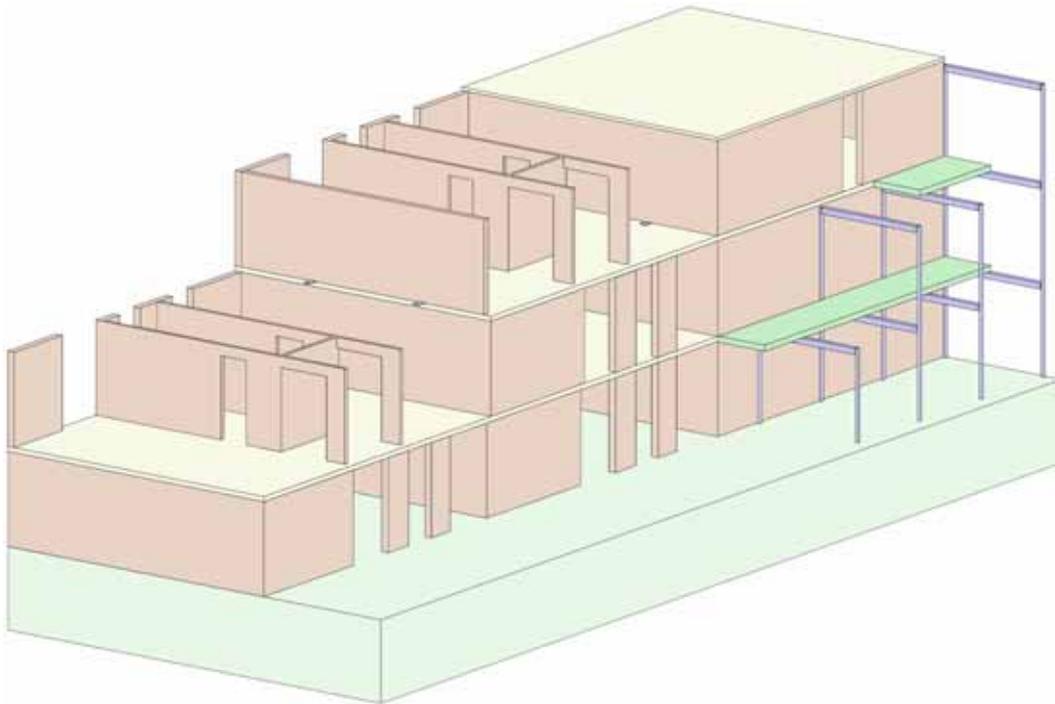


Abb. 2.2: Schematische Darstellung der Tragkonstruktion

### 2.3 Geschossdecken /Dach

Die Deckenelemente haben Spannweiten bis zu 5 m. Zum Einsatz kamen vorwiegend 146 mm dicke und 1,25 m breite BBS-Elemente mit einem fünflagigen Plattenaufbau, die von Wohnungstrennwand zu Wohnungstrennwand über zwei bzw. drei Felder durchlaufen.

Die Einzelteile sind mit einem eingelegten Holzwerkstoffstreifen zu einer Scheibe verbunden. Das Dach ist analog ausgebildet. Die Unterseite der Brettsperrholzelemente ist gleichzeitig die fertige Deckenuntersicht. Die Gewährleistung der erforderlichen Schallschutzmaßnahmen mussten darum durch den Bodenaufbau erfolgen. Er besteht aus dem Belag, einem 6 cm starken Estrich, einer Trittschalldämmung und einer 9 cm dicken Splittschüttung. Am Auflager der Decken auf die Wände sind Zwischenschichten aus Sylomer angeordnet. Die Anforderungen an den Brandwiderstand betragen REI 60 und sind für die Bemessung des Bauteiles aber nicht maßgebend.

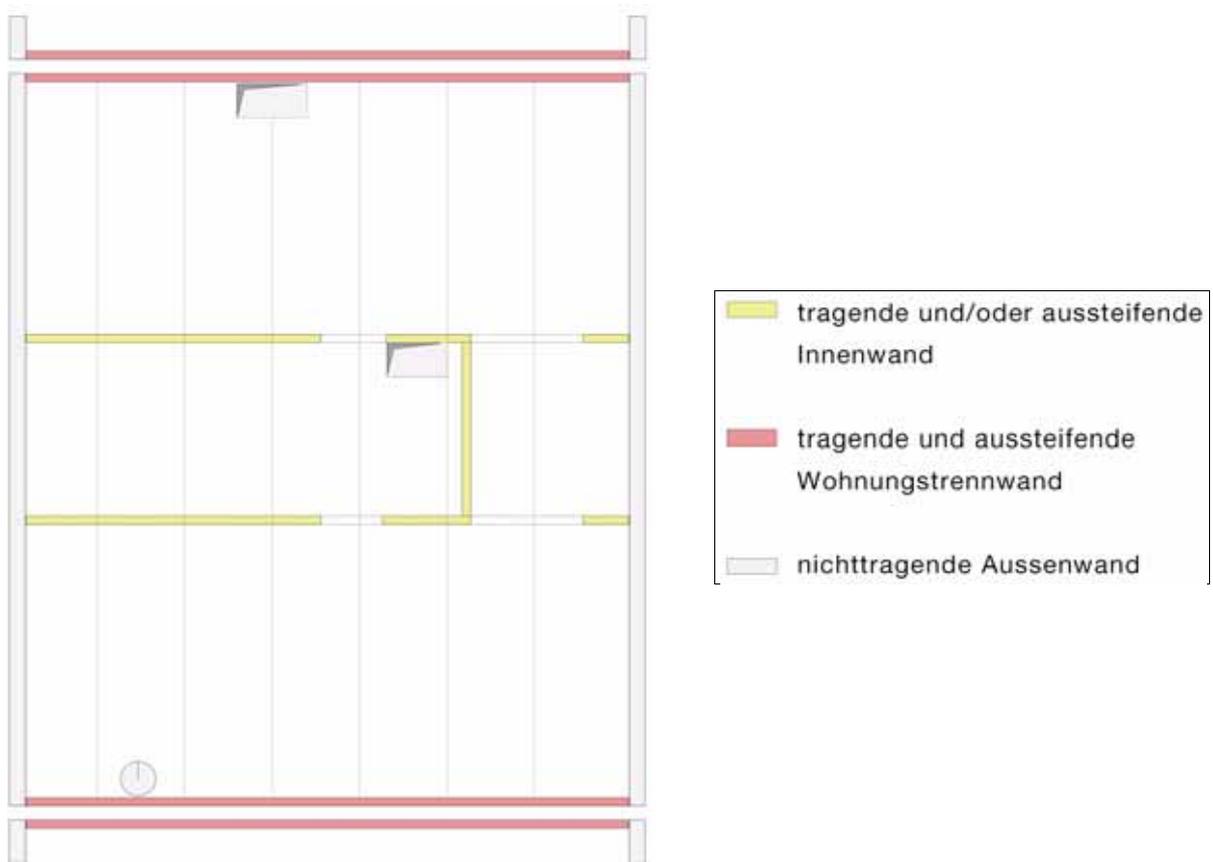


Abb. 2.3: Schematischer Grundriss einer typischen Wohnung mit den tragenden Bauteilen

## 2.4 Wände

Die tragenden Innenwände sind ebenfalls aus Brettsper Holz. Die Wohnungstrennwände sind zweischalig aufgebaut. Die tragende Funktion übernehmen zwei BBS-Elemente mit einer Dicke von jeweils 80 mm. Sie sind getrennt durch eine Mineralwollezwischenlage und raumseitig mit 50 mm Mineralwolle und einer 12,5 mm dicken Gipsfaserplatte verkleidet.

Die Anforderungen an den Brandwiderstand sind REI 60 jeweils an die Einzelwand. Die Trennwände innerhalb der Wohnungen sind einschalig. Der Kern aus 95 mm dickem Brettsper Holz ist beidseitig mit 12,5 mm starken Gipsfaserplatten abgedeckt. Als Brandwiderstand muss R 60 erfüllt werden, wobei von einem verbleibenden Restholzquerschnitt von 65 mm ausgegangen wird. Die Außenwände sind Holzrahmenelemente, deren tragende Struktur aus einem 200 mm starken Ständer und beidseitiger Beplankung mit Gipsfaserplatten besteht. Diese wird innen durch eine Installationsschicht mit Wärmedämmung und Gipsplatte und außen durch Windpapier, Hinterlüftung und der Vertikalschalung aus Lärchenholz ergänzt.

# **N Die Technik des Origami im Holzbau – Faltwerkstrukturen aus BSP-Elementen**

**H. Buri**



Hani Buri

1991

Architekturdiplom EPF-Lausanne

seit 2005

Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für  
Holzkonstruktionen IBOIS, EPF-Lausanne

## **1 Zusammenfassung**

Ziel der Arbeit ist die Herstellung von Faltwerken aus Holzwerkstoffplatten. Eine beliebige Anordnung der Platten im Raum soll durch geeignete Verbindungen ermöglicht werden. Origami, die Kunst des Papierfaltens, ist die Inspirationsquelle dieser Strukturen. Die Faltung verleiht dem Papier Steifigkeit und ermöglicht die Entwicklung neuer räumlicher Gebilde. Diese im Grunde sehr einfache Technik führt zu einer erstaunlichen Formenvielfalt und Komplexität und die gestalterischen Möglichkeiten scheinen unbegrenzt. Auch die Natur bedient sich des Prinzips des Faltens um leichte Strukturen zu bilden: die Entfaltung von Pflanzenblättern und Insektenflügeln erzeugt große, stabile Flächen mit minimalem Materialaufwand. Einfachheit, Materialhomogenität, Biegsamkeit und Formenvielfalt sowie ökonomischer Materialaufwand sind die Charaktermerkmale von Origami. Mittels einfacher Prinzipien können komplexe Geometrien erzeugt werden. Diese Arbeit will die genannten Eigenschaften auf die Konstruktion mit Holzwerkstoffen übertragen. Großformatige Holzplatten und computergesteuerte Abbundanlagen ermöglichen den Bau von Faltwerken mit anspruchsvollen Formen. In interdisziplinärer Zusammenarbeit von Architekten, Informatikern und Ingenieuren entwickelt die Studie neue Strukturen, Modelle zu deren geometrischen Beschreibung, konstruktive Verbindungen und Berechnungsmodelle.

Dieses Projekt wird durch Holz 21, ein Förderprogramm des Bundesamts für Umwelt BAFU unterstützt.

## **2 Arbeitsmethode**

### **2.1 Formen**

Falten von Papier verbindet auf einfache und direkte Weise intuitive Wahrnehmung mit Verständnis von Geometrie und Festigkeit. Gefalzt erhält das Papier eine neue Gestalt und Steifigkeit. Falten erfordert sowohl handwerkliches Geschick als auch geometrisches Vorstellungsvermögen. Das zweidimensionale Blatt wird durch präzises Unterteilen zur räumlichen Struktur. Die gefaltete Form ist jedoch nicht starr und kann sich je nach Öffnungswinkel der Faltungen stark verändern. Auch geometrische Variationen innerhalb eines Faltmusters beeinflussen die gefaltete Form. Die Gestalt der Faltung lässt sich durch Modifikation einzelner Parameter des Grundmusters stark verändern.

Im spielerischen Umgang mit den genannten Prinzipien sollen die Möglichkeiten der Formgestaltung durch das Falten ausgelotet werden. Dies basiert auf einem intuitiven Ansatz, der auf unmittelbarer Erfahrung aufbaut. Zwischen Papier, Hand und Auge findet ein direkter Dialog statt: Ertasten, Ausprobieren, Beobachten, Variieren, Verändern. Eine erste Phase erfasst das Falten und gefaltete Formen empirisch, lässt aber die praktische Anwendbarkeit vorerst außer Acht.

### **2.2 Einordnen und Auswählen**

Die Analyse der Faltungen nach geometrischen Grundmustern ist das Ziel der zweiten Phase. Zwei bis drei Faltmuster stehen zur Wahl, um sie genauer zu untersuchen und weiter zu entwickeln. Die Auswahl ist subjektiv; die persönliche Faszination für einige der Muster ist ein wichtiges Auswahlkriterium. Entscheidend ist zudem, ob sich das Faltwerk mit plattenförmigen Holzwerkstoffen ausführen lässt.

## 2.3 Geometrie

Ein wichtiger Schritt der Studie ist es, die räumliche Geometrie der ausgewählten Faltwerktypen zu erfassen. Zunächst bilden wir einfache Faltwerke in einem 3D CAD-Programm ab und überprüfen die Richtigkeit der Darstellung im Modell. Das Verständnis der Geometrie eines Grundmusters wird gemeinsam mit einem Mathematiker erarbeitet und soll zu einem dynamischen Modell führen. Damit lässt sich die Form direkt über die Steuerung der Einflussgrößen am Rechner generieren und verändern.

## 2.4 Prototypen

Einige ausgewählte Faltwerke werden als Prototypen realisiert, getestet und auf Machbarkeit überprüft. Dabei kommen Fragen auf, die eine enge Zusammenarbeit mit einem Bauingenieur erfordern.

- Wie lässt sich die Materialstärke auf die aus zweidimensionalen Flächen bestehende Geometrie übertragen?
- Welches sind Form und Art der Verbindungen zwischen den Platten?
- Wie lassen sich die Faltwerke einfach und rationell montieren?
- Wie lassen sich die Faltwerke statisch berechnen und modellieren?
- Wie verhält sich das Faltwerk unter Belastung und wie verhält sich die reale Belastung im Vergleich zur Berechnung?

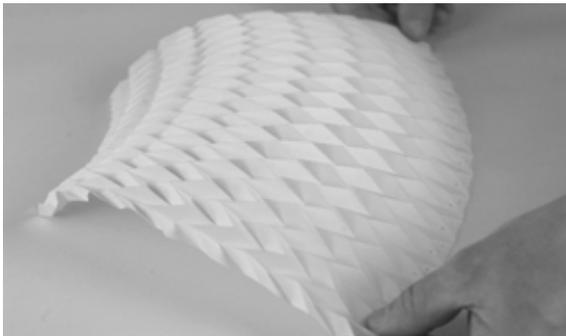


Abb. 2.1: Formen

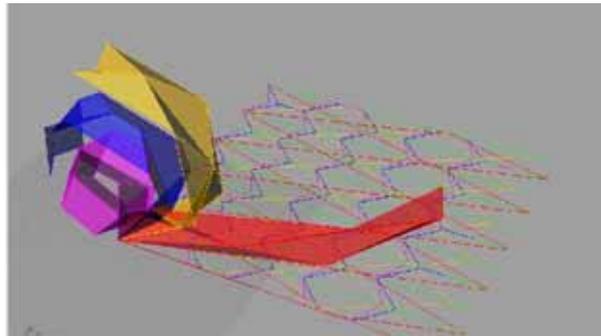


Abb. 2.2: Geometrie



Abb. 2.3: Prototyp

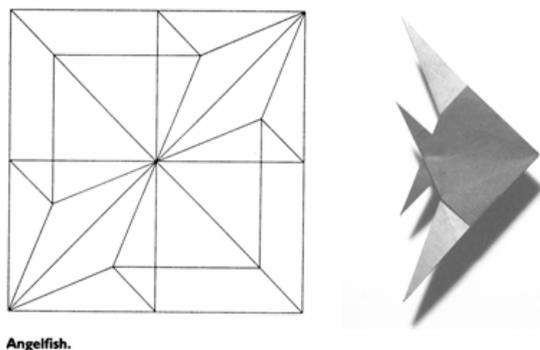
### 3 Origami

Origami ist heute ein sehr weit reichendes Gebiet mit einer Vielzahl von Falstechniken und einer schier unbegrenzten Anzahl von Faltmustern. Grundsätzlich sind drei Gattungen von Origami zu unterscheiden, nämlich klassisches, modulares und Mosaik-Origami.

Das *klassische Origami* beschäftigt sich hauptsächlich mit figürlichen Darstellungen von Tieren, Menschen, Pflanzen und Objekten. Die Figuren sind oft stark vereinfacht und fast immer zweidimensional. Ausgehend von einem quadratischen Blatt Papier werden sie ohne Schere und Leim allein durch Falten erzeugt. Es existiert eine Auswahl von Grundmustern, auf denen die verschiedenen Figuren aufbauen [2]. Die Kunstfertigkeit liegt darin, mit wenigen Faltungen eine vereinfachte und suggestive Form zu skizzieren.

*Modulares Origami* beschäftigt sich im Gegensatz zum figürlichen Origami ausschließlich mit geometrischen Körpern; mit Polyedern, räumlichen Gitterstrukturen oder Darstellungen von Molekülen. Die geometrischen Figuren setzen sich aus einzelnen «Bausteinen», durch ineinander stecken oder leimen, zusammen.

*Mosaik Origami* ist ebenfalls rein geometrisch. Ausgangspunkt sind zweidimensionale, geometrische Muster, so genannte Parkettierungen, welche auf das Papier aufgezeichnet sind und gefaltet werden. Das Muster verändert sich durch diese Faltungen. Einige Parkettierungen bleiben auch nach dem Falten zweidimensional, andere werden räumlich und verleihen dem Papierblatt Stabilität und erhöhte Festigkeit. Die Formenvielfalt ist sehr groß, doch sind einige der Grundmuster in ihrer räumlichen Entfaltung besonders interessant



Angelfish.

