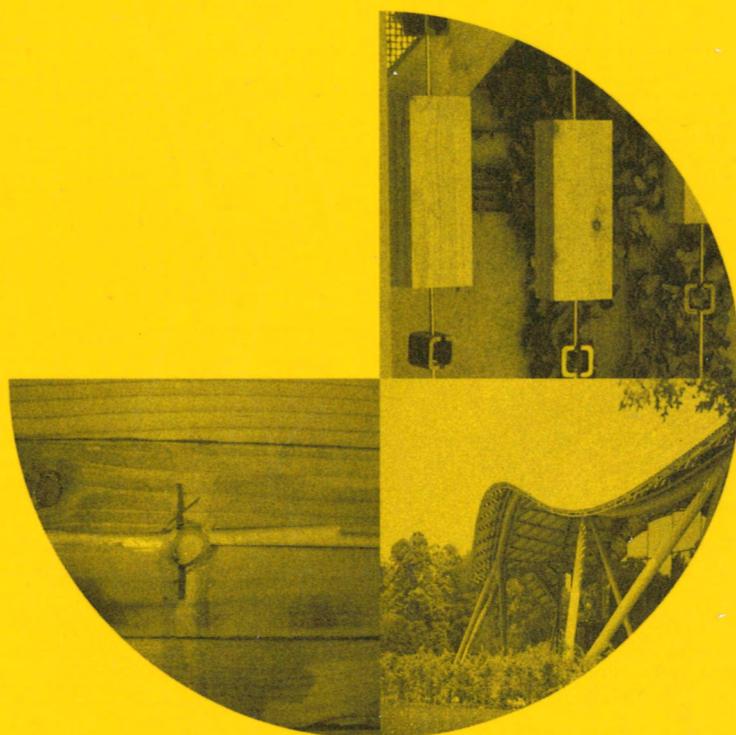


**Ingenieurholzbau  
Karlsruher Tage  
Forschung für die Praxis**

4. und 5. Oktober 2007

**2007**



**Tagungsband**



**Universität Karlsruhe (TH)**  
Forschungsuniversität · gegründet 1825

**Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen**

in Zusammenarbeit mit



Alle Rechte sind vorbehalten, auch die des auszugsweisen Nachdrucks oder der Vervielfältigung, Übersetzung, Mikroverfilmung, der Speicherung in elektronischen Systemen sowie der Verbreitung im Internet.

Für den Inhalt der Vorträge sind ausschließlich die Verfasser verantwortlich.

**Veranstalter:**

Universität Karlsruhe, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen  
in Zusammenarbeit mit  
Bruderverlag Albert Bruder GmbH & Co. KG

**Herausgeber:**

Bruderverlag, Albert Bruder GmbH & Co. KG  
Stolberger Straße 84  
50933 Köln  
Telefon: ++49(0)221/5497-0, Fax: ++49(0)221/5497-326  
E-Mail: red.bauenmitholz@bruderverlag.de  
Bestell-Nr. KT2005290  
Layout und Produktion: Werner Lieber  
Druck: Engelhardt

# Tagungsprogramm

## Donnerstag, 4. Oktober 2007

- 13:00 Eröffnung und Begrüßung
- 13:15 Analyse von Schäden an bestehenden Holzkonstruktionen  
Dr.-Ing. Matthias Frese, Karlsruhe
- 13:45 Leitfaden für die Begutachtung bestehender Holzbauwerke  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß, Karlsruhe
- 14:30 Ergebnisse und Schlussfolgerungen aus den Felduntersuchungen einer Eissporthalle  
Prof. Dr. Phys. Franz Feldmeier, Rosenheim
- 15:15 Kaffeepause
- 16:00 Ertüchtigung von BS-Holz-Tragwerken  
Prof. Dr.-Ing. Heinz Brüninghoff, Rösrath
- 16:45 Brandschutz-Problemlösungen bei hölzernen Treppen in bestehenden Geschosswohnbauten  
Dr.-Ing. Mandy Peter, Berlin, und Dipl.-Ing. Jürgen Kunkelmann, Karlsruhe
- 20:00 Gemütliches Beisammensein im Hoepfner Burghof mit Buffett

## Freitag, 5. Oktober 2007

- 9:00 Praxisgerechte Bemessung von Brettsperrholz  
Dipl.-Ing. Robert Jöbstl, Graz
- 9:45 Brettsperrholz – Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln  
Dipl.-Ing. Thomas Uibel, Karlsruhe
- 10:15 Kaffeepause
- 11:00 Vorbemessung nach DIN 1052 –  
Einfach, schnell, zutreffend durch drastisch vereinfachte Formelansätze  
Dipl.-Ing. (FH) Klaus Fritzen, Köln
- 11:45 Extraordinary wooden constructions – complications and solutions  
Prof. Richard Harris, Bath
- 12:30 Schlusswort

# Vorwort

## Sicherheit gewinnen durch Verständnis

Bauwerke entstehen und bestehen in einem Prozess. Beginnend mit der Investitionsidee über die Planung und die Bauwerkerrichtung bis zur Gebäudenutzung und letztendlich bis zu dem Abriss oder Zerfall unterliegen Bauwerke beständig Veränderungen. Die Veränderlichen sind die Einwirkungen durch Menschen sowie durch physikalische, chemische und biologische Umgebungsbedingungen. Die gesellschaftlichen Ansprüche an Bauwerke lassen sich zusammenfassen mit: Sicherheit, Umweltverträglichkeit und Dauerhaftigkeit, ohne hier auf die jeweils geforderte Größe des Anspruches eingehen zu wollen. Die darüber hinausgehenden, privaten Ansprüche lassen sich zusammenfassen mit: Behaglichkeiten (kostengünstig, rentabel, schön, ökologisch, kuschelig, funktionstüchtig und vielerlei mehr). Die Bauschaffenden, dazu gehört auch der Bauherr und der Bauwerkseigner, haben die gewichtige Aufgabe, mit Technik die umfassenden sozialen Ansprüche aus Vorschriften und privaten Vorgaben zu erfüllen.

Hier, bei den Karlsruher Tagen, geht es regelmäßig um die technische Einordnung von Holzbau-Angelegenheiten in gesellschaftlich definierte Zusammenhänge. Im Schwerpunkt ist die Sicherheit die gesellschaftliche Angelegenheit, die besprochen wird. Gerade bei Neuerungen steht die Sicherheit an allererster Stelle der technischen Betrachtung. Bauwerke müssen vor allen anderen Aspekten beständig sein und beständig erhalten werden. Unter Neuerungen wollen wir hier auch Erneuerungen verstehen.

Standesicherheit stellt im Bauwesen den Abstand eines Bauwerkes vom Übergang aus einem stabilen Zustand in einen labilen Zustand dar. Weitere Sicherheiten sind definiert durch Flucht- und Rettungsmöglichkeiten im Brandfalle oder Vermeidung von gesundheitsgefährdenden Einflüssen aus Bauwerken. Die berechenbaren oder messbaren, technischen Einflussgrößen werden den gesellschaftlichen Anforderungen und Wünschen gegenüber gestellt, und es gilt festzustellen, ob das geforderte Sicherheitsniveau erfüllt ist. Wir haben zu unterscheiden zwischen einem rechnerischen und einem tatsächlichen Sicherheitsniveau, gerade bei dem natürlich gewachsenen Werkstoff Holz, dessen technische Eigenschaften weitaus größere Spannweiten umfassen, als es bei synthetisch hergestellten Werkstoffen der Fall ist. Unabhängig von der Technik handelt der Mensch bei der Errichtung und Unterhaltung von Bauwerken mehr oder

weniger sorgfältig. Sorgfalt und Wirtschaftlichkeit müssen in einem ausgewogenen Verhältnis stehen, weil es sonst gar nicht zum Bauen kommt oder statt Bauwerksunterhaltung der Abriss oder Einsturz ansteht.

Sorgfalt setzt sich zusammen aus Verständnis, Verantwortungsbewusstsein und Überwachung. Nur was ich verstehe, kann ich bewusst verantworten und gegebenenfalls überwachen. Die Flut der Neuerungen durch Forschung und Entwicklung sowie durch das gesellschaftlich bestimmte Vorschriftenwesen erfordert zunehmendes Wissen der Verantwortlichen in dem Prozess, der einem Bauwerk zu eigen ist.

Der Übergang von der Forschung in die Praxis ist somit sehr wesentlich mit der Problematik verständlicher Kommunikation behaftet. Richard Harris stellt in seinem Vortrag die Bedeutung der Kommunikation zwischen den Bauschaffenden überzeugend dar. Nur aus der Kenntnis des Verhaltens von Treppenhäusern mit hölzernen Treppen heraus lassen sich die sinnvollen Maßnahmen ableiten. Nur mit Systematik und besonderer Kennerschaft lässt sich der Baubestand zutreffend bewerten. Und mit neuen Erkenntnissen lässt sich sorgfältig nur etwas anfangen, wenn sie so formuliert sind, dass der, der etwas damit anfangen soll, die Formulierungen versteht. Zum Brettsperholz und zu mechanischen Holzverbindungen wird einfach anwendbar formuliert.

Neuhochdeutsch nennt man das „Transfer“ oder Normaldeutsch Vermittlung. Verständlichkeit ist uns ein Anliegen. Wir danken den Referenten, dass sie entsprechend informieren.

Die Veranstalter wünschen Ihnen, den Teilnehmern, dass Sie mit der Vermittlung für die Praxis zufrieden sein mögen und Nutzen aus Verständnis mit nach Hause nehmen.

Hans Joachim Blaß  
Klaus Fritzen

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Analyse von Schäden an bestehenden Holzkonstruktionen</b>	
	<b>Dr.-Ing. Matthias Frese</b>	
1.	Einleitung	7
2.	Datenerfassung von Schadensfällen	7
3.	Darstellung der Bauwerke und ihrer Schäden	9
4.	Ausblick	12
5.	Danksagung	13
6.	Literatur	13
<b>2</b>	<b>Leitfaden für die Begutachtung bestehender Holzbauwerke</b>	
	<b>Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß</b>	
1.	Vorbemerkung	15
2.	Anwendungsbereich	15
3.	Bauwerks-/Objektbuch	16
4.	Bauwerksüberprüfung	16
5.	Weitere Hinweise	19
6.	Leitfaden zu einer ersten Begutachtung von Hallentragwerken aus Holz	20
<b>3</b>	<b>Ertüchtigung von BS-Holz-Tragwerken</b>	
	<b>Prof. Dr.-Ing. Heinz Brüninghoff</b>	
1.	Einleitung	25
2.	Ursachen von Schäden	25
3.	Versagensarten des Bauteils	28
4.	Feststellung des Schadensumfanges	29
5.	Sanierungsverfahren Verkleben von Rissen	31
6.	Befähigung zu Arbeiten an der Baustelle	34
<b>4</b>	<b>Brandschutz-Problemlösungen bei hölzernen Treppen in bestehenden Geschosswohnbauten</b>	
	<b>Dr.-Ing. Mandy Peter</b>	
	<b>Dipl.-Ing. (TH) Jürgen Kunkelmann</b>	
1.	Brand- und Rauchausbreitung in Gebäuden	37
2.	Spezielle Brandschutzprobleme bei Altbauten und historischen Gebäuden	39
3.	Anforderungen an Treppen und Treppenräume nach Musterbauordnung (MBO 2002)	41
4.	Brandschutztechnische Maßnahmen bei Treppen und Treppenräumen in bestehenden Geschosswohnbauten	41
5.	Anhang: Auswahl anlagentechnischer Maßnahmen	44
<b>5</b>	<b>Praxisgerechte Bemessung von Brettsperrholz</b>	
	<b>Dipl.-Ing. Robert A. Jöbstl</b>	
1.	Einleitung	51
2.	Grundlagen für die Bemessung	51
3.	Verformungsberechnung	51
4.	Querschnittskennwerte	52
5.	Schubkorrekturbeiwert	53
6.	Nachweisverfahren	56
7.	Rückrechnung auf einen Materialkennwert $k_{def,9090}$	58
8.	Rückrechnung auf einen verschmierten Produktkennwert $k_{def,BSP}$	60
9.	Zusammenfassung	61
10.	Literaturverzeichnis	61

<b>6</b>	<b>Brettsperrholz – Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln</b>	
	<b>Dipl.-Ing. Thomas Uibel</b>	
1.	Einleitung	63
2.	Eigenschaften von Brettsperrholz	63
3.	Tragfähigkeit bei Beanspruchung in Richtung der Stiftachse	64
4.	Tragfähigkeit bei Beanspruchung rechtwinklig zur Stiftachse	65
5.	Konstruktive Ausbildung von Anschlüssen	70
6.	Langzeitverhalten	71
7.	Zusammenfassung und Ausblick	71
8.	Literatur	72
<b>7</b>	<b>Vorbemessung nach DIN 1052</b>	
	<b>– Einfach, schnell, zutreffend durch drastisch vereinfachte Formelansätze</b>	
	<b>Dipl.-Ing. Klaus Fritzen</b>	
1.	Ziel der Privat-Forschung	75
2.	Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln, auf Abscheren beansprucht	76
3.	Zusammenfassung der vereinfachten Bemessungsansätze für stiftförmige Holzverbindungsmittel bei Beanspruchung auf Abscheren	79
4.	Vereinfachte Regeln für die Anordnung der Verbindungsmittel	80
5.	Zusammenfassung	84
<b>8</b>	<b>Extraordinary Wooden Construction – Complications and Solutions</b>	
	<b>Professor Richard Harris</b>	
	Introduction	87
	Roundwood buildings at Hooke Park	87
	The Prototype House	87
	The Workshop	87
	Westminster Lodge	88
	The Globe Theatre	89
	Timber Gridshells – Downland Gridshell and the Savill Building	91
	What is a timber gridshell?	91
	Why a double layer gridshell?	91
	Concept design for the Downland Gridshell building	92
	Improved Timber	92
	Specification and Validation	93
	Site Jointing	93
	Nodal Connection	94
	The Savill Garden Building Roof	95
	References	97
<b>9</b>	<b>Ergebnisse und Schlussfolgerungen aus den Felduntersuchungen einer Eissporthalle</b>	
	<b>Prof. Dr. rer. nat. Franz Feldmeier</b>	
	Kurzfassung	99
1.	Einleitung	99
2.	Die Eissporthalle Bitburg	99
3.	Bauphysikalische Grundlagen	100
4.	Messtechnik und Datenerfassung	100
5.	Ergebnisse	101
6.	Maßnahmen zur Vermeidung von Tauwasser	103
	Zusammenfassung und Ausblick	104

**Dr.-Ing. Matthias Frese**



Universität Karlsruhe (TH)  
Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und  
Baukonstruktionen  
Kaiserstr. 12  
76131 Karlsruhe  
Tel.: 0721 608-7948  
Fax: 0721 608-4081  
E-Mail: Matthias.Frese@holz.uka.de

- |             |  |
|-------------|--|
| 1969        | Geboren in Konstanz  |
| 1991 – 1998 | Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Karlsruhe (TH)   |
| 1998 – 1999 | Mitarbeiter im Büro für Baukonstruktionen Wenzel, Frese, Pörtner, Haller, Karlsruhe                                |
| 1999 – 2001 | Mitarbeiter im Büro Müller und Klein, Freiburg   |
| Seit 2001   | Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe (TH) |
| 2006        | Promotion  |

# Analyse von Schäden ...

## ... an bestehenden Holzkonstruktionen

### 1 Einleitung

Die Unruhe in der Holzbaubranche infolge des Einsturzes der Eislaufhalle in Bad Reichenhall Anfang 2006 ist weitgehend abgeklungen. Insofern ist ein geeigneter Zeitpunkt erreicht, die Forschungsergebnisse einer Schadensanalyse an bestehenden Holzkonstruktionen [1] vorzustellen und diese aus der Distanz zu dem tragischen Ereignis in Bad Reichenhall zu beurteilen.

Zur Erinnerung: Damals stürzten in Deutschland und im benachbarten Ausland zahlreiche zum Teil Jahrzehnte alte Hallentragwerke aus Holz ein. Das hatte eine verstärkte Begutachtung bestehender Hallentragwerke durch Sachverständige im Jahre 2006 zur Folge (*Bild 1*) und war Anlass für diese Forschungsarbeit, welche die Analyse vor allem von Schäden in Hallentragwerken aus Holz zum Gegenstand hat.

Das Versagen der meisten damals eingestürzten Konstruktionen geschah unter Schneelast. Dennoch kann Überlastung durch eine außergewöhnlich hohe Schneelast oberhalb der charakteristischen Werte als alleinige Ursache oder Fehlerquelle für die meisten Fälle ausgeschlossen werden. Denn allgemein gilt, dass für das Versagen eines Bauteils oder Tragwerks mehrere, gleichzeitig wirkende Ursachen verantwortlich sind. Und das wirft die Frage nach Ursache-Wirkung-Mechanismen auf.

Schadensfälle der jüngeren Vergangenheit wurden bei Hallentragwerken aus Holz bislang noch nicht einer ganzheitlichen statistischen und systematischen Betrachtung unterzogen. Insofern wurden in dieser Forschungsarbeit zunächst Grundlagen dafür erarbeitet. Es wurde eine überschaubare Datenbank aufgebaut, in der relevante Angaben zu geschädigten Hallentragwerken gespeichert sind. Mit der Darstellung dieser „Schadensdaten“ war es möglich, ein objektives Bild geschädigter Hallen wiederzugeben, erste richtungsweisende Aussagen zu machen und wechselseitige Beziehungen zwischen möglichen Ursachen bzw.

Fehlerquellen einerseits und Schäden oder Versagensformen andererseits aufzuzeigen. Der im Holzbau tätige Ingenieur kann dadurch für die folgenden Fragestellungen sensibilisiert werden: Worauf muss ich achten? Wo liegen mögliche Schwächen? Was kann ich selbst besser oder anders machen?

### 2 Datenerfassung von Schadensfällen

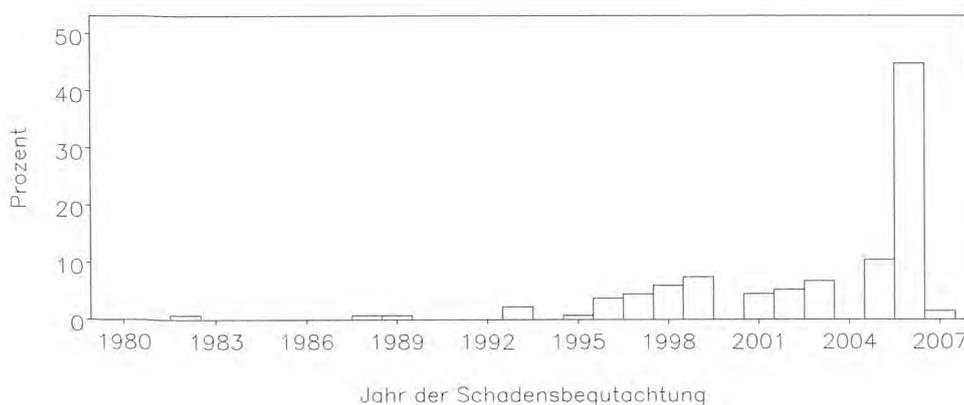
#### 2.1 Das Prinzip

Bauwerke sind in der Regel aus immer wiederkehrenden Einzelbauteilen zusammengesetzt. Diese wiederum sind mit ähnlichen Konstruktionsprinzipien miteinander verbunden. Insofern sind Bauwerke einer bestimmten Gruppe – hier Hallentragwerke aus Holz – untereinander gut vergleichbar. Das vereinfacht die Datenerfassung, die gemeinsame Betrachtung von Schadensereignissen und die Analyse, bei der ein Ganzes in seine Einzelbestandteile zerlegt wird.

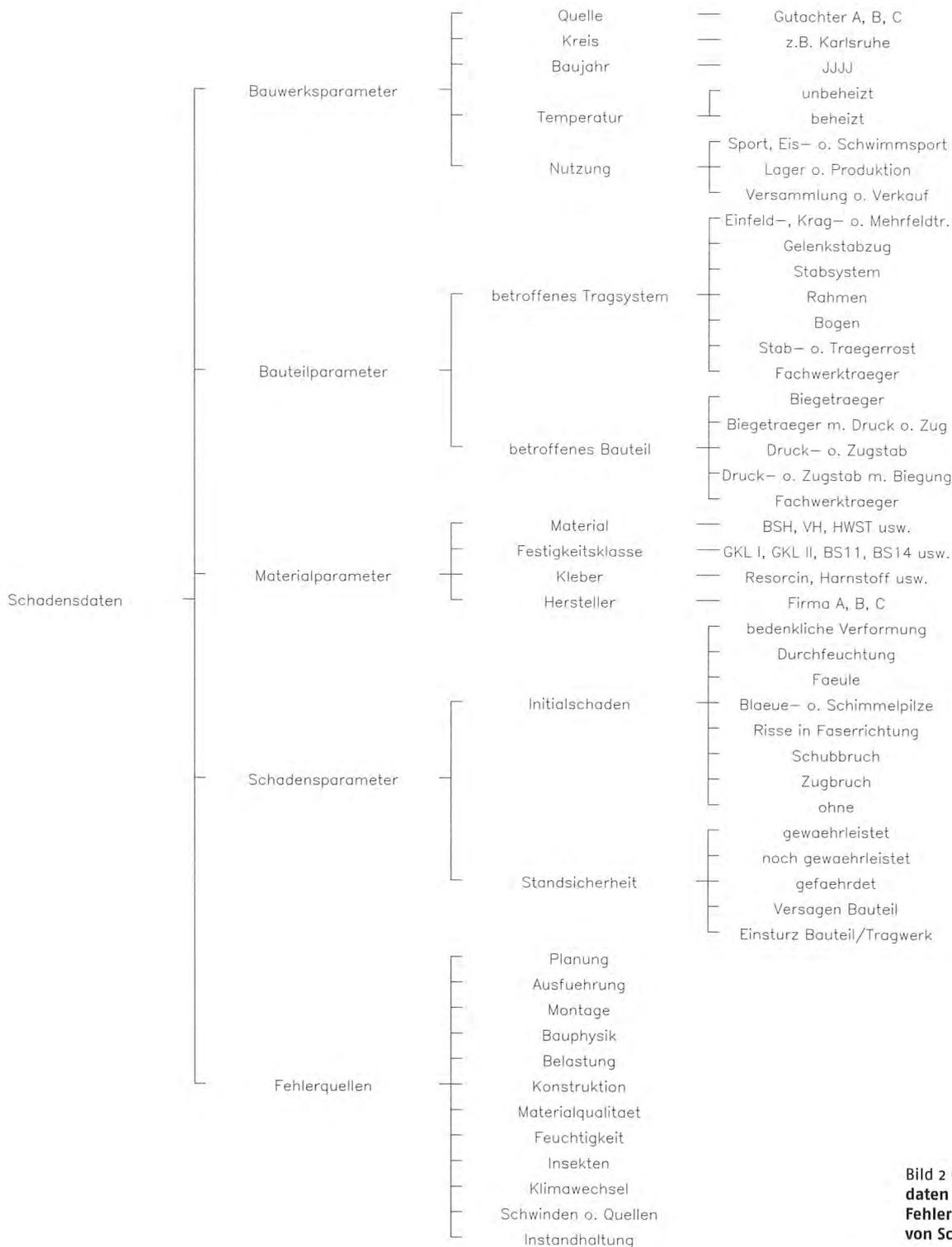
In der Hauptsache wurden beim Aufbau der Datenbank „Schadensdaten“ Gutachten von im Holzbau Sachverständigen entnommen. Es wurde ein System entwickelt, mit dem ein Schadensereignis schnell und zuverlässig erfasst werden kann. Als Datenspeicher dient eine Excel-Datenbank. Für die Darstellung und statistische Auswertung der Einträge wird ein problemorientiertes Statistik-Analyse-System verwendet. Dieses wurde so programmiert, dass es ohne nennenswerte Eingriffe auch auf einen in Zukunft wachsenden Datenbestand zugreifen und diesen auswerten kann.