Abb. 3.1: *Klassisches Origami, Faltmuster und Figur* [2]

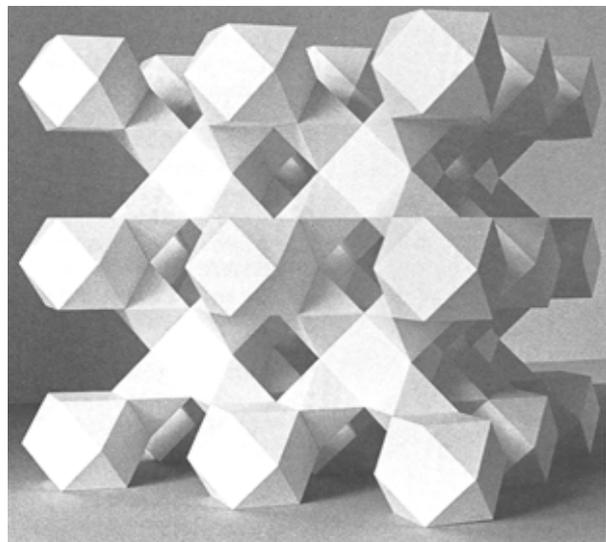


Abb. 3.2: *Modulares Origami* [9]

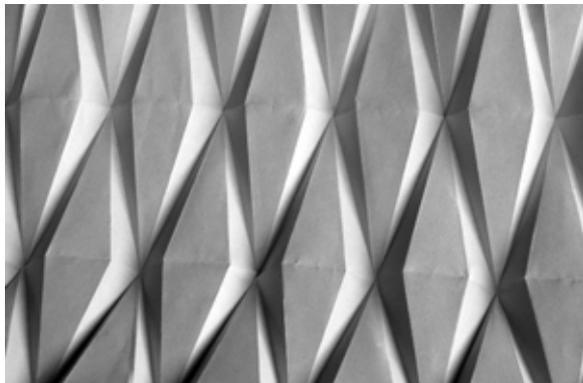


Abb. 3.3: Mosaik Origami

## 4 Faltwerke aus Holzwerkstoffplatten

Für den Entwurf von Faltwerken aus Holzwerkstoffplatten sind nur Faltmuster interessant, welche eine räumliche und eine tragende Wirkung aufweisen. In der vorliegenden Arbeit konzentrieren wir uns deshalb auf Faltmuster aus modularen Origami und vor allem auf Mosaik-Origami. Viele dieser Faltungen haben wir intuitiv durch Ausprobieren gefunden und später festgestellt, dass sie bereits in ähnlicher Form existieren. Insbesondere im Vorkurs am Bauhaus (Josef Albers) [1] wurden räumlich und formal interessante Faltwerke aus Papier entwickelt.

Die ausgewählten Faltmuster werden analysiert und beschrieben. Die Akkordeonfaltung und die Umkehrfaltung bilden das Grundvokabular, auf dem die anderen Faltungen aufbauen. Die Rautenfaltung, die Fischgrätfaltung und die Diagonalfaltung sind drei Faltmuster, die uns besonders interessant und für Faltwerke aus Holzwerkstoffplatten geeignet erscheinen.

### 4.1 Akkordeonfaltung

Die einfachste räumliche Faltung ist die Akkordeonfaltung. Sie wird oft zur Illustration der Effizienz der Tragwirkung von Faltwerken herangezogen [5] und besteht aus einer Reihe von parallelen Berg- und Talfalten. Bereits diese einfache Faltung lässt sich durch Variieren des Grundmusters in ihrer Gestalt verändern; so etwa durch zickzack förmige, zwischen die parallelen Bergfalten gelegte Talfalten. Damit bilden sich alternierende Wellenmuster. Weitere Veränderungen lassen sich durch radiales Falten erreichen, was zu einer fächerförmigen Faltung führt.

### 4.2 Umkehrfaltung

Die Umkehrfaltung ist eine der Grundtechniken im Origami Engel P, *Folding the Universe: Origami from Angelfish to Zen*, Vintage Books, New York, 1989. Eine einfache, gerade Faltung kann derart die Richtung wechseln. Ausgehend von der Akkordeonfaltung wird ein Papierstreifen durch eine Mittelfalte in Längsrichtung halbiert und in einem beliebigen spitzen Winkel quer zur Längsachse gefaltet. Geöffnet zeigen sich zwei schräge Seitenschenkel, welche die Mittelfalte an ihrem Scheitelpunkt zweiteilen. Die Mittelfalte wird nun so gefaltet, dass die eine Hälfte eine Bergfalte und die andere Hälfte eine Talfalte bildet. Die Faltrichtung der Mittelfalte dreht sich am Scheitelpunkt der

Schenkel um und diese werden dabei zu Bergfalten. Der Papierstreifen bildet nun V-förmig ineinander geschobene Berg- und Talfalten.

Zwei interessante Faltmuster basieren auf dieser Umkehrfaltung: Die Rautenfaltung und die Fischgrätenfaltung.

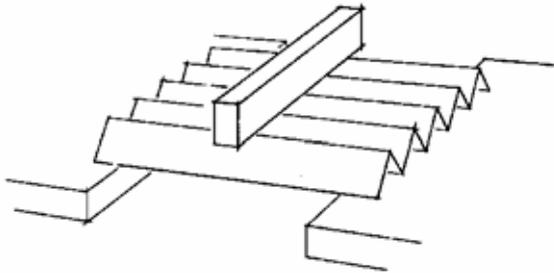


Abb. 4.1: Akkordeonfaltung [5]

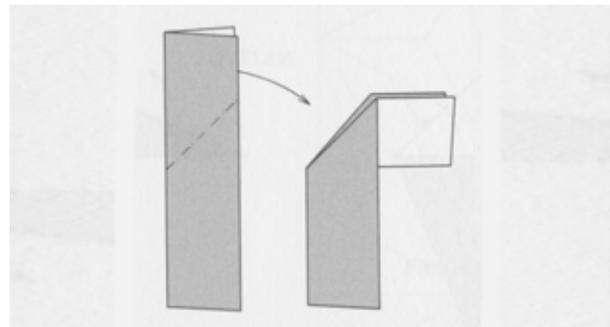


Abb. 4.2: Umkehrfalte: Knicken der Mittelfalte [2]

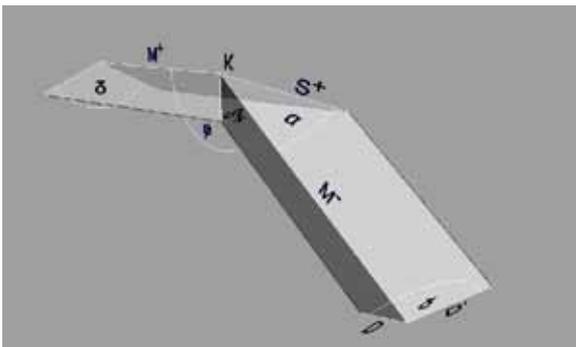


Abb. 4.3: Umkehrfalte

### 4.3 Rautenfaltung

Grundlage dieses Faltmusters ist die in der Diagonale gefaltete Raute. In einem gleichmäßigen Rautenmuster bilden die Diagonalen parallele Linien. Faltet man diese zu Talfalten und die Seiten der Rauten zu Bergfalten so erhält das Blatt eine regelmäßige zylindrische Krümmung. Die Rautenfaltung lässt sich aus der Umkehrfalte ableiten. Wird eine Umkehrfalte an der Basis der beiden Seitenschenkel gespiegelt, entsteht eine Rautenfalte.

Die Biegung der Faltung hängt von der Geometrie der Rauten ab: Je spitzer die Rauten desto schwächer ist die Krümmung des gefalteten Papierstreifens. Gleichförmige Rauten erzeugen eine Annäherung an ein Kreissegment. Sind die Rauten zu unterschiedlich großen Drachenvierecken verzogen, ändert sich der Kurvenradius, was Annäherungen an eine beliebige stetige Kurve möglich macht. Werden die Papierstreifen aneinandergereiht entsteht eine einfach gekrümmte Schale, welche im Querschnitt verschiedene Formen annimmt: Kreissegment, Katenoide, Zykloide, usw..

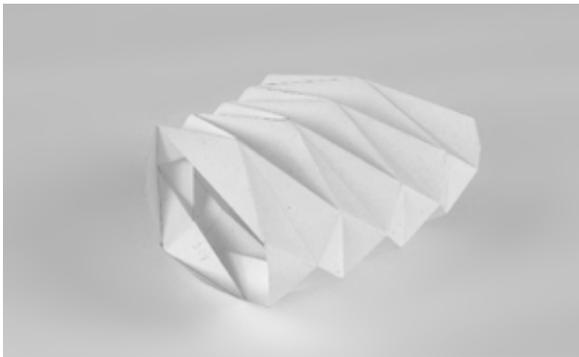
Die Rautenfaltung besteht nur aus dreieckigen und damit ebenen Flächen. Dies ist ein großer Vorteil in Bezug auf die Konstruktion mit Holzwerkstoffplatten. Das Rautenmuster scheint nicht allein aufgrund der großen Formenvielfalt und Flexibilität interessant, sondern auch aus Sicht der Statik [6].



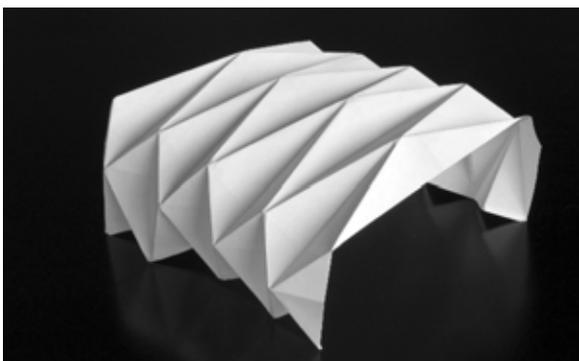
*Abb. 4.4: Regelmäßige Rautenfaltung, verzogen*



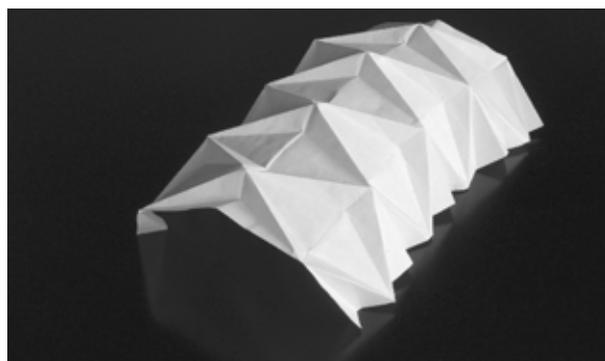
*Abb. 4.6: Unregelmäßige Rautenfaltung*



*Abb. 4.5: Radiale Rautenfaltung*



*Abb. 4.7: Regelmäßige Rautenfaltung*



*Abb. 4.8: Regelmäßige Rautenfaltung, gerippt*

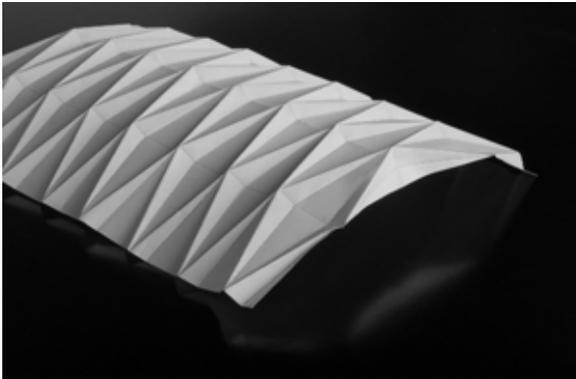


Abb. 4.9: *Regelmäßige Rautenfaltung, gerippt*    Abb. 4.10: *Unregelmäßiges Rautenfaltwerk*

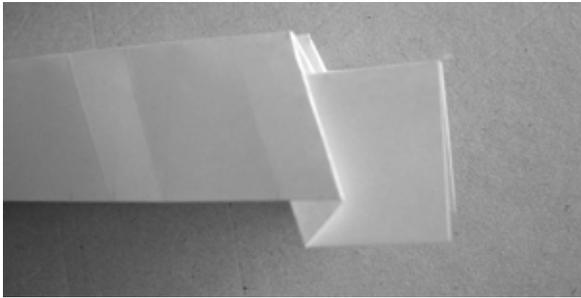
#### 4.4 Fischgrätmuster

Auch dieses Muster geht von der Umkehrfaltung aus, diesmal nicht gespiegelt sondern versetzt kopiert, wobei die Mittelfalte parallel zur ursprünglichen Richtung zurück geknickt wird. Sie beschreibt so eine zweifach geknickte Zickzacklinie. Das erste und das dritte Segment der Mittelfalte liegen parallel und schräg verschoben (Bergfalten). Das mittlere Segment (Talfalte) verbindet die beiden äußeren Segmente. Entsprechend zur Mittelfalte wechseln die Schenkel der zweiten Umkehrfalte ihre Faltrichtung von der Berg- zur Talfalte. In der Wiederholung ergibt sich in der Aufsicht ein Fischgrätenmuster aus zwei Reihen gespiegelter Trapeze. In der seitlichen Ansicht entsteht ein schräges Treppennmuster. Seitlich aneinandergereiht entsteht eine Faltung mit zickzackförmiger Riffelung. Da diese Faltung sowohl in der Längsrichtung als auch in der Querrichtung zickzackförmig ist, zieht sie sich beim Schließen der Falten in beide Richtungen zusammen und wird dadurch sehr kompakt.

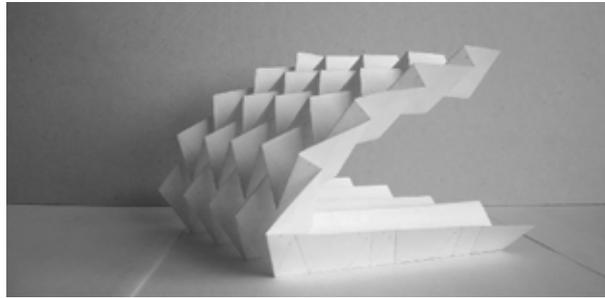
Das Fischgrätenmuster wird auch Muira-Ori genannt [4], nach dem japanischen Forscher Muira, der diese Faltung erstmals wissenschaftlich beschrieben hat. Ihn interessierte vor allem, dass sich die Faltung aus einem sehr kompakten Zustand in eine große Fläche verwandeln kann. Er entwickelte ausklappbare Sonnensegel für Satelliten die auf diesem Prinzip beruhen. Muira faltete auf diese Weise auch Landkarten, die sich in einer Bewegung ganz auseinander ziehen lassen. Auch die Blätter der Buche entfalten sich nach dem selben Prinzip aus der kompakten Knospe zur Fläche [7].

#### 4.5 Diagonalfaltung

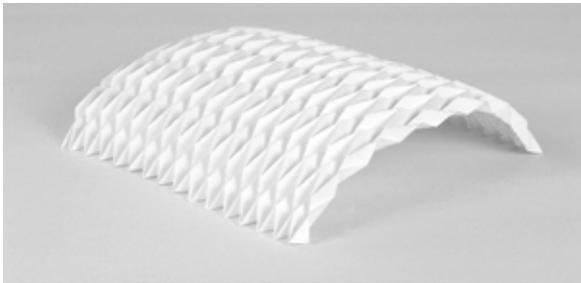
Basis dieser Faltung ist ein in der Diagonale gefaltetes Rechteck, Parallelogramm oder Trapez. Dabei werden die Aussenkanten aus einer parallelen Position diagonal nach oben gedreht. Mehrere derart gefaltete Rechtecke aneinandergelagert verwinden sich schraubenförmig [3][9]. Diese Faltung ist deshalb interessant, weil sich auf einfache Art doppelt gekrümmte Flächen ergeben. Weitere Studien sollen zeigen wie sich die Diagonalfaltung architektonisch und konstruktiv nutzen lässt.



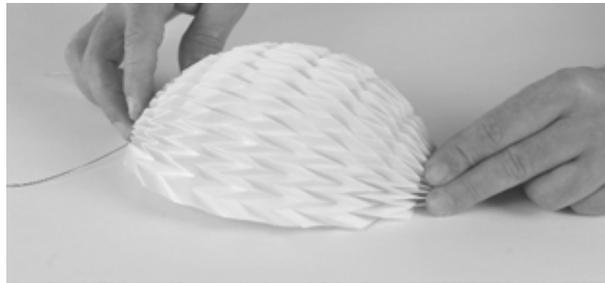
*Abb. 4.11: Doppelte Umkehrfaltung mit paralleler Mittelfalte*



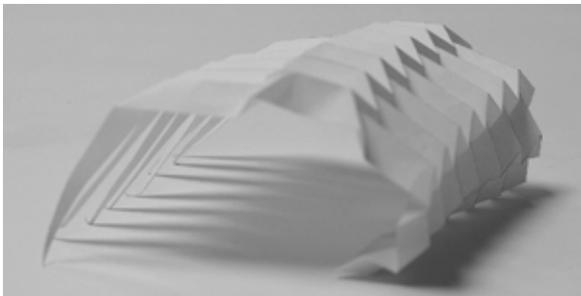
*Abb. 4.12: Fischgrätenfaltung, leicht gebogen*



*Abb. 4.13: Einfach gekrümmte Fischgrätenfaltung*



*Abb. 4.14: Halbkugelförmige Fischgrätenfaltung durch Verziehen der Ränder*



*Abb. 4.15: Unregelmäßige Biegung*



*Abb. 4.16: Kreisförmige Fischgrätenfaltung, Rapid prototyping Modell*



*Abb. 4.17: Radiale Fischgrätenfaltung mit Dreiecksegmenten*



*Abb. 4.18: Diagonalfaltung*

## 5 Prototyp

Der Bau eines ersten Prototyps verfolgte drei Ziele. Erstens war die Geometrie einer Faltung mittels eines Zeichenprogramms darzustellen und deren Richtigkeit anhand eines Modells zu überprüfen. Zweitens war die Verformung des Prototypen unter Belastung mit Modellierungen aus verschiedenen Finite-Elemente-Programmen zu vergleichen. Drittens sollten erste Erfahrungen mit einer Verbindungstechnik und der Montage der Elemente gesammelt werden.

### 5.1 Konstruktion

Die als Prototyp gewählte Faltstruktur basiert auf einem Fischgrätenmuster und hat eine regelmäßige Krümmung. Die Paneele sind auf einer Kreissäge zugeschnitten, die Form muss möglichst einfach sein: ein Trapez und dessen Spiegelung. Die Trapeze sind 130 cm lang und 28 cm breit, wobei die parallelen Seiten 96 respektive 53 cm lang sind. Die Schenkelwinkel betragen  $20^\circ$  und  $40^\circ$ . Die Spannweite des Faltwerks beträgt 6,7 m, dies bei einer lichten Weite von 2,6 m und einer Breite von 2,8 m. Die Konstruktion besteht aus sechs parallelen, gefalteten Bögen mit insgesamt 144 Trapezen. Als Material wird 21 mm starkes Fichtensperrholz gewählt.

Die Trapeze lassen sich in wenigen Schnitten ohne Restabschnitte zuschneiden. Ein Gehrungsschnitt erzeugt automatisch das jeweils gespiegelte Gegenstück. Zwei symmetrische Trapeze fügen sich entlang der parallelen Seiten zu einem V-förmigen Teil zusammen. Diese Verbindung ergibt an der langen Seite verbunden ein spitzes Teil mit einem stumpfen Schwalbenschwanz, an der kurzen Seite verbunden wird die Spitze stumpf und der Schwalbenschwanz ist tief eingeschnitten. Zwölf dieser Basisteile lassen sich so ineinander stecken, dass sie einen Bogen formen. Unsicherheitsfaktoren beim Bau des Faltwerks waren die Genauigkeit des Zuschnitts und der Montage. Doch die Elemente sind präzise genug und zudem verhältnismäßig weich, so dass die Montage ohne Probleme möglich ist.

Die Paneele sind in versetzter Anordnung alle 50 mm mit 5,0/80 mm Schrauben (Assy Zebra, Würth) verschraubt. Eine solche Verbindung ist nicht normgerecht, schien aber für diesen Versuch geeignet, da dank der selbstbohrenden Spitze keine Risse zwischen den Hohlschichten entstehen und die Montage sehr einfach ist. Vier Vorversuche zeigten die relative Steifigkeit einer solchen Verbindung.



Abb. 5.1: Das Grundelement



Abb. 5.2: V-förmiges Element



Abb. 5.3: Zusammensetzen zweier V-Elemente

## 5.2 Berechnungen

Parallel zum Bau des Faltwerks wurde die Struktur auf drei verschiedenen Finite-Elemente-Programmen berechnet (SAP, RFEM, ANSYS) [8]. Beim Vergleich der Berechnungen dieser verschiedenen Programme zeigen sich sehr unterschiedliche Resultate. Die Modellierung der Rotationsfreiheit der Verbindungen beeinflusst die Resultate erheblich. Bleiben die Rotationsbewegungen zwischen den Platten blockiert, berechnen SAP und RFEM ähnliche Verformungen. Sind Rotationen erlaubt, weichen die Resultate stark voneinander ab. Für die geplanten Faltwerke können wir aber nicht von einer steifen Verbindung ausgehen und eine gewisse Rotationsfreiheit muss in die Berechnung einfließen. Nicht alle Programme erlauben eine Rotationsfreiheit um die Achse der Verbindung.

Auch der Vergleich der Berechnungen mit den realen Verformungen der Faltstruktur im Versuch zeigt große Unterschiede. Selbst wenn die experimentell ermittelte Steifigkeit der Verbindung berücksichtigt bleibt, sind die Verformungen des gebauten Faltwerks wesentlich größer als die Berechneten. Ziel weiterer Untersuchungen ist nun die Berechnung von Faltstrukturen mit Finiten Elementen besser zu verstehen und sie den speziellen geometrischen Bedingungen anzupassen.

## 5.3 Belastungstest

Eine erste Testserie maß die Verformungen der Faltstruktur bei drei verschiedenen Lastfällen, um sie mit den berechneten Verformungen zu vergleichen. Die Verformungen des Prototyps sind größer als die Berechneten. Ein Bruchtest mit einer symmetrischen Belastung in zwei Punkten zeigt, dass die Faltstruktur eine maximale Last von 27 kN trägt. Höhere Lasten lassen die Verbindungen aufreißen. Der Schwachpunkt dieser Verbindung ist der ungenügende Randabstand der Schraube zur Faltkante. Die Entwicklung einer effizienten Verbindung, welche gleichzeitig eine einfache Montage erlaubt, ist Ziel weiterer Arbeiten.

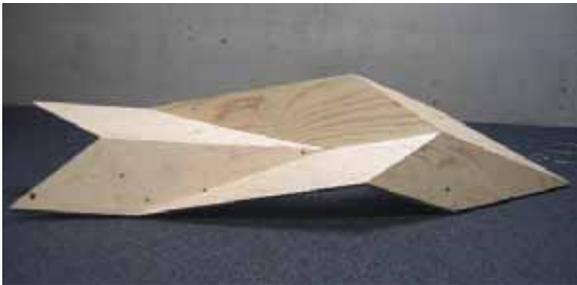


Abb. 5.4: Prototyp: Drei Basiselemente



Abb. 5.5: Prototyp: Montage



Abb. 5.6: Prototyp: Versuchsanordnung



Abb. 5.7: Prototyp: Aufreißen der Verbindung

## 6 Fazit

Mit den bisherigen Untersuchungen sind drei Faltmuster identifiziert, welche vielversprechende Formen erzeugen und grundsätzlich für den Bau von Faltsystemen mit Holzwerkstoffplatten geeignet sind. Weitere Analysen sollen das Verständnis dieser Geometrien vertiefen, damit sie in einem CAD Programm generiert und parametrisch gesteuert werden können.

Der konstruierte Prototyp zeigt, dass auf den entwickelten Geometrien beruhende Faltsysteme realisierbar sind und interessante Festigkeitswerte aufweisen.

Weitere Forschungsschwerpunkte bilden die Entwicklung geeigneter Verbindungen und die Berechnung mit Finite-Elemente-Modellen.

Komplexe Faltsysteme mit Holzwerkstoffplatten sind machbar und für Architekten sowie für Tragwerksplaner gleichermaßen attraktiv.

## 7 Literatur

- [1] Albers J., Concernig fundamental design, in Bauhaus 1919-1928 / ed. by Bayer H, Gropius W, Gropius I., Boston: Branford, 1952, pp 114-121.
- [2] Engel P., Folding the Universe: Origami from Angelfish to Zen, Vintage Books, New York, 1989.
- [3] Hunt G.W., Airo I, Twist buckling and the foldable cylinder: an exercise in origami, International Journal of Non-Linear Mechanics, 2005, vol 40, pp 833-843.
- [4] Muira K., Proposition of Pseudo-Cylindrical concave polyhedral shells, Iass symposium of folded plate and prismatic structures, 1970.
- [5] Siegel, C., Strukturformen der modernen Architektur, Calwey, München, 1960.
- [6] Stewart, I., Origami tessellations, Scientific American 1999, fev, v 280, pp100-101.
- [7] Vincent J.F.V., Deployable structures in nature: potential for biomimicking, Proceedings of the institution of mechanical engineers part c-journal, 2000, v 214, pp 1-10.
- [8] Wienand Y., Natterer J., Pirazzi C. Analyse comparative d'une structure Origami, IBOIS EPFL, Mai 2006.
- [9] Zeier F., Papier, Versuche zwischen Geometrie und Spiel, Haupt, Bern 1993.



# O shell\_housing – Potenziale der Holz-Massivbauweise

P. Zinganel, W. Pöschl, E. Kaltenegger, R. Schafner, A. Stingl, W. Enge



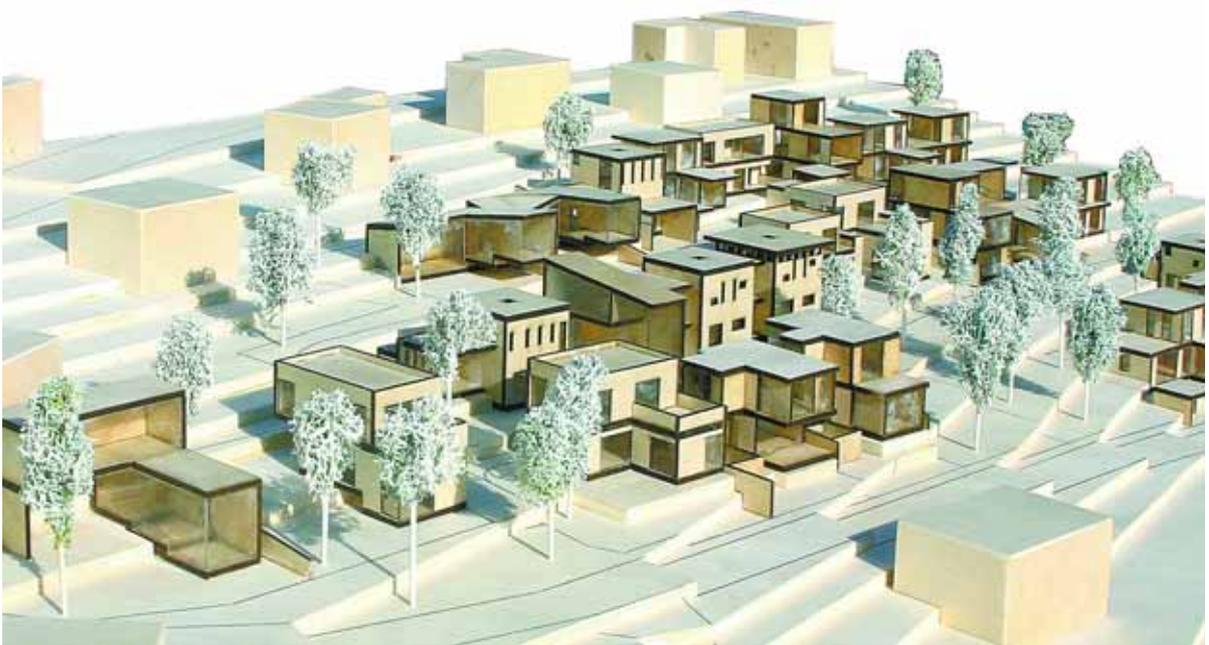
E. Kaltenegger

W. Pöschl

R. Schafner

A. Stingl & W. Enge

P. Zinganel



### **Johann Seiting** Landesrat

Mit der neuen ökologischen Wohnbauförderung kommt es nun mittelfristig zu einer Senkung der Miet- und Energiekosten bei gleichzeitiger Steigerung der Wohnqualität.

Einer der Schwerpunkte der neuen ökologisch ausgerichteten Wohnbauförderung ist der vermehrte Einsatz von nachhaltigen Baustoffen, wie vor allem die großen steirischen Holzreserven.

Mit unserem steirischen Weg der Wohnbauförderung zeigen wir, dass sich Miet- und Betriebskostensenkungen, nachhaltiges Bauen, umweltfreundliche Energieversorgung und moderne Architektur keineswegs ausschließen.

### **Gerhard Schickhofer**

GF und wissenschaftlicher Leiter der holz.bau forschungs gmbh

Das ‚massive‘ Bauen hat in Mitteleuropa Tradition und fand seine Ausprägung im Wohnbau insbesondere in Form der Ziegel- und Stahlbeton-Massivbauweise. Vereinzelt Block- und Brettstapelbauten konnten nicht darüber hinwegtäuschen, dass die vorhandenen Vorteile der Massivbauweise dem Baustoff Holz auf breiter Basis verschlossen waren.

Mit dem großformatigen und massiven flächenhaften Produkt ‚Brettsperrholz‘ können wir heute von der so genannten Holz-Massivbauweise sprechen. Neben den bekannten Eigenschaften einer Massivbauweise wie z. B. schalldämmend, speicherwirksam und flächenförmig lasttragend kann die Holz-Massivbauweise mit weiteren Merkmalen wie z.B. nachhaltig (CO<sub>2</sub>-Thematik) sowie leicht und daher wirtschaftlich in Transport und Montage aufwarten.

Unterzieht man die unterschiedlichen Bauweisen einer gesamtheitlichen Betrachtung (Stichwort Energiebilanzierung oder Lebenszyklus), ist der Holz-Massivbauweise eine vielversprechende Zukunft garantiert.

Die Forschungsarbeiten zum Thema Brettsperrholz haben an der TU Graz eine lange Tradition. So war die Holzbauforschung in Graz in diesem Bereich von Beginn an dabei und es konnte, unterstützt durch die Grazer Forschungsarbeiten und die darauf folgenden Entwicklungsarbeit, das Produkt KLH aus der Taufe gehoben werden.

Mittlerweile haben weitere Hersteller die Potenziale des Produktes BSP erkannt, wodurch diese Bauweise auf immer breiterer Basis seitens der Industrie zur Verfügung steht. Beispielsweise wurden erst kürzlich zwei Verfahren für deutsche bauaufsichtliche Zulassungen durch die holz.bau

Im Rahmen der neuen Wohnbauförderung wird neben der Ökologie auch ein großes Augenmerk in Richtung zeitgemäße Architektur gelegt.

Als ersten Beitrag in diese Richtung sehe ich das Projekt shell\_housing. Hier wurde neben den ökologischen Vorgaben und dem Einsatz des Baustoffes Holz von mehreren Architektenteams eine Vielzahl von wunderbaren Vorschlägen für das zukünftige ökologische, moderne Einfamilienhaus aus Holz vorgestellt.

Auf Grund der positiven Erfahrungen bin ich gerne bereit bei der Realisierung dieses und folgender ähnlicher Projekte weiterhin meine Unterstützung zuzusagen und in Zukunft der Architektur in allen Bereichen der Wohnbauförderung einen neuen hohen Stellenwert zu sichern.

forschungs gmbh und die TU Graz in Kooperation mit der Universität Karlsruhe für Industriepartner abgewickelt.

Seit einigen Jahren wird die Holz-Massivbauweise in der sogenannten denk.werk.statt.bsp in Form von 4 Modulen bearbeitet und weiterentwickelt:

- Modul 1 Mechanische und baustatische Aspekte der Einzelelemente
- Modul 2 Fügung zur Zelle
- Modul 3 Richtlinien und Bauteilkatalog
- Modul 4 Modellentwicklung und Architektur

Mit dem vorliegenden Projekt ‚shell\_housing‘ konnte eine wesentliche Aktivität im Rahmen des genannten Modul 4 aufgezeigt werden, um die Möglichkeiten der Holz-Massivbauweise darzulegen.

Vortrags- und Publikationstätigkeiten in den vergangenen 15 Jahren im Bereich der Holz-Massivbauweise haben sich als wesentlicher Input in die heutige F&E-Szene erwiesen. Mittlerweise ist die Holz-Massivbauweise und diesbezügliche weiterführende Forschungsthemen im Begriff, ausgehend von Mitteleuropa, in Japan, den USA und Kanada Fuß zu fassen. Bereits durchgeführte Erdbebenuntersuchungen in Italien und Japan zeigten klar die Vorteile der Holz-Massivbauweise auf und eröffnen dieser Bauweise somit auch in erdbebengefährdeten Regionen weitere Umsetzungsmöglichkeiten.

Aufgrund der genannten Entwicklungen kann also mit Recht davon ausgegangen werden, dass sich in den kommenden Jahren die so genannte Holz-Massivbauweise mit Brettsperrholz weiterhin etablieren und zu einer nicht nur in Europa eingesetzten Bauweise mit stark wachsenden Anteilen entwickeln wird.

---

## Hintergrund

Die wissenschaftliche Erforschung der relativ jungen Holz-Massivbauweise (Baustoff Brettsperrholz) ist ein laufender Schwerpunkt und eine Kernkompetenz der holz.bau forschungs gmbh. Unter dem Titel P01 shell\_structures wurden von der holz.bau forschungs gmbh bereits in mehreren, modular aufgebauten Forschungsprojekten Modelle zur Berechnung von Holz-Massivbaukonstruktionen entwickelt. Auch die Gewinnung und wissenschaftliche Sicherung von bauphysikalischen Erkenntnissen in Zusammenhang mit der Holz-Massivbauweise sind im Gange. Shell\_housing soll das Modul Architektur im Rahmen des Gesamtforschungsprojektes P01 shell\_structures besetzen. Es stellt die Verbindung zur Öffentlichkeit her. Letztendlich erreicht eine Bauweise die Konsumenten immer nur durch ihre Anwendung in der Architektur. Gebaute Beispiele hoher architektonischer Qualität auf der Grundlage fundierter technischer Standards bestimmen wesentlich den positiven Stellenwert und die Akzeptanz einer Bauweise.

## Ziel

Projektziel von shell\_housing ist die Auslotung der architektonischen Potenziale der Holz-Massivbauweise am Beispiel einer Mustersiedlung, die unter definierten Rahmenbedingungen geplant und veröffentlicht werden soll. In einem weiteren Schritt soll die Mustersiedlung gebaut und bewohnt werden. Durch die beispielhafte Erarbeitung von shell\_housing wird das spezifische Know-how, das erforderlich ist um die Vorteile der Holz-Massivbauweise zu nutzen, verbreitert und verbreitet.

## Vorbilder

Werkbundsiedlungen (ca. 1930) – Durch die Initiative des Wiener Werkbundes entstand 1932 in Wien nach dem Vorbild der 1927 in Stuttgart errichteten Weissenhofsiedlung die Wiener Werkbundsiedlung in Hietzing. Anlässlich der Wiener Werkbundausstellung 1932 wurden 32 namhafte Architekten eingeladen 70 Siedlungshäuser zu planen und zu bauen.

Als Mustersiedlung standen sie im Rahmen der Bauausstellung 2 Monate lang der Öffentlichkeit zur Besichtigung offen, um Wirtschaftlichkeit und Funktionalität verbunden mit anspruchsvoller

Architektur auf kleinstem Raum beispielhaft zu zeigen. Zwischen 1927 und 1932 entstanden in Mitteleuropa insgesamt 5 Werkbundsiedlungen. Es wurde versucht, Grundfragen des Wohnens im Kontext ihrer Zeit in Verbindung mit einer Verbesserung der gewerblichen Qualität und innovativem Umgang mit Materialien zu beantworten.

Mustersiedlung Mauerbach, 2004 – Zur Zeit wird in Wien eine Mustersiedlung realisiert und vermarktet (<http://www.9ist12.at>), die den verdichteten Wohnbau an der Peripherie mit dem Baustoff Beton zum Thema hat.

## Leitideen

*Forschung und Praxis* – In Zusammenarbeit mit der holz.bau forschungs gmbh und dem Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz sollen ausgewählte Architekten, Bauingenieure und Bauphysiker am Beispiel einer Mustersiedlung innovative Einsatzmöglichkeiten der Holz-Massivbauweise erarbeiten. Die interdisziplinäre Zusammenarbeit der Beteiligten schafft Synergien, die erforderlich sind um die architektonischen Potenziale der Holz-Massivbauweise fundiert auszuloten und umzusetzen.