#### 2.2 Die Daten

Die Daten eines Schadensfalls werden anhand von Parametern erfasst, die mit Schlagwörtern belegt werden. Die Systematik zeigt das Baumdiagramm in *Bild 2* – in diesem Beitrag nur für eine Auswahl der



**Bild 1** Häufigkeitsverteilung des Jahres der Schadensbegutachtung durch Sachverständige, welche Gutachten für die Forschungsarbeit zur Verfügung gestellt haben: Über 45 Prozent der entdeckten Schäden wurden von den beteiligten Experten im Jahr 2006 begutachtet.



**Bild 2 Gliederung der Schadensdaten in Parametergruppen und Fehlerquellen sowie eine Auswahl von Schlagwörtern**

Schlagwörter. Diese stehen jeweils am Ende der Verzweigungen. Es wird zwischen vier Parametergruppen zur Erfassung der Bauwerks-, Bauteil-, Material- und Schadensdaten sowie Fehlerquellen unterschieden.

Die Bauwerksparameter sollen Antworten auf folgende Fragen ermöglichen: Woher stammen die Daten, in welchen Regionen Deutschlands befinden sich die Bauwerke, wann sind sie errichtet worden und welche Nutzung war vorherrschend?

Die Bauteil- und Materialparameter stehen im Gegensatz dazu im direkten Zusammenhang mit einem Schaden. Sie geben vor allem Auskunft darüber, welche Tragsysteme, Bauteile und Materialien betroffen waren. Bild 3 verdeutlicht hierzu beispielhaft einige Schlagwörter für betroffene Bauteile, die nach ihren Schnittkräften klassifiziert werden.

Mit den Schadensparametern wird das Schadensbild näher beschrieben. Dabei wird der Initialschaden als Beendigung der Fähigkeit eines

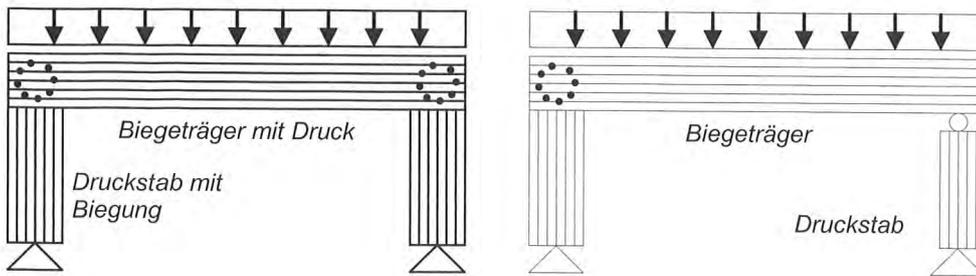


Bild 3 Beispielhafte Darstellung von Schlagwörtern für betroffene Bauteile

Bauteils definiert, eine geforderte Funktion bezüglich der Standsicherheit, der Gebrauchstauglichkeit oder des Aussehens (ästhetische Aspekte) uneingeschränkt zu erfüllen. Ein Initialschaden wird weder direkt noch indirekt durch einen Schaden an einem anderen Bauteil verursacht. Von besonderer Bedeutung sind Initialschäden wie Risse in Faserrichtung, Schubbruch und Zugbruch, weil dadurch die Festigkeitswerte von Holz(werkstoffen) bei Traggliedern in Bauteilgröße unter Beweis gestellt werden. Diese von Labormethoden unabhängige Perspektive kann Stärken, aber auch Schwächen von Material im Gesamtzusammenhang Bauwerk - Belastungsgeschichte verdeutlichen. Zahlreichen Gutachten kann eine Beurteilung der Standsicherheit von Bauteilen oder Tragwerken entnommen werden. Auch diese wurde erfasst.

Es wurden 12 Fehlerquellen definiert, die in einem ursächlichen Zusammenhang mit Schadensereignissen stehen können. Bezüglich einer weiteren Differenzierung der einzelnen Fehlerquellen sei auf den Forschungsbericht [1] verwiesen. Bauphysik und Konstruktion wurden, obwohl sie ihren Ursprung bereits in der Planung haben, wegen der Übersichtlichkeit und der großen Bedeutung als eigene Quelle aufgeführt. Aus denselben Gründen wurde die Fehlerquelle Materialqualität, die streng genommen der Ausführung bei der Herstellung unterzuordnen wäre, als eigenständige Quelle definiert. Idealerweise betreffen dann die Fehlerquellen Tragwerksplanung, Bauphysik und Konstruktion die Bauwerksplanung, Ausführung und Montage die Arbeiten der ausführenden Baufirmen und Materialqualität den Hersteller (fast ausnahmslos) von Brettchichtholz. Insofern lassen sich Fehlerquellen auch den am Bau beteiligten Personengruppen, die unterschiedliche Funktionen haben, zuordnen. Das bietet die Möglichkeit, sich selbst ggf. zu positionieren.

Die Fehlerquellen Feuchtigkeit, Insekten und Klimawechsel (vgl. [2]) sind holzspezifische kritische Einwirkungen. Die Fehlerquelle Schwinden oder Quellen ist eine physikalische Gesetzmäßigkeit, die nur in Kombination mit anderen Quellen (z.B. Konstruktion) im Zusammenhang mit einem Initialschaden genannt wird.

### 3 Darstellung der Bauwerke und ihrer Schäden

#### 3.1 Vorbemerkung

Gegenwärtig umfasst die Datenbank 145 Einträge mit 141 erklär-baren Initialschäden. Diese Anzahl ist geeignet, einige typische wechselseitige Beziehungen zwischen den Parametern aufzuzeigen und erste richtungsweisende Aussagen zu Schadensfällen an Hallentragwerken aus Holz zu treffen. Statistisch sichere Aussagen, z.B. für eine fundierte Ursachenforschung, sind erst dann möglich, wenn noch weitere Schadensfälle in die Datenbank eingegeben und ausgewertet werden.

Auslöser für die Begutachtung eines Bauwerks und die Anfertigung einer Schadensbeschreibung durch einen Sachverständigen ist zumeist die Sorge eines Verantwortlichen um die Standsicherheit des Bauwerks, für den Werterhalt und für die uneingeschränkte Nutzung. Auf diesem Hintergrund sind die dargestellten Daten unbedingt zu sehen: Sie spiegeln keineswegs ein repräsentatives Bild aller Hallentragwerke aus Holz wider. Solche Bauwerke, die aufgrund ihrer ausgereiften und materialgerechten Planung, vorbildlichen Ausführung und sachgerechten Nutzung nicht den geringsten Anlass zur Sorge geben, finden praktisch keinen Eingang in den Datenbestand. Diese Tatsache muss zu der Überlegung führen, warum z.B. manche Nutzungen, Tragsysteme oder Bauteile mehr, weniger oder gar nicht in der Statistik vertreten sind. Insofern ist ein vorsichtiger Umgang

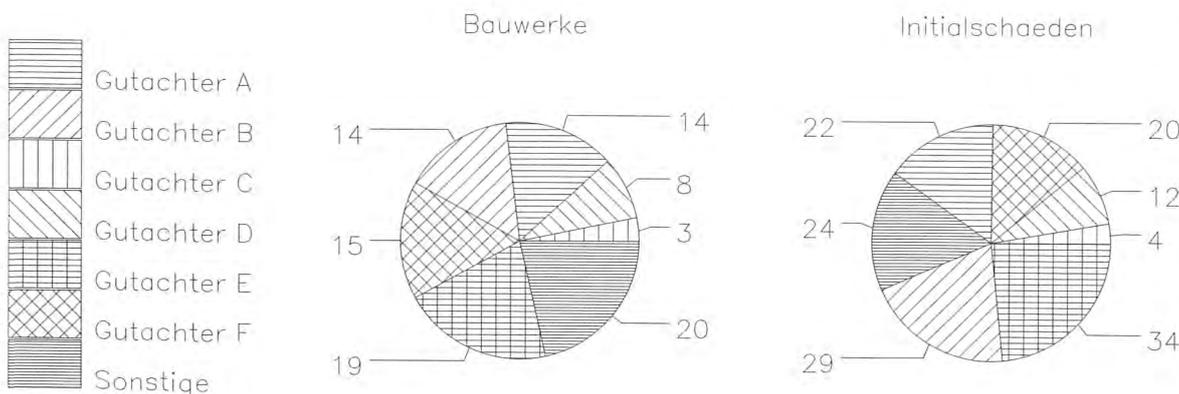
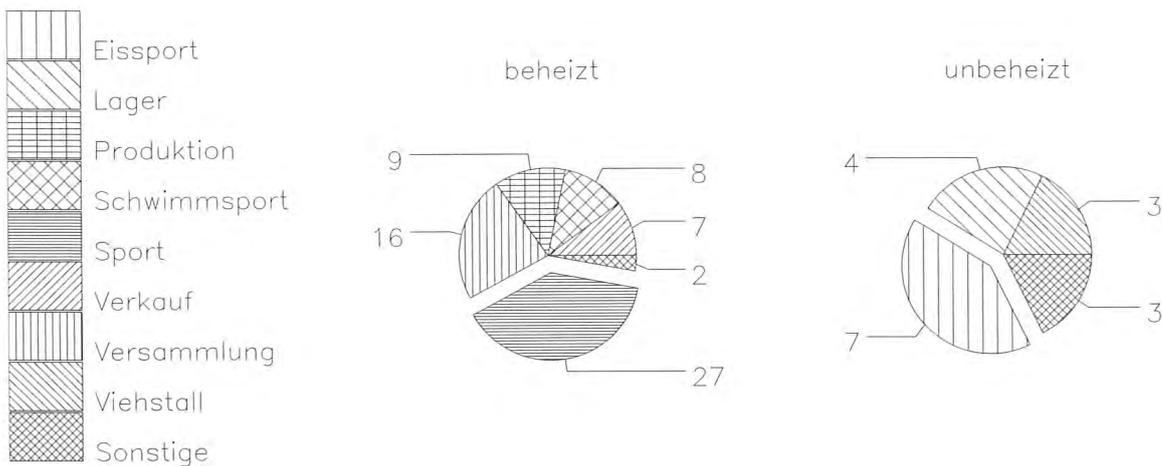
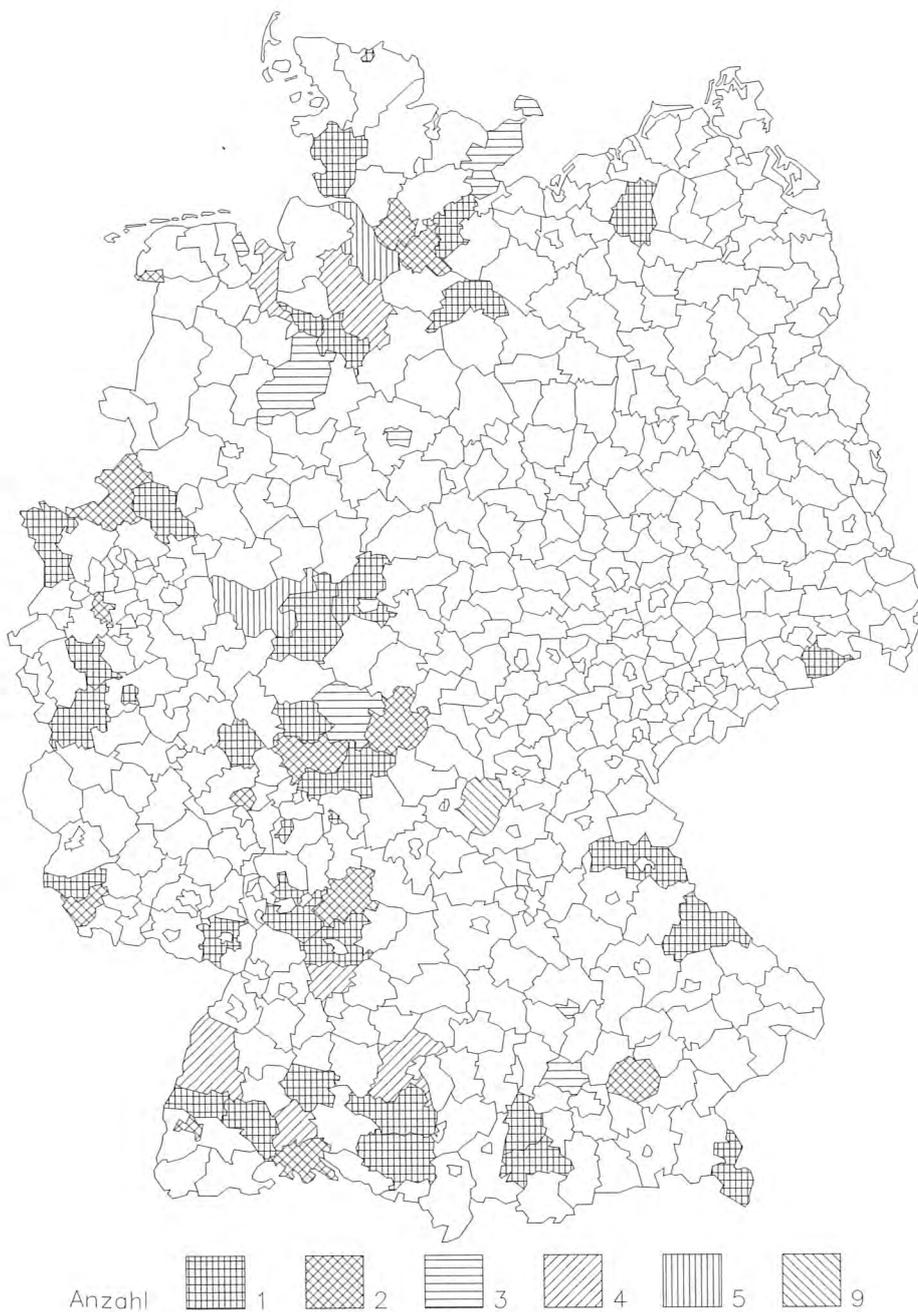


Bild 4 Anzahl der Bauwerke und darin entdeckte Initialschäden je Quelle: Von über sieben im Holzbau Sachverständigen wurden insgesamt 93 Gutachten über dieselbe Anzahl Gebäude für die Forschungsarbeit ausgewertet. Das ist vergleichbar mit einer Bündelung und Darstellung von Expertenwissen. Die Bauwerke weisen zusammen 145 so genannte Initialschäden auf.

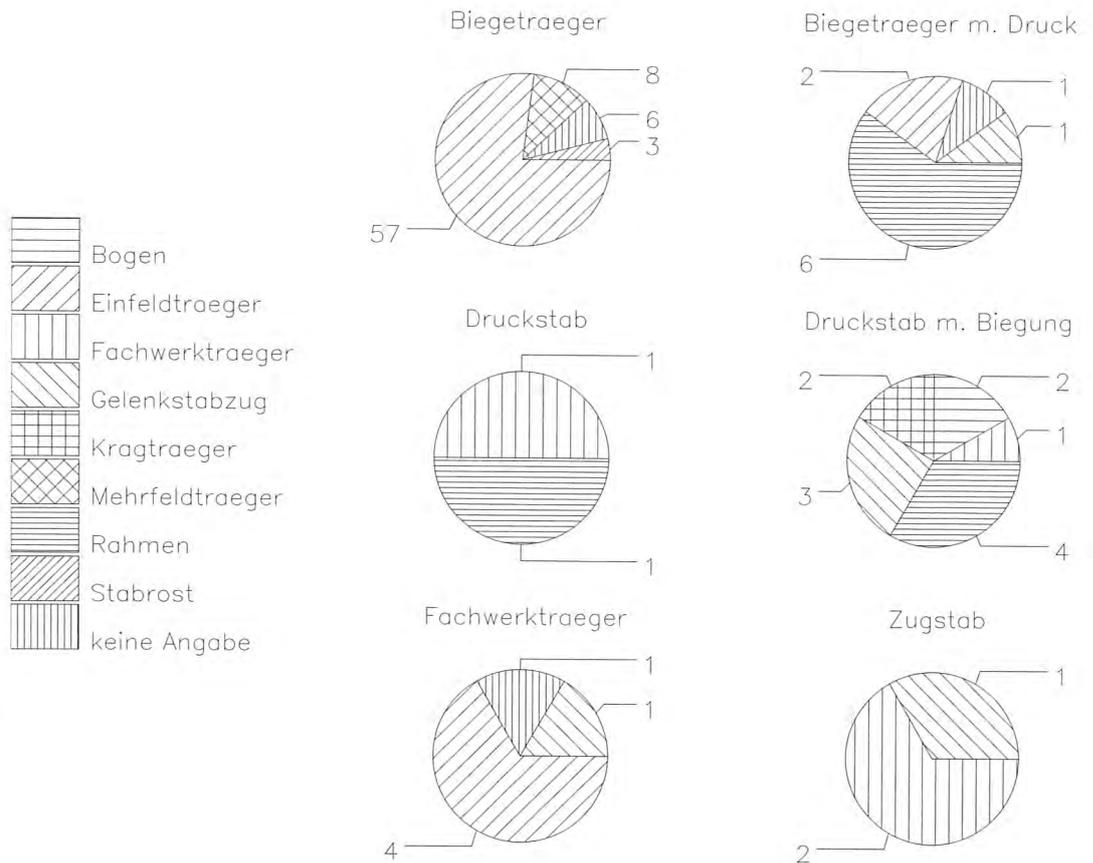


**Bild 5 Nutzung klassifiziert nach beheizten und unbeheizten Bauwerken:** Unter den beheizten geschädigten Hallen sind Sport- und unter den unbeheizten geschädigten sind Eissporthallen zahlenmäßig am stärksten vertreten.

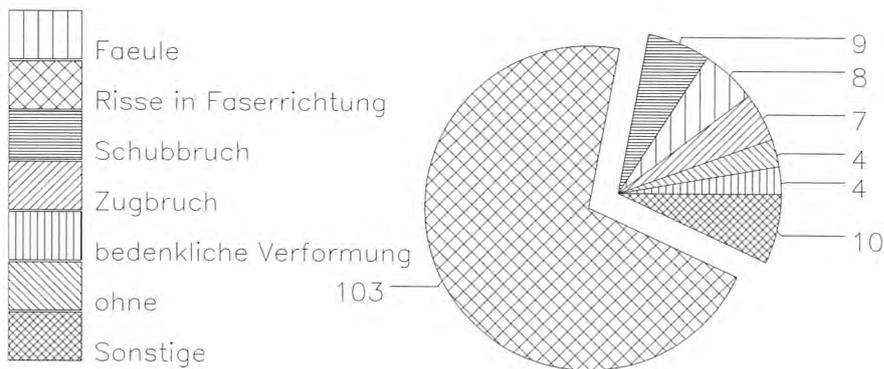


**Bild 6 Anzahl der Initialschäden bezogen auf Kreise bzw. kreisfreie Städte:** Eine überregionale Streuung der geschädigten Hallen ist deutlich. Fehlende Gutachten über Schäden in den neuen Bundesländern dürfen nicht zu dem Schluss führen, dass es in diesem Teil Deutschlands keine Schäden an Hallentragwerken aus Holz gibt.

**Bild 7 Betroffene Trag-systeme aufgeschlüsselt nach den betroffenen Bauteilen: Bauteile mit zwei und mehr Initialschäden werden nur einmal aufgeführt. Biegebeanspruchte Bauteile sind am häufigsten vertreten. Reine Druckstäbe und Zugstäbe wie z.B. in Fachwerkträgern sind zahlenmäßig schwach vertreten.**



**Bild 8 Verteilung der Initialschäden: Die mit Abstand häufigsten Schäden sind Risse in Faserrichtung mit negativen Folgen für Querzug- und Schubtragfähigkeit von Bauteilen. Risse in Faserrichtung werden fast ausnahmslos bei Brett-schichtholz beobachtet.**



mit den Daten erforderlich, weil keine statistischen Vergleichswerte über die Gesamtheit aller Hallentragwerke aus Holz angegeben sind.

### 3.2 Ergebnisse

Bild 4 zeigt die Anzahl der von den Gutachtern untersuchten Bauwerke und die Anzahl der darin entdeckten Initialschäden. Demnach wurden in 93 Bauwerken insgesamt 145 (effektiv 141) Initialschäden erkannt. Das Baujahr der geschädigten Hallen reicht von 1965 bis 2006. Ihre Standorte, fast ausschließlich in den alten Bundesländern Deutschlands, sind weit gestreut (Bild 6). Besonders häufig sind Sport- und Eissporthallen von Schäden betroffen (Bild 5). In der Hauptsache werden Schäden an biegebeanspruchten Ein- und Mehrfeldträgern beobachtet (Bild 7). In

den meisten Fällen bestehen diese aus Brett-schichtholz der Güteklassen II und I, das von über 19 namentlich unterschiedlichen Herstellern produziert wurde. Daher sind Schadenshäufungen im Zusammenhang mit bestimmten Herstellern mit Sicherheit auszuschließen.

Über 70 Prozent der Schäden sind Risse in Faserrichtung. Schubbrüche, Fäule und Zugbrüche machen jeweils etwa 6 Prozent der Schäden aus. Die übrigen 12 Prozent betreffen die Gebrauchstauglichkeit sowie das Aussehen und stehen damit nicht im Zusammenhang mit der Standsicherheit (Bild 8). Es gibt Anzeichen für eine Häufung der Schadensereignisse in den Monaten Januar bis März.

Den gutachtlichen Bewertungen zufolge ist die Standsicherheit von einem Drittel der untersuchten Bauwerke oder Bauteile gefährdet. Bei

einem knappen Drittel waren Einstürze und Versagen zu beklagen. Bei einem Viertel ist die Standsicherheit gewährleistet. Für den Rest lagen keine Angaben vor (Bild 9). Diese Darstellung steht in einem engen Zusammenhang mit Überlegungen zur Nutzungsdauer. Auffällig ist der hohe Anteil der Bauwerke und Bauteile, deren Standsicherheit als gefährdet angesehen wird (herausgestellter schraffierter Kreisabschnitt). Offensichtlich lassen sich Anzeichen für eine Gefährdung der Standsicherheit mit dem Auge und zerstörungsfreien Prüfungen – so die Vorgehensweise bei Begutachtungen – erkennen. Dann erst können rechtzeitig Maßnahmen ergriffen werden, welche die Standsicherheit weiterhin gewährleisten und die Nutzungsdauer der tragenden Konstruktion verlängern. Problematisch wäre eine Verteilung ohne den Kreisabschnitt, der für gefährdete Bauwerke oder Bauteile steht: So etwas hieße, dass Bauwerke oder Bauteile ohne zuvor erkennbare Anzeichen ihre Standsicherheit verlieren würden. Deshalb kommt vor allem der Inspektion, Wartung und Instandsetzung von Tragkonstruktionen aus Holz große Bedeutung zu.

Insgesamt wurden den 141 erklärten Initialschäden 337 Fehlerquellen zugeordnet. Für einen Schaden werden also im Mittel zwei bis drei unterschiedliche Ursachen verantwortlich gemacht. Bild 10 zeigt nun, dass in der Hauptsache Schäden im Zusammenhang mit Konstruktionen (105 Treffer) wie z.B. Schwindbehinderungen, Trägerkrümmungen mit öffnenden Biegemomenten, Queranschlüssen oder ungewollten Einspannungen gesehen werden. Weiter sind Klimawechsel (56 Treffer) von großer Bedeutung für Risse in Faserrichtung vor allem bei Brett-schichtholz. Von mäßiger Bedeutung sind Schwinden oder Quellen (39 Treffer) und Fehlerquellen bezüglich der Planung, Bauphysik, Belastung, Ausführung und Materialqualität. Eine untergeordnete Rolle spielen ungünstige Einflüsse aus Instandhaltung, Montage und Feuchtigkeit. Die folgende Kontingenztafel (Tabelle 1) zeigt die Häufigkeiten zwischen den unterschiedlichen Fehlerquellen (Zeilenbeschriftung) und Initialschäden (Spaltenbeschriftung) und vermittelt damit einen Überblick über die einzelnen Ursache-Wirkung-Mechanismen. Anhand dieser Tafel kann zusammengefasst werden:

- Viele Ursachen für Schäden haben ihren Ursprung in der Planung und stehen sehr häufig im Zusammenhang mit der Konstruktion,

der bezüglich Entwurf, Berechnung und Detaillierung zu wenig Aufmerksamkeit geschenkt wurde.