*Nachhaltigkeit* – Holz als nachhaltiger Baustoff entspricht ökologischen und wirtschaftlichen Ansprüchen. Die Steiermark als walddreichstes Bundesland nimmt im Bereich des mehrgeschossigen Wohnbaus in Holz bereits eine Vorreiterrolle ein, die noch ausbaufähig ist. Der Mustersiedlung liegt ein Holzkonzept zugrunde. Der ökologische Aspekt der Holz-Massivbauweise soll ins Rampenlicht gerückt werden.

*Öffentlichkeit* – Das Musterprojekt shell\_housing soll die Öffentlichkeit in konkreter Form für die vielfältigen Potenziale der Holz-Massivbauweise sensibilisieren:

- nachwachsender, reich vorhandener Baustoff Holz
- leistungsfähige Holzindustrie
- gut vernetzte Forschungsgemeinde
- vorhandenes Know-how von Architekten und Firmen
- Kombination der Vorteile von Holz- und Massivbau

*Sozialer Wohnbau* – Shell\_housing versteht sich auch als Beitrag im Diskurs um den sozialen Wohnbau an der Peripherie unter Berücksichtigung der Kriterien des Steiermärkischen Wohnbauförderungsgesetzes.



Der Baukörper wurde bei all unseren Grundstücken im Nord-Ost-Bereich situiert, wobei grundsätzlich ein hausunabhängiger blickgeschützter Zugang vom Grundstückerschliessungsbereich bis in den Garten vorgesehen ist. Hier erfolgt auch der überdachte Hauszugang. Der Individualverkehr ist in ausreichender Weise (bis vier Autos) zufahrtsseitig angeordnet. Die knapp an der Grundstücksgrenze angeordneten Häuser bilden aufgrund ihrer geringen Baukörpertiefe einen verhältnismässigen gut nutzbaren Gartenbereich, der bei unseren eingeschossigen

Erwin Kaltenegger



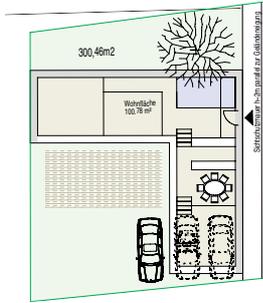
(split-level) Typen bis zu einem Innenhofcharakter ausgebildet ist. Die Belichtung erfolgt über dem eigenen Grundstück zugewandte Glaswände von Richtung Osten, Süden und Westen, weitere Fenster (Nordseite, Ostseite Richtung Nachbargrundstücke) sind nur zur Grundbelichtung in Nicht-Hauptaufenthaltsräumen vorgesehen und in der Fläche minimiert. Damit kann auch ein einfaches thermisches Konzept wie für Passivhäuser realisiert werden.

Bilder: Häuser auf Parzelle 19, 20

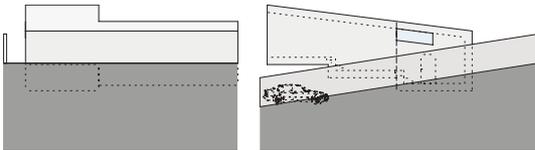
Parzellen 1 | 11 | 17 | 19 | 20



Haus auf Parzelle 19

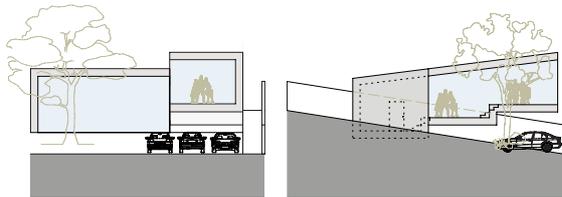


Erdgeschoss



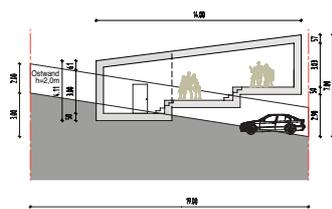
Nord

Ost



Süd

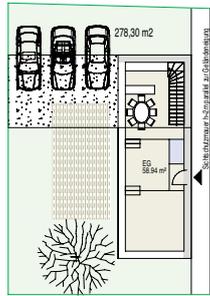
West



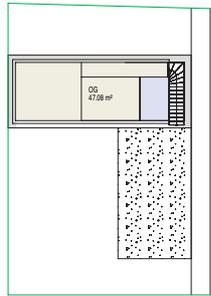
Schnitt

Erwin Kaltenegger

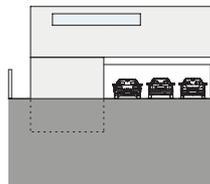
Haus auf Parzelle 11



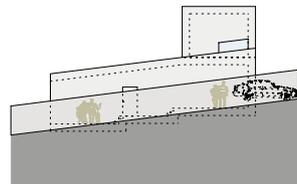
Erdgeschoss



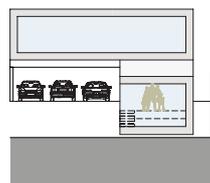
Obergeschoss



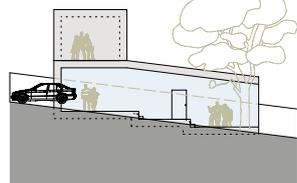
Nord



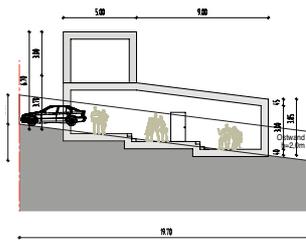
Ost



Süd

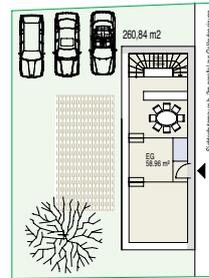


West

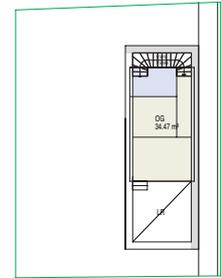


Schnitt

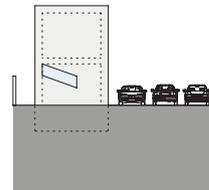
Haus auf Parzelle 17



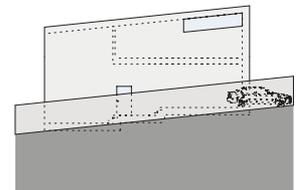
Erdgeschoss



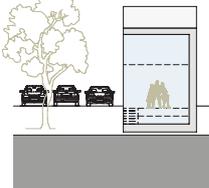
Obergeschoss



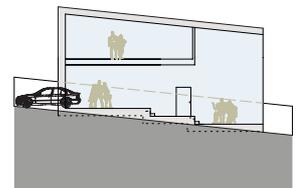
Nord



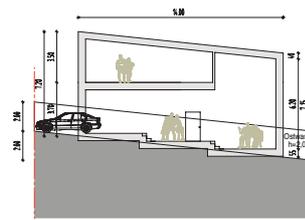
Ost



Süd



West



Schnitt

Parzellen 1 | 11 | 17 | 19 | 20





wolfgang pöschl, tatanka gmbh.



Der Raumkubus des Kernhauses mit einer Seitenlänge von ca. 8.00 m wird von sechs Ebenen mit ca. 3.00/4.20 m, die sich in Höhengsprüngen von jeweils 0.80 m um ein ‚Auge‘ von 1.20/1.20 m nach oben drehen, gegliedert; so entsteht ein zusammenhängender, differenzierter Raum der in vielfältiger Weise besiedelt werden kann. Im Zentrum kann ein Ofen, eine Vitrine oder eine große Pflanze stehen.

Der Seitenflügel dient der Flächenvergrößerung und kann in der Minimalvariante auch nur als Terrasse dienen und später ausgebaut werden.

Beim dargestellten Haus 21 im Maximalausbau führt der Weg von der Eingangsebene nach unten in den Keller; nach oben vorbei an einem Arbeitsbereich auf die Ebene von Kochen und Essen und weiter in den Wohnraum mit maximaler Raumhöhe. Alle Rückzugsräume verfügen über einen Zugang zum Garten oder zu einer Dachterrasse. Das Bad samt Schrankraum liegt zwischen den beiden Rückzugsräumen im Kernhaus.

Bilder: Haus auf Parzelle 21: max. NFL. 130 m<sup>2</sup>, max. 4 Rückzugsräume





Haus auf Parzelle 15/16:  
max. NFL. 150 m<sup>2</sup>  
max. 5 Rückzugsräume



wolfgang pöschl, tatanka gmbh.



Haus auf Parzelle 18:  
 max. NFL. 110 m<sup>2</sup>  
 max. 3 Rückzugsräume



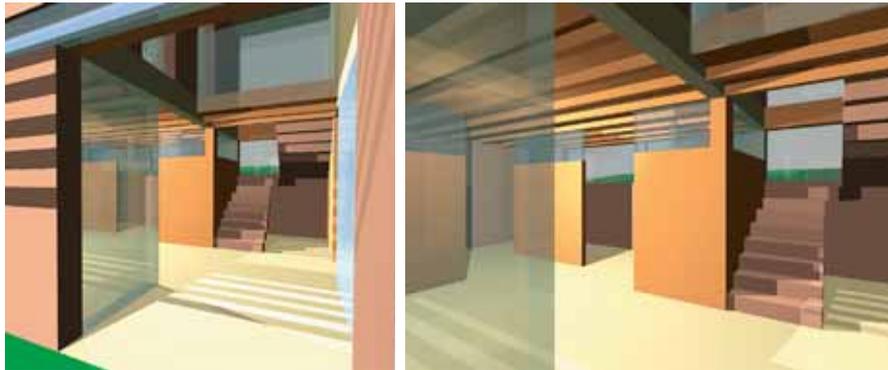
Die Häuser auf Parzellen 15, 16 und 18 werden von oben begangen und entwickeln sich nach oben und nach unten.

Die nicht dargestellten Häuser auf den Parzellen 8 und 9 entsprechen in etwa den Häusern auf Parzelle 21 und 18.



Parzellen 08 | 09 | 15 | 16 | 18 | 21





Es werden Raumhüllen für frei bespielbare und auf unterschiedliche Lebenssituationen reagierende Funktionen angeboten. Vom Basistyp mit integriertem Carport für 2 PKWs bis zur abtrennbaren Garconniere reicht die Palette an Ausbauvarianten.

Alle Typengrundrisse der südorientierten Häuser folgen einem klaren Funktionsschema: die Installationszone für Küchen, Bäder und WCs liegt im Norden, zentral befindet sich der Hauseingang mit der Vertikalerschließung.

Großzügige Deckenspannweiten bis zu 6,70m (Holzrippenplatten) ermöglichen die flexible Raumaufteilung für Wohnen, Arbeiten und Schlafen.

schafler architektur



Innerhalb dieses Grundmusters wird je nach Situierung am Grundstück – koppelbare Rand- oder Zentrallage- ein „L“- oder ein „R“-Typ (Rechteckgrundriss) vorgeschlagen.

Das äußere Erscheinungsbild wird dominiert von raumhohen Süd- und Westverglasungen verbunden mit Sonnenschutzlamellen und großzügigen Terrassen als Option in den Obergeschoßen. Je nach Ausbaustufe können die Carports als eigene Objekte am Grundstück integriert werden und sind damit Teil eines hofartigen Ensembles.

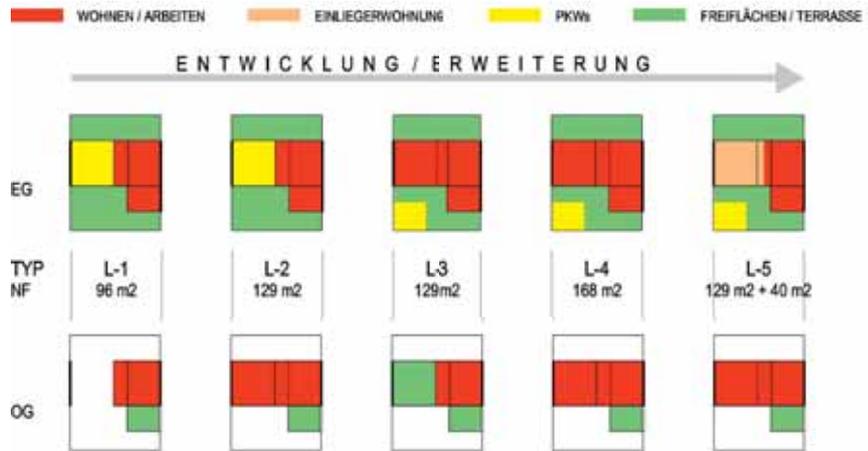
Die innere wahlweise Raumaufteilung erfolgt auf Basis des allgemeinen und vorgegebenen Funktionsschemas in Form von leichten und nichttragenden Zwischenwänden.

Bilder: Häuser auf Parzelle 25, 26

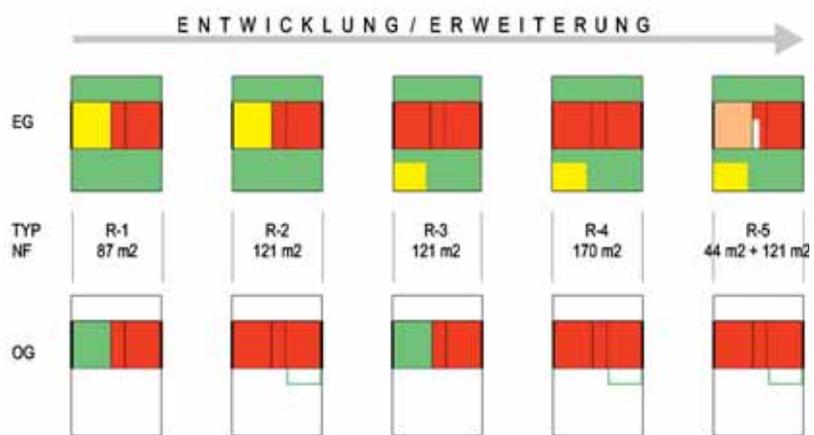
Parzellen 06 | 10 | 22 | 25 | 26



Typologie: L-Grundriss

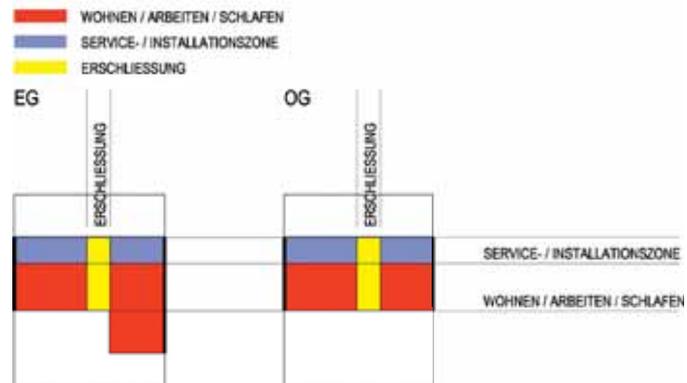


Typologie: Rechteck-Grundriss



schafler architektur

## Funktionsbereiche



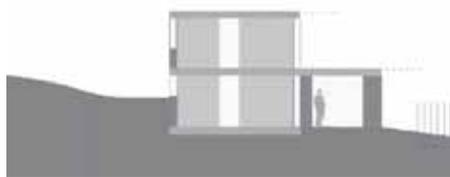
## Typ „L-3“ auf Parzelle 25



Erdgeschoss



Obergeschoss

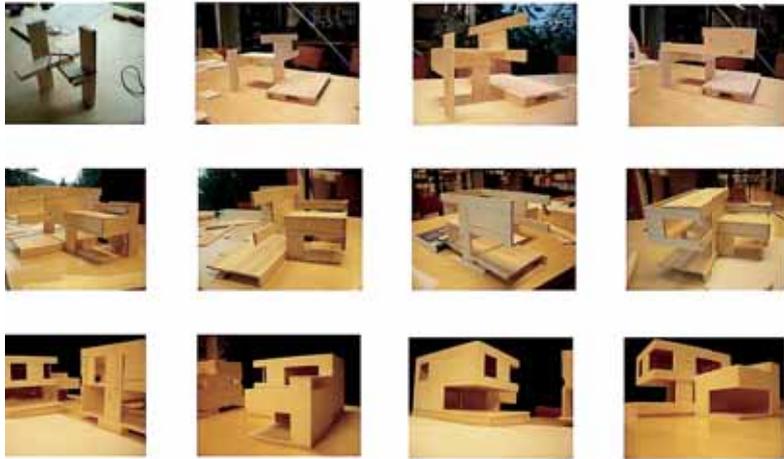


Schnitt



Parzellen 06 | 10 | 22 | 25 | 26





Den fünf beispielhaften Häusern liegen zwei Modulraster zu Grunde: ein größerer Planungs raster und ein feinerer Konstruktions raster.

Im Planungs raster wird ein System von *Bausteinen* angeboten und kombiniert, angefangen von den Erschliessungs- und Installationsmodulen, die die Kernzellen der Häuser bilden, über Raummodule unterschiedlicher Größe für eine Palette von Erweiterungsmöglichkeiten, bis hin zu den Aussenmodulen, die je nach Parzellencharakteristik das Verhältnis zu den Nachbarhäusern multifunktionell und abwechslungsreich gestalten. So gewährleisten etwa spezielle Oberlichtlaternen auf Dach-

architekturbüro stingl-enge



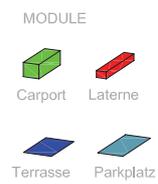
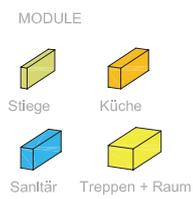
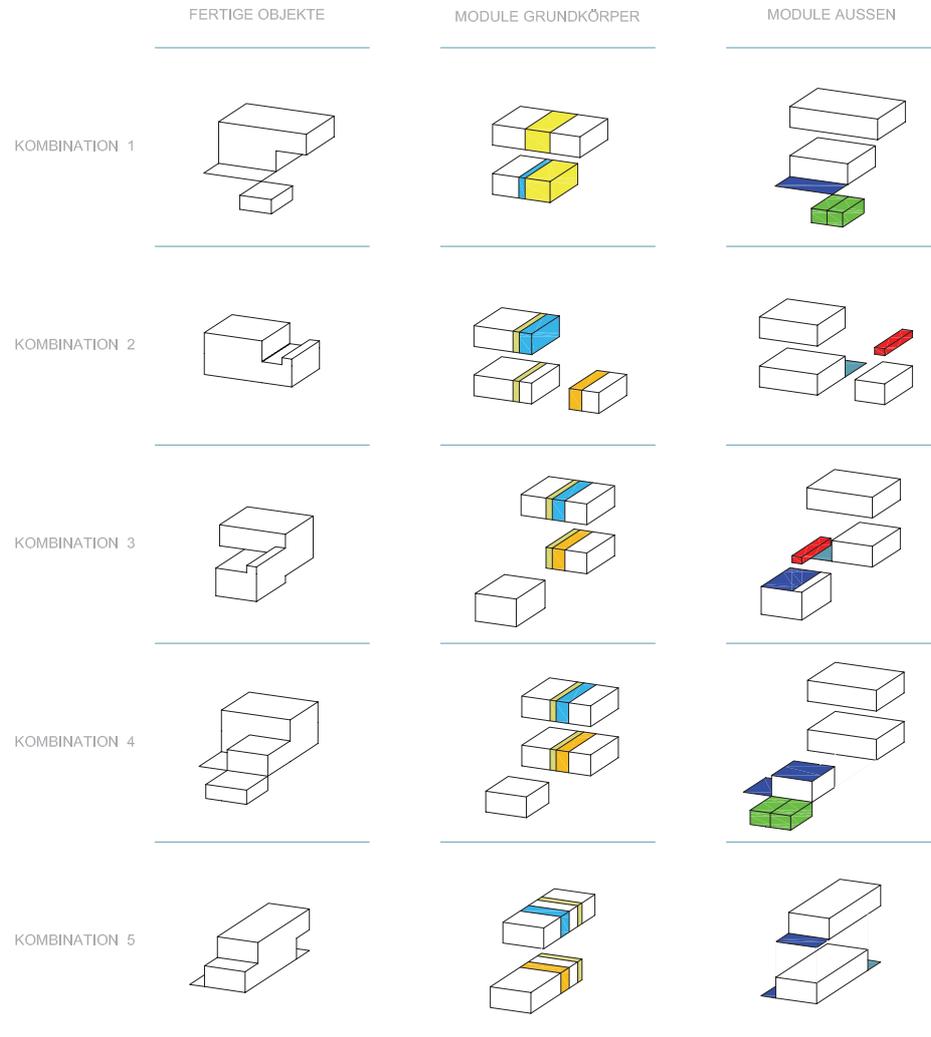
terrassen die Privatheit gewisser Aussenflächen und optimieren gleichzeitig die Belichtung von gekoppelten Haustypen.

Der Konstruktionraster, der den Planungsraster dreidimensional überlagert, ermöglicht eine feinteilige Individualisierung der Häuser insbesondere in den Ansichten. Die statischen Besonderheiten der grossformatigen Holz-Massivbauelemente werden dabei durchaus beansprucht: sei es als horizontale, teilweise auskragende Parapet- und Sturzträger für grosszügige Fassadenöffnungen, sei es als vertikal durchgehende, zweigeschossige Wandscheiben an konstruktiv exponierten Stellen.

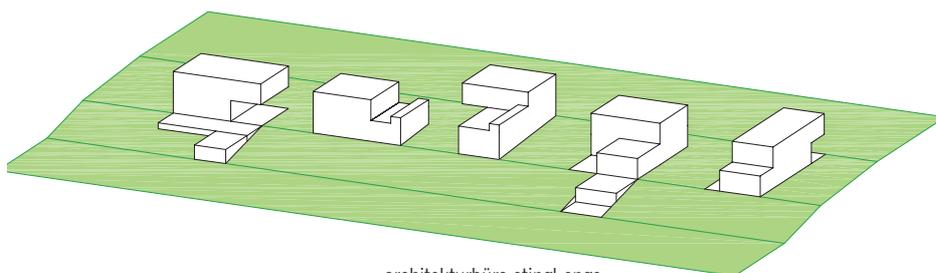
Bild: Häuser auf Parzelle 13, 14



Planungsraster



DETAILPUNKT  
KONSTRUKTIONSPRINZIP  
KNOTEN M 1:50

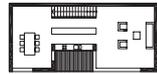


architekturbüro stingl-enge

Kombination 1



Erdgeschoß



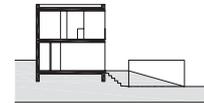
Obergeschoß



Ansicht Süd



Ansicht Ost



Schnitt

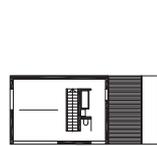


Ansicht Nord

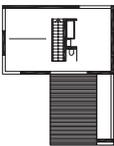


Ansicht West

Kombinationen 2 und 3



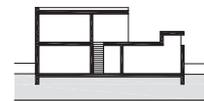
Obergeschoß



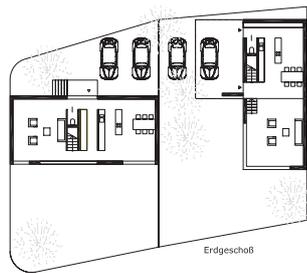
Obergeschoß



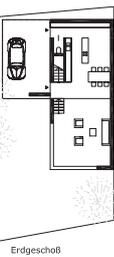
Ansicht Süd gesamt



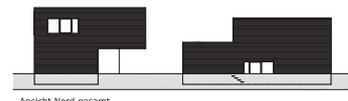
Schnitt Kombination 2



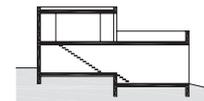
Erdgeschoß



Erdgeschoß

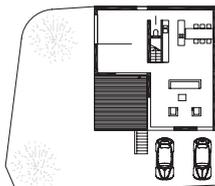


Ansicht Nord gesamt



Schnitt Kombination 3

Kombination 4



Erdgeschoß



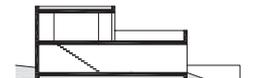
Obergeschoß



Ansicht Süd



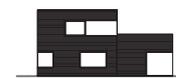
Ansicht Ost



Schnitt

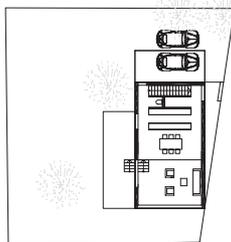


Ansicht Nord

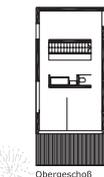


Ansicht West

Kombination 5



Erdgeschoß



Obergeschoß



Ansicht Süd



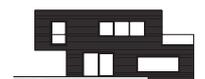
Ansicht Ost



Schnitt



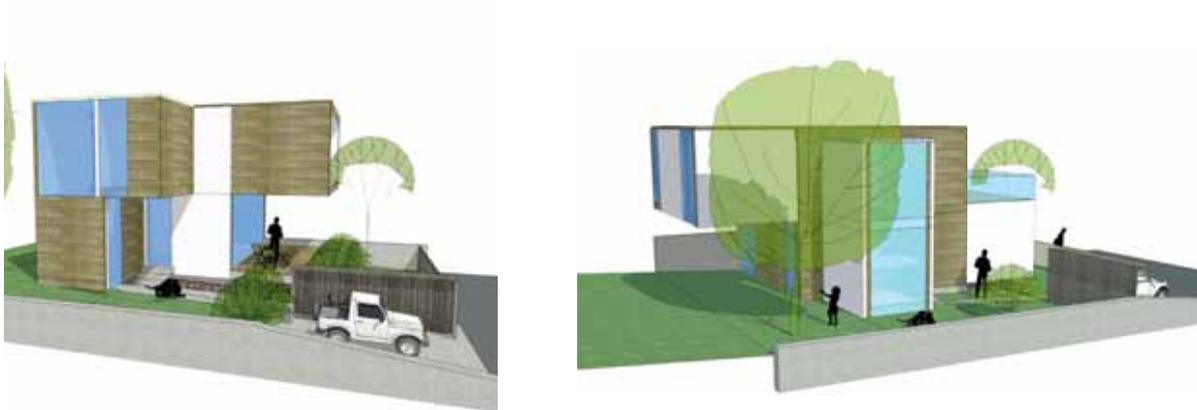
Ansicht Nord



Ansicht West



Parzellen 02 | 03 | 13 | 14 | 23



Ausgehend von der Projektidee, die Potentiale der Holz-Massivbauweise optimal zu nutzen, wurde ein Baukastensystem entwickelt, das eine Vielzahl an Gebäudelösungen für unterschiedlichste Anforderungen möglich macht.

Die Entwicklung der Wohneinheiten basiert auf der Festlegung eines „Basisbaukörpers“ mit vorgegebenen Abmessungen. An diesen werden, je nach Lage des zu bebauenden Grundstückes sowie je nach Anforderung zukünftiger Bewohner, weitere Bauteile angebaut.

Auf diese Weise werden die spezifischen Möglichkeiten des Bauens mit Holz optimal ausgenutzt und eine vielfältige Gebäudeausbildung bei gleich bleibendem Konstruktionsprinzip erreicht.



Die Grundrissbildung ist eine Weiterführung des flexiblen Gebäudesystems und stellt den Baustoff in den Mittelpunkt. Entwickelt wurden „Wohnmöbel“ aus BSP die einerseits die Kernbereiche Kochen/Sanitär/Stauraum aufnehmen und somit einen offenen Grundriss ausbilden. Andererseits übernehmen diese Bauteile statische Funktion und ermöglichen damit unterschiedliche Lösungen in der Fassadenausbildung.

Bilder rechts: Häuser auf Parzelle 4, 5

Parzellen 04 | 05 | 07 | 12 | 24

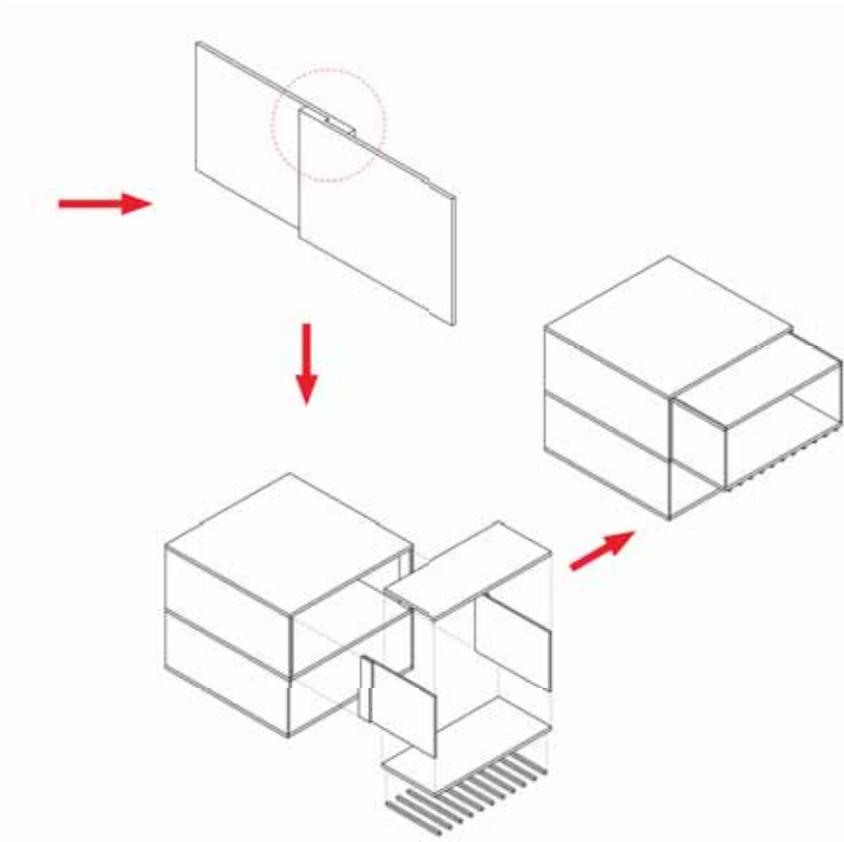


Übersicht der Haustypen

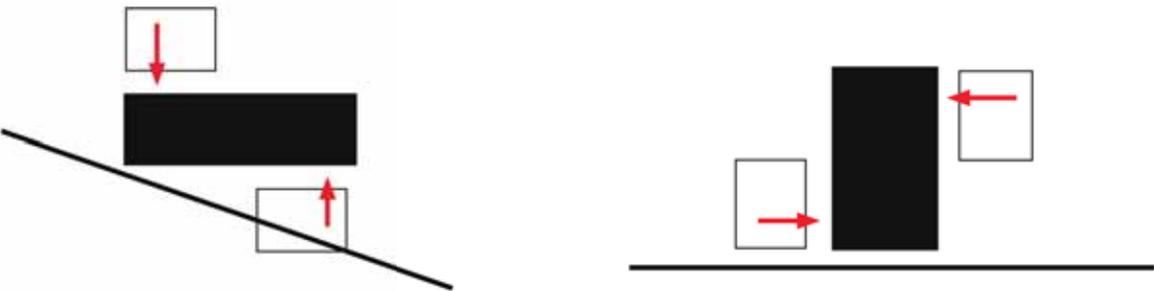


zinganel.at\_Architekt DI

Statisches Prinzip



Haustypen



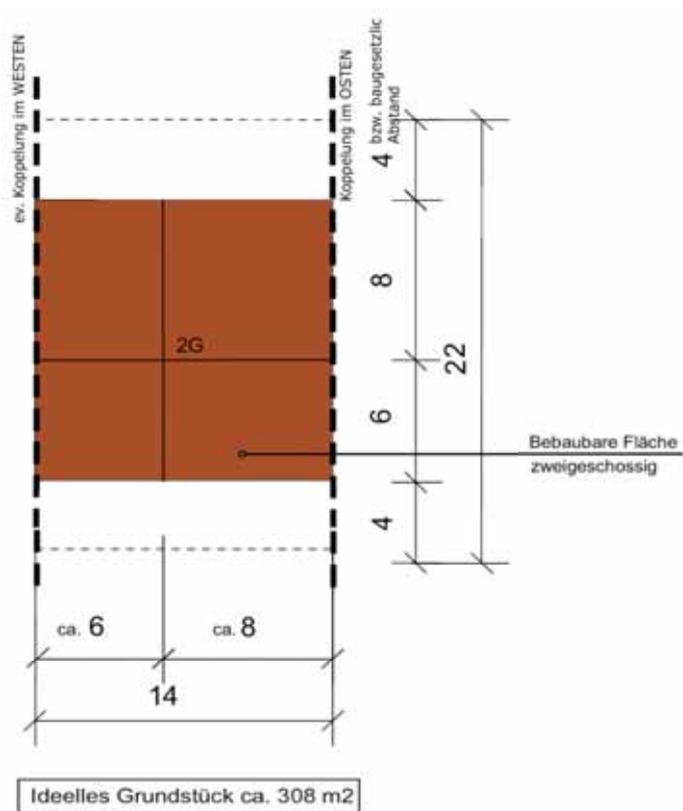
Parzellen 04 | 05 | 07 | 12 | 24



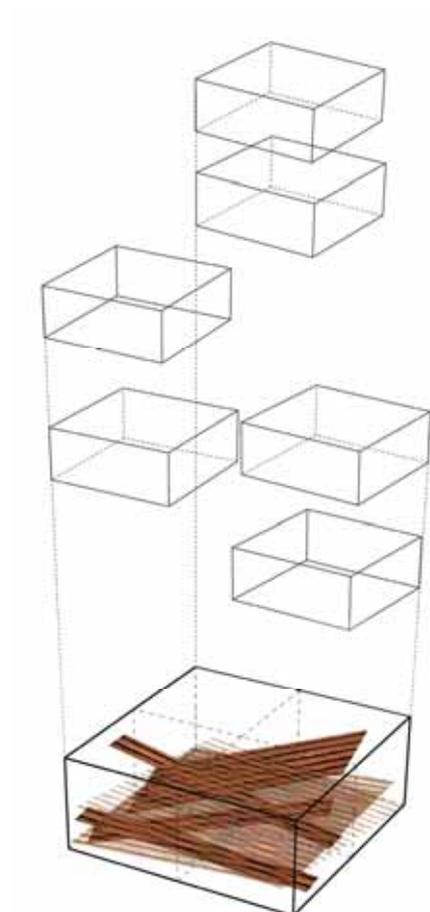
## Allgemein

- private und gemeinsame Freibereiche
- Ausbildung von Wohnstrassen
- Dachformen: Flachdach, Pultdach (max. 8° Dachneigung)
- städtebaulicher Kontext zur Umgebung
- kompakte, elegante Bauformen
- alleiniger Einsatz von Brettsper Holz als konstruktives Element
- Heizenergiebedarf max. 40KW/h/m<sup>2</sup>/a
- solare Brauchwassererwärmung
- Anschluss an das Fernwärmenetz oder erneuerbare Energieformen

## Spezifisch



Grundprinzip zur Koppelung



Modul: Architektur

Baukastensystem

Modulare Bauweise

Flexible Grundrisse

Einheitliches Erscheinungsbild: roter Faden

---

*Eine Wohnung muss ausreichend groß sein, d.h. min. 100 m<sup>2</sup> für eine vierköpfige Familie (...); optimal ist eine Wohnungsgröße mit 120 m<sup>2</sup> mit zwei Eingängen, sodass die Wohnung wachsen und schrumpfen (geteilt, teilweise vermietet etc. werden) kann. Je kleiner eine Wohnung ist, desto räumlicher muss sie sein.*

*Eine Wohnung muss insgesamt über den gesamten Tages-/Jahreslauf qualitativ belichtet/besont sein mit Betonung auf Morgen und Abend; dazu gehört auch Tageslicht für so fundamentale Wohnbereiche wie Bad und WC.*

Wolfgang Pöschl

#### **Kontakte der Architekten**

Arch. DI Erwin Kaltenecker, Weizer Straße 390, 8162 Passail  
03179/23132-0, dike@dike.at

Arch. DI Wolfgang Pöschl, Brunnholzstraße 12A, 6080 Mils  
05223/52202, poeschl@tatanka.lu

Arch. DI Reinhard Schafner, Steyrergasse 54, 8010 Graz  
0316/812402, schafner@schafner-architektur.at

Arch. DI Alexandra Stingl, Arch. DI Winfried Enge,  
Koloniegasse 7, 8793 Trofaiach

03847/30193, stingl-enge@architekturbureau.at

Arch. DI Peter Zinganel, Muchargasse 30, 8010 Graz  
0316/763237, office@zinganel.at

#### **Grüngürtel**

Der Grüngürtel erstreckt sich im Westen auf den Plabutsch-Buchkogelzug, im Norden und Osten auf das Grazer Hügelland und umfasst „Freiland“ in Form landwirtschaftlich genutzter Flächen sowie Sondernutzungen im Freiland, Wald und bestehende gut durchgrünte Baugebiete. Seine Erhaltung ist eine notwendige Voraussetzung für ein gesundes Stadtklima, die Sicherung der Lebensqualität und Naherholung.