- Klimawechsel sind ein grundsätzliches Problem. Da sie nicht vermeidbar sind, sollte darauf geachtet werden, dass nicht noch weitere ungünstige Einflüsse wie z.B. direkte Sonneneinstrahlung oder rechnerisch nicht berücksichtigte Querspannungen damit überlagert werden.
- Das Schwinden und Quellen als physikalische Gesetzmäßigkeit sollte während des gesamten Prozesses von der Planung bis zur Nutzung des Bauwerks mehr Beachtung finden.

#### 4 Ausblick

In einem Folgeprojekt sollte die Datenbank mit bereits jetzt zur Verfügung stehenden Schadensbeschreibungen erweitert werden. Es liegen noch Daten aus über 320 Fällen vor. Die Auswertung zuzüglich dieser Daten ermöglicht eine Analyse auf einer breiteren Datenbasis und dient einem tieferen Verständnis von Schäden an Hallentragwerken aus Holz. Mit diesen Erkenntnissen kann ein Leitfaden für die Praxis entwickelt werden, z.B. für ein „Monitoringverfahren“ für bestehende Holztragwerke und für besonders zu beachtende Konstruktionsregeln. Dieser stärkt den sicheren Umgang mit Holztragwerken nicht nur im Falle von Routineuntersuchungen oder Schäden.

Eine dauerhafte Zusammenarbeit zwischen im Holzbau Sachverständigen und einer festen Institution mit der Aufgabe, Schadensdaten ohne größere zeitliche Verzögerung zu erfassen und Schadensanalysen kurzfristig durchzuführen, wäre wünschenswert. Dafür ist das ausbaufähige System, das in der Forschungsarbeit entwickelt wurde, besonders geeignet. Insofern könnten Schäden infolge verzögert gewonnener Erfahrungen besser beherrschbar und schneller diskutiert werden.

#### 5 Danksagung

Die Forschungsarbeit wurde gefördert aus Mitteln des Deutschen Instituts für Bautechnik. H.J. Blaß, H. Brüninghoff, H. Kreuzinger, R. Maderholz, B. Radovic, H. Schmidt und S. Winter sei für die freundliche Überlassung ihrer zahlreichen Gutachten über geschädigte Hallentragwerke aus Holz bzw. für ihre Mitarbeit im Forschungsprojekt gedankt.

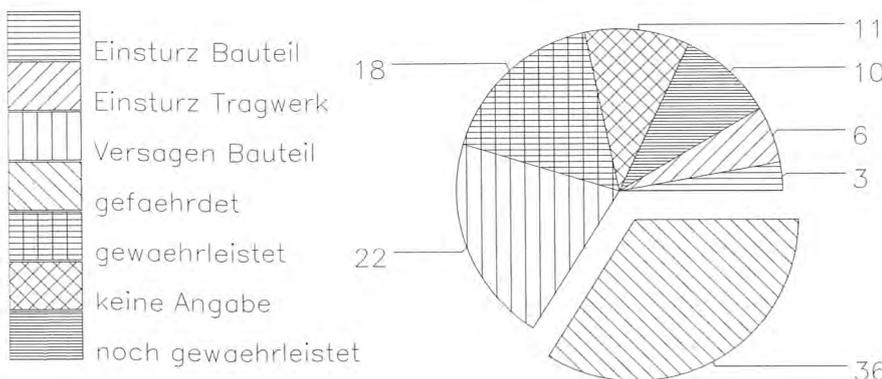


Bild 9 Verteilung der Bewertungen der Standsicherheit: Sie betrifft Bauwerke als Ganzes, aber auch mehrere Bauteile innerhalb eines Bauwerks. Der große Anteil Bauteile oder Bauwerke, deren Standsicherheit gefährdet ist, zeigt, dass Schäden bei Inspektionen durch Sachverständige zuverlässig erkannt werden können – ein wichtiges Merkmal für präventive Instandhaltung bei Ingenieurbauwerken.

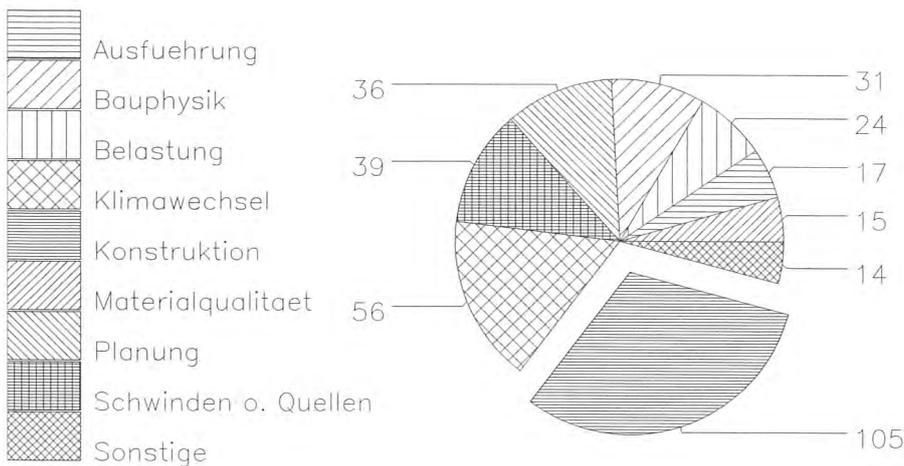


Bild 10 Verteilung der Fehlerquellen: Schäden stehen in den meisten Fällen im Zusammenhang mit problematischen Konstruktionen wie z.B. Schwindbehinderungen, gekrümmten Bauteilen, Queranschlüssen und ungewollten Einspannungen, denen bei Planung, Berechnung und Detaillierung zu wenig Aufmerksamkeit geschenkt wurde.

## 6 Literatur

- [1] Blaß, H.J., Frese, M. (2007). Schadensanalyse, Schadensursachen und Bewertung der Standsicherheit bestehender Holzkonstruktionen. Veröffentlichung durch den Universitätsverlag Karlsruhe in Vorbereitung.
- [2] Möhler, K., Steck, G. (1980). Untersuchungen über die Rissbildung in Brett-schichtholz infolge Klimabeanspruchung. In bauen mit holz 4/1980: 194-200

Tabelle 1 Kontingenztafel mit Häufigkeiten der Beziehungen zwischen Fehlerquellen und Initialschäden

	bedenkliche Verformung	Durchfeuchtung	Fäule	Bläue o. Schimmelplizze	Risse in Faser-richtung	Schubbruch	Zugbruch	Sonstige	Summe (vgl. Bild 10)
Planung	1				25	4	6		36
Ausführung	2				7		5	3	17
Montage					4				4
Bauphysik	1	3	1	3	19	2	1	1	31
Belastung					13	6	4	1	24
Konstruktion	1		7		87	6	1	3	105
Materialqualität	1		1		9	1	3		15
Feuchtigkeit				1	2	1			4
Insekten									
Klimawechsel					53	3			56
Schwinden o. Quellen	1				34	4			39
Instandhaltung			5				1		6
Summe	7	3	14	4	253	27	21	8	337

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



Universität Karlsruhe (TH)  
Lehrstuhl für Ingenieurholzbau  
und Baukonstruktionen  
76128 Karlsruhe  
Tel.: 0721 608-2710 (Sekretariat)  
Fax: 0721 698-116

- |             |  |
|-------------|--|
| 1980        | Diplomprüfung  |
| 1980 – 1983 | Dipl.-Ing. im technischen Büro der Firma Ed. Züblin AG,<br>Stuttgart   |
| 1983 – 1987 | Wissenschaftlicher Angestellter an der Versuchsanstalt für Stahl,<br>Holz und Steine der Universität Karlsruhe (TH), Abteilung<br>Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen |
| 1987        | Promotion zum Dr.-Ing.   |
| 1987 – 1991 | Akademischer Rat an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und<br>Steine der Universität Karlsruhe (TH), Abteilung Ingenieurholz-<br>bau und Baukonstruktionen              |
| 1989 – 1990 | Forschungsaufenthalt bei Forintek Canada Corp., Vancouver B.C.,<br>Kanada  |
| 1991 – 1995 | Wissenschaftlicher Leiter der Gruppe Ingenieurholzbau des<br>Zentrums für Holzforschung, TNO Bauforschung, Delft,<br>Niederlande   |
| 1991 – 1995 | Inhaber des Lehrstuhls für Holzkonstruktionen der technischen<br>Universität Delft, Niederlande  |
| Seit 1995   | Ordinarius für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen,<br>Universität Karlsruhe  |
| Seit 1995   | Prüfingenieur für Baustatik, Fachgebiet Holzbau  |

# BAUMINISTERKONFERENZ

## KONFERENZ DER FÜR STÄDTEBAU, BAU- UND WOHNUNGSWESEN ZUSTÄNDIGEN MINISTER UND SENATOREN DER LÄNDER (ARBEBAU)

### Hinweise für die Überprüfung der Standsicherheit von baulichen Anlagen durch den Eigentümer/Verfügungsberechtigten

Fassung September 2006

#### 1. Vorbemerkung

Nach § 3 Abs. 1 der Musterbauordnung (MBO) sind bauliche Anlagen u. a. so instand zu halten, dass die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben, Gesundheit und die natürlichen Lebensgrundlagen, nicht gefährdet werden.

Seit jeher trägt daher der Eigentümer/Verfügungsberechtigte die Verantwortung für die ordnungsgemäße Instandhaltung, d. h. Wartung, Überprüfung und ggf. Instandsetzung, und die Verkehrssicherheit der baulichen Anlage. Das gilt gleichermaßen für bauliche Anlagen von privaten Eigentümern/Verfügungsberechtigten wie von Bund, Ländern oder kommunalen Körperschaften.

Bei einer ordnungsgemäßen Planung und Bauausführung ist grundsätzlich davon auszugehen, dass die bauliche Anlage bei bestimmungsgemäßem Gebrauch für die übliche Lebensdauer den bausicherheitsrechtlichen Anforderungen entspricht. Zu dem bestimmungsgemäßen Gebrauch gehört auch ein ordnungsgemäßer Bauunterhalt. Auch bei einer ordnungsgemäßen Bauausführung und einem ordnungsgemäßen Bauunterhalt bleibt allerdings das Risiko, dass bauliche Anlagen durch „Alterung“ beeinträchtigt werden und bei extremen Einwirkungen zum Beispiel von Naturgewalten versagen können.

Die folgenden Hinweise erläutern für Eigentümer/Verfügungsberechtigte und Baufachleute, bei welchen baulichen Anlagen eine regelmäßige Überprüfung der Standsicherheit empfohlen wird, wie dabei vorgegangen werden kann und was dabei beachtet werden sollte. Die Hinweise zeigen eine Möglichkeit auf. Daneben sind auch andere Vorgehensweisen, zum Beispiel nach den Richtlinien für die Durchführung von Bauaufgaben des Bundes (RBBau), denkbar.

Für die nicht zum Anwendungsbereich gehörenden baulichen Anlagen können die Hinweise sinngemäß angewendet werden.

#### 2. Anwendungsbereich

Die Hinweise für die Überprüfung der Standsicherheit beziehen sich auf die in *Tabelle 1* genannten baulichen Anlagen, deren Standsicherheitsnachweise bei der Errichtung von der Bauaufsichtsbehörde oder einem Prüfenieur/Prüfsachverständigen für Standsicherheit geprüft werden; ausgenommen sind bauliche Anlagen, die nicht oder nur zum vorübergehenden Aufenthalt einzelner Personen bestimmt sind.

Dabei werden abgestuft nach dem Gefährdungspotenzial und den Schadensfolgen folgende Kategorien unterschieden:

1	2	3
<b>Gefährdungspotenzial/ Schadensfolgen</b>	<b>Gebäudetypen und exponierte Bauteile</b>	<b>Beispielhafte, nicht abschlie- ßende Aufzählung</b>
<b>Kategorie 1</b>	Versammlungsstätten mit mehr als 5000 Personen	Stadien
<b>Kategorie 2</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· Bauliche Anlagen mit über 60 m Höhe,</li> <li>· Gebäude und Gebäudeteile mit Stützweiten &gt; 12 m und/oder Auskragungen &gt; 6 m sowie großflächige Überdachungen</li> <li>· Exponierte Bauteile von Gebäuden, soweit sie ein besonderes Gefährdungspotenzial beinhalten</li> </ul>	Fernsehtürme, Hochhäuser  Hallenbäder, Einkaufsmärkte, Mehrzweck-, Sport-, Eislauf-, Reit-, Tennis-, Passagierabfertigungs-, Pausen-, Produktionshallen, Kinos, Theater, Schulen  große Vordächer, angehängte Balkone, vorgehängte Fassaden, Kuppeln

Tabelle 1  
Einteilung der zum Anwendungsbereich gehörenden baulichen Anlagen nach Gefährdungspotenzial und Schadensfolgen

Bei Neubauten empfiehlt es sich, dass der Prüfenieur bzw. Prüfsachverständige für Standsicherheit im Benehmen mit dem Tragwerksplaner die Einstufung in eine der o. g. Kategorien im Prüfbericht bzw. in der Sachverständigenbescheinigung angibt. Bei Bestandsgebäuden kann die Einstufung bei der ersten Sichtkontrolle nach 4.2.2 oder der ersten Überprüfung nach 4.2.3 erfolgen. Die Einstufung ist die Grundlage für Art, Umfang und Häufigkeit der Überprüfung der Standsicherheit nach 4.

Bei Ingenieurbauwerken wie Brücken, Stützbauwerken etc., die nicht dem öffentlichen Verkehr dienen, wird die Überprüfung der Standsicherheit nach der Norm DIN 1076 „Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung“ empfohlen.

### 3. Bauwerks-/Objektbuch

Eine wesentliche Grundlage für die Überprüfung ist das Vorhalten der wichtigsten Daten und Konstruktionszeichnungen der baulichen Anlage. Hierfür hat sich das Anlegen und Fortführen einer Dokumentation, zum Beispiel eines Bauwerks-/Objektbuches bewährt, in das sich alle tragwerksrelevanten Änderungen und Instandsetzungen sowie alle Überprüfungen eintragen lassen.

Zum Inhalt des Bauwerks-/Objektbuches gehören zum Beispiel:

Konstruktionszeichnungen des Bestandes mit statischen Positionen und den Tragwerksabmessungen, den Bewehrungsquerschnitten, der Feuerwiderstandsfähigkeit der Bauteile, der Art und Güte des Materials, den Lastannahmen (insbesondere Schneelasten) sowie Besonderheiten der Konstruktion; Konstruktionszeichnungen des Bestands für die Fassade; Angabe des Herstellungsjahrs, der Kategorie nach Tabelle 1, der zugrunde liegenden Normen, allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen und Zustimmungen im Einzelfall; Prüfberichte/Sachverständigenbescheinigungen.

Der Anhang zum Bauwerks-/Objektbuch kann enthalten oder auf folgende archivierte Unterlagen hinweisen: geprüfte Konstruktionspläne und statische Berechnung; ggf. Überwachungsprotokolle und Liste der ausführenden Firmen.

Bei Neubauten wird empfohlen, das Bauwerks-/Objektbuch auf der Grundlage der geprüften Standsicherheitsnachweise erstellen zu lassen. Hierfür kommen zum Beispiel der Tragwerksplaner oder der Prüfingenieur/Prüfsachverständige für Standsicherheit in Betracht.

Bei Bestandsbauten ist es zweckmäßig, wenn die mit der Überprüfung betraute fachkundige oder besonders fachkundige Person nach 4.3 in Abhängigkeit von der statisch-konstruktiven Schwierigkeit der Bauwerkskonstruktion und anhand ggf. noch vorhandener Unterlagen entscheidet, welche Daten für das Bauwerks-/Objektbuch unbedingt erforderlich sind.

## 4. Bauwerksüberprüfung

### 4.1 Mögliche Vorgehensweisen

Mit einer regelmäßigen Überprüfung kann dazu beigetragen werden, dass während der üblichen Lebensdauer die tragende Konstruktion der baulichen Anlage standsicher ist bzw. dass rechtzeitig erkannt wird, wann Ertüchtigungsmaßnahmen zur Sicherstellung der Tragfähigkeit erforderlich sind. Hierzu sind – insbesondere, weil zum einen nahezu jede bauliche Anlage ein Unikat ist und zum anderen die Fachkompetenz des Eigentümers/Verfügungsberechtigten sehr unterschiedlich ausgeprägt sein kann – verschiedene Herangehensweisen möglich.

Bei Neubauten empfiehlt es sich, dass der Eigentümer/Verfügungsberechtigte mit dem Tragwerksplaner und/oder dem Prüfingenieur/

Prüfsachverständigen für Standsicherheit – also Personen, die die Konstruktion und die Ausführung kennen – ein Konzept für die Überprüfung bespricht, im Bauwerks-/Objektbuch einträgt und ggf. die Bauteile und Stellen der Tragkonstruktion angibt, auf die bei der Überprüfung besonders zu achten ist. Eine Orientierung für ein abgestuftes Vorgehen bei der Überprüfung der Standsicherheit sowie Anhaltswerte für Zeitintervalle für die jeweilige Art der Überprüfung bietet 4.4, *Tabelle 2*.

Bei Bestandsbauten erscheint es angemessen, dass die fachkundige oder die besonders fachkundige Person nach 4.3 bei der ersten Sichtkontrolle nach 4.2.2 oder der ersten Überprüfung nach 4.2.3 das weitere Konzept der Überprüfung vorschlägt und mit dem Eigentümer/Verfügungsberechtigten abstimmt. Hilfreich kann sein, dass sich der Eigentümer/Verfügungsberechtigte einweisen lässt, was er im Rahmen einer Begehung selbst beurteilen kann und dabei beachten soll.

Andere Voraussetzungen liegen vor, wenn der Eigentümer/Verfügungsberechtigte (zum Beispiel Bauverwaltungen des Bundes und der Länder, Bauabteilung einer Kommune oder eines Unternehmens) selbst fachkundig ist. Der Eigentümer/Verfügungsberechtigte ist hier aufgrund seiner Fachkompetenz in der Lage, in eigener Zuständigkeit zu entscheiden, wie und in welchen Abständen er die Überprüfung vornimmt und wann er ggf. eine besonders fachkundige Person heranzieht.

### 4.2 Art der Überprüfung

Ein mögliches abgestuftes Vorgehen bei der Überprüfung der Standsicherheit besteht aus der Begehung durch den Eigentümer/Verfügungsberechtigten, der Sichtkontrolle durch eine fachkundige Person nach 4.3 und der eingehenden Überprüfung durch eine besonders fachkundige Person nach 4.3.

#### 4.2.1 Begehung durch den Eigentümer/Verfügungsberechtigten

Die Begehung durch den Eigentümer/Verfügungsberechtigten umfasst die Besichtigung des Bauwerks auf offensichtliche Schäden. Bei den tragenden Bauteilen wie Stützen, Wänden, Dach- und Deckenträgern und -bindern sind dies vor allem Schäden wie Verformungen, Schiefstellungen, Risse, Durchfeuchtungen, Ausblühungen und Korrosion. Über die Besichtigung des Zustands der tragenden Konstruktion hinaus empfiehlt es sich darauf zu achten, ob andere schädigende Einflüsse auf die Standsicherheit vorliegen wie von außen eindringende Feuchtigkeit, schadhafte Entwässerung und unzuträgliche klimatische Bedingungen im Gebäudeinnern. Sofern der Eigentümer/Verfügungsberechtigte eine weitergehende Besichtigung durchführen möchte, sind Hinweise hierfür in 4.5 enthalten.

Die Begehung dient i. d. R. der Kontrolle zwischen den Überprüfungen nach 4.2.2 und 4.2.3. Sie kann durch den nicht fachkundigen Eigentümer/Verfügungsberechtigten vorgenommen werden, solange noch keine Schäden an der Tragkonstruktion festgestellt worden sind oder wenn zur weiteren Beobachtung festgestellter kleiner Schäden eine Einweisung durch eine fachkundige Person erfolgt ist. Werden Schäden festgestellt, wird dem Eigentümer/Verfügungsberechtigten empfohlen

– sofern er nicht selbst fachkundig ist –, eine fachkundige bzw. besonders fachkundige Person nach 4.3 hinzuzuziehen.

#### 4.2.2 Sichtkontrollen durch eine fachkundige Person

Die Sichtkontrolle kann – soweit vertretbar – ohne Verwendung von Hilfsmitteln als intensive erweiterte Begehung von einer fachkundigen Person nach 4.3 durchgeführt werden. Die Sichtkontrolle orientiert sich an den Vorgaben zu 4.5. Werden Schäden festgestellt, die die Standsicherheit beeinträchtigen können, empfiehlt es sich, in Zweifelsfällen eine besonders fachkundige Person hinzuzuziehen.

#### 4.2.3 Eingehende Überprüfung durch eine besonders fachkundige Person

Bei der eingehenden Überprüfung werden durch eine besonders fachkundige Person nach 4.3 im Regelfall alle maßgeblichen, auch die schwer zugänglichen maßgeblichen Bauwerksteile, handnah auf Schädigung überprüft. Dabei können auch stichprobenartige Materialuntersuchungen notwendig werden. Die Durchführung der Überprüfung kann nach 4.5 erfolgen. Sie kann sich auch – insbesondere, wenn die besonders fachkundige Person nach 4.3 die Tragkonstruktion kennt – auf Stichproben beschränken.

Es empfiehlt sich, über die eingehende Überprüfung einen Bericht – ggf. mit Fotodokumentation – zu erstellen, der auch bei stichprobenhafter Überprüfung die Beurteilung der Standsicherheit der gesamten Tragkonstruktion beinhaltet. Darin kann entweder festgehalten werden, dass die tragende Konstruktion keine Schäden aufweist, oder es können die festgestellten Schäden mit einer Beurteilung ihrer Relevanz für die Standsicherheit angegeben werden.

#### 4.3 Qualifikation der fachkundigen und der besonders fachkundigen Person

Bei der Überprüfung der Standsicherheit einer Tragwerkskonstruktion kommt es vor allem auf das Erkennen und Beurteilen von Schäden an. Diese Aufgabe erfordert statische, konstruktive und bauphysikalische Kenntnisse und Erfahrung.

Fachkundige Personen sind zum Beispiel Bauingenieure und Architekten, die mindestens fünf Jahre Tätigkeit mit der Aufstellung von Standsicherheitsnachweisen, mit technischer Bauleitung und mit vergleichbaren Tätigkeiten, davon mindestens drei Jahre mit der Aufstellung von Standsicherheitsnachweisen, nachweisen können. Sie sollen Erfahrung mit vergleichbaren Konstruktionen nachweisen können. Als fachkundig gelten auch Bauingenieure und Architekten, die eine mindestens dreijährige Erfahrung mit der Überprüfung vergleichbarer Konstruktionen belegen können.

Besonders fachkundige Personen sind zum Beispiel Bauingenieure, die mindestens zehn Jahre Tätigkeit mit der Aufstellung von Standsicherheitsnachweisen, mit technischer Bauleitung und mit vergleichbaren Tätigkeiten, davon mindestens fünf Jahre mit der Aufstellung von Standsicherheitsnachweisen und mindestens ein Jahr mit technischer

Bauleitung, nachweisen können. Sie sollen Erfahrung mit vergleichbaren Konstruktionen in der jeweiligen Fachrichtung nachweisen können. Die Fachrichtungen sind Massivbau, Metallbau und Holzbau.

Die Voraussetzungen für eine besonders fachkundige Person erfüllen zum Beispiel

- Bauingenieure mit o. g. Qualifikation,
- Prüfsachverständige für Standsicherheit/ Prüfämter, die bauaufsichtliche Prüfaufgaben im Bereich der Standsicherheit wahrnehmen.

#### 4.4 Konzept und Zeitintervalle der Überprüfung

Die nachstehende *Tabelle 2* gibt eine Orientierungshilfe für ein abgestuftes Vorgehen der Überprüfung der Standsicherheit für die baulichen Anlagen und Kategorien der *Tabelle 1*. Sie enthält Anhaltswerte für Zeitintervalle in Jahren für die jeweilige Art der Überprüfung, die von den Gegebenheiten, insbesondere von Art, Robustheit, Alter und Erhaltungszustand der Tragwerkskonstruktion, der Nutzung, den Umweltbedingungen etc. abhängen. Die Anhaltswerte können grundsätzlich für Neu- und Bestandsbauten herangezogen werden. Sofern nach *Tabelle 2* in einem Jahr mehrere Arten der Überprüfung zusammentreffen, genügt es, wenn nur jeweils die genaueste der betreffenden Überprüfungen vorgenommen wird.