#### **Bestehende Baugebiete im Grünland**

Diese gut durchgrünten Baugebiete beinhalten im Wesentlichen Baubestände aus der Zeit vor Rechtswirkung des Stmk. ROG 1974, sie sind mit dem Freiland stark verzahnt und bilden ein charakteristisches Element des Grazer Grüngürtels.

- a) Im Grüngürtel sind nur kleinräumige Ergänzungen des Baulandes unter Beachtung folgender Kriterien zulässig:
- Erhaltung der großräumigen Freiflächen und deren Verbindung untereinander
  - Rücksichtnahme auf landschaftliche, topographische und klimatische Gegebenheiten
  - Bauplatzzeichnung
- b) Bebauungsdichte höchstens 0,3
- c) Bebauung höchstens zweigeschossig - das bedeutet, ein höchstens zweigeschossiges Erscheinungsbild mit einem möglichst ausgebauten Dachgeschoss oder zurückgesetzten zweiten Obergeschoss
- d) Grundsätzlich nur offene Bebauungsweise
- e) Einschränkungen der versiegelten Flächen (einschließlich bebauter Fläche) auf 30%
- f) In Gebieten, die durch öffentliche Verkehrsmittel gut erschlossen sind, ist eine geringfügige Überschreitung der Bebauungsdichte von 0,3 im Flächenwidmungsplan zulässig, unter Bedachtnahme auf topographische und klimatische Verhältnisse

Auszug aus 3.0 Stadtentwicklungskonzept der Landeshauptstadt Graz; Hrsg. Magistrat Graz, 2001

#### **IMPRESSUM:**

Herausgeber: holz.bau forschung gmbh, Kompetenzzentrum für Holzbau und Holztechnologie, Inffeldgasse 24, 8010 Graz, t: 0316/873-4600, w: www.holzbauforschung.at, August 2006

Redaktion: DI Björn Hasewend, MBA; DI Elisabeth Nöst-Kahlen

Grafik: Ed Höller, www.edsign.at

Gefördert durch das Amt der Steiermärkischen Landesregierung, Wohnbauförderung

# P Literaturliste zum Thema „Brettsperrholz“

**G. Schickhofer, T. Moosbrugger**

Bei der nachfolgenden Literaturliste handelt es sich um eine unvollständige Sammlung von Literaturstellen, welche rund um die Thematik „Holz-Massivbauweise mit Brettsperrholz“ Relevanz besitzen. Gerne nehmen die Verfasser weitere Hinweise und Vorschläge auf, um eine maximal mögliche Vervollständigung der Liste zu erreichen. Ein Dank gilt Herrn H. J. Blaß, Universität Karlsruhe, sowie Herrn R. Steiger, Empa (CH), für die Unterstützung bei der Erstellung dieser Zusammenstellung.

## 1 Monographien

- [1] Altenbach, H., Altenbach, J., Namenko, K., „Ebene Flächentragwerke“, Berlin, Heidelberg: Springer Verlag, 1998.
- [2] Chawla, K.K., „Composite Materials“, New York, Berlin, Heidelberg, London, Paris, Tokyo: Springer Verlag, 2001.
- [3] Girkmann, K., „Flächentragwerke, 6.Auflage“, Wien: Springer Verlag, 1963.
- [4] Hake, E., Meskouris, K., „Statik der Flächentragwerke“, Berlin: Springer Verlag, 2001.
- [5] Tsai, S.W., Hahn, H.T., „Introduction to Composite Materials“, Westport (USA), Technomic Publishing, 1980.
- [6] Jones, M.R., „Mechanics of Composite Materials“, USA: Taylor & Francis, 1975.
- [7] Kollmann, F., „Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe“, Band 1, Berlin, Göttingen, Heidelberg: Springer Verlag, 1951.
- [8] Krug, S., Stein, P., „Einflußfelder orthogonal anisotroper Platten“, Berlin: Springer Verlag, 1961.
- [9] Timoshenko, S., Gere, J.M., „Theory of elastic stability“, 2.Aufl. New York: McGraw-Hill, 1961.
- [10] Timoshenko, S., Goodier, J.N., „Theory of elasticity“, 2.Aufl. New York: McGraw-Hill, 1951.
- [11] Zienkiewicz, O.C., „Methoden der finiten Elemente“, München, Wien: Carl Hanser Verlag, 1975.

## 2 Dissertationen

- [12] Born, D., „Berechnung von Schalenträgwerken mit gekrümmten Gitterrostelementen“, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1971.
- [13] Bosl, R., „Zum Nachweis des Trag- und Verformungsverhaltens von Wandscheiben aus Brettlagenholz“, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2001.
- [14] Dirr, B., „Beitrag zur näherungsweise Berechnung dünner, isotroper, elastischer Scheiben mit Hilfe von Gitterrostelementen“, Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1968.
- [15] Jakobs, A., „Zur Berechnung von Brettlagenholz mit starrem und nachgiebigem Verbund unter plattenartiger Belastung mit besonderer Berücksichtigung des Rollschubes und der Drillweichheit“, Dissertation, TU München, 2005.

- 
- [16] Lischke, N., „Zur Anisotropie von Verbundwerkstoffen am Beispiel von Brettlagenholz“, Dissertation, TU München, 1984.
  - [17] Schickhofer, G., „Starrer und nachgiebiger Verbund bei geschichteten flächenhaften Holzstrukturen“, Dissertation, Technische Universität Graz, 1994.
  - [18] Scholz, A., „Ein Beitrag zur Berechnung von Flächentragwerken aus Holz“, Dissertation, TU München, 2004.
  - [19] Tobisch, S., „Methoden zur Beeinflussung ausgewählter Eigenschaften von dreilagigen Massivholzplatten aus Nadelholz“, Dissertation, Universität Hamburg, Dresden, 2006
  - [20] Waller, H., „Beitrag zur Berechnung dünner, elastischer, isotroper Platten nach dem Gitterrostverfahren“, Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1966.

### 3 Diplomarbeiten

- [21] Böttcher, C., „Flächentragwerke im Ingenieurholzbau, Beispiele – Berechnung – Konstruktion“, Diplomarbeit, TU-München, Fachgebiet Holzbau, 2002.
- [22] Gritsch, A.H., „Berechnung der Tragfähigkeit eines Brettsperrholz-Wandelements nach E DIN 1052 vom Mai 2000 „Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken““, Diplomarbeit, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Institut für Stahlbau, Holzbau und Mischbautechnologie, 2002.
- [23] Hasewend, B., „Die Bauproduktenrichtlinie als Grundlage des Zulassungsverfahrens für das Bauprodukt BRESTA-H“, Diplomarbeit, Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke, Technische Universität Graz, 1998.
- [24] Jeitler, G., „Versuchstechnische Ermittlung der Verdrehungskenngrößen von orthogonal verklebten Brettlamellen“, Diplomarbeit, Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2004.
- [25] Jöbstl, A., „Multi-storey residential Buildings in Timber Construction“, Diplomarbeit, Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke, TU Graz, April 2002.
- [26] Katzensgruber, R., „Baustoffkenngrößen und Einsatzbereich massiver, lastabtragender Holzplatten am Beispiel von VSB (Veneer Strand Board)“, Diplomarbeit, Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke, TU Graz, 2000.
- [27] Moosbrugger, T., „Ein Beitrag zur Bemessung von mehrschichtigen flächenhaften Holzbauteilen am Beispiel von Brettsperrholzplatten“, Diplomarbeit, Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke, TU Graz, 2004.
- [28] Oswald, G., „Bauphysikalische Untersuchungen und Entwicklung von Anschlussdetails für den Geschosswohnbau unter Einsatz der Massivholzplatte BRESTA-H“, Diplomarbeit, Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke, TU Graz, Oktober 1997.
- [29] Wallner, G., „Versuchstechnische Ermittlung der Verschiebungskenngrößen von orthogonal verklebten Brettlamellen“, Diplomarbeit, Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2004.

### 4 Tagungsbände

- [30] TH Karlsruhe, „Tagungsband 2002 Ingenieurholzbau – Karlsruher Tage“, Bruderverlag, 2002.
- [31] TU Graz, „5. Grazer Holzbau Fachtagung – Tagungsband“, ISBN: 3-902020-32-6, Graz, 2006.

## 5 Veröffentlichungen in Zeitschriften und Sammelbänden (papers)

- [32] Aicher, S., Dill-Langer, G., „Basic Consideration to Rolling Shear Modulus in Wooden Boards“, Annual Journal on Research and Testing of Materials 11, 2000, Seiten: 157-165.
- [33] Aicher, S., Dill-Langer, G., „Elementare Betrachtung zum Thema Rollschubmodul in Holzbrettern“, Otto-Graf-Journal Vol. 11, 2000, Seite: 157.
- [34] Altenbach, H., Altenbach, J., Rikards, R., „Einführung in die Mechanik der Laminat- und Sandwichtragwerke“, Stuttgart: Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie.
- [35] Benitz-Wildenburg, J., „Dickholz – Die andere Holzbauweise“, Mikado, Nr.:1/1998, .
- [36] Blaß, H.J., „Zum Trag und Verformungsverhalten von Brettsperrholzelementen bei Beanspruchung in Plattenebene (Teil 1 und 2)“, Bauen mit Holz 11/02 und 12/02, Bruderverlag 2002, Seiten: 34-41 und 30-33.
- [37] Blaß, H.J., Fellmoser, P., „Bemessung von Mehrschichtplatten“, Bauen mit Holz, 08/2003, 09/2003.
- [38] Blaß, H. J., Fellmoser, P., „Design of solid wood panels with cross layers. In Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering“, Volume II, Lahti, Finland 2004.
- [39] Blaß, H.J., Fellmoser, P., „Erstellung eines Rechenverfahrens zur Ermittlung von Festigkeitswerten von Mehrschichtplatten“, 2002. Forschungsbericht, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abteilung Ingenieurholzbau, Universität Fridericiana Karlsruhe
- [40] Blaß, H.J., Görlacher, R., „Bemessung im Holzbau – Brettsperrholz – Berechnungsgrundlagen“, Holzbaukalender 2003, Bruderverlag, Karlsruhe, 2003, Seiten: 580-598.
- [41] Blaß, H.J., Görlacher, R., „Berechnungen von Wand- und Deckentafeln unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit infolge der Rollschubbeanspruchung“, Ingenieurholzbau – Karlsruher Tage 2000, Karlsruhe: Bruderverlag, 2000, Seiten: 30-41.
- [42] Blaß, H.J., Görlacher, R., „Etude du cisaillement roulant dans les éléments structuraux collés en bois“, Annales CG BOIS - French Journal of Timber Engineering, 2001, Vol. 5: S. 1-5.
- [43] Blaß, H.J., Görlacher, R., „Rolling shear in structural bonded timber elements“, Proceedings, International Conference on Wood and Wood Fiber Composites, Cost Action E8, Universität Stuttgart, Otto-Graf-Institut, 2000, S. 327-337.
- [44] Blaß, H.J., Görlacher, R., „Zum Trag und Verformungsverhalten von LIGNOTREND-Elementen bei Beanspruchung in Plattenebene“, Bauen mit Holz 12, 2002, Seiten: 30-34.
- [45] Blaß, H.J., Görlacher, R., „Zum Trag und Verformungsverhalten von LIGNOTREND-Elementen bei Beanspruchung in Plattenebene“, Bauen mit Holz, 2002, H.11 Seiten: 34-41.
- [46] Blaß, H.J., Görlacher, R., „Zum Trag und Verformungsverhalten von LIGNOTREND-Decken- und Wandsystemen aus Nadelschnittholz (Teil 1 und 2), Bauen mit Holz 4/01 und 5/01, Bruderverlag 2001, Seiten 37-43 und 68-71.
- [47] Bogensperger, T., Schickhofer, G., „Neuartige ebene Flächentragwerke im Ingenieurholzbau“, Beitrag im Rahmen der Seminarreihe „8.Dresdner Baustatik-Seminar“ vom 15.Oktober 2004.
- [48] Ceccotti, A., Lauriola, M., Pinna, M.P., Sandhaas, C., „SOFIE Project – Cyclic Tests on Cross-Laminated Wooden Panels“, WCTE 2006, 9th World Conference on Timber Engineering, 2006, Seite: 143(1-8).
- [49] Ceccotti, A., Follesa, M., Lauriola, M.P., Sandhaas, C., „Which seismic Behaviour Factor for Multi-Storey Buildings made of Cross-Laminated Wooden Panels?“, CIB-W18, Florence, Italy, 2006.
- [50] Czaderski, C., Olia S., Steiger R., Gülzow A., „Komplex I, Berechnungsmodelle für Massivholzplatten, Teil 2: Berechnungsmodelle“, KTI Projekt 5927.2, Bericht, Empa Dübendorf, Schweiz, 2006.

- 
- [51] Dirr, B., Waller, H., „Über die statische Berechnung von Scheiben und Platten nach dem Gitterrostverfahren“, Fortschrittsberichte VDI, Reihe 4, 1968, Nr.: 7, Seiten: 1-39.
- [52] Dujic, B., Aicher, A., Zarnic, R., „Testing of Wooden Wall Panels Applying Realistic Boundary Conditions“, WCTE 2006, 9th World Conference on Timber Engineering, Portland, 2006, Seite: 193, 1-8.
- [53] Falk, R., Colling, F., „Laminating Effects in Glued-Laminated Timber Beams“, Journal of structural engineering, 1995, Pages: 1857-1863.
- [54] Fellmoser, P., Blass, H.J., „Influence of rolling shear modulus on strength and stiffness of structural bonded timber elements“, in CIB-W18, Meeting 37, Edinburgh, UK, 2004.
- [55] Fellmoser, P., Blaß, H.J., „Design of solid wood panels with cross layers“, Proceedings, 8. World Conference on Timber Engineering, Lahti, Finnland, 2004.
- [56] Görlacher, R., „Brettsperrholz – Berechnung von Elementen mit kreuzweise verklebten Brettern bei Beanspruchung in Plattenebene“, In: Tagungsband: Ingenieurholzbau – Karlsruher Tage, Bruderverlag, Karlsruhe, 2002.
- [57] Görlacher, R., „Ein Verfahren zur Ermittlung des Rollschubmoduls von Holz“, Holz als Roh und Werkstoff 60, 2002, Seiten: 317-322.
- [58] Gsell, D., et al., „Cross laminated timber plates: Evaluation and verification of homogenized elastic properties“, submitted to Journal of Structural Engineering, 2006.
- [59] Guggenberger, W., Moosbrugger, T., „Mechanics of Cross-Laminated Timber Plates under Uniaxial Bending“, WCTE 2006, 9th World Conference on Timber Engineering, 2006, S: 272 .
- [60] Gundelwein, H., Grosse, M., Rautenstrauch, K., „Ein Beitrag zur Bemessung von Rippenplatten aus MERK-Dickholz®“, Bautechnik, 2002, 79(11): p. 737-743.
- [61] Haller, P.; Morgenstern, R. S., Quincke, A., „Atelierhäuser in Massivholzbauweise“, Baumeister, Zeitschrift für Architektur, B 6 - Redevelopment, 2003, S. 28-32.
- [62] Quelle: Baumeister, Zeitschrift für Architektur, B 6 - Redevelopment, 2003, S. 28-32
- [63] Hasewend, B., „Qualitätsprofil Innovativer Holzbau Steiermark“, Qualität im Holzbau, Linz, 2000.
- [64] Höltschi, Chr., „Massivbauweise in Holz“, Forschungsbericht/Schlussbericht, Bericht Nr. 2605-SB-01, Berner Fachhochschule, Hochschule für Architektur, Bau und Holz HSB, 2005.
- [65] Jöbstl, R.-A., Bogensperger, T., Schickhofer, G., Jeitler, G., „Mechanically behaviour of two orthogonally glued boards“, Proceeding of the 8th World Conference on Timber Engineering, Lathi, 2004, Pages: 357-364.
- [66] Jöbstl, R.-A., Moosbrugger, T., Bogensperger, T., Schickhofer, G., „A Contribution to the Design and System Effect of Cross Laminated Timber“, CIB-W18, Florence, Italy, 2006.
- [67] Kley, G., Jacob, S., „Holzfaltwerke als Dachkonstruktion“, Bauen mit Holz, 1998, Nr.:6.
- [68] Kreuzinger, H., „Flächentragwerke: Platten, Scheiben und Schalen, Berechnungsmethoden und Beispiele“, Informationsdienst Holz: Brücken aus Holz, 1999, Seiten: 43-60.
- [69] Kreuzinger, H., „Platten, Scheiben und Schalen – ein Berechnungsmodell für gängige Statikprogramme“, Bauen mit Holz, 01/1999, Seite 34-39.
- [70] Kreuzinger, H., „Schubtragverhalten von Brettsperrholz“, 2001, Technische Universität München, Institut für Baustoffe und Konstruktion, München, p. 37.
- [71] Kreuzinger, H., „Verbundkonstruktionen aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen“, Tagungsband 2000 Ingenieurholzbau Karlsruher Tage, Bruderverlag, Karlsruhe 2000.
- [72] Kreuzinger, H., Scholz, A., „Flächentragwerke – Berechnung und Konstruktion“, AIF Forschungsvorhaben – Schlussbericht, TU-München, 2003.

- [73] Kreuzinger, H., Scholz, A., „Nachweis in Grenzzuständen der Tragfähigkeit bei Platten und Scheiben aus Holz und Holzwerkstoffen unter Spannungskombinationen“, Forschungsvorhaben – Schlussbericht, TU-München, 1999.
- [74] Kreuzinger, H., Scholz, A., „Schubtragverhalten von Brettsperrholz“, Forschungsvorhaben – Schlussbericht, TU-München, 2001.
- [75] Kreuzinger, H., Scholz, A., „Wirtschaftliche Ausführungs- und Bemessungsmethode von ebenen Holzelementen (Brücken, Decken, Wände)“, DGfH – Schlussbericht, München, 1999.
- [76] Lischke, N., „Zur Anisotropie von Verbundwerkstoffen am Beispiel von Brettlagenholz“, Fortschritt-Bericht VDI Reihe 5, Nr.: 98, Düsseldorf: VDI-Verlag, 1985.
- [77] Lo, K.H., Christensen, R.M., Wu, E.M., „A High-Order Theory of Plate Deformation“, Part 2: Laminated Plates, Journal of Applied Mechanics, 1977, Pages: 663-668.
- [78] Lo, K.H., Christensen, R.M., Wu, E.M., „A High-Order Theory of Plate Deformation“, Part 2: Laminated Plates, Journal of Applied Mechanics, 1977, Pages: 669-676.
- [79] 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, Seite: 72 (1-10).
- [80] Moosbrugger, T., Schickhofer, G., „Flächentragwerke im Ingenieurholzbau“, Forschungsjournal der Technischen Universität Graz, 2006 SS06, Seite: 6.
- [81] Moosbrugger, T., Guggenberger, W., „Mechanik flächenhafter geschichteter Holzstrukturen – Brettsperrholzplatten“, Forschungskolloquium Baustatik – Baupraxis, 2006.
- [82] Natterer, J., „Flächentragwerke in Brettstapelbauweise“, Bauen mit Holz, Nr.: 12/1972.
- [83] Reissner, E., „The Effects of Transverse Shear Deformation on the Bending of Elastic Plates“, Journal of Applied Mechanics, 1945, Pages: A69-A77.
- [84] Schickhofer, G., „Brettsperrholz – Anwendung und Konstruktionsdetails im mehrgeschossigen Wohn- und Kommunalbau“, Ingenieurholzbau Karlsruher Tage, Forschung für die Praxis, Tagungsband, 2002.
- [85] Schickhofer, G., „Brettsperrholz – Anwendungen und Konstruktionsdetails im mehrgeschossigen Wohn- und Kommunalbau“, In: Tagungsband: Ingenieurholzbau – Karlsruher Tage, Bruderverlag, Karlsruhe 2002.
- [86] Schickhofer, G., „Produktportrait: Die Holzmassivbauweise am Beispiel von Brettsperrholz“, Zuschnitt 6, Heft Nr.: 6, Zweiter Jahrgang, ISSN 1608-9643, proHolz Austria, 2002.
- [87] Schickhofer, G., „Straßenbrücken aus Holz – Ausgeführte Beispiele“, Neue Bemessungsregeln für Holzbrücken, Tagungsband, Karlsruhe, 1999.
- [88] Schickhofer, G., „Von der Grundlagenforschung über die angewandte Forschung zum Einsatz innovativer Holzbauprodukte“, Habilitationsschrift, Technische Universität Graz, Graz: Universitätsdruck, 1998.
- [89] Schickhofer, G., „Mehrwohnungsbau mit Holz – Tragstrukturen für Wohnbauten aus Holz“, Tagungsband zur Bildungswoche der österreichischen Zimmermeister 1998, Seiten: 18 und 19.
- [90] Schickhofer, G., Angerer, J., „Straßenbrücken aus Holz – Ausgeführte Beispiele“, Informationsdienst Holz – Brücken aus Holz, Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke, Technische Universität Graz, 1999.
- [91] Schickhofer, G., Guggenberger, W., „Elastic Analysis of flexible jointed laminated Timber Plates – Nachgiebiger Verbund geschichtet aufgebauter Holzplatten“, Vielfalt des Ingenieurholzbaus in Forschung und Praxis, Festschrift zum 60. Geburtstag von Richard Pischl, Hrsg.: Schickhofer G., Koller S., Seiten: 12, 1996.
- [92] Schickhofer, G., Guggenberger, W., „Elastic Analysis of flexible jointed laminated Timber Plates“, Congress-Folder, 1. Congress of Croatia Society of Mechanics in Pula, 1994.

- 
- [93] Schickhofer, G., Guggenberger, W., „Elastic Analysis of flexible jointed laminated Timber Plates“, *HOLZFORSCHUNG + HOLZVERWERTUNG*, 48.Jahrgang, Heft 1, 1996, Seiten: 15-19, Feb. 1996.
- [94] Schickhofer, G., Hasewend, B., „Solid Timber Construction – A Construction System for residential Houses, Office and Industrial Buildings“, preliminary proceedings, „Timber Frame Systems, Seismic Behaviour of Timber Buildings, Timber Construction in the new Millennium“, Venezia, 28. -29.09.2000, Pages: 9.
- [95] Schickhofer, G., Hasewend, B., Jöbstl, R., Blaß, H.J., Timm, K., Sigrist, Chr., Hamm, J., Blaser, Chr., „Data-recall Facility, Collection and Documentation of Building Systems regarding Single Family Houses and Multi-Storey Buildings“, Report Step I, PDF Product Development Forum, WG EuroConStep, December 2001, Pages: 327.
- [96] Schickhofer, G., Jöbstl, R., Katzengruber, R., „Pannelli di legno“, proutuario II, promolegno, ISBN 3-902320-02-8, maggio 2003, pagine: 43.
- [97] Schickhofer, G., Katzengruber, R., Hasewend, B., Ebner, H., Höfler, K., „Holzmassivbauweise“, Mehrgeschossiger Holzbau in Österreich, proHolz Information, ISSN 1680-4252, Februar 2002, Seiten: 111-137.
- [98] Schickhofer, G., Moosbrugger, T., Ferk, H., Hasewend, B., Jöbstl, R.-A., Traetta, G., Bogensperger, T., „Flächentragwerke im Ingenieurholzbau – Baupreis 2005“, 2006.
- [99] Schickhofer, G., Moosbrugger, T., Jöbstl, R.-A., Hasewend, B., Traetta, G., „Brettsperrholz – das verklebte Großflächenelement für den Holzbau“, HFA-Schriftenreihe, Band 11, 2006, Seiten: 16-32.
- [100] Schickhofer, G., Moosbrugger, T., Jöbstl, R.-A., Hasewend, B., Traetta, G., „Brettsperrholz in Forschung und Entwicklung“, *Holzcentralblatt*, 2006, Seite: 923.
- [101] Schickhofer, G., Pischl, R., Koller, S., Spieß, H., „Carrying Strength and Behaviour of Deformation of Systems built up with simple Boards – System 'Bresta-V', System 'Timber-Concrete-Compound' and System 'Bresta-H'“, 5th World Conference on Timber Engineering, 17. – 20.8.1998, Montreux, Switzerland, Proceedings, Volume 2, pages: 116-123.
- [102] Schickhofer, G., Riebenbauer, J., Santner, R., Spieß, H., „Forschung und Entwicklung im konstruktiven Holzbau“, Heft 1/1997, Herausgeber: Lignum Research, e.V.f. Holzforschung, Seiten: 26, Graz, 1997.
- [103] Scholz, A., „Eigenspannungszustände an Verbundquerschnitten infolge von Dehnungsunterschieden – Anwendung eines neuen Rechenverfahrens auf einen bewährten Lösungsansatz“, *Bautechnik* 81, 2004, Heft 3, Seiten: 180-188.
- [104] Scholz, A., „Schub beim Brettsperrholz“, *Bauen mit Holz*, Nr.: 5/2001, Seiten: 60-66.
- [105] Scholz, A., „Structural analysis of wooden plate structures“, 4th international Ph. D. Symposium in Civil Engineering, Munich, September 2002, Volume 2, Seiten: 255-261.
- [106] Schulz, T., Tobisch, S., „Untersuchungen zur Herstellung mehrlagiger Massivholzplatten unter Einsatz von Holzfaserdämmplatten als Mittellagen, Teil 1“, *Holztechnologie*, 2006., 2(47).
- [107] Schulz, T., Tobisch, S., „Untersuchungen zur Herstellung mehrlagiger Massivholzplatten unter Einsatz von Holzfaserdämmplatten als Mittellagen, Teil 2“, *Holztechnologie*, 2006, 3(47).
- [108] Schwar, A., „Das Tragverhalten von beanspruchten Brettsperrholzplatten unter dem Einfluss streuender Jahrringorientierungen der Querlagen“, *Bautechnik*, 2006, 83(1): p. 56-61.
- [109] Schwarz, A., Brettschneider, T., „Simulation des Tragfähigkeitsverhaltens flächiger Holzwerkstoffplatten und deren Verifizierung mittels Bauteilversuchen“, *Forum der Forschung – Wissenschaftsmagazin der BTU Cottbus* 17, 2004, Seiten: 128-134.
- [110] Spengler, R., „Nadelholz-Feinstruktur bei Rollschub“, *Bauen mit Holz*, 5/2001, Seiten: 54-59.

- [111] Steck, G., „Holzwerkstoffe – Sperrholz“, Holzbauwerke nach Eurocode 5, Step 1, Düsseldorf: Arbeitsgemeinschaft Holz e.V., Informationsdienst Holz, 1995, Seiten: A10/1-A10/10.
- [112] Steiger, B., „Untersuchung zur Ermittlung wesentlicher Einflussfaktoren auf die Eigenschaften von dreischichtigen Massivholzplatten“, 2003, Schweizerische Hochschule für die Holzwirtschaft, SH-Holz, Biel-Bienne. p. 73.
- [113] Steiger, B., P. Niemz, and A. Hurst, „Einfluss des Plattenaufbaus und des Pressdrucks auf die Eigenschaften dreischichtiger Massivholzplatten“, Schweizerische Zeitschrift für Forstwesen, 2004, 155(11): p. 505-513.
- [114] Sugiyama, H., „The evaluation of shear strength of plywood-sheathed walls with openings“, Mokuzai Kogyo (Wood Industrie), Vol.36, Vol.7, 1981.
- [115] Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Karlsruhe, „Ermittlung der Tragfähigkeit von LIGNOTREND- Deckentafeln“, Prüfbericht Nr. 986108.
- [116] Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Karlsruhe, „Ermittlung der Tragfähigkeit von LIGNOTREND- Elementen bei Beanspruchung in Plattenebene“, Prüfbericht Nr. 026101/2.
- [117] Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Karlsruhe, „Ermittlung der Tragfähigkeit von LIGNOTREND- Holzblockelementen“, Prüfbericht Nr. 986127.
- [118] Whitney, J.M., Pagano, N.J., „Shear Deformation in Heterogeneous Anisotropic Plates“, Journal of Applied Mechanics, 1970, Pages: 1031-1036.

## **6 Forschungs- und Prüfberichte (unveröffentlicht)**

- [119] Liek, S., „Durchführung und Auswertung vergleichender ergänzender Berechnungen für Brettlagenholz, für den Sonderfall von starr verbundenen Brettlagen mit im Rahmen einer Dissertation erarbeiteten Berechnungsmodellen“, Universität der Bundeswehr München, 2004, unveröffentlicht.
- [120] Bogensperger, T., „Ebene Tragstrukturen im konstruktiven Holzbau“, Verifikation, Einführung, Zwischenbericht, Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2005, unveröffentlicht.
- [121] Bogensperger, T., „Ebene Tragstrukturen im konstruktiven Holzbau“, Verifikation, FEM Verifikation Schubversuch, Zwischenbericht, Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2005, unveröffentlicht.
- [122] Bogensperger, T., „Ebene Tragstrukturen im konstruktiven Holzbau“, Verifikation, FEM Verifikation Verdrehungsversuche, Zwischenbericht, Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2005, unveröffentlicht.
- [123] Bogensperger, T., „Ebene Tragstrukturen im konstruktiven Holzbau“, Verifikation, FEM Verifikation Verschiebungsversuche, Zwischenbericht, Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2005, unveröffentlicht.
- [124] Guggenberger, W., Moosbrugger, T., „Ebene Tragstrukturen im konstruktiven Holzbau“, Strukturmechanik, 1D-Strukturen, Zwischenbericht, Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2005, unveröffentlicht.
- [125] Guggenberger, W., Moosbrugger, T., „Ebene Tragstrukturen im konstruktiven Holzbau“, Strukturmechanik, Einführung, Zwischenbericht, Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2005, unveröffentlicht.
- [126] Jeitler, G., „Ebene Tragstrukturen im konstruktiven Holzbau“, Versuche, Einführung, Zwischenbericht, Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2005, unveröffentlicht.

- [127] Jeitler, G., „Ebene Tragstrukturen im konstruktiven Holzbau“, Versuche, Verdrehungsversuche am Einzelknoten, Zwischenbericht, Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2005, unveröffentlicht.
- [128] Jeitler, G., „Ebene Tragstrukturen im konstruktiven Holzbau“, Versuche, Verschiebungsversuche am Einzelknoten, Zwischenbericht, Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2005, unveröffentlicht.
- [129] Moosbrugger, T., Guggenberger, W., „Ebene Tragstrukturen im konstruktiven Holzbau“, Gesamtüberblick, Institut für Holzbau & Holztechnologie der TU Graz, 2005, unveröffentlicht.
- [130] Moosbrugger, T., Guggenberger, W., „Ebene Tragstrukturen im konstruktiven Holzbau“, Strukturmechanik – Zwischenbericht – Verifikationsbeispiel, Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2005, unveröffentlicht.
- [131] Moosbrugger, T., Guggenberger, W., Bogensperger, T., „Ebene Tragstrukturen im konstruktiven Holzbau“, Strukturmechanik, Wandscheiben – 7\*7, Zwischenbericht, Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2005, unveröffentlicht.
- [132] Bogensperger, T., Moosbrugger, T., „FEM-Studien zur 7\*7 Wandscheibe, Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2006, unveröffentlicht.
- [133] Moosbrugger, T., Guggenberger, W., Bogensperger, T., „Ebene Tragstrukturen im konstruktiven Holzbau“, Strukturmechanik – Wandscheiben Einzelknoten, Zwischenbericht, Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2005, unveröffentlicht.
- [134] Schickhofer, G., et al, „F&E-Brettspertholz-KLH massiv“, Prüfbericht, Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke der TU Graz, 1998, unveröffentlicht.
- [135] Traetta, G., Schickhofer, G., „Schubversuch an 7x7-BSP-Scheibenelementen, Prüfbericht“, holz.bau forschungs gmbh in Kooperation mit dem Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2006, unveröffentlicht.

## 7 Normen

- [136] CEN, E.K.f.N., EN 1058 „Holzwerkstoffe – Bestimmung der charakteristischen Werte der mechanischen Eigenschaften und der Rohdichte“, 1995, CEN.
- [137] CEN, E.K.f.N., EN 12369 „Holzwerkstoffe – Charakteristische Werte für die Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken“, 1999, CEN.
- [138] CEN, E.K.f.N., EN 12775 „Massivholzplatten – Einteilung und Terminologie“, 1997, CEN.
- [139] CEN, E.K.f.N., EN 13017-1 „Massivholzplatten – Klassifizierung nach dem Aussehen der Oberfläche – Teil 1: Nadelholz“, 1997, CEN.
- [140] CEN, E.K.f.N., EN 13017-2 „Massivholzplatten – Klassifizierung nach dem Aussehen der Oberfläche – Teil 2: Laubholz“, 1997, CEN.
- [141] CEN, E.K.f.N., EN 13353-1 „Massivholzplatten – Anforderungen – Teil 1: Anforderungen zur Verwendung im Trockenbereich“, 1998, CEN.
- [142] CEN, E.K.f.N., EN 13353-2 „Massivholzplatten – Anforderungen – Teil 2: Anforderungen zur Verwendung im Feuchtbereich“, 1998, CEN.
- [143] CEN, E.K.f.N., EN 13353-3 „Massivholzplatten – Anforderungen – Teil 3: Anforderungen zur Verwendung im Aussenbereich“, 1998, CEN.
- [144] CEN, E.K.f.N., EN 13354 „Massivholzplatten – Qualität der Verklebung – Prüfverfahren“, 1998, CEN.
- [145] CEN, E.K.f.N., EN 310 „Holzwerkstoffe – Bestimmung des Biege-Elastizitätsmoduls und der Biegefestigkeit“, 1993, CEN.

- [146] CEN, E.K.f.N., EN 338 „Bauholz für tragende Zwecke – Festigkeitsklassen“, 2003.
- [147] CEN, E.K.f.N., EN 789 „Holzbauwerke – Prüfverfahren – Bestimmung der mechanischen Eigenschaften von Holzwerkstoffen“, 1995, CEN.
- [148] CEN, E.K.f.N., prEN 14358 „Holzbauwerke – Berechnung der 5%-Quantile für charakteristische Werte und Annahmekriterien für Proben“, 2006, CEN.
- [149] DIN 1052 „Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau“, 2004 August 2004, DIN.
- [150] Eurocodenahe Bemessungsrichtlinie (enBR), holz.bau forschung gmbh (Hrsg.), Graz, 2005.
- [151] ÖNORM EN 1194 „Timber structures – Glued laminated timber – Strength classes and determination of characteristic values“, Austrian Standards Institute, Austria, 1999.
- [152] ÖNORM EN 12524:2000 „Baustoffe und -produkte, Wärme- und feuchteschutztechnische Eigenschaften“, Tabellierte Bemessungswerte, 2000.
- [153] ÖNORM EN 1995-1-1 „Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau“, 2006.
- [154] ÖNORM EN 408 „Holzbauwerke – Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz – Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften“, 2005.
- [155] ÖNORM EN ISO 6946:1996 „Bauteile, Wärmedurchlasswiderstand und Wärmedurchgangskoeffizient, Berechnungsverfahren“, 1996.
- [156] ÖNORM B 8115-2, „Sound insulation and room acoustics in building construction – part 2: Requirements for sound insulation“ Österreichisches Normungsinstitut, 1020 Wien (2002).

## **8 Zulassungen (Brettsperrholz)**

- [157] Z-9.1-0462, „SANTNER HolzBaelemente“, SANTNER HOLZ Holzelemente GmbH, bis: 2006.
- [158] Z-9.1-0482, „KLH-Kreuzlagenholz“, KLH Massivholz GesmbH, bis: 2010.
- [159] Z-9.1-0492, „Schilliger GFP Platte“, Schilliger Holz AG, Küssnacht, bis: 2007.
- [160] Z-9.1-0501, „MERK-Dickholz (MDH)“, MERK-Holzbau GmbH & Co, bis: 2009.
- [161] Z-9.1-0534, „Binder Brettsperrholz BBS“, Binder Holzbausysteme GmbH, Fügen, bis: 2009.