Bauarten, die zur Beurteilung der Standsicherheit wegen der Besonderheit der Konstruktion, der verwendeten Bauprodukte oder der Herstellungsverfahren ein spezielles Fachwissen erfordern, zum Beispiel bestimmte Spannbeton-, Metall- und Holzbauteile bzw. –konstruktionen nach 4.5, fallen nicht in *Tabelle 2*. Für diese Bauarten sind die Überprüfungen im Einzelfall festzulegen.

Ungeachtet der Anhaltswerte in *Tabelle 2* wird empfohlen, eine Sichtkontrolle nach 4.2.2 nach Umbauten und Umnutzungen, soweit keine Standsicherheitsprüfung durchgeführt wurde, und nach technischen Modernisierungen sowie nach außergewöhnlichen Einwirkungen wie Erdbeben, Hochwasser und außergewöhnlichen Schnee- oder Windbelastungen vorzunehmen.

Bei Bestandsbauten, die längere Zeit nicht oder noch überhaupt nicht hinsichtlich der Standsicherheit überprüft wurden, wird empfohlen, möglichst bald eine Sichtkontrolle durchzuführen und je nach Ergebnis zu entscheiden, ob ggf. eine besonders fachkundige Person hinzuzuziehen ist.

#### 4.5 Durchführung der Überprüfung

Ziel der Überprüfung ist festzustellen, ob die bauliche Anlage bzw. die Gebäudeteile, insbesondere die Tragkonstruktion, noch der Beschreibung und den Daten im Bauwerks-/Objektbuch entsprechen und Schäden vorhanden sind. Es wird daher empfohlen zu überprüfen, ob

- Belastungs- und Nutzungsänderungen oder bauliche Veränderungen eingetreten sind, zum Beispiel zusätzliche Dachlasten durch eine nachträgliche Dachbegrünung (insbesondere Nachweis des Nassgewichtes

1	2	3	4	5
<b>Kategorie</b> (siehe Tabelle 1)	<b>Gebäudetypen und exponierte Bauteile</b>	<b>Begehung nach 4.2.1</b> jeweils nach ... Jahr(-en)	<b>Sichtkontrolle nach 4.2.2</b> jeweils nach ... Jahren	<b>Eingehende Überprüfung nach 4.2.3</b> jeweils nach ... Jahren
1	Versammlungsstätten mit mehr als 5000 Personen	1-2	2-3	6-9
2	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bauliche Anlagen mit über 60 m Höhe,</li> <li>• Gebäude und Gebäudeteile mit Stützweiten &gt; 12 m<sup>1</sup> und/oder Auskragungen &gt; 6 m sowie großflächige Überdachungen<sup>1</sup></li> <li>• Exponierte Bauteile von Gebäuden soweit sie ein besonderes Gefährdungspotenzial beinhalten</li> </ul>	2-3	4-5	12-15

<sup>1</sup> Soweit aus Gründen der Standsicherheit vertretbar, kann sich die Überprüfung auf die betroffenen Gebäudeteile beschränken.

Tabelle 2

**Anhaltswerte für Zeitintervalle für die jeweilige Art der Überprüfung, getrennt nach Kategorie**

- und einer Vereisung), zusätzliche Belastung der Tragkonstruktion durch Einbauten oder schwere Geräte, Erhöhung der Nutzlasten, Schwächung der Tragkonstruktion durch nachträgliche Durchdringungen und Aussparungen o. ä., bauliche Schließung von offen geplanten Hallen,
- die bauphysikalischen Bedingungen der Tragwerkskonstruktion zuträglich sind, zum Beispiel Änderung der Luftfeuchtigkeit bzw. Kondenswasserbildung und der Temperatur bei baulicher Schließung einer offen geplanten Halle, Änderung der klimatischen Bedingungen bei Nutzungsänderung wie Eislaufhalle im Winter und Sporthalle im Sommer, Hallen mit Feuchtigkeitseintrag wie Reithallen mit genässtem Boden oder Kompostieranlagen, Hallen mit wechselklimatischen Bedingungen,
  - die Dachabdichtung und die Entwässerung funktionstüchtig und ausreichend dimensioniert sowie insbesondere am Tragwerk keine feuchten Stellen vorhanden sind, zum Beispiel Überprüfung des Daches, der Fassade, des Balkons, erdberührter Flächen und der Entwässerungseinrichtungen auf feuchte Stellen und Undichtigkeiten,
  - die Schutzvorrichtungen wie Geländer und Absturzsicherungen einen ordnungsgemäßen Zustand aufweisen, ggf. mit stichprobenhafter Überprüfung der Befestigungen.

Für den Regelfall werden daneben folgende Überprüfungen empfohlen, zu denen je nach Konstellation des Einzelfalls noch weitere hinzukommen können:

**Massive Konstruktionen**

- Mauerwerk, Beton, Porenbeton, Stahlbeton- und Spannbetonbauteile auf Risse, Ausbauchungen, Durchfeuchtungen, schadhafte Fugen, Ausblühungen, Rostverfärbungen, Hohlstellen, Abplatzungen und andere Oberflächenveränderungen überprüfen. Außergewöhnliche Verformungen aufmessen.
- Bei bedenklichem Zustand des Betons Druckfestigkeit, Karbonatisierungstiefe, Chloridgehalt, Betondeckung und Rostgrad der Bewehrung feststellen.
- Stellen mit Rostverfärbung abklopfen. Den Zustand der Oberflächenschutzschichten überprüfen (zum Beispiel an Parkflächen). Auf freiliegende Bewehrung achten.
- Rissbreiten vermessen. Bedenkliche Risse mit Rissmarken versehen, um Bewegungen kontrollieren zu können. Spannbetonbauteile mit bestimmten Spannstählen<sup>2</sup> gesondert überprüfen.

**Metallkonstruktionen**

- Stahlkonstruktionen auf Risse und Verformungen, insbesondere die Anschlüsse auf festen Sitz, überprüfen. Auffällige Verformungen aufmessen.
- Den Zustand des Korrosionsschutzes überprüfen, insbesondere bei korrosionsempfindlichen Teilen wie zum Beispiel Verankerungen und

<sup>2</sup> Neptun-Spannstahl (ölschlussvergüteter Spannstahldraht N40, oval, 40 mm<sup>2</sup>) aus der Produktion bis 1964, Sigma-Spannstahl (Spannstahldraht St 145/160, oval, 40 mm<sup>2</sup>, warmgerippte Oberfläche) aus der Produktion bis 1978 und Henningsdorfer-Spannstahl, jeweils im nachträglichen Verbund vorgespannt.

Anschlüsse von Seilen, Kabeln und Hängern. Berührstellen zwischen Beton- und Stahlbauteilen besonders beachten.

- Die Schweißnähte bei geschweißten Konstruktionen mit nicht vorwiegend ruhender Belastung besichtigen und ggf. überprüfen. Die losen oder mangelhaften Niete oder Schrauben, die Risse in den Schweißnähten und alle Mängel/Schäden an einzelnen Teilen dokumentieren.
- Besondere Metallkonstruktionen, zum Beispiel Seilkonstruktionen, bestimmte feuerverzinkte Stahlkonstruktionen<sup>3</sup>, gesondert überprüfen.

#### Holzkonstruktionen

- Holzkonstruktionen auf Risse und Verformungen, insbesondere Schrauben und sonstige Verbindungen auf festen Sitz sowie auf Druck beanspruchte Stoßflächen auf sattes Aufeinandersitzen, überprüfen. Nagelplatten auf einen ordnungsgemäßen Zustand kontrollieren.
- Holzkonstruktionen auf unzuträgliche Feuchtigkeit überprüfen. Dabei insbesondere ggf. den Feuchtegehalt bestimmen und Stöße und Risse auf Eindringen von Feuchtigkeit überprüfen. Auf die etwaige Bildung von Wassersäcken und einen Befall durch Holzschädlinge (Insekten und Pilze) achten.
- Einen vorhandenen Oberflächenschutz auf Schäden und Verschleißteile auf Abnutzung kontrollieren.
- Gerissene Klebstofffugen (Leimfugen) und die Eignung des verwendeten Klebstoffs (Leims) für die vorhandenen bauklimatischen Bedingungen überprüfen.
- Träger mit Kastenquerschnitt gesondert überprüfen.

#### Fertigteilkonstruktionen

- Die Lagerpunkte hinsichtlich aufgetretener Verschiebungen und noch vorhandener Toleranzen überprüfen. Konsolen auf Risse und planmäßigen Lasteintrag kontrollieren.
- Bei Fugen die Öffnungsweite und ggf. den Zustand der Fugenfüllung beurteilen. Befestigungsteile insbesondere bei hängenden Elementen auf Unversehrtheit überprüfen.

#### Glas- und Membrankonstruktionen

- Bei Glaskonstruktionen insbesondere auf zwängungsfreie Lagerung, Kantenverletzungen und ausreichenden Glaseinstand der Glasscheiben achten; zudem darf kein Kontakt zwischen Glas und Metall oder Glas und Glas auftreten.
- Bei Membrankonstruktionen, insbesondere solchen, die mit primär tragender Funktion ausgeführt sind, vor allem auf die Verbindungen und Anschlüsse, zum Beispiel Schweißnähte und Klemmungen, achten.

#### 5. Weitere Hinweise

- Bei der Planung von Neubauten wird empfohlen darauf zu achten, dass die maßgebenden Bauteile für die Überprüfungen zugänglich und einsehbar sind. Die Nachrüstung von Revisionsöffnungen kann zweckmäßig sein.
- Als Frühwarnsystem zur Vermeidung von Schäden können insbesondere bei baulichen Anlagen mit großen Spannweiten geeignete, verdrahtete und drahtlose, permanent tätige Überwachungssysteme in Betracht kommen. Bei der Entscheidung über den Einbau eines Überwachungssystems sollte in jedem Fall ein Ingenieur mit besonderer Erfahrung und mit Kenntnissen des aktuellen Stands der Technik auf diesem Gebiet zurate gezogen werden.
- Zu hohe Schneebelastungen können zu Schäden an Dach und Tragstruktur der baulichen Anlage führen. Die zulässige Schneelast für die bauliche Anlage ist aus dem Standsicherheitsnachweis ersichtlich. Ersatzweise können Auskünfte über die in einer Gemeinde anzusetzende Schneelast bei der unteren Bauaufsichtsbehörde oder einem Ingenieur-/Architekturbüro eingeholt werden. Die Schneehöhe auf dem Dach entscheidet nicht über das jeweilige Schneegewicht. Schnee in seinen verschiedenen Formen kann, angefangen von Pulverschnee über Nassschnee bis zu Eis, sehr unterschiedliches Gewicht aufweisen. Zur Ermittlung der Schneelast auf dem Dach ist deshalb das tatsächliche Schneegewicht zu bestimmen. Spätestens wenn die zulässige Schneelast erreicht ist, soll das Dach geräumt werden.

<sup>3</sup> geänderte Zinkschmelzenlegierung aus dem Zeitraum 07/2000 bis 2006 in Verbindung mit geschweißten oder kaltverformten Stählen der Güte S 355 oder höher, ggf. auch S 235

# Leitfaden zu einer ersten Begutachtung von Hallentragwerken aus Holz

## Juli 2006

Dieser Leitfaden bietet eine Übersicht über alle Punkte, die für eine sachgemäße Beurteilung beachtet werden müssen.

Beim Durchlesen ist leicht festzustellen, dass ein mit dem Holzbau wenig Vertrauter mit der Begutachtung überfordert wäre. Und doch ist der Überblick über das, was geprüft, in Augenschein genommen und gemessen werden muss, auch für diejenigen Nicht-Fachleute nützlich, die für die Qualität eines Holztrag-

werks verantwortlich sind. Sie können den Leitfaden wie eine Checkliste nutzen, um sich darüber zu informieren, was zu tun ist und durch wen.

Damit sind insbesondere Verantwortliche in den kommunalen Bauämtern oder in Bauaufsichtsbehörden, aber auch Eigner bzw. Betreiber angesprochen.

Als Arbeitsinstrument gedacht ist der Leitfaden jedoch für Tragwerks-

planer, die nicht regelmäßig mit der Begutachtung von Holztragwerken zu tun haben.

Werden Schäden vermutet, was mit Hilfe des Leitfadens plausibel angenommen – günstigstenfalls auch ausgeschlossen werden kann, muss ein Fachmann zu Rate gezogen werden, der mit Schäden an Holztragwerken und ihrer Behebung vertraut ist.

## 1. Unterlagen zum Tragwerk sichten

---

Der Bau eines Tragwerks beginnt mit der regelkonformen Planung, darauf folgt eine den Konstruktionsunterlagen entsprechende Ausführung. Die Planungs- und Bauphase ist somit die erste mögliche Quelle für spätere Qualitätsmängel. Im Einzelnen sollte geprüft werden:

- Statische Berechnung auf Plausibilität
- Ausführungspläne
- Verlegepläne der Dacheindeckung
- Prüfberichte
- Übereinstimmungsnachweise
- Übereinstimmung der wesentlichen Bauteile mit Normen und Zulassungen
- Vorliegen einer Sonderkonstruktion, für die eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich ist
- Überprüfung, ob Zustimmung erteilt wurde
- Übereinstimmung des Tragwerks mit den Konstruktionsunterlagen
- Montageinformationen, z. B. damalige Wetterbedingungen
- ggf. Daten für die Verklebung im Leimbuch der Holzbaufirma nachsehen

## 2. Nutzung des Gebäudes bestimmen

---

Die Konstruktion eines Gebäudes ist auch abhängig von der beabsichtigten Nutzung und den dabei herrschenden klimatischen Bedingungen. In beheizten Hallen wie Sport- oder Produktionshallen ist z.B. eine geringere Holzfeuchte zu erwarten als in unbeheizten Lagerhallen. Auch die geografische Lage spielt eine Rolle. Deshalb sollten die folgenden Punkte geklärt werden:

- Nutzung des Gebäudes
- Zuordnung zu einer Nutzungsklasse, dies im Hinblick auf die klimatischen Beanspruchungen im Gebäude
- Angenommene Einwirkungen wie Eigengewicht und Nutzlasten, dies im Hinblick auf die Nutzung des Gebäudes
- Umnutzung des Gebäudes während der Nutzungsdauer

## 3. Bauliche Veränderungen feststellen

---

Veränderungen gegenüber der ursprünglichen Konstruktion können mittel- und langfristig zu Schäden führen, wenn sie nicht ordnungsgemäß an das Tragwerk angepasst wurden. Darauf ist vor allem zu achten:

- Planung und aktuellen Stand vergleichen
- Änderungen wie z.B. Gründach, andere Heizung, Lüftung oder Wärmedämmung
- Nachträgliches Schließen vormals offener Gebäude
- Nachträgliche Durchbrüche
- Nachträglich angehängte Lasten

## 4. Geometrie des Bauwerks überprüfen

---

An der sorgfältigen Prüfung der Abmessungen lassen sich Schwächen oft schon lokalisieren. Sie ist deshalb bei der ersten Begutachtung unabdingbar.

- Überhöhungen und Verformungen durch Inaugenscheinnahme feststellen
- Ebenheit und Gradheit überprüfen
- Durchbiegungen und Verformungen mit Lasermessgerät feststellen
- Nivellement der Punkte vornehmen, in denen vertikale Maße genommen wurden
- Verwölbung eines Trägers mit einer Richtlatte über Höhe und Stich messen
- Schrägstellung mit Richtlatte und Wasserwaage prüfen

## 5. Handnahe Inaugenscheinnahme

---

Es gibt Schwachstellen oder auffallende Veränderungen, die aus unmittelbarer Nähe betrachtet werden müssen.

Ein Blick nach oben an die Konstruktion reicht zur Beurteilung nicht aus. Solche Punkte sind:

- Wasserflecken:
  - Deren Feuchtequelle ermitteln, Zustand von Holz und Verklebung prüfen
  - Feuchte in der Tiefe messen
- Entwässerung
  - vorhandene und funktionsfähige Begleitheizungen der Abflussrohre
  - beheizte Innenrinnen
  - beheizte außen liegende Fallrohre
  - Höhe der Gullys und Wasserablaufverhalten
  - Verstopfte Abflussrohre
  - Notabläufe
  - Laubfangkörbe
- Korrosion von Metallteilen
- Verfärbungen
- Pilze
- Klangänderungen beim Abklopfen des Holzes
- Oberflächenbehandlung bei Bauteilen im Freien:
  - Deren Wirksamkeit und Einfluss auf den Feuchtehaushalt abschätzen
  - Feuchtegradient feststellen

## 6. Risse feststellen

---

Risse sind natürlich in jedem Holz vorhanden, sie entstehen durch das Umgebungsklima. Risse dürfen allerdings ein bestimmtes Maß nicht übersteigen. Die Beurteilung, wann das der Fall ist, kann letztlich nur der Fachmann vornehmen.

- Rissaufnahme nach Tiefe, Breite, Länge, Anzahl, Verteilung:
  - Rissenden mit Bleistift markieren
  - Maximale Risstiefe mit einer 0,1 mm tiefen Fühlerlehre messen
  - Bei mehr als 90 mm Tiefe oder  $b/6$  bzw.  $b/8$  bei auf Querkzug beanspruchten Bauteilen sollte ein Spezialist eingeschaltet werden.
- Angabe von Datum und Holzfeuchte bei der Messung
- Holzfeuchte mit isolierten Einschlagelektroden in ausreichender Länge messen:
  - Insbesondere an Fassadenübergängen innen und außen
  - An den Tief- und Hochpunkten der Konstruktion
  - Feuchteunterschiede im Bauteil

## 7. Bauphysikalische Randbedingungen

---

Es ist vor allem die Feuchtigkeit, die an Holztragwerken Schäden verursachen kann. Darum sind diese Punkte besonders zu beachten:

- Luftdichtigkeit der Gebäudehülle
- Fassadenanschlüsse
- Bauteilfeuchte
- Belüftete Dächer mit Konvektion von innen
- Anschlüsse der Dampfbremse
- Überprüfung des Klimas im Gebäude

### **Bearbeiter:**

Univ.-Prof. Dr.-Ing Hans-Joachim Blaß

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinz Brüninghoff

Univ.-Prof. Dr. Heinrich Kreuzinger

Akad. Direktor (i. R.) Dipl.-Ing. Borimir Radović

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter

### **Herausgeber:**

Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V.

Elfriede-Stremmel-Straße 69

D-42369 Wuppertal

02 02 / 978 35 81

02 02 / 978 35 79 Fax

info@brettschichtholz.de

www.brettschichtholz.de

## Prof. Dr.-Ing. Heinz Brüninghoff



Prof. Dr.-Ing. Heinz Brüninghoff  
Auf dem Rosenberg 7  
D-51503 Rösrath  
Tel.: (02205) 927611  
Fax.: (02205) 927666  
E-Mail: heinz.brueninghoff@t-online.de

- |             |  |
|-------------|--|
| 1939        | geboren in Bochum  |
| 1958        | Abitur in Wesel (Niederrhein)  |
| 1958 – 1964 | Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Hochschule Karlsruhe   |
| 1964 – 1966 | Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen der TH Karlsruhe bei Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. Eh. Karl Möhler  |
| 1966 – 1967 | Referendar bei der Obersten Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, Fachrichtung Straßen- und Brückenbau, Befähigung zum höheren bautechnischen Verwaltungsdienst – Regierungsbaumeister |
| 1968 – 1978 | Technischer Leiter der Firma Hagenmaier Hallenbau in Ulm (Donau)   |
| 1972        | Promotion zum Dr.-Ing. bei Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. Eh. K. Möhler, TH Karlsruhe   |
| 1978 – 1984 | Freiberuflich tätiger beratender Ingenieur in Ulm (Donau)  |
| seit 1984   | Professor für Baukonstruktionen und Holzbau, Bergische Universität Wuppertal   |

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinz Brüninghoff war bis 2005 Lehrstuhlinhaber und Mitautor. Dipl.-Ing. Holger Klapp wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehr- und Forschungsgebiet „Baukonstruktionen und Holzbau“ der Bergischen Universität Wuppertal

# Ertüchtigung ...

... von BS-Holz-Tragwerken

## 1 Einleitung

Schäden an Bauten treten immer wieder auf. Die Ursachen dafür sind unterschiedlich. Dies ist auch unabhängig vom Baustoff, sei es Beton, Stahl oder Holz. Seit der Katastrophe von Bad Reichenhall am 02. Januar 2006 werden Holzkonstruktionen besonders kritisch betrachtet; sehr viele Eisstadion sind mit Holzbauteilen überdacht. Die obersten Bauaufsichten der Länder haben im Herbst 2006 die Überprüfung der Konstruktionen aller Eissporthallen verfügt, gleich welcher Baustoff verwendet wurde. Sie empfehlen zudem eine regelmäßige Untersuchung aller Bauten, mit Sichtprüfungen im Abstand von drei bis fünf Jahren, genaueren Untersuchungen durch einen Baufachmann im Abstand von acht bis 10 Jahren und einer Überprüfung durch einen ausgewiesenen Spezialisten für die Bauart im Abstand von zwölf bis 15 Jahren.

Viele Bauten, sowohl kommunale als auch gewerbliche, werden inzwischen seit 30 oder mehr Jahren genutzt. Eine regelmäßige Überprüfung der tragenden Konstruktion wurde nur in Ausnahmefällen vorgenommen. In den letzten Monaten hat man das nachgeholt und an vielen Holzbauteilen Mängel festgestellt. Sie waren teilweise schon seit Jahren vorhanden, einige sogar von Anfang an, falls sie schon bei der Produktion oder der Montage entstanden sind.

Die nachstehenden Informationen stellen einen Erfahrungsbericht dar, dem selbst bearbeitete Schadensfälle aus den letzten Jahrzehnten, ganz besonders aber aus dem letzten Jahr zugrunde liegen. Die Hinweise richten sich an den Planer, sowohl an den Architekten als auch an den Tragwerksplaner, an Gutachter, die mit der Überprüfung von Holzkonstruktionen betraut sind, aber auch an Firmen, die mit der Sanierung von Bauteilen aus Brettschichtholz beauftragt wurden. Dabei wird unterstellt, dass sowohl die Gutachter als auch die ausführenden Firmen über besondere Fachkenntnisse im Holz- und Holzleimbau verfügen.

## 2 Ursachen von Schäden

Fehler, die zu Schäden führen können, entstehen

- bei der Planung des Objektes
- bei der Produktion der Bauteile
- bei der Montage der Konstruktion
- beim Betrieb der Gebäude

Hierzu einige Beispiele:

### Fehler bei der Planung

Schon der Entwurf soll die Stärken und Schwächen des Baustoffes der gewählten Bauteile angemessen berücksichtigen. Die in *Bild 1* gezeigten Bauteile sind für die Überdachung eines Hallenbades bestimmt. Durch die



**Bild 1 Aufnahme von Querzugkräften durch Gewindestangen**

Form und das statische System bedingt, treten im gekrümmten Bereich große Querzugkräfte auf, die hier planmäßig durch Gewindestangen aufgenommen werden sollen. Nach der Holzbaunorm können diese Verstärkungen berechnet werden. Aber nicht alles, was berechnet werden kann, führt zu robusten Konstruktionen. Bei Klimawechseln bewirken die Gewindestangen zusätzliche Querspannungen. Im Anschluss an den verstärkten Bereich können Risse entstehen, da das Holz dort schwinden kann, innerhalb der Verstärkungen die Verformungen jedoch durch die Gewindestangen behindert werden. Die Bauteile wurden im Einklang mit der Holzbaunorm bemessen. Dennoch wird die Ausführung den Stärken des Baustoffes Brettschichtholz nicht gerecht. Eine Formgebung der Bauteile, die nicht zu dauernden Querzugspannungen führt, wäre daher der Planungsaufgabe angemessen gewesen.

Häufig werden Schäden durch einen mangelhaften Entwurf der Auflagerpunkte eingeleitet. Bei den hoch belasteten Unterzügen, die in *Bild 2* zu sehen sind, war die Auflagerpressung zu hoch, um die gesamten Auflagerkräfte aufnehmen zu können. Ein Teil der Kräfte wurde somit der Stabdübelverbindung zugewiesen. Diese hat zusätzlich Versatzmomente aus einer exzentrischen Auflagerung aufzunehmen. Durch die Absperrung des Querschnitts entstehen Risse, die die Schubtragfähigkeit mindern. Von 120 Unterzügen in diesem Gebäude haben 13 Unterzüge durch Schubkräfte versagt. Der Tragwerksplaner vertrat die Ansicht, er hätte die Stabdübel „für seine Statik“ unbedingt benötigt. Es ist leider oft festzustellen, dass Tragwerksplaner zwar auf die Statik – also das Gleichgewicht der Kräfte – achten, die Besonderheiten der Baustoffe und die Verträglichkeit der Verformungen jedoch nicht hinreichend berücksichtigen.

*Bild 3* zeigt einen Nebenträger, dessen Anschluss ursprünglich mit vier übereinander angeordneten Passbolzen zur Aufnahme der



Bild 2 Abspernung des Endquerschnittes durch Stabdübel

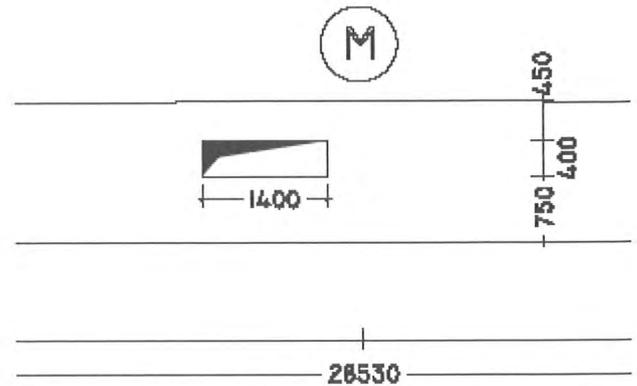


Bild 4 Unverstärkter Durchbruch

### Fazit:

Der Anteil der Schäden, der durch Versäumnisse bei Entwurf und Tragwerksplanung verursacht wurde, ist recht hoch. Vor allem das unvermeidbare Quellen und Schwinden, das besonders bei hohen Trägern zu großen Verformungen führt, wird bei der Konstruktion zu wenig beachtet.

### Fehler bei der Produktion

Bei drei Objekten haben wir festgestellt, dass Blockverleimungen großer Bauteile mit nicht hinreichend passgenauen Kontaktfugen vorgenommen wurden. In zwei Fällen wurde zur Verklebung ein dazu ungeeigneter Harnstoffharzleim verwendet. Bild 5 bis Bild 7 vermitteln einen Eindruck des Ergebnisses.

Es ist erstaunlich, dass die Träger, von denen Details in Bild 5 bis Bild 7 wiedergegeben werden, mit 45 m freier Spannweite über einer Eissporthalle 30 Jahre lang ihren Dienst erfüllt haben.

Blockverleimte Bauteile sind heute, inzwischen auch genormt, bewährt. Die Hersteller achten auf eine hinreichende Passgenauigkeit und verwenden geeignete, Fugen füllende Kleber. Dieser Beitrag will die Verwendung großer Bauteile, die durch Verklebung aus kleineren BS-

Versatzmomente ausgeführt war. Die durch Schwinden in Trägermitte entstandenen Risse leiteten den Einsturz von zwei Trägern ein.

Zur Verbesserung der Tragfähigkeit wurden die beiden oberen Bolzen entfernt, die Druckkräfte aus dem Versatzmoment über Kontakt eingeleitet. Um diesen sicher zu stellen, wurde der Raum zwischen dem Stahlteil und dem Hirnholz des BS-Holzträgers mit Epoxidharz ausgegossen. Es wäre noch besser gewesen, schon bei der Planung die beiden im Bild sichtbaren Bolzen hintereinander und nicht übereinander anzuordnen.

Vor allem bei älteren Konstruktionen trifft man häufig planmäßige, aber unverstärkte Durchbrüche und auch Ausklinkungen an, wie sie in Bild 4 zu sehen sind.

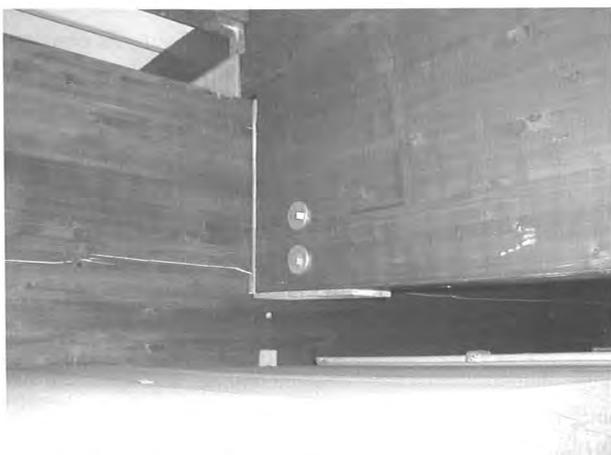


Bild 3 Anschluss eines Nebenträgers



Bild 5 Blockfuge eine Kastenträgers, Verklebung mit Harnstoffharzleim



Bild 6 Mittige Verklebung der Stege des Kastenträgers mit Harnstoffharzleim

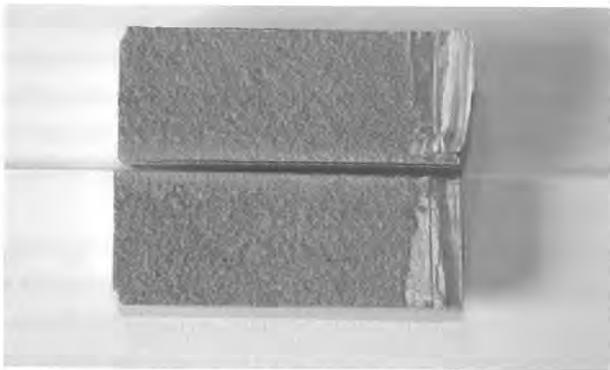


Bild 7 Scherprüfung an einem Bohrkern

Holzträgern entstanden sind, nicht einschränken. Er will lediglich darauf hingewiesen werden, dass große Träger bei Bauwerksuntersuchungen auch auf fehlerhafte Blockklebefugen, die zudem oft nicht auf den ersten Blick zu erkennen sind, überprüft werden sollten.

Verklebungen mit Harnstoffharzleim sind bei Trägern über Eisporthallen, wie auch aus den Gutachten zu Bad Reichenhall bekannt, nicht dauerhaft. Dabei finden Delaminationen nur unmittelbar über dem Eisfeld statt, dies hervorgerufen durch Tauwasser infolge der Strahlung des Eises. Die Bereiche über Tribünen und Umläufen bleiben schadensfrei. Allerdings gab es bei der Eisporthalle Reichenhall noch weitere Versäumnisse bei der Planung, der Produktion und der Gebäudeunterhaltung.

#### Fazit:

Grundsätzlich gilt, dass Verklebungen von Bauteilen mit Harnstoffharzleim unproblematisch sind, wenn die Anwendung des Leimes und der Einsatzort der Bauteile den vorgegebenen und geprüften Bedingungen genügt. Der Leim ist allerdings spröde und nach der Aushärtung glashart. Auch die Verwendung während des Leimgangs unterliegt strengeren Grenzen, beispielsweise im Hinblick auf die „offene Zeit“, als bei anderen Klebstoffen. Es ist bekannt, dass dies in Einzelfällen zu Problemen führte, die eine spätere Sanierung oder auch einen Austausch von einzelnen Dachbindern notwendig machte. Offen ist, ob unvermeidbare klimatische

Wechselwirkungen, beispielsweise vom Sommer zum Winter in beheizten Gebäuden, den Bereich der Fuge stärker beanspruchen, wenn diese mit sprödem Harnstoffharzleim statt mit einem anderen Kleber, etwa einem Resorcinharzleim, hergestellt wurde

#### Fehler bei der Montage

Großformatige Brettschichtholz-Träger aus Fichte nehmen schlecht Wasser auf. Es schadet ihnen daher wenig, wenn sie während der Montage einem Regenguss ausgesetzt werden. Sind sie allerdings ständig nass, nehmen sie die Feuchtigkeit auf. Man muss deshalb dafür sorgen, dass nach der Montage der Bauteile das Dach rasch regensicher geschlossen wird. Sind die Träger nass, ist das Dach geschlossen und wird vielleicht auch schon geheizt, dann trocknen die Holzquerschnitte von außen nach innen. Zunächst schwinden die oberflächennahe Bereiche, es entstehen Risse. Breite Träger sind anfälliger als schmale. Weitere Hinweise gibt das BS-Holz-Merkblatt der Studiengemeinschaft Holzleimbau ([www.brettschichtholz.de](http://www.brettschichtholz.de)).

#### Fazit:

Zahlreiche Risse in Trägern aus Brettschichtholz, die derzeit saniert werden, sind durch eine Durchfeuchtung mit anschließender zu rascher Trocknung zurückzuführen. In Einzelfällen lässt sich das auch belegen, wenn bei zeitlich nacheinander ausgeführten Bauabschnitten eine unterschiedliche Rissbildung festgestellt wird und gleichzeitig die Wetterbedingungen während der Bauzeit bekannt sind.

#### Fehler beim Betrieb des Gebäudes

Dazu ein Beispiel: Ein Holzlagerplatz wurde mit 30 m frei gespannten Satteldachbindern überdacht, die Überdachung war allseitig offen. Nach etwa 20 Jahren hat man das Dach gedämmt, die Wände verkleidet und den Innenraum mit Heißluftgeräten beheizt. Die äußeren Zonen der Binder trockneten sehr schnell, was zu Schwind-Querspannungen in diesen Zonen und in der Folge zu Rissen führte. Innerhalb kurzer Zeit, es vergingen nur wenige Tage bis Wochen, versagten die Satteldachbinder unter Querkraftkräften im Firstbereich.

Dacheindeckungen und Dachabdichtungen sind zu warten, damit kein Wasser in das Innere des Gebäudes gelangt. Ständig durchfeuchtete Holzbauteile werden von Pilzen befallen, auch wenn sie mit Holzschutzmitteln behandelt worden sind.

Nähere Hinweise gibt auch der hier abgedruckte Leitfaden zu einer ersten Begutachtung von Hallentragwerken aus Holz.

#### Schäden, die keine sind

Risse in den Flanken von Trägern aus Brettschichtholz sind unvermeidbar. Es ist nicht sinnvoll, Risse mit Tiefen von etwa 10 mm zu sanieren. Wenn man das macht, entstehen in unmittelbarer Nachbarschaft dazu ohnehin neue Risse. Dennoch werden häufig „rissfreie“ Oberflächen verlangt. Die sanierenden Firmen freuen sich über die einfache und risikolose Arbeit.

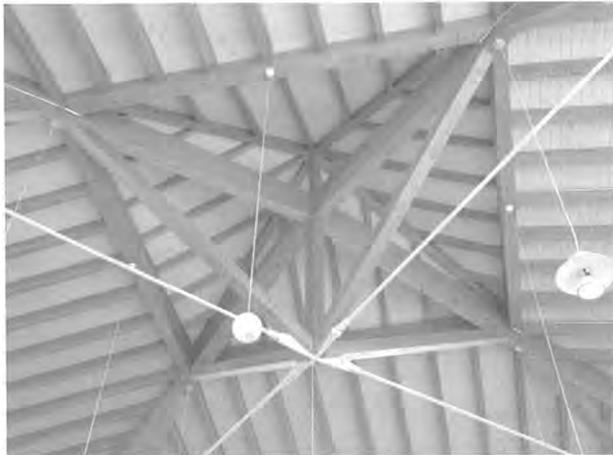


Bild 8 Konstruktion über der Eingangshalle einer Schule

Die mit *Bild 8* gezeigte Konstruktion über der Eingangshalle einer Schule und die Träger über einer benachbarten Turnhalle wurden von einem Tragwerksplaner und Sachverständigen auf Risse untersucht. Er schätzte die Risslängen auf etwa 500 m. Die Arbeiten zur Sanierung wurden ausgeschrieben und an ein Holzbauunternehmen vergeben.

Kurz vor Arbeitsbeginn beschlichen den beteiligten Projektgenieur Zweifel, ob der Sanierungsbedarf tatsächlich so groß war, wie angegeben. Ein Sachverständiger für den Holzbau untersuchte zwei Tage lang die Bauteile handnah Quadratmeter für Quadratmeter. Es wurden Risse mit insgesamt weniger als 10 m Länge gefunden. Soweit sie etwas tiefer, 30 bis 40 mm, waren, befanden sie sich in statisch wenig beanspruchten Bereichen. Die Sanierungsarbeiten wurden abgesagt, ein weiterer Überprüfungstermin in etwa drei Jahren vereinbart.

### 3 Versagensarten des Bauteils

Bei Schäden werden überwiegend spröde Versagensarten festgestellt, verursacht durch Querzug-, Schubkräfte oder eine Kombination dieser Beanspruchungen. Die Festigkeiten der Bauteile sind von ihrer Größe abhängig. In großen beanspruchten Bauteilen ist die Wahrscheinlichkeit, dass ein den Bruch auslösender Defekt vorhanden ist, größer als in Bauteilen mit kleinen Abmessungen. Außerdem „arbeiten“ große Querschnitte mehr als kleine. Die daraus folgenden Auswirkungen kommen



Bild 9 Querzugversagen eines Satteldachbinders

zu den zuvor beschriebenen Volumeneffekten hinzu. Mängel sind daher zunächst eher bei großen als bei kleinen Bauteilen zu vermuten.

### Querzugfestigkeit

Die Querzugfestigkeit von Holz ist klein. Für BS-Holz wird in der Holzbaunorm ein charakteristischer Wert von  $f_{t,90,k} = 0,5 \text{ N/mm}^2$  angegeben und für die Bemessung mit den üblichen Sicherheitsbeiwerten belegt. Ein Höhenfaktor, im Eurocode ist dieser ein Volumenfaktor, berücksichtigt die Dimensionen des zu bemessenden Trägers.

Die Holzbaunorm bietet drei Möglichkeiten zur Bemessung von auf Querzug beanspruchten gekrümmten Bindern. Genormt werden dabei die nach Auffassung des Normenausschusses bewährten Bauweisen.

1. Die Bemessungswerte der Querzugspannungen werden auf 60 % der Bemessungsfestigkeiten begrenzt. Hiermit haben viele Hersteller gute Erfahrungen gemacht. Satteldachbinder versagen unter leichten Dächern (*Bild 9*) meist ohne Schnee. Die Beanspruchungen zur Zeit des Versagens sind damit ohnehin gering. Es bleibt offen, ob die Absenkung der Bemessungsfestigkeit zu einer Verminderung der Rissbildung unter klimatischen Wechselwirkungen beiträgt und damit insgesamt die Zuverlässigkeit erhöht wird.
2. Bis zur Grenze der Bemessungsfestigkeit sind die auf Querzug beanspruchten Bereiche konstruktiv zu bewehren. Dies erfolgt für etwa 25 % der Querzugkräfte. Dieses Verfahren wenden viele Firmen seit 30 Jahren an; es hat sich bewährt. Die Dehnungen des Trägers rechtwinklig zur Faserrichtung entsprechen dabei etwa den Dehnungen der gewählten Verstärkungen. Warum eine teilweise Bewehrung, die durch die eigene Absperrwirkung wiederum Querzugkräfte erzeugt, die Versagenswahrscheinlichkeit deutlich vermindert, ist ebenfalls offen.
3. Bei einer Überschreitung der Bemessungsfestigkeit sind alle Querzugkräfte durch geeignete Maßnahmen, eingeleimte oder eingeschraubte Gewindestangen bzw. aufgeklebte Verstärkungen aufzunehmen, damit ist die Aufnahme der Kräfte gesichert. Das Verhalten des Trägers im Übergang zwischen verstärkten und nicht verstärkten Bereichen im Falle eines nicht vermeidbaren Schwindens führt möglicherweise zu Rissen.

Die Querzugfestigkeit von BS-Holz unterliegt großen Streuungen. Der Grund ist vor allem in den Eigenschaften des Holzes zu sehen, die stark durch den Wuchs der Bäume beeinflusst werden. Auch die Trocknung der Bretter vor der Verarbeitung kann einen schwächenden Einfluss haben. Schälrisige Bretter werden weder bei der visuellen noch bei der maschinellen Sortierung zuverlässig erkannt. Daher sind unter den Schäden Satteldachbinder mit Querzugbrüchen häufig zu beobachten.

### Schub:

Die charakteristische Schubfestigkeit von BS-Holz wird in der Holzbaunorm zu  $f_{v,k} = 3,5 \text{ N/mm}^2$  angegeben. In den Listen der technischen Baubestimmungen wird der Wert auf  $f_{v,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$  vermindert.

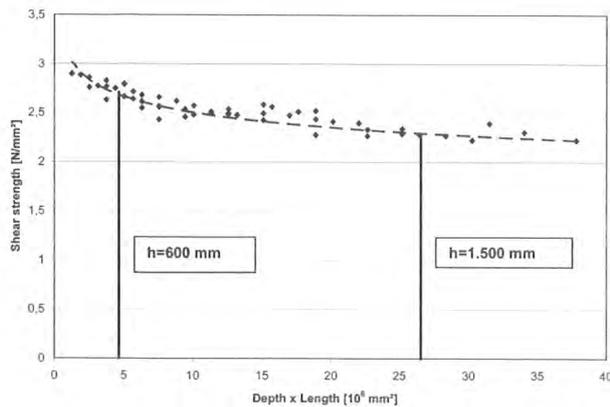


Bild 10 Schubfestigkeit von BS-Holz-Trägern in Abhängigkeit von deren Dimension

Der üblicherweise betrachtete Referenzträger für die Eigenschaften von BS-Holz wird mit 600 mm Höhe angenommen. Es besteht weitgehend Einigkeit darüber, dass diesem Träger eine charakteristische Schubfestigkeit von  $3,0 \text{ N/mm}^2$  zuzuordnen ist. Werden unvermeidbare Risse in den Trägern angenommen, so ergibt sich daraus die aktuelle charakteristische Schubfestigkeit von  $2,5 \text{ N/mm}^2$ . Bei Annahme eines globalen Sicherheitsfaktors von gut 2,0 entspricht der Wert demjenigen der zulässigen Schubspannung von  $\tau = 1,2 \text{ N/mm}^2$  nach der alten Norm.

In Bild 10 ist die Abhängigkeit der charakteristischen Schubfestigkeit von den Abmessungen des Trägers dargestellt. Wenn die Festigkeit des 600 mm hohen Trägers dort nur etwa  $2,7 \text{ N/mm}^2$  beträgt, so liegt das daran, dass neben der Höhe auch die Länge des Trägers und die angenommene Schubspannungsverteilung einen Einfluss ausüben.

Für einen Träger von 1,50 m Höhe beträgt die charakteristische Schubfestigkeit nur etwa  $2,3 \text{ N/mm}^2$ . Dies gilt für Querschnitte, die frei von Rissen sind.

Die Ausführungen verdeutlichen, dass, ausgehend von einem Standardträger mit 600 mm Höhe und einer charakteristischen Schubfestigkeit von  $3,0 \text{ N/mm}^2$ , der Rechenwert der Schubfestigkeit für einen 1,50 m bis 2,0 m hohen Träger auf etwa  $2,5 \text{ N/mm}^2$  fällt, und das für Querschnitte ohne schwächende Risse. Sie zeigen auch, dass die weit verbreitete Faustregel, nach der Risse in den Trägerflanken bis zu einem Sechstel der Trägerbreite beidseitig unbedenklich sind, für hohe Träger unter Schub kritisch zu betrachten sind.

Bei einem Einfeldträger unter Gleichlast sollten daher die auflagenahen Bereiche mit hohen Schubkräften bei der Festlegung von Sanierungsmaßnahmen strenger behandelt werden als die querkräftarme Feldmitte, in der auch tiefe Risse die Tragfähigkeit nicht wesentlich mindern.

### Schub und Querzug

Schub und Querzug treten im Bereich von Ausklinkungen und Durchbrüchen auf. Die Holzbaunorm gibt Bemessungsregeln für unverstärkte und für mit Sicherungen versehene Ausführungen. Für unverstärkte Durchbrüche wird die Änderung A1 zu DIN 1052 die

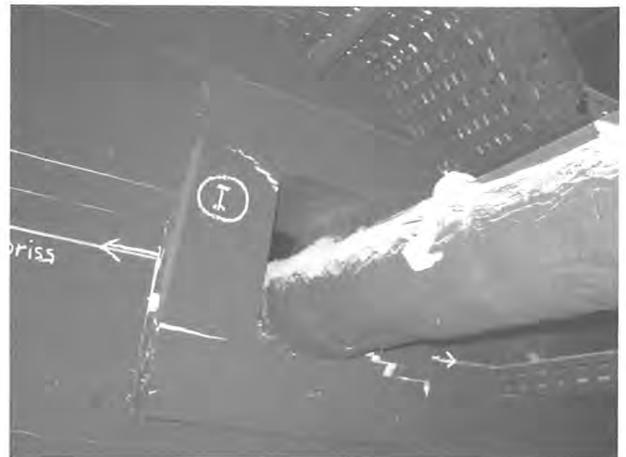


Bild 11 Schubbruch eines Trägers, ausgehend von den Verstärkungen der Durchbrüche

Einführung eines Größenfaktors bringen und damit die Rechenregeln verschärfen. Diese Rechenregeln gelten für statische Beanspruchungen. Einflüsse aus Quellen und Schwinden des Holzes sind – wie meist – nicht berücksichtigt. Der Technische Beirat der Studiengemeinschaft Holzleimbau hat sich daher dafür ausgesprochen, alle Durchbrüche mit mehr als 50 mm Durchmesser oder Höhe grundsätzlich zu verstärken, wenn das Maß ein Zwanzigstel der Trägerhöhe überschreitet. Damit sind bei Trägerhöhen bis 1,0 m alle Durchbrüche über 50 mm, bei Trägerhöhen von 2,0 m alle Durchbrüche über 100 mm Höhe zu verstärken.

Die Verstärkungen großer Durchbrüche sperren die Holzquerschnitte ab. Ausgehend von den Durchbrüchen entstehen daher bei Schwinden des Holzes Risse, die meist nur kurz sind. Liegen jedoch mehrere Durchbrüche hintereinander, so mindern wiederholt auftretende Risse die Schubtragfähigkeit.

Bei einem Schubbruch des Trägers nutzen auch die in Bild 11 erkennbaren 50 mm dicken Verstärkungen der Durchbrüche aus Sperrholz nicht. Der Bruch im Träger läuft unter diesen durch oder quer durch die Verstärkungsplatten.

Es wird empfohlen, auf Durchbrüche sowie auf Ausklinkungen in Trägern aus Brettchichtholz mit großen Abmessungen zu verzichten, auch wenn die Holzbaunorm hierzu ein Bemessungsverfahren anbietet.

### 4 Feststellung des Schadensumfanges

Wer einen Schaden zu begutachten und seine Ausmaße festzustellen hat, sollte sich zunächst einen allgemeinen Überblick über das Bauwerk nach den im „Leitfaden“ angegebenen Regeln verschaffen.