## **9 Zulassungen (Massivholzplatten)**

- [162] ETA-05/0211, „Lignotrend Brettsperrholzelemente“, Lignotrend AG, bis: 2010.
- [163] Z-9.1-0209, „Dreischichtplatten aus Nadelholz“, Schwörer Haus GmbH & Co. KG, bis: 2006.
- [164] Z-9.1-0242, „K2 multiplan – Drei- und Fünfschichtplatten“, Kaufmann Holzbauwerk GmbH, bis: 2007.
- [165] Z-9.1-0258 „Drei- und Fünfschichtplatten“, Dold Südwestdeutsche Sperrholzwerte GmbH, bis: 2009.
- [166] Z-9.1-0283, „LIGNOTREND – Holzblockelemente“, LIGNOTREND Klimaholzhaus AG, bis: 2004.
- [167] Z-9.1-0320, „Tilly – Dreischichtplatten aus Nadelholz“, Tilly Holzindustrie GmbH, bis: 2010.
- [168] Z-9.1-0376, „Dreischichtplatten, Fünfschichtplatten“, Holzwerke Pröbstl GmbH, bis: 2007.
- [169] Z-9.1-0380, „NHT-Verbinder“, MERK-Holzbau GmbH & Co, bis: 30.06.2010.

- [170] Z-9.1-0394, „WIEHAG-profiplan – Drei- und Fünfschichtplatten“, Wiesner-Hager Baugruppe Ges.m.b.H., bis: 2008.
- [171] Z-9.1-0401, „Dreischichtige Massivholzplatten“, Gebrüder Heißeher, bis: 2009.
- [172] Z-9.1-0404, „Haas – Drei- und Fünfschichtplatten aus Nadelholz“, Haas Fertigbau GmbH, bis: 2003.
- [173] Z-9.1-0405, „Mende-Dünnschanplatten“, Wilhelm Mende GmbH & Co, bis: 2003.
- [174] Z-9.1-0409, „LIGNOTREND-Deckenelemente“, LIGNOTREND Klimaholzhaus AG, bis: 2003.
- [175] Z-9.1-0413, „Drei- und Fünfschichtplatten „MULTISTAT“ aus Nadelholz“, BINDER HOLZ, Franz Binder GesmbH, bis: 2008.
- [176] Z-9.1-0465, „NORDPAN Drei- u. Fünfschichtplatten“, NORDPAN SPA AG, bis: 2005.
- [177] Z-9.1-0477, „GMACH – Dreischichtplatten aus Nadelholz“, Holzwerke GMACH GmbH & Co.KG, bis: 2010.
- [178] Z-9.1-0518, „MERK B1-Fassadenelemente“, MERK-Holzbau GmbH & Co, bis: 2004.
- [179] Z-9.1-0555, „LIGNOTREND-Elemente“, LIGNOTREND AG Guntenmatte, bis: 31.08.2007.
- [180] Z-9.1-0572, „Dreischichtplatten AGROP NOVA“, AGROP NOVA A.G. 79843 Pteni Tschechische Republik, bis: 2008.
- [181] Z-9.1-0576, „Woodtec – Massivholzplatten“, Woodtec Fankhauser GmbH Schweiz, bis: 2010.
- [182] Z-9.1-0596, „ELKA-Massivholzplatte“, Ludwig Kuntz GmbH, bis: 2009.
- [183] Z-9.1-0602, „Massiv-Holz-Mauer-Wandelement“, MHM Entwicklungs GmbH Pfronten-Weißbach, bis: 2010.
- [184] Z-9.1-0612, „PFEIFER–Massivholzplatten“, Holzindustrie Pfeifer GmbH&Co. KG, bis: 2010.
- [185] Z-9.1-0638, „Brettsperrholz MM-BSP“, Mayr Melnhof Systemholz Gaishorn GmbH, bis: 2010.

## 10 Internetadressen (Forschungseinrichtungen)

An dieser Stelle sind nur Forschungseinrichtungen angeführt, Hersteller wurden keine aufgenommen.

- [186] Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Abteilung Holz, [www.empa.ch/plugin/template/empa/92/\\*/--/l=1](http://www.empa.ch/plugin/template/empa/92/*/--/l=1)
- [187] Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Abteilung Structural Engineering, [www.empa.ch/plugin/template/empa/93/\\*/--/l=1](http://www.empa.ch/plugin/template/empa/93/*/--/l=1)
- [188] holz.bau forschung gmbh, [www.holzbauforschung.at](http://www.holzbauforschung.at)
- [189] Istituto per la valorizzazione del legno e delle specie arboree: [www.ivalsa.cnr.it](http://www.ivalsa.cnr.it)
- [190] TH Karlsruhe, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, [www.holz.uni-karlsruhe.de](http://www.holz.uni-karlsruhe.de)
- [191] TU München, Fachgebiet Holzbau, [www.fgh.bv.tum.de](http://www.fgh.bv.tum.de)
- [192] TU Graz, Institut für Holzbau und Holztechnologie, [www.lignum.at](http://www.lignum.at)
- [193] TU Graz, Labor für Bauphysik, [www.bauphysik.tugraz.at](http://www.bauphysik.tugraz.at)

## 1 Referenten

Blaß, Hans Joachim	TH Karlsruhe
Buri, Hani	EPFL
Czaderski, Christoph	EMPA Dübendorf
Ferk, Heinz	TU Graz
Guggenberger, Werner	TU Graz
Jöbstl, Robert	TU Graz
Kreuzinger, Heinrich	TU München
Merz, Konrad	Merz Kaufmann Partner GmbH
Moosbrugger, Thomas	TU Graz
Pirnbacher, Gernot	holz.bau forschungs gmbh
Pischl, Richard	TU Graz
Pöschl, Wolfgang	Architekturbüro Pöschl
Sandhaas, Carmen	IVALSA in San Michele all'Adige, Italien
Schickhofer, Gerhard	TU Graz
Steiger, René,	EMPA Dübendorf
Traetta, Gianluigi,	holz.bau forschungs gmbh
Von der Linden, Wolfgang	TU Graz
Zinganel, Peter	Architekturbüro Zinganel

## 2 Teilnehmerliste

Aigner, Thomas	Binder Holzbausysteme GmbH
Amorth, Andreas	Finnforest Merk GmbH
Augustin, Manfred	TU Graz
Bader, Robert	Ingenieurkonsulent
Becker, Wieland	Hasslacher Holzindustrie GmbH
Berger, Markus	Zimmerei & Holzbau Ganneshofer
Bogensperger, Thomas	TU Graz
Brandner, Reinhard	holz.bau forschungs gmbh
Drobesch, Jürgen	Heinz Stark GmbH
Enzensberger, Harald	Lieb Bau Weiz GmbH & Co KG
Fleck, Dieter	Universität Innsbruck
Fritz, Stefan	holz.bau forschungs gmbh
Ganneshofer, Alfred	Zimmerei & Holzbau Ganneshofer
Gruber, Bernhard	Das Massivholzhaus
Gülzow, Arne	EMPA Dübendorf
Guttman, Eva	Zuschnitt
Haasis, Marcel	EPFL
Harrer, Vinzenz	Vinzenz Harrer GmbH
Hasewend, Björn	TU Graz
Hasewend, Gunther	Landesbaudirektor Land Steiermark
Heinrich, Gerhard	Zivilingenieur für Bauwesen
Hofstetter, Karin	TU Wien
Hörmandinger, Klaus	Glorit Bausysteme GmbH

---

Hübner, Ulrich	holz.bau forschungs gmbh
Illek, Franz	Knapp GmbH
Jeitler, Georg	holz.bau forschungs gmbh
Kahlig, Heinz	Nussmüller Architekten ZT GmbH
Katzengruber, Helmut	Stora Enso Timber AG
Katzengruber, Reinhard	TU Graz
Kaufmann, Ernst	Kaufmann Holz GmbH
Koller, Siegfried	TU Graz
Koppelhuber, Josef	Ingenieurkonsulent
Kraus, Franz	Stora Enso Timber AG
Krenn, Harald	TU Graz
Krispler, Martin	Kaufmann Holz GmbH
Kronreif, Matthias	HTL Hallein
Kruckenhauser, Michael	Architekt DI Michael Kruckenhauser
Kuenz, Manfred	IBK - Ingenieurbüro Kuenz
Langejürgen, Torsten	Knapp GmbH
Leeb Wolfgang	holz.bau forschungs gmbh
Lengauer-Stockner, Martin	Holzbau Lengauer-Stockner GmbH
Meinhardt, Günther	Buchacher Holzleimbau GmbH
Mestek, Peter	TU München
Mühlehner, David	Knapp GmbH
Müller Reinholz, Aldo	Universität Innsbruck
Nöst-Kahlen, Elisabeth	TU Graz
Novak, Michael	Technisches Büro für Hochbau
Nussmüller,	Nussmüller Architekten ZT GmbH
Oster, Anton	RWT plus Ziviltechniker GmbH
Pock, Kurt	Fachhochschule Technikum Kärnten
Schaffer, Johann	Schaffer Sägewerk-Holzexport GmbH
Schmidt, Ingo	Finnforest Merk GmbH
Schörghofer, Peter	FFG - Österr. Forschungsförderung
Spiehs, Helmut	Binder Holzbausysteme GmbH
Stampfl, Martin	ZT-Kanzlei DI Walter Daninger
Strickner, Armin	Reinverbund GmbH
Stürzenbecher, Reinhard	TU Wien
Uibel, Thomas	TH Karlsruhe
Unterwieser, Helene	holz.bau forschungs gmbh
Weber, Josef	Pauser ZT GmbH
Wechtitsch, Michael	Student
Weger, Sieglinde	Pro Holz Austria
Weißnar, Hildegard	TU Graz
Wischenbart, Josef	Ziviltechnikergesellschaft
Zehetgruber, Johann	DI Johann Zehetgruber - ZT GmbH
Ziegler, Tillmann	Graf Holztechnik GmbH





## Motivation

Das Bauen mit flächenhaften und großformatigen Brettspertholz-Elementen, auch als Holz-Massivbauweise bekannt, stellt eine konkurrenzfähige Alternative zu den bekannten Massivbauweisen mit Ziegel und Beton dar und ergänzt die wohl bekannte Holz-Leichtbauweise. Die Holz-Massivbauweise ist insbesondere durch die Verwendung von massiven, flächenhaften Platten- und Schreibelementen aus Brettspertholz (BSP) geprägt, wobei die lastabtragenden, bauphysikalischen und architektonischen Aspekte in diesen BSP-Elementen vereint sind.

Marktanalysen zeigen, dass das gegenwärtige Produktionsvolumen europaweit bei rund 100.000 m<sup>3</sup> liegt. Die Nachfrage und der immer häufiger von Architekten für Projekte gewählte Einsatz von BSP-Elementen lassen eine Trendentwicklung hin zur nachhaltigen Holz-Massivbauweise erwarten. Von einem merkbaren Anstieg der gegenwärtigen Produktionsmenge innerhalb der nächsten Jahre kann daher ausgegangen werden. Liegen die Märkte heute noch vorwiegend in Mitteleuropa (Österreich, Schweiz, Deutschland und Norditalien) und in zunehmenden Maße auch in Skandinavien, so darf erwartet werden, dass die Vorteile der Holz-Massivbauweise auch für Uferseeländer an Bedeutung gewinnen werden.

Begleitende Forschungsaktivitäten sind daher unumgänglich, um sowohl die Zuverlässigkeit des Produktes selbst als auch die Qualität von aus BSP-Elementen errichteten Bauwerken nachhaltig gewährleisten zu können. Aus diesem Grunde wurde – auf Basis der seit 1990 in diesem Themenfeld gegebenen Forschungsstätigkeit am Institut für Holzbau und Holztechnologie und seit 2002 auch in der Holzbau forschungs gmbh – im Jahre 2005 die fakultätsübergreifende so genannte denk.werk.statt.ssp.insLeben gerufen.

Um der Holz-Massivbauweise den für die Zukunft nötigen wissenschaftlichen Rückhalt zu bieten, befassen sich die in der 'denk.werk.statt.ssp' agierenden Wissenschaftler mit der theoretischen und experimentellen Untersuchung der Holz-Massivbauweise. Mit der Erarbeitung der notwendigen Grundlagen und den erforderlichen Anwendungsdokumenten soll die Holz-Massivbauweise in die Zukunft geführt werden. Eines sollte klar sein: Nur durch ein solides und abgesichertes Wissen, verbunden mit aufbereiteten handhabbaren Richtlinien für die Bemessung und den Einsatz wird die Holz-Massivbauweise mit BSP im gewünschten Ausmaß und Umfang reüssieren können.

## Veranstalter

Institut für Holzbau und Holztechnologie, TU Graz  
Institut für Stahlbau und Flächentragwerke, TU Graz  
holz.bau forschungs gmbh

## Veranstaltungsort

TU Graz, Hörsaal L  
Lessingstraße 25, 1. OG  
8010 Graz

## Programm

8 <sup>30</sup> - 9 <sup>00</sup>	<b>Registrierung</b>		
9 <sup>00</sup> - 9 <sup>15</sup>	<b>Begrüßung durch den Vizerektor</b>	W. v. d. Linden	
9 <sup>15</sup> - 9 <sup>45</sup>	<b>Entwicklung des Brettspertholzes (BSP)</b> Ein Blick auf Forschung und Entwicklung für ein Produkt mit Zukunftspotenzial	G. Schickhofer	
9 <sup>45</sup> - 10 <sup>15</sup>	<b>Anwendung und Berechnung von BSP</b> Normen, Zulassungen, Anwendungsbereiche	H. Kreuzinger P. Westek	
10 <sup>15</sup> - 10 <sup>45</sup>	<b>Forschung an der TU Graz</b> Neue Erkenntnisse zur Nachweisführung von begehrten BSP-Elementen	R. A. Jöbstl	
10 <sup>45</sup> - 11 <sup>10</sup>	<b>Kaffeepause</b>		
11 <sup>10</sup> - 11 <sup>40</sup>	<b>Forschung an der EMPA</b> Statische und dynamische Versuche an BSP-Plattenstrukturen	R. Steiger Ch. Czaderski	
11 <sup>40</sup> - 12 <sup>10</sup>	<b>Forschung an der TU Graz</b> Spannungs- und Verformungsrechnung für geschichtete BSP-Plattenstrukturen	W. Guggenberger	
12 <sup>10</sup> - 12 <sup>40</sup>	<b>Forschung an der TU Graz</b> Stiefgabeluntersuchungen an BSP-Schreibelementen	Th. Moosbrugger	
12 <sup>40</sup> - 14 <sup>00</sup>	<b>Mittagspause – Buffet</b>		
14 <sup>00</sup> - 14 <sup>30</sup>	<b>Forschung an der Universität Karlsruhe</b> Stiftförmige Verbindungsmittel in Brettspertholz	H. J. Blass Th. Uebel	
14 <sup>30</sup> - 15 <sup>00</sup>	<b>Forschung an der TU Graz</b> Anwendung der Johansen-Theorie für gekreuz geschichtete Strukturen	G. Traetta G. Pirnbacher	
15 <sup>00</sup> - 15 <sup>30</sup>	<b>Forschung an der TU Graz</b> Bauphysikalische Aspekte für den Holz-Massivbau mit BSP	H. Ferk	
15 <sup>30</sup> - 15 <sup>50</sup>	<b>Kaffeepause</b>		
15 <sup>50</sup> - 16 <sup>20</sup>	<b>BSP in der Praxis</b> Anwendung von BSP am Beispiel verschiedener Projekte	K. Merz	
16 <sup>20</sup> - 16 <sup>50</sup>	<b>Die Technik des Origami im Holzbau</b> Falwerkstrukturen aus BSP-Elementen	H. Buri	
16 <sup>50</sup> - 17 <sup>30</sup>	<b>shell housing</b> Potenziale der Holz-Massivbauweise	P. Zinganel, W. Pöschl	
17 <sup>30</sup>	<b>Diskussion, Resümee und Abschluss</b>	G. Schickhofer	

## Moderation

Vormittag: em.Univ.-Prof. DI Dr. techn. Richard Pischl  
Nachmittag: Univ.-Prof. DI Dr. techn. Gerhard Schickhofer

## Referenten

Univ.-Prof. DI Dr. rer. nat. <b>Wolfgang von der Linden</b> Vizerektor für Forschung und Technologie Technische Universität Graz	Univ.-Prof. DI Dr. techn. <b>Gerhard Schickhofer</b> Institut für Holzbau und Holztechnologie Technische Universität Graz
Univ.-Prof. Dr.-Ing. DI <b>Hans Joachim Blass, Thomas Uibel</b> Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen Universität Karlsruhe	Univ.-Prof. Dr.-Ing. DI <b>Heinrich Kreuzinger, Peter Mestek</b> Institut für Baustoffe und Konstruktion, Fachgebiet Holzbau Technische Universität München
A.o.Univ.-Prof. DI Dr. techn. <b>Werner Guggenberger</b> Institut für Stahlbau und Flächentragwerke Technische Universität Graz	DI <b>Konrad Merz</b> merz kaufmann partner GmbH, Dornbirn
Dr. Sc. Techn. Dipl. Bauing, ETH, Dipl. Bauing, FH <b>Rene Steiger, Christoph Czaderski</b> Abteilung Holz, Abteilung Ingenieurstrukturen Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt	Architekt <b>Hani Buri</b> Lehrstuhl für Holzkonstruktionen IBOIS Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
DI, DI <b>Peter Zinganel, Wolfgang Pöschl</b> Architekturbüro Zinganel, TÄTANKA, Ideenvertriebsgmbh	DI <b>Heinz Ferk</b> Institut für Hoch- und Industriebau, Labor für Bauphysik Technische Universität Graz
DI, DDI <b>Robert August Jöbstl, Thomas Moosbrugger</b> Institut für Holzbau und Holztechnologie Technische Universität Graz	DI, DI <b>Gianluigi Traetta, Gernot Pirnbacher</b> holz.bau forschungs gmbh

**holz.bau** forschungs gmbh



lignum  
study research engineering