Auch wenn Feuchteschäden durch Kondensat aufgrund bauphysikalischer Mängel und durch eine undichte Dachhaut ausgeschlossen werden können, sind Messungen der Holzfeuchte an verschiedenen Stellen sinnvoll. Hierzu wird ein elektrisches Widerstandsmessgerät verwendet. Bei der Messung ist nicht nur die mittlere Holzfeuchte über die Querschnittsbreite wichtig, sondern vor allem das Feuchtegefälle. Daher sollte man isolierte Elektroden verwenden, die die Holzfeuchte

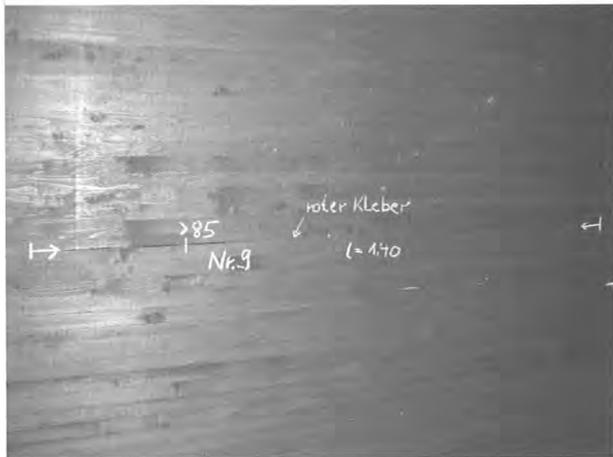


Bild 12 Bezeichnung eines Risse

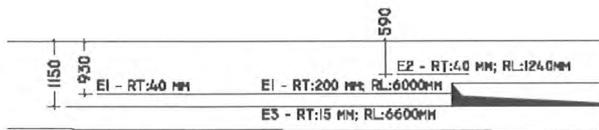
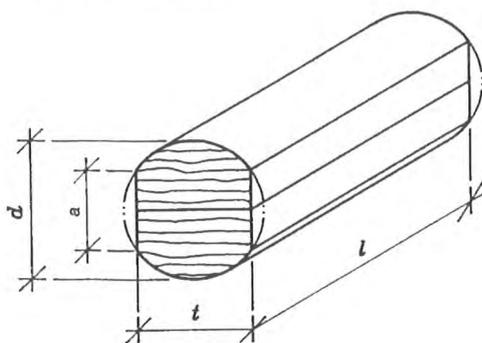


Bild 13 Bezeichnung und Vermessung von Rissen

nur im Bereich der Stiftspitzen angeben. Die Stifte sind meist 50 bis 60 mm lang. Längere Elektroden erlauben Messungen der Feuchte auch in großen Tiefen; sie können in vorgebohrte Löcher eingesetzt werden. Es ist festzustellen, dass breite Querschnitte wegen der größeren Differenzen der Feuchten von außen nach innen mehr Risse aufweisen als schmale.

Risse in Trägern sind „handnah“ festzustellen, Quadratmeter für Quadratmeter. Vorher muss die tolerierbare Risstiefe bei einer gegebenen Länge festgelegt werden. Die Risse werden, beispielsweise mit Kreide, auf den Trägerflanken markiert und die Risslängen angeschrieben (Bild 12).

Jeder Riss sollte in eine Tabelle aufgenommen werden, mit Position, Länge, Tiefe und Besonderheiten. Anschaulicher sind Skizzen mit eingezeichneten Rissen (Bild 13).



Maße: Länge,  $l$ : 70 mm bis 80 mm  
 Durchmesser,  $d$ :  $\approx$  35 mm  
 ebene Flächen  $a$ :  $\approx$  23 mm  
 Dicke,  $t$ :  $\approx$  26 mm

Bild 14 Bohrkern nach DIN EN 392

Die Aufzeichnungen sind nützlich für die Ausschreibung und die Abrechnung von Arbeiten, aber auch für weitere, nach Jahren folgende Untersuchungen.

Die Entnahme von Bohrkernen und die Versuche zur Ermittlung der Scherfestigkeit sollen nach DIN EN 392 (Bild 13) erfolgen.

Die notwendigen Festigkeiten sind der DIN EN 386 zu entnehmen. Danach soll die Scherfestigkeit jeder Klebstoffuge mindestens 6,0 N/mm<sup>2</sup> betragen. Werte bis zu 4,0 N/mm<sup>2</sup> sind als annehmbar anzusehen, wenn der Faserbruchanteil 100 % beträgt. Zwischen den Werten darf nach vorgegebenen Regeln interpoliert werden. Die Regeln gelten für neu produzierte Bauteile, werden jedoch meist auch bei 30 Jahre alten Konstruktionen eingehalten.

Die Entnahme von Bohrkernen ist fast immer unnötig. Der Sachverständige erkennt an den Rissbildern, ob es sich um Holzrisse oder um Schwächen der Klebefugen handelt. Risse treten übrigens überwiegend im Bereich der Klebefugen auf. An den Lamellenrändern sind Schwächungen durch das Anschneiden der Holzfasern vorhanden, die Rohdichten wechseln, die Unterschiede der Holzeigenschaften begünstigen die Bildung von Rissen. Mit der Prüfung von Bohrkernen wird die Qualität des Holzes geprüft. Die Leimfugen sind fast immer, von wenigen Ausnahmen abgesehen, hinreichend tragfähig.

Bestehen Zweifel an der Tragfähigkeit der Klebefugen, so bieten die Scherprüfungen einen Hinweis auf eine verbleibende Festigkeit. Zahlen sind für die Beurteilung immer erwünscht, aber hier leider nicht hinreichend aussagekräftig. Die visuelle Beurteilung des Restfaserbelages mit Lupe und Mikroskop bedarf einer großen Erfahrung. Das gilt auch für die Entscheidung, wie mit der untersuchten Konstruktion letztendlich verfahren werden soll.

Bild 15 zeigt einen Bohrkern nach der Scherprüfung mit Mängeln bei der Verklebung. Der Zahlenwert der Scherfestigkeit war dennoch recht hoch.

Bei einer Durchfeuchtung des Holzes mit nachfolgendem Pilzbefall sind Bohrwiderstandsmessungen hilfreich. Hierbei wird der Widerstand einer eindringenden Bohrnadel aufgezeichnet und daraus qualitativ auf

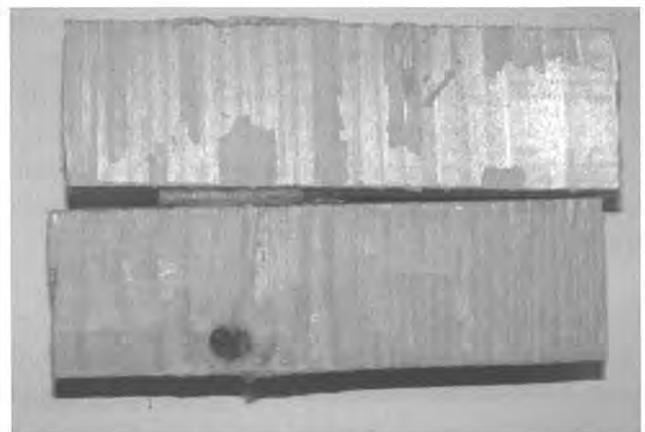


Bild 15 Scherkörper nach der Prüfung



Bild 16 Fugen inmitten des Brettes

die Festigkeit oder die bereits gegebene Schädigung des Holzes geschlossen. Wertvolle Hinweise liefert auch die Beurteilung der Bohrspäne, die durch Bohrungen mit einem Schlangenbohrer geringen Durchmessers erzeugt werden.

## 5 Sanierungsverfahren

### Verkleben von Rissen

Risse verklebt man mit einem speziellen Epoxidharz, der mit zwei Komponenten, Harz und Härter, geliefert wird. Die Fugen werden abgeklebt oder abgespachtelt, das nach Rezept gemischte Epoxidharz wird in die Risse injiziert. Das Harz ist sehr dünnflüssig und füllt die Risse meist gut aus. Bei der Verklebung ist kein Pressdruck erforderlich, weil die Klebmasse – im Gegensatz zu Leimen – nicht schwindet.

Es wird darüber diskutiert, ob die Fugen wie vorhanden verklebt oder ob sie zunächst mit einem dünnen Sägeblatt aufgeschnitten werden sollen. Fugen zwischen Jahrringen inmitten der Lamellen, häufig vorzufinden bei Kerbbrettern, brauchen nicht aufgeschnitten, meist nicht einmal verklebt zu werden (Bild 16).

Bei nicht geschnittenen Öffnungen sollten die Injektionsöffnungen für das Harz etwa im Abstand von 150 mm angeordnet sein. Der Kle-



Bild 17 Vorgeschnittene Fuge mit Einfüllventil



Bild 18 links, nicht sichtbar die Druckflasche, in der Mitte über dem Eimer die Ventile und rechts der Injektionsschlauch

ber wird in Kartuschen gefüllt und über Bohrungen, die anschließend verschlossen werden, eingepresst. Fugen, die den Brettanten, also den Leimfugen folgen, sollten 40 mm bis 50 mm tief aufgeschnitten werden, dabei werden lose Holz- oder Leimreste entfernt. Der eingepresste Kleber verteilt sich besser, sowohl in Fugenlänge als auch in der Tiefe. Sind die Fugen nicht geschnitten, wird der Fluss des Harzes durch abstehende Spreißel, aber oft auch einfach durch verengte Stellen gehemmt.

Bei vorgeschnittenen Fugen darf der Abstand der Einpressöffnungen größer sein als bei ungeschnittenen.

Wenn Träger über die gesamte Trägerbreite brechen, beispielsweise durch Schubkräfte, dann verschieben sich die verbleibenden Teile gegeneinander. Der Träger hängt durch, an den Enden treten Versätze an der Bruchfuge auf. Die Fuge ist meist nicht sauber getrennt, sondern zersplittert. Bei der Reparatur ist der Binder wieder in die ursprüngliche spannungslose Form anzuheben. Die Fugen sind immer durch Aufschneiden und Ausblasen zu säubern, anschließend zu verkleben. Werden imperfekte Blockfugen, beispielsweise aus Harnstoffharzleim über Eisfeldern ersetzt, so muss man sie natürlich zunächst auch aufschneiden, um den Leim und lose Holzpartikel zu entfernen. Sehr tiefe und lange Fugen erfordern viel Harz. Bei 30 Metern Fugenlänge mit 4 mm Breite und 100 mm Tiefe werden rechnerisch zwölf Liter Harz benötigt. Tatsächlich wird es mehr sein, weil das Harz auch in angrenzende Risse und sonstige Fehlstellen läuft. Für die Verfahren von Injektionen des Harzes in die Träger sind der Erfindungsgabe von Tüftlern keine Grenzen gesetzt.

Die in Bild 18 wiedergegebene Druckflasche fasst fünf Liter Harz, hat Anschlüsse für einen Kompressor und für ein Injektionsrohr mit Handgriff und Ventil. Bei hinreichendem Druck können die Injektionsöffnungen in etwa einem Meter Abstand angeordnet werden. Allerdings halten Klebebänder oder Verspachtelungen dem Druck nicht stand. Die Fugen sind druckfest zu schließen. Wird hierbei noch ein Dichtungsband eingelegt, so entsteht eine optisch gute Hohlfuge (Bild 19), bei der es auch nicht zu Verschmutzungen der Trägerflanken durch auslaufendes Harz kommt.

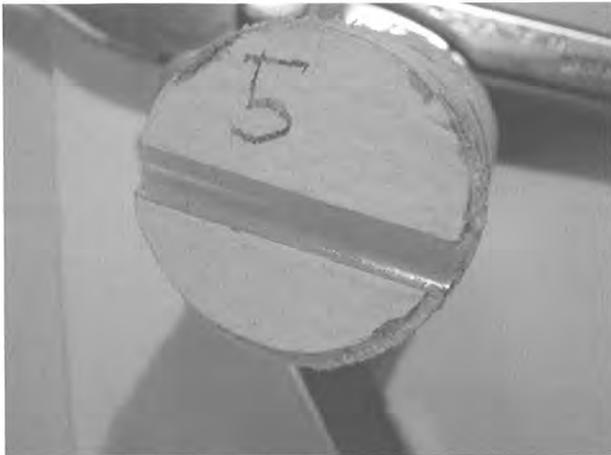


Bild 19 Bohrkern, Hohlfuge



Bild 21 Zweimal 15 mm Sperrholz auf Binder über einem Kesselhaus

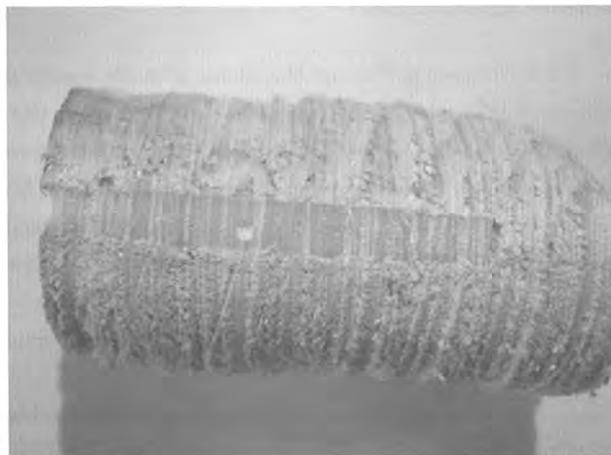


Bild 20 Kontrollbohrung

Eigentlich sollte es selbstverständlich sein, dass Unternehmer ihre eigene Arbeit kontrollieren. Leider geschieht das aber nicht immer; man muss sie dazu anhalten.

Entnommene Bohrkernbelegungen zeigen, dass eine Fuge gut verklebt ist (Bild 20). Sie können auch zur Feststellung der Scherfestigkeit im Versuch geprüft werden, was in den meisten Fällen jedoch unnötig ist. Für die Eigenüberwachung reicht es aus, in der neuen Klebefuge eine Bohrung von etwa 20 mm Durchmesser zu setzen, um anhand des Bohrkerns eine Verklebung beurteilen zu können.

### Aufgeklebte Verstärkungen

Zur Aufnahme von Querkraften verwendet man Holzlaschen oder Streifen aus Furniersperrholz. Platten aus Furniersperrholz dienen zur Erhöhung der Schubtragfähigkeit sowie zur Bewehrung von Ausklinkungen und Durchbrüchen. Hierzu sind in der Holzbaunorm Regeln für die Bemessung angegeben.

Die in Bild 21 dargestellten Binder befinden sich über einem Kesselhaus, in dem ständig Temperaturen von 40° bis 60° Celsius herrschen. Die Verwendung von mit Harnstoffharz verleimten Bauteilen ist für dieses Klima nicht empfehlenswert, dennoch waren die Klebefugen nach einer Standzeit von 40 Jahren intakt. Natürlich mussten einige

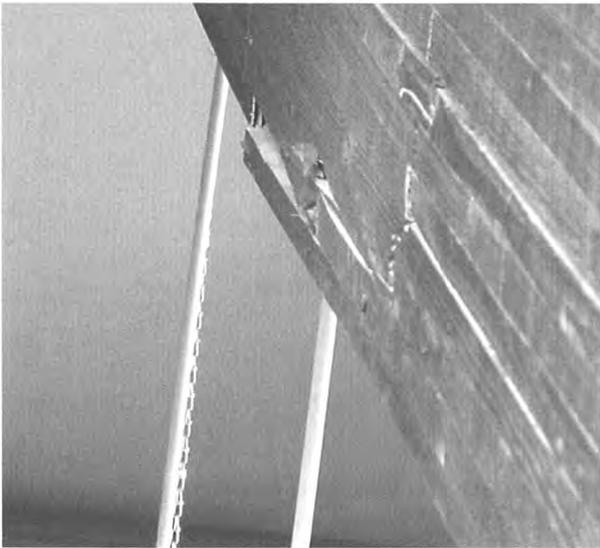
Holzrisse verschlossen werden. Die Beplankung der Binderflanken mit Furniersperrholz aus Buche in zwei Lagen von jeweils 15 mm erfolgte, um Änderungen des Klimas in der zusätzlichen Holzschicht von 30 mm Stärke abzufedern. Grundsätzlich hat eine vollständige Beplankung von Trägern auch Nachteile, weil der Zustand des Holzes darunter später nicht mehr beurteilt werden kann. Im Falle des Kesselhauses galt es, den Nutzen gegen die Nachteile abzuschätzen. Die Verklebung erfolgte mit einem Fugenfüllenden Resorcinharzleim. Der Pressdruck wurde nach den Vorgaben der Holzbaunorm mit einer Schraubenpressklebung unter Verwendung von Teilgewindeschrauben aufgebracht.

Mit den zwei versetzt gestoßenen Platten sollten auch die Träger verstärkt werden, da diese sehr knapp bemessen waren. Außerdem ist der durch die Schrauben erzeugte Pressdruck bei dünnen Platten wirkungsvoller als bei dicken.

Die ausführenden Firmen schlagen häufig vor, die Verklebung von Flächen mit Epoxidharz vorzunehmen, da dieser ohnehin für die Verklebung von Rissen vorhanden ist. Epoxidharz, bestehend nur aus Harz und Härter, ist sehr dünnflüssig und für die Verklebung größerer Flächen nicht geeignet. Er wird somit angedickt, mit Quarzsand, Kieselgur oder anderen Füllmitteln, deren Kombination nie geprüft wurde. Die Verwendung von Fugenfüllenden Resorcinharzleimen ist bewährt. Sie sollten immer verwendet werden, wenn die Fugendicken auf etwa ein Millimeter begrenzt werden können. Bei dickeren Fugen können Passstücke eingesetzt, an den Kanten abgedichtet und mit Epoxidharz hinterspritzt werden. Es gibt auch Melaminharzleime, die ebenso wie Fugenfüllende Resorcinharzleime bis zu einer Fugendicke von zwei Millimetern geprüft wurden. Es ist jedoch nicht zu erkennen, dass diese in allen Eigenschaften, bis hin zur Bewehrung, den Resorcinharzleimen gleichwertig sind.

### Träger mit Zugbrüchen sanieren

Das Versagen von Biegeträgern wird selten beobachtet. Tritt dies auf, so bricht zuerst der Zuggurt, wie in Bild 21 dargestellt. Neben Biegung herrschte bei diesem Binder auch Querkraft, da eine Dampfdruckleitung



**Bild 22 Zugbruch des Untergurtes über die Höhe von acht Lamellen**

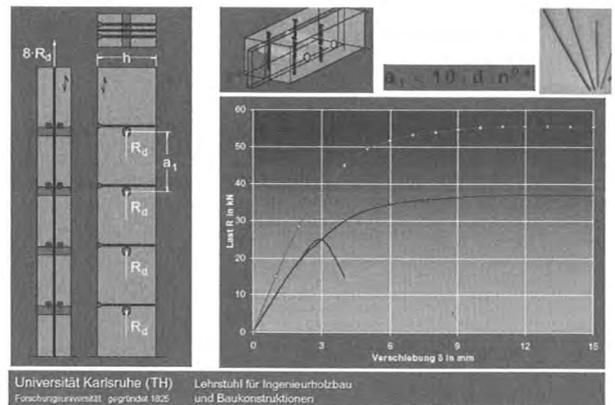
mit etwa 25 kN am Zuggurt angehängt war. Verstärkungen waren nicht vorhanden, der Träger war auch nicht für die zusätzliche Belastung bemessen.

Die Brüche selbst können nicht mehr repariert werden. Den Träger auszutauschen, war in diesem Fall nicht gewünscht, da die in der Halle stehenden Dampfkessel den ohne Unterbrechungen arbeitenden Betrieb weiterhin versorgen sollten. Man kann derartig geschwächte Binder mit BS-Holzbauteilen, die unterhalb oder beidseitig des vorhandenen Untergurtes platziert werden, verstärken, dann werden die Schubkräfte zwischen dem bestehenden Träger und den neuen Verstärkungen durch kreuzweise angeordnete Vollgewindeschrauben übertragen. Das war im vorliegenden Fall nicht möglich, weil es die vorhandenen Installationen nicht zuließen, 20 Meter lange Bauteile an die vorgesehenen Stellen zu bringen.

Die Bauteile wurden deshalb durch untergeklebte Lamellen verstärkt (Bild 23). Ursprünglich sollten die Bretter im Werk keilgezinkt, im Bündel hochgehoben und anschließend verklebt werden. Zwanzig Meter



**Bild 23 Unterkleben von Lamellen mit Schraubpressklebung**



**Bild 24 Verstärkung von Stabdübel- und Passbolzenverbindungen durch Vollgewindeschrauben**

lange Lamellen waren bei den beengten Verhältnissen jedoch nicht zu handhaben. Daher wurden einzelne, zuvor mit Keilzinkfräsungen versehene Bretter vor Ort geklebt und mit Keilzinkungen verbunden.

Die Brettstärke betrug 25 mm, um wenig Widerstand gegen die Teilgewindeschrauben zu bieten, die für die Schraubenpressklebung verwendet wurden. Die Verklebung erfolgte mit einem Fugen füllenden Resorcinharzleim, die Keilzinken wurden mit mechanischen Mitteln gepresst. Solche Arbeiten bedürfen großer Kenntnis der Leimtechnologie und großer Sorgfalt.

### Verstärkungen von Verbindungen mit Stabdübeln

Anschlüsse und Stöße von Anschlüssen mit Stabdübeln, vor allem mit großen Durchmessern, bemessen nach der alten Holzbaunorm, weisen oft unzureichende Sicherheiten auf. Das gilt besonders, wenn das Holz schwindet. Die Stabdübelverbindungen können durch quer zu den Stabdübeln eingebrachte Vollgewindeschrauben in der Tragfähigkeit wesentlich gesteigert werden (Bild 24).

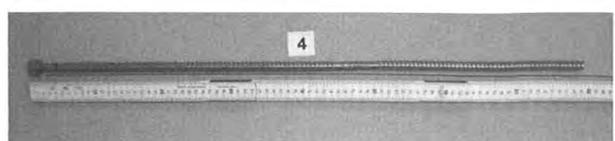
Eine zusätzliche Verklebung bereits entstandener Schwindrisse wird empfohlen.

### Einbau von Gewindestangen

Gewindestangen (Bild 25) besitzen ein Holzschraubengewinde, werden mit Nenndurchmessern von 16 mm und 20 mm sowie mit Längen von bis zu 3,0 Meter geliefert.

Die Stangen sind gleitbeschichtet und lassen sich einfach in Bohrungen, die mit dem Kerndurchmesser der Schrauben hergestellt wurden eindrehen (Bild 25).

Die Gewindestangen können nach der Holzbaunorm bemessen werden. Weil Schrauben mit einem Grobgewinde im Kernquerschnitt



**Bild 25 Stange mit Holzschraubengewinde**



Bild 26 Einbau von Gewindestangen



Bild 28 Risse an einem mit Gewindestangen verstärkten Durchbruch

versagen, ist die Gleichung (236) von DIN 1052: 2004 zu ersetzen durch

$$R_{ax,k} = \frac{d_{Kern}^2 \cdot \pi}{4} \cdot f_{u,k}$$

Für die Schraube mit einem Nenndurchmesser von 16 mm beträgt der Kerndurchmesser  $d_{Kern} = 12$  mm. Die Bruchfestigkeit des Stahles wird in DIN 1052 mit  $f_{u,k} = 300$  N/mm<sup>2</sup> angesetzt. Damit ergeben sich eher kleine Bemessungswerte der Tragfähigkeit von  $R_{ax,d} = 27$  kN bei wirksamen Einschraubblängen von mehr als 240 mm. Bei kleineren Einschraubblängen ist in der Regel die Haftung am Schraubenumfang maßgebend für die Bemessung. Die aus S 235 oder S 355 kalt gereckten Gewindestangen sind auch mit höheren Festigkeiten als 300 N/mm<sup>2</sup> erhältlich. Die dem Produkt zugrunde liegende Norm ist jedoch bauaufsichtlich nicht geregelt. Es ist daher eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich, um die Stangen als tragende Elemente einzusetzen.

Gewindestangen können als Querkzugbewehrung bei Satteldachbindern oder auch als Schubbewehrung (Bild 27) verwendet werden.

Bei der Bemessung sollte man bedenken, ob die zu den Zugdiagonalen notwendigen Druckstreben rechtwinklig dazu, also auch unter 45° angenommen werden. Dann sind über eine gerissene Fuge Quer-

druckkräfte und in gleicher Höhe Schubkräfte, die über Reibung zu übertragen sind, aufzunehmen. Bei Annahme steilerer Druckstreben als 45° werden mehr Zugschrauben benötigt.

Die Verbindungen erreichen bei Weitem nicht die Tragfähigkeit eines gesunden Holzträgers. Sie sind auch keine Verstärkungen, sondern Ersatzmaßnahmen, da sie erst bei einem gerissenen Zustand des Holzes voll tragfähig sind. Dies gilt auch für die Aufnahme von Kräften bei Ausklinkungen und Durchbrüchen. Auch dort sind Risse zu erwarten (Bild 28).

### Statische Ersatzmaßnahmen

Konstruktionen können, beispielsweise durch Unterspannungen (Bild 29), ertüchtigt werden, falls auch nach einer Sanierung Zweifel an einer hinreichenden Standsicherheit bestehen.

### 6 Befähigung zu Arbeiten an der Baustelle

Für die meisten der hier aufgeführten Arbeiten sind hoch qualifizierte Arbeitskräfte erforderlich. Das Vorbohren von zwei Meter langen Gewindestangen ist nur mit Präzision, am besten mit speziellen, innen belüfteten Bohrer mit Absaugung, möglich. Mit üblichen, lediglich

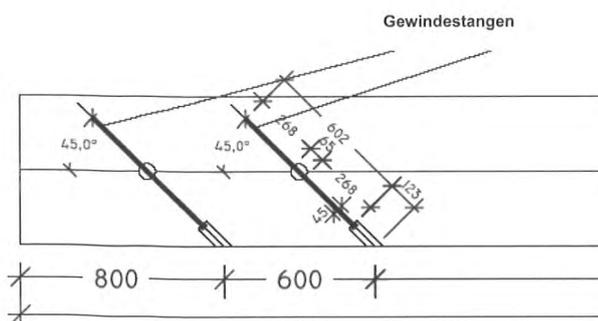


Bild 27 Gewindestangen als Schubbewehrung

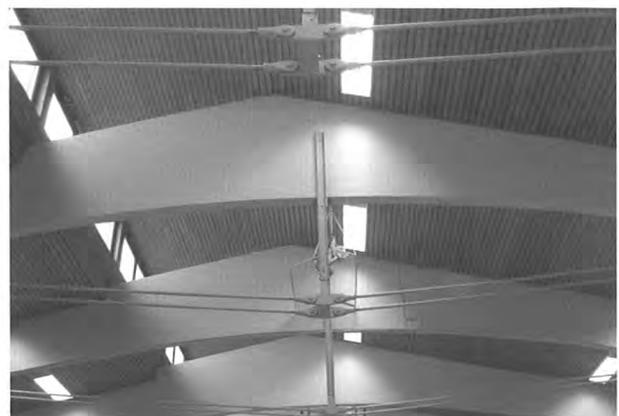


Bild 29 Ertüchtigung von Satteldachbindern durch eine Unterspannung

verlängerten Holzbohrern sind keine tiefen und präzisen Bohrungen zu setzen. Zum Einbau von Vollgewindeschrauben zur Verstärkung von Anschlüssen braucht der Ausführende Zeichnungen, die genau und sorgfältig erarbeitet wurden. Für die Positionierung der Schrauben können im Betrieb von der Abbundanlage Pilotbohrungen gesetzt werden. Auf der Baustelle ist allein Handarbeit gefragt.

Für das Kleben tragender Bauteile auf der Baustelle sind besondere Befähigungen nachzuweisen. Lamellen kraftschlüssig unterzukleben, Träger vollständig aufzutrennen und neu zu verkleben, aber auch Verstärkungen aufzukleben oder Risse zu schließen erfordert Kenntnisse, die nicht einmal bei der Herstellung von 30 Meter langen Bauteilen im Werk verlangt werden. Aber die Erfahrungen aus einem Holzleimbau-betrieb sind unentbehrlich.

Klebung von tragenden Fugen an 30 Meter langen Bauteilen dürfen nur von Firmen vorgenommen werden, die selbst 30 Me-

ter lange Träger herstellen dürfen. Nach der alten Holzbaunorm DIN 1052:1988 sind das Unternehmen, die die Befähigung zum Leimen von Bauteilen aller Art (Leimgenehmigung A) nachgewiesen haben. Fortbildungen, beispielsweise bei Sanierungslehrgängen, sind erwünscht und können vor der Ausführung der Arbeiten verlangt werden. Nach der neuen europäischen Produktnorm DIN EN 14080, nach der BS-Holz künftig hergestellt werden soll, wird die Leimgenehmigung entfallen und durch eine Zertifizierung der Firmen mit strenger Eigen- und Fremdüberwachung ersetzt. Klebungen auf der Baustelle sind dabei nicht geregelt. Für Klebungen auf der Baustelle ist es deshalb sinnvoll, die Anforderungen an die Firmen, an die verwendeten Produkte, sowie die Eigen- und Fremdüberwachung in einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung zu regeln.

### Dr.-Ing. Mandy Peter



Institut des Zimmerer- und Holzbaugewerbes  
Kronenstraße 55-58  
10117 Berlin  
Tel.: 030 20314 539  
Fax: 030 20314 566  
eMail: kontakt@institut-holzbau.de

- Seit 2000      Ingenieurbüro Peter, Prenzlau
- 2003            Promotion im Fachgebiet Baukonstruktionen der Technischen Universität Berlin „Numerische Tragfähigkeitsermittlung von Holzbauteilen im Brandfall unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens“
- Seit 2003      Lehrbeauftragte an der Technischen Universität Berlin, Institut für Bauingenieurwesen für die Fächer Baukonstruktionen und Ingenieurholzbau
- Seit 2004      Geschäftsführerin des Institutes des Zimmerer- und Holzbaugewerbes, Berlin

#### Veröffentlichungen (Auszug):

Holzbau Taschenbuch – Bemessungsbeispiele nach DIN 1052:2004. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2004

Holz Brandschutz Handbuch. 3. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, voraussichtlich Oktober 2007.

### Dipl.-Ing. (TH) Jürgen Kunkelmann



Universität Karlsruhe  
Forschungsstelle für Brandschutztechnik  
Hertzstraße 16  
76187 Karlsruhe  
Tel.: 0721-608-4452  
Fax : 0721-755467  
eMail: Juergen.Kunkelmann@ffb.uni-karlsruhe.de

1958            geboren in Frankenthal/Pfalz

Studium Verfahrenstechnik an der Universität Karlsruhe  
Anschließend 2-jährige Tätigkeit in einem Ingenieurbüro für Anlagenbau

wissenschaftlicher Angestellter an der Forschungsstelle für Brandschutztechnik  
Veröffentlichungen (Auszug): siehe [www.ffb.uni-Karlsruhe.de](http://www.ffb.uni-Karlsruhe.de)

# Brandschutz-Problemlösungen ...

## ... bei hölzernen Treppen in bestehenden Geschosswohnbauten

### 1. Brand- und Rauchausbreitung in Gebäuden

Bereits in der Brandentstehungsphase (Schwelphase) bilden sich große Mengen an hochtoxischem Brandrauch.

Die im Brandrauch enthaltenen Gase können innerhalb weniger Minuten zu Bewusstlosigkeit und dann zum Tode führen (siehe Bild 1). Menschen werden häufig im Schlaf überrascht und unmittelbar bewusstlos. In brandrauchgefüllten Räumen und Treppenträumen ist die Orientierung schwierig bis unmöglich.

Toxische Gase im Brandrauch verursachen bei sehr kurzen Einwirkungszeiten noch keine Gesundheitsschäden. Durch die eingeschränkten Sichtverhältnisse wird jedoch die Zeit für das Verlassen der mit den toxischen Gasen angefüllten Räume und Treppenträume vergrößert bzw. die Zeit bis zum Auffinden von an der Flucht gehinderten Personen durch Rettungskräfte verlängert, wodurch die Einwirkungsdauer so groß werden kann, daß dadurch Gesundheitsschäden auftreten.

Bei geringem thermischem Auftrieb des Brandrauchs, dem Einfluß von Wind auf Öffnungen oder dem Einfluß von Löschanlagen kann eine ausreichend schnelle Entrauchung beträchtlich erschwert werden.

Die nachfolgenden Bilder zeigen die Gefährdungen durch Brandrauch und durch die wesentlichen auftretenden Brandphänomene.

Neben dem Brandrauch sollen nachfolgend die Brandphänomene Backdraft und Flashover erläutert werden.

#### Backdraft:

Dieser tritt auf, wenn brennbare Dämpfe, die im Brandbereich entstanden sind, aufgrund von Sauerstoffmangel und/oder starker Abkühlung (z.B. an kalten Wänden) nicht vollständig verbrennen konnten.

Durch Einmischen von Frischluft (z.B. Öffnen einer Tür oder Zerstörung eines Fensters) und bei Vorhandensein einer Zündquelle können diese brennbaren Dämpfe wieder gezündet werden und verbrennen dann schlagartig mit dem Erscheinungsbild einer Verpuffung.

Zündquellen können z.B. die im Brandraum herrschende Temperatur, Bereiche mit Flammenbildung oder glimmende Bereiche sein.

Eine besondere Gefährdung ergibt sich durch Feuerball, Stichflammenbildung, umherfliegende Teile und Glassplitter (Bild 2).

Die nachfolgenden Bilder 3 und 4 erläutern die Begriffe Verpuffung, Explosion und Detonation und zeigen, dass bereits bei dem bei der Verpuffung auftretenden kleinen Druck beträchtliche Schäden an Bauwerken entstehen.

### Gefährdungen durch Brandrauch und Sauerstoffmangel bei Bränden

• Sauerstoff:	≤ 12 Vol.-%: Sauerstoffmangelkrankheit: Kopfschmerzen, Gähnen, Konzentrationsmangel, rasche Ermüdbarkeit, Übelkeit, Sprachstörungen, Gangunsicherheit, Sehstörungen
• Kohlendioxid:	3 Vol.-%: baldiger Erstickungstod MAK-Wert: 5000 ppm <sup>1)</sup> (0,5 Vol.-%) 3 - 4 Vol.-% (Kurzezeitwirk.): 300%ige Erhöhung der Atmung, leichtes Unbehagen 5 - 6 Vol.-%: bei schnellem Anstieg der Konzentration: hämmernde Kopfschmerzen, Ohrensausen, Atemnot, Schweißausbruch, Ohnmacht
• Kohlenmonoxid:	12 - 15 Vol.-%: nach wenigen Minuten Atemstillstand, bewußtlos MAK-Wert: 30 ppm 800 ppm: Kopfschmerzen, Brechreiz, Schwindel nach 45 Min. 1.600 ppm: Kopfschmerzen, Brechreiz, Schwindel nach 20 Min. 3.200 ppm: Kopfschmerzen, Schwindel nach 5 - 10 Minuten, Bewußtlosigkeit und Tod nach 20 Minuten 6.400 ppm: Kopfschmerzen, Schwindel nach 2 - 3 Min., Tod nach 10 - 15 Min. 12.000 ppm: Tod nach 5 Minuten

**Beispiel: Wohnzimmerbrand an der FFB; Brandraum in Massivbauweise - Flashover: ca. 3 Min.**

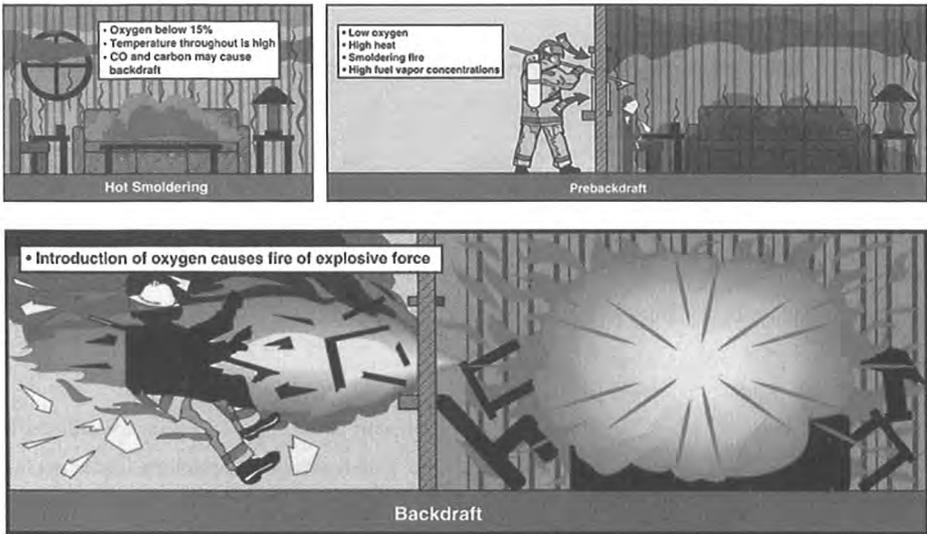
Sauerstoff:	12 Vol.-% nach 2 min 40 s, 3 Vol.-% nach 4 min 42 s unterschritten
Kohlendioxid:	12 Vol.-% nach 3 min überschritten (Meßwert: max. ca. 200.000 ppm)
Kohlenmonoxid:	1.600 ppm nach 1 min 40 s, 3.200 ppm nach 2 min 25 s überschritten 12.000 ppm nach 2 min 54 s überschritten (Meßwert: über 50.000 ppm)

Die Gefahren durch die Brandrauchbestandteile Ruß, aromatische Kohlenwasserstoffe, Reizgase und sonstige Pyrolyseprodukte sind zusätzlich zu berücksichtigen. Wie diese Brandrauchbestandteile sowie die Sauerstoff-, Kohlendioxid und Kohlenmonoxidkonzentration in ihrer Zusammenwirkung den (menschlichen bzw. tierischen) Organismus schädigen, ist bis jetzt unzureichend geklärt.

<sup>1)</sup> 1 Vol.-% = 10.000 ppm <sup>2)</sup> Meßstelle: zentral, 1,5 m über dem Brandraumboden

Bild 1 Gefährdungen durch Brandrauch und Sauerstoffmangel bei Bränden

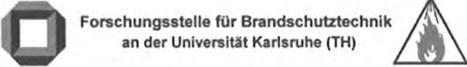
**Gefährdung von Feuerwehreinsatzkräften durch Backdraft**



Quelle: Wreder, M.A. et al.: Essentials of Fire Fighting, The International Fire Service Training Association, Fire Protection Publications, Oklahoma State University, 1992

Bild 2 Backdraft – Gefährdung von Feuerwehreinsatzkräften

Jürgen Kunkelmann  
FFB, Uni Karlsruhe



- **Deflagration (Verpuffung)**  
Schwache Explosion, Verbrennungsprodukte können noch durch Öffnungen und Entlastungsöffnungen entweichen, bevor es zu einem nennenswerten Druckaufbau kommt.  
Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Reaktionsfront: bis ca. 10 m/s  
Druck: weniger als 0.01 MPa (0,1 bar)
- **Explosion:**  
Da die gebildeten Verbrennungsprodukte nicht genügend schnell entweichen können und in kurzer Zeit große Wärmemengen freigesetzt werden, erfolgt ein Druckaufbau.  
Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Reaktionsfront: bis zu einigen 100 m/s  
Druck: bei Gasexplosionen bis 0,8 MPa (8 bar), bei Staubexplosionen bis 1,4 MPa (14 bar)
- **Detonation:**  
Aufs äußerste gesteigerte Explosion.  
Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Reaktionsfront: bis 4000 m/s  
Druck: bis 10 MPa (100 bar)

Quellen:  
Bussenkus, S.: Brand- und Explosionsschutz in der Industrie, Staatsverlag der Deutschen Demokratischen Republik, Berlin 1989;  
Bussenkus, S.: Wissenschaftliche Grundlagen des Brand- und Explosionsschutzes, Verlag W. Kohlhammer, Stuttgart, Berlin, Köln, 1996

Bild 3 Unterschiede zwischen Verpuffung, Explosion und Detonation

Jürgen Kunkelmann  
FFB, Uni Karlsruhe

**Flashover:**

Dieser tritt auf, wenn sich in einem Raum die Oberfläche des brennbaren Materials durch Wärmeeinstrahlung aus Flammen und heißer Rauchschrift unterhalb der Decke soweit aufgeheizt hat, daß quasi schlagartig in großer Menge brennbare Pyrolysegase und -dämpfe entstehen, die mit der im Raum vorhandenen Luft ein zündfähiges Gemisch bilden und durch die vorhandenen Flammen oder durch andere Zündquellen gezündet werden.

Er setzt dann ein, wenn die Temperatur in der Rauchschrift: ca. 500 - 600 °C und die Wärmestrahlung im Bodenbereich ca. 20 kW/m<sup>2</sup> (zum Vergleich: Sonnenstrahlung ca. 1 kW/m<sup>2</sup>) beträgt.

Der Flashover ist verbunden mit beträchtlicher Pyrolysegasproduktion, Rußanreicherung und Sauerstoffverringering in der Rauchschrift mit kurzfristigem Temperaturabfall.

Bei eingeschränkter Sauerstoff-Zufuhr in den Brandraum wächst die Konzentration der Pyrolysegase und von Kohlenmonoxid in der Rauchschrift trotz vorhandener Zündquelle über die obere Zündgrenze an.

Es bilden sich Flammenzungen („dancing angels“) an der Grenzschicht Rauch/Luft an den Stellen, wo ein zündfähiges Konzentrationsverhältnis vorliegt.

Nach dem Flashover brennt in der Regel das gesamte im Raum befindliche brennbare Material.

UNIVERSITÄT DORTMUND

### Explosionen

#### Schadensarten bei Explosionsdruckwellen

Maximale Druckamplitude der Druckwelle [bar]	Schadensart
0,01	Glasschäden an Gebäuden
0,03	Leichte Schäden an Bauwerksstrukturen
0,1	Schwere Schäden an Bauwerksstrukturen
0,17	Trommelfellverletzungen
0,6	Totale Zerstörung von üblichen Bauwerken
3	Tod durch Lungenriss

Seite 4

Jürgen Kunkelmann  
FFB, Uni Karlsruhe

Quelle: Neumann, J.: Brand- und Explosionsschutz (Skriptum zur Vorlesung Arbeit- und Anlagensicherheit), Universität Dortmund, Fachbereich Bio- und Chemieingenieurwesen, Lehrstuhl Umweltechnik, Juni 2002

Bild 4 Schäden u. a. an Gebäuden aufgrund von Explosionsdruckwellen

### Flashover bei einem Wohnzimmerbrand (FFB)



Wohnzimmer vor dem Brand



Flashover



Brandschäden nach Ablöschen mit dem Strahlrohr

Jürgen Kunkelmann  
FFB, Uni Karlsruhe

Bild 5 Flashover bei einem Wohnzimmerbrand an der Forschungsstelle für Brandschutztechnik (Wohnzimmer vor dem Brand, während des Flashovers und Brandschäden nach Ablöschen mit dem Strahlrohr. Videofilm siehe: [www.ffb.uni-karlsruhe.de](http://www.ffb.uni-karlsruhe.de))

Beim Flashover erfolgt der Übergang vom brandlast- zum ventilationsgesteuerten Brand bzw. der Übergang von der Brandentwicklungsphase zum stationären Abbrand.

Ein Beispiel für einen Flashover bei einem Wohnzimmerbrand zeigt Bild 5.

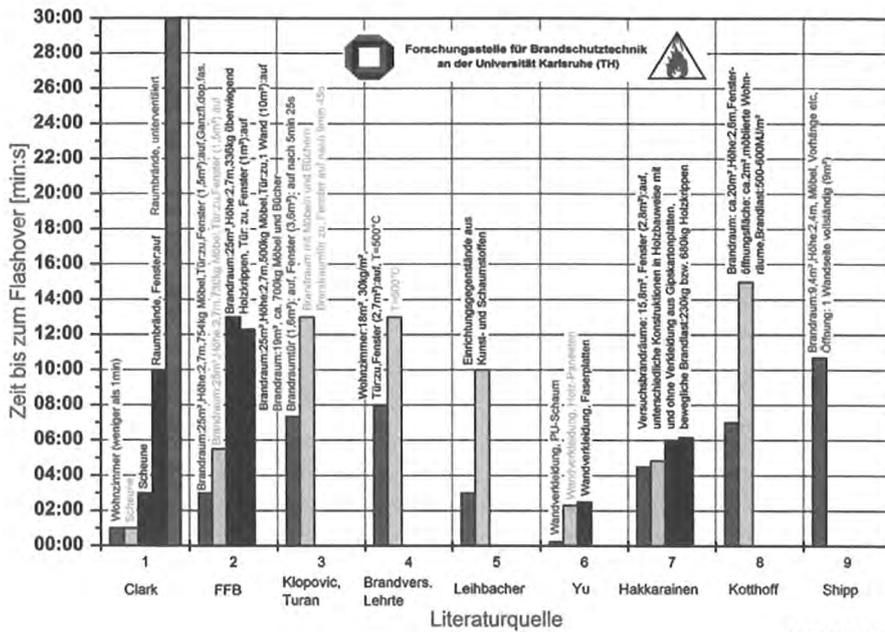
Bild 6 kann man entnehmen, dass es bereits in kurzer Zeit zu einem Flashover kommen kann. Im Mittel trat der Flashover nach 7 Minuten bei Versuchsbränden auf.

Aus den angegebenen Zeiten ist zu abzuleiten, dass die Wahrscheinlichkeit, dass die Feuerwehr erst nach einem Flashover eintrifft, relativ hoch ist.

## 2. Spezielle Brandschutzprobleme bei Altbauten und historischen Gebäuden

Bestehende bauliche Anlagen haben grundsätzlich Bestandsschutz, wenn sie seinerzeit nach den geltenden Vorschriften genehmigt und errichtet wurden, und wenn ihre Nutzung auch heute noch ohne Bedenken bezüglich der Sicherheit und Gesundheit erfolgen kann.

Daraus wird ersichtlich, dass die Bauaufsichtsbehörde sowohl bei bestehenden baulichen Anlagen in den Bestand eingreifen kann, wenn konkrete Gefahren für Leben und Gesundheit zu beseitigen sind als auch bei Änderungen, z.B. bei Modernisierungen und Sanierungen von baulichen Anlagen. Die konkrete Gefahr ist eine im Einzelfall unter



© Jürgen Kunkelmann  
FFB, Uni Karlsruhe

Bild 6 Zeit bis zum Auftreten des Flashovers

den spezifischen Objektbedingungen bestehende Gefahr, deren Eintritt wahrscheinlich ist, jedoch nicht unmittelbar bevorstehen muss.

Die Bauaufsichtsbehörde entscheidet im Einzelfall nach pflichtgemäßem Ermessen unter Beachtung der Verhältnismäßigkeit und Wirksamkeit der Mittel.

Derartige Eingriffe in den Bestand sind relativ oft erforderlich, wenn sich z.B. die Nutzung eines Gebäudes ändert (Aufhebung des Bestandsschutzes) und die neue Nutzung mit einer höheren Brandgefahr oder einer höheren Nutzerzahl verbunden ist.

Bei einer Sanierung oder Modernisierung von Altbauten ist zunächst zu entscheiden, ob überhaupt noch ein Bestandsschutz in Frage kommt, oder ob das Vorhaben wie ein Neubau zu behandeln ist.

Der Bestandsschutz kann immer nur für das ganze Gebäude und nicht für Einzelbauteile geltend gemacht werden. In der Regel bleibt der Bestandsschutz erhalten, wenn nicht mehr als die Hälfte der vorhandenen Gebäudesubstanz entfernt bzw. ersetzt wird. Grundsätzlich gilt – auch bei Wahrung des Bestandsschutzes für das Gebäude –, dass alle vollständig ersetzten und damit neu eingebauten Bauteile den derzeit geltenden Anforderungen des materiellen Bauordnungsrechtes entsprechen müssen. Bei umfangreichen Sanierungs- und Modernisierungsmaßnahmen sollte stets ein Brandschutzkonzept erarbeitet werden, das neben den Maßnahmen des baulichen und des vorbeugenden Brandschutzes besonders die Ausnahmen und Abweichungen von geltenden Vorschriften hervorhebt und diese begründet sowie ggf. vorhandene Kompensationsmaßnahmen ausweist.

Die Brandentdeckungszeit variiert in Abhängigkeit von der Brandursache: Sie kann von wenigen oder Bruchteilen von Minuten bei Brandstiftungen oder vorhandenen Rauchmeldern bis zu mehreren Stunden oder Tagen bei Schwelbränden in unzugänglichen Dachböden, verursacht durch thermische Defekte oder Kamine, betragen. Viele Brände in Baudenkmalern brechen in der Nacht aus und breiten sich dann

sehr schnell aus, vor allem an schwer zugänglichen Holzkonstruktionen und der brennbaren Ausstattung. Dabei schwelen dicke Holzbalken tagelang, und sie können wegen der tragenden Funktion nicht immer eingerissen werden.

Es entstehen oft erhebliche Schäden sowohl durch direkte Einwirkung des Feuers als auch durch Russbeaufschlagung von Bauteilen und Kunstwerken sowie durch Löschwasser in vom Feuer nicht erfassten unteren Geschossen. Obwohl meistens Massivbauten, sind Baudenkmalern unter maßgeblicher Verwendung von Holz errichtet worden.

Dazu zählen oft ausgedehnte, hohe und ausgetrocknete Dachstühle, Holzbalkendecken (verkleidet mit Brettern und mit unzugänglichen Hohlräumen), Wandflächen mit Holzvertäfelung, hängende Holzgewölbe und Holztonnen, offene und ausgedehnte Holztreppen. Begünstigend auf eine Brandausbreitung wirken sich die innere Anordnung der Räume und vertikale offene Verbindungen aus. In erster Linie erhöht sich die Gefahr der Brandausbreitung infolge fehlender Brandabschnitte und verschiedener Schächte (z.B. verdeckte Lüftungskanäle und Warmluftschächte). Diese Schächte sind meistens aus Holz und oft in Decken verdeckt verlegt. Wegen dieser angeführten Mängel im vorbeugenden Brandschutz besteht bei vielen Baudenkmalern eine starke Brandausbreitungsgefahr für die Nachbarschaft (z.B. enge Altstadtkerne), der Dachkonstruktion und verhindern den Rauch- und Wärmeabzug aus den Dachräumen.

Zur Überprüfung der brandschutztechnischen Wirksamkeit von nachträglichen Verkleidungen an Holztreppen wurden in Leipzig im Jahre 1986 von Rösler und Stiller Originalbrandversuche in einem Altbaugebäude durchgeführt [Sicherheitsbetrachtungen für Treppenhäuser mit Holztreppen mehrgeschossigen Altbaugebäuden. Bauforschungsbericht F 2228 des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, IRB Verlag, Stuttgart 1993].

Eine Brandlegung auf dem Zwischenpodest mit einer kleinen Stützbrandlast (500 g geknülltes Zeitungspapier und 150 g Polystyrolschaum-Verpackungen), welche an der Setzstufe entzündet wurde, genügte, um die Treppenlaufoberseite in Brand zu setzen. Der Abbrand eines Kinderwagens erfolgte relativ schnell und intensiv. Die darin befindliche PU-Weichschaummatratze führt zu einer schnellen Verrauchung des Treppenhauses. Bewohner können hier zumindest zeitweilig den Rettungsweg nicht benutzen.

Bei den Versuchen wirkt das Treppenhaus als Schornstein und es bildet sich ein aufsteigender Flammenstrom im Treppenauge. Davon wurden sowohl Treppengeländer als auch die unverkleideten Treppentritten erfasst.

Es zeigte sich, dass die Treppe nach 7 bis 10 Minuten infolge Oberflächenbrandes als Rettungsweg nicht mehr nutzbar ist. Die Brandversuche mussten durch Löschangriff nach 13 bzw. 11 Minuten beendet werden, da eine Gefahr für den gesamten Treppenraum bestand. Der Brand eines hölzernen Schuhregals stellte für den Bestand der Treppe ebenfalls eine kritische Beanspruchung dar. Eine Brandweiterleitung auf dem Podest erfolgte durch abfallende, brennende Holzteile und Wärmestrahlung.

Aus diesen Versuchen ergibt sich, dass schon durch geringe Mengen brennenden Materials im Treppenraum der Brand auf die Treppe übergreift und den gesamten Treppenraum unpassierbar macht.

Weiterhin wurden von Rösler und Stiller Versuche durchgeführt, um die Wirksamkeit der Verkleidungen von hölzernen Treppenlaufunterseiten mit nichtbrennbaren Platten (Gipskarton (12,5 mm) auf Holzlattung) bei Brandeinwirkung auf den Treppenraum durch einen entwickelten Wohnungsbrand zu überprüfen.

Es wurde ein Vergleichsversuch im gleichen Treppenraum mit unverkleideten Treppenläufen durchgeführt. Als kritische Beanspruchung des Rettungsweges wurde ein aus der Wohnungstür herausgeschlagener Flammenbrand angenommen. Es wurde dabei davon ausgegangen, dass die Bewohner die brennende Wohnung in Panik verlassen und die Wohnungstür offen bleibt. Der Flurbereich hinter der Eingangstür wurde in beiden Fällen von der Wohnung abgegrenzt und als Brandraum genutzt (Grundfläche: 4,30 m<sup>2</sup>, Raumbhöhe: 3,34 m).

Aus den Brandversuchen von Rösler und Stiller ergaben sich folgende Erkenntnisse:

- Die Bekleidung der Unterseiten von hölzernen Treppenläufen und Podesten mit nichtbrennbaren Deckschichten verzögert den Vollbrand im Treppenraum nur kurze Zeit. Die Zeitdifferenz bis zum Feuerübersprung beträgt ca. 5 Minuten.
- Die Menschenrettung ist sowohl bei geschützten als auch bei ungeschützten Treppenläufen dann praktisch unmöglich, wenn ein Wohnungsbrand auf den Treppenraum übergreift. (Rauch, Flammen, Wärmestrahlung).
- Eine wirksame Maßnahme zur Verzögerung des Übergreifens eines Wohnungsbrandes auf den Treppenraum wird darin gesehen, dass Wohnungseingangstüren in mehrgeschossigen Wohngebäuden zumindest dichtschießend (besser T 30) und mit einer Selbst-

schließeinrichtung versehen werden. Hierdurch ist der Treppenraum auch bei Wohnungsvollbränden für die Bewohner noch längere Zeit benutzbar.

Ein Vergleich der Anforderungen entsprechend der Bauordnungen an die Treppenraumwände (Brandwände oder zumindest feuerbeständig), die tragenden Teile von Treppen (feuerbeständig oder feuerhemmend) und die Wohnungseingangstüren (dichtschießend) zeigt einen Widerspruch in der brandschutztechnischen Qualität.

Die Versuche in Leipzig haben gezeigt, daß die Türen nach einem Wohnungsbrand im oberen Drittel völlig zerstört sind, und in der unteren Hälfte der Farbanstrich noch im Original vorhanden ist. Ein besonderes Augenmerk muß auf die Oberlichter und Türspiegel gelegt werden (z.B. durch vollständige Aufdoppelung des Türblattes mit Sperrholz und G 30-Verglasung).

Bei höheren zu erwartenden Brandtemperaturen sind Feuerschutz-türen vorzusehen. Weiterhin muß der zweite Rettungsweg sichergestellt werden, über den sich der Bedrohte bei Versagen des ersten Rettungsweges selbst gefahrlos in Sicherheit bringen kann (z.B. Nottreppe) sowie die Feuerwehruzugangsbedingungen verbessert werden. Die Nutzung des Gebäudes selbst muß auf den erreichbaren Sicherheitszustand abgestimmt werden. Durch Brandmeldung müssen die Bewohner frühzeitig alarmiert werden.

Ob und welche Maßnahmen für eine schnellstmögliche Entdeckung und Bekämpfung eines eventuellen Brandes ergriffen werden, liegt aufgrund der nutzungsbedingten Besonderheiten grundsätzlich im Ermessen des Gebäudenutzers. Aus diesem Grund sind die abzuleitenden Maßnahmen für den Schutz unwiederbringlicher Werte bzw. von Kunst- und Kulturgütern ein fester Bestandteil umfassender Brandrisikoplanungen unter besonderer Berücksichtigung der Einbruch-, Diebstahlsicherung sowie des vorbeugenden und abwehrenden Brandschutzes.

Die nachfolgenden *Bilder 7 und 8* zeigen Beispiele aus dem Brandschutzatlas der FeuerTRUTZ GmbH für Brände an Holztreppen sowie die Brand- und Rauchausbildung in Treppenträumen.

### 3. Anforderungen an Treppen und Treppenträume nach Musterbauordnung (MBO 2002)

In den nachfolgenden *Bildern 9 und 10* wird an Hand der in der neuen Musterbauordnung aufgeführten Gebäudeklassen die Anforderungen an Treppen und Treppenträume dargestellt.

Ein Vergleich der Anforderungen entsprechend der Bauordnungen an die Treppenraumwände (Brandwände oder zumindest feuerbeständig), die tragenden Teile von Treppen (feuerhemmend, nichtbrennbare Baustoffe) und die Wohnungseingangstüren (rauchdicht, selbstschließend) zeigt einen Widerspruch in der brandschutztechnischen Qualität.

### 4. Brandschutztechnische Maßnahmen bei Treppen und Treppenträumen in bestehenden Geschosswohnbauten

Die wesentlichen Aufgaben und Schutzziele des Brandschutzes zeigt die nachfolgende Zusammenstellung:

### Brandverhalten von Treppen (Beispiele)



unteres Geschoß: massive Steintreppe  
oberes Geschoß: Holztreppe



Brandbeanspruchung der Holztreppe nimmt von unten nach oben zu

Fotos aus:  
Josef Mayr: „Brandschutzatlas“, FeuerTRUTZ GmbH, Wolfratshausen 1995, 1999

Jürgen Kunkelmann  
FFB, Uni Karlsruhe

Bild 7 Brandverhalten von Treppen (Beispiele)

### Brand- u. Rauchausbreitung in Treppenträumen (Beispiele)



Im Brandfall werden die Oberlichte von Türen am meisten beansprucht.



Funktion von Treppenraumfenstern an Außenwänden als Rauch- und Wärmeabzugsvorrichtungen: Es wurde nur der Treppenraum oberhalb des geöffneten Treppenraumfensters verrauchert. Der Bereich darunter blieb rauchfrei und stand damit als Flucht- und Rettungsweg zur Verfügung.

Fotos aus:  
Josef Mayr: „Brandschutzatlas“, FeuerTRUTZ GmbH, Wolfratshausen 1995, 1999

Jürgen Kunkelmann  
FFB, Uni Karlsruhe

Bild 8 Brand- und Rauchausbreitung in Treppenträumen (Beispiele)

Personenschutz (vorrangig): Schutz der Bewohner, Besucher, Beschäftigten und Rettungskräfte

Sachschutz: Schutz der Sachgüter in vom Brand betroffenen Gebäuden

Nachbarschutz: Schutz der Bewohner und der Sachgüter in den angrenzenden Gebäuden

Umweltschutz: Schutz natürlicher Lebensgrundlagen

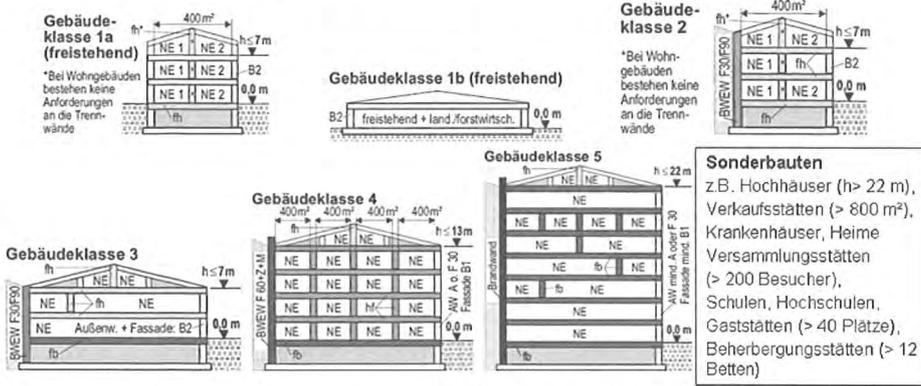
Kulturgutschutz: Schutz der wertvollen Kulturgüter

Die Brandsicherheit eines Gebäudes wird durch einen Bauzustand erreicht, der die Entstehung eines Brandes mit hoher Wahrscheinlichkeit ausschließt, der die Ausbreitung von Feuer und Brandrauch verhindert, und der die wirksame Rettung und Brandbekämpfung ermöglicht.

Um die vorgenannten Schutzziele erreichen zu können, ist es erforderlich, dass Brandbekämpfungsmaßnahmen zur sicheren Evakuierung von Personen und für den Sachschutz sehr schnell eingeleitet werden.

Ein wesentliches Kriterium für eine schnelle und erfolgreiche Brandbekämpfung ist die schnelle Branddetektion, z.B. für die schnelle Erkennung von Schmelbränden. Untersuchungen haben gezeigt, dass Personen in Räumen, in denen ein Brand entsteht, nur dann überleben können, wenn durch eine schnelle Alarmierung eine ebenso rasche Brandbekämpfung eingeleitet wird. In den Versuchsergebnissen hat sich gezeigt, dass die Alarmierung und Brandbekämpfung innerhalb von 2 Minuten erfolgen muss.

### Gebäudeklassen nach der neuen Musterbauordnung (MBO) 2002



h = Maß der Fußbodenoberkante des höchstgelegenen Geschosses, dem ein Aufenthaltsraum möglich ist, über Geländeoberkante im Mittel;  
 Flächen sind die Brutto-Grundflächen der Nutzungseinheit (NE), ausgenommen Flächen im Kellergerüst.  
 fh = feuerhemmend (F 30);  
 hf = hochfeuerhemmend (F 60 - tragende und aussteifende Teile aus brennbaren Baustoffen, allseitig brandschutz-technisch wirksame Bekleidung aus nichtbrennbaren Baustoffen, Dämmstoffe aus nichtbrennbaren Baustoffen)  
 fb = feuerbeständig (F 90 - tragende und aussteifende Teile aus nichtbrennbaren Baustoffen und bei raumabschließenden Bauteilen zusätzlich eine in Bauteilebene durchgehende Schicht aus nichtbrennbaren Baustoffen)

Jürgen Kunkelmann  
 FFB, Uri Karlsruhe

© Feuertrutz GmbH, Brandschutzrat

Bild 9 Gebäudeklassen nach der neuen Musterbauordnung (MBO) 2002

### Erster Rettungsweg - Anforderungen an notwendige Treppen und notwendige Treppenräume und Türen

Gebäudeklasse	Treppen (tragende Teile)	Treppenraum	Türen zu notwendigen Fluren	Rauchableitung Beleuchtung	Leitungsanlagen
1a	keine besonderen Anforderungen	keine besonderen Anforderungen	keine besonderen Anforderungen	Belüftung: in jedem oberirdischen Geschoss ins Freie führende Fenster mit mind. 0,5 m <sup>2</sup> , Beleuchtung	keine besonderen Anforderungen
1b	nicht relevant	nicht relevant	nicht relevant	nicht relevant	nicht relevant
2	keine besonderen Anforderungen	keine besonderen Anforderungen	keine besonderen Anforderungen	Belüftung: in jedem oberirdischen Geschoss ins Freie führende Fenster mit mind. 0,5 m <sup>2</sup> , Beleuchtung	keine besonderen Anforderungen
3	nichtbrennbare Baustoffe oder feuerhemmend	Wände feuerhemmend	rauchdicht, selbstschließend (Rauchschutztür)	Belüftung: in jedem oberirdischen Geschoss ins Freie führende Fenster mit mind. 0,5 m <sup>2</sup> , Beleuchtung	Brennbare Leitungsanlagen unzulässig oder F 30-A / I 30 Abkapselung
4	nichtbrennbare Baustoffe	Wände hochfeuerhemmend, standsicher	rauchdicht, selbstschließend (Rauchschutztür)	Belüftung: in jedem oberirdischen Geschoss ins Freie führende Fenster mit mind. 0,5 m <sup>2</sup> , Beleuchtung	Brennbare Leitungsanlagen unzulässig oder F 60-A / I 60 Abkapselung
5	feuerhemmend und aus nichtbrennbaren Baustoffen	Wände in der Bauart von Brandwänden	rauchdicht, selbstschließend (Rauchschutztür)	höher 13m: Öffnung zur Rauchableitung an oberster Stelle mit mind. 1 m <sup>2</sup> , Sicherheitsbeleuchtung	Brennbare Leitungsanlagen unzulässig oder F 90-A / I 90 Abkapselung

Bild 10 Erster Rettungsweg – Anforderungen an notwendige Treppen und notwendige Treppenräume sowie Türen, Rauchableitung und Leitungsanlagen nach Musterbauordnung (MBO) 2002

Nachfolgend werden wesentliche brandschutztechnische Maßnahmen für Treppenräume aufgeführt:

- In Rettungswegen von müssen freiliegende, brennbare Stoffe vermieden werden.
- Bei Altwohngebäuden mit Wohnraumnutzung ist die Verbesserung der brandschutztechnischen Qualität der Wohnungseingangstüren\*) (z.B. rauchdicht, Feuerwiderstand, Selbstschließenrichtungen) der

zweckmäßigste Weg, damit der Treppenraum auch bei Wohnungsvollbränden für die Bewohner noch längere Zeit benutzbar ist. => schnellere Gefährdung von Personen ist mehr durch Verrauchung des Treppenraumes als durch direkte Flammeneinwirkung gegeben. Besonderes Augenmerk ist hierbei auch auf die Eigenschaften von Verglasungen\*\*) zu legen, die je nach Glasart sehr unterschiedliche Eigenschaften aufweisen (Bild 11):

\*) Rösler, W. Stiller, J.: Sicherheitsbetrachtungen für Treppenhäuser mit Holztreppe in mehrgeschossigen Altwohngebäuden. Bauforschungsbericht F 2228 des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, IRB Verlag, Stuttgart 1993

\*\*) VEGLA: Technisches Handbuch Glas am Bau, Vereinigte Glaswerke GmbH, Aachen 1999

## Maximale Betriebstemperaturen für Verglasungen

- Einfachglas (Floatglas):  
maximal  $\pm 40$  K Temperaturunterschied in der Scheibenfläche (z.B. zwischen Scheibenmitte und Scheibenrand) bei üblichen Umgebungstemperaturen.
- Einscheiben-Sicherheitsglas (ESG):  
ca. 250°C, (kurzzeitig: 300°C), maximal 150 K Temperaturunterschied in der Scheibenfläche.
- Teilvorgespanntes Glas (TVG):  
ca. 200°C, maximal 100 K Temperaturunterschied in der Scheibenfläche.
- Verbund-Sicherheitsglas (VSG):  
maximale Dauertemperatur: ca. 60°C, (kurzzeitig: 80°C), maximal  $\pm 40$  K Temperaturunterschied in der Scheibenfläche.
- Brandschutzverglasungen sind gesondert zu betrachten.

Quelle: VEGLA: Technisches Handbuch Glas am Bau, Vereinigte Glaswerke GmbH, Aachen 1998

Jürgen Kunkelmann  
FFB, Uni Karlsruhe

Bild 11 Maximale Betriebstemperaturen für Verglasungen

- **Durch die nachträgliche Bekleidung der Unterseiten von Holztrep-  
pen und Podesten mit nichtbrennbaren Baustoffen wird die Sicher-  
heit des Rettungsweges im Brandfall nur wenig verbessert.\*)**

Eine Bekleidung der Unterseiten von hölzernen Treppenläufen und Podesten mit nichtbrennbaren Bekleidungen verzögert den Vollbrand im Treppenraum nur kurze Zeit (ca. 5 min). Weiterhin entstehen durch die Bekleidung evtl. sonstige Probleme technischer Art (=> Tragfähigkeit).

- Ggf. müssen **anlagentechnische Kompensationsmaßnahmen** wie z.B. der Einbau von
  - Rauchmeldern (ggf. Brandmeldeanlagen),
  - schnell auslösenden ortsfesten Wasserlöschanlagen,
  - Rauch- und Wärmeabzugsanlagenergriffen werden, wenn die Holzterrasse der einzige vertikale Rettungs-  
weg ist.
- Führen von **brennbaren Leitungsanlagen in nichtbrennbaren Ab-  
kapselungen**.
- Verwendung von **nicht brennbaren Isolations- und Dämmmateri-  
alen** (bei Verwendung von brennbaren Dämmstoffen: flammenhem-  
mende Zusätze in ausreichender Konzentration)

### Anhang: Auswahl anlagentechnischer Maßnahmen

#### A1: Rauch- und Wärmeabzug

Die Aufgabe von Rauch- und Wärmeabzugsanlagen besteht darin, im Brandfall Rauch und Wärme abzuführen und damit dazu beizutragen,

- Rettungs- und Angriffswege rauchfrei zu halten,
- die Brandbekämpfung durch Schaffung einer rauchfreien Schicht zu erleichtern,
- den Flashover und damit den Vollbrand zu verzögern bzw. zu vermeiden,

- Einrichtungen zu schützen,
- Brandfolgeschäden durch Brandrauch und thermische Zersetzungs-  
produkte herabzusetzen sowie
- die Brandbeanspruchung der Bauteile zu vermindern.

Man unterscheide hierbei nach DIN 18232 Rauch- und Wärme-  
freihaltung:

- Maschinelles Rauchabzug (MRA): Ableitung von Rauch mit Venti-  
latoren
- Natürlicher Rauchabzug (NRA): Ableitung von Rauch durch natür-  
lichen Auftrieb (thermischer Auftrieb, z. B. öffnende Lichtkuppeln,  
Jalousien, 1 m<sup>2</sup>-Öffnungen in notwendigen Treppenräumen von  
Gebäuden mit mehr als 5 Geschossen)
- Wärmeabzug (WA): Wand- oder Dachfläche, die bei einer be-  
stimmten Temperatur selbsttätig eine Öffnung freigibt (z.B. durch  
Abschmelzen von thermischen Dachlichtelementen), aus der dann  
die Wärme nach außen entweichen kann.

**Damit die Rauchabführung wirksam wird, müssen bodennahe  
Öffnungen zum Nachströmen von Luft geschaffen werden.**

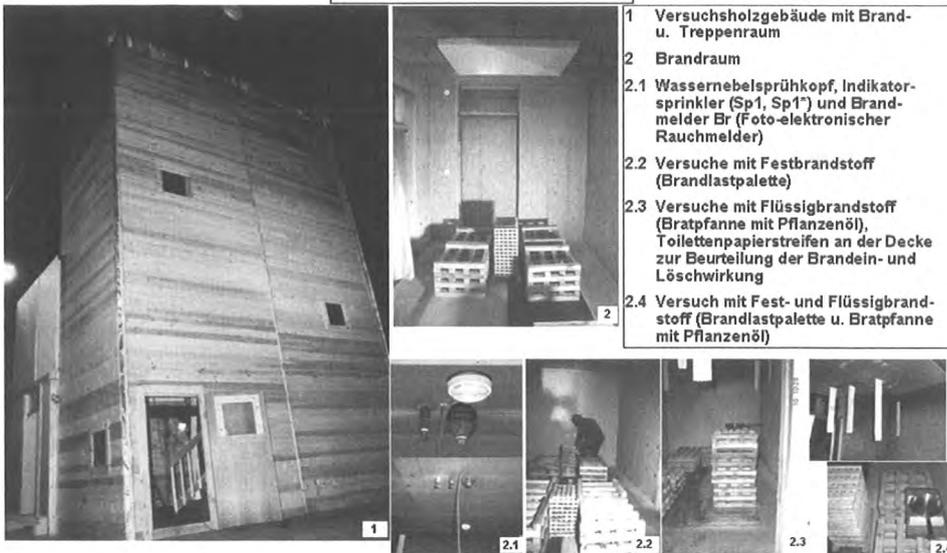
#### A2: Ortsfeste Wasserlöschanlagen

An dieser Stelle soll bemerkt werden, dass 90 % aller Brände mit  
Wasser löschar sind. Wasserlöschanlagen weisen folgende Eigen-  
schaften auf:

- Wasser ist ein besonders umweltfreundliches Löschmittel
- Besondere Vorteile bei glutbildenden Brandstoffen (z.B. Holz)
- Keine Gefährdung durch toxische Zersetzungsprodukte
- Unterschiedlich hohe Löschwasserschäden in Abhängigkeit von der  
Anlagentechnik
- Keine Verbrühungsgefahr durch heißen Wasserdampf, da die Löschanlage in der Brandentwicklungsphase ausgelöst wird
- Keine Gefährdung durch Sauerstoffmangel beim Löschvorgang

## Versuchsholzgebäude mit Brand- und Treppenraum

### Versuchsaufbau

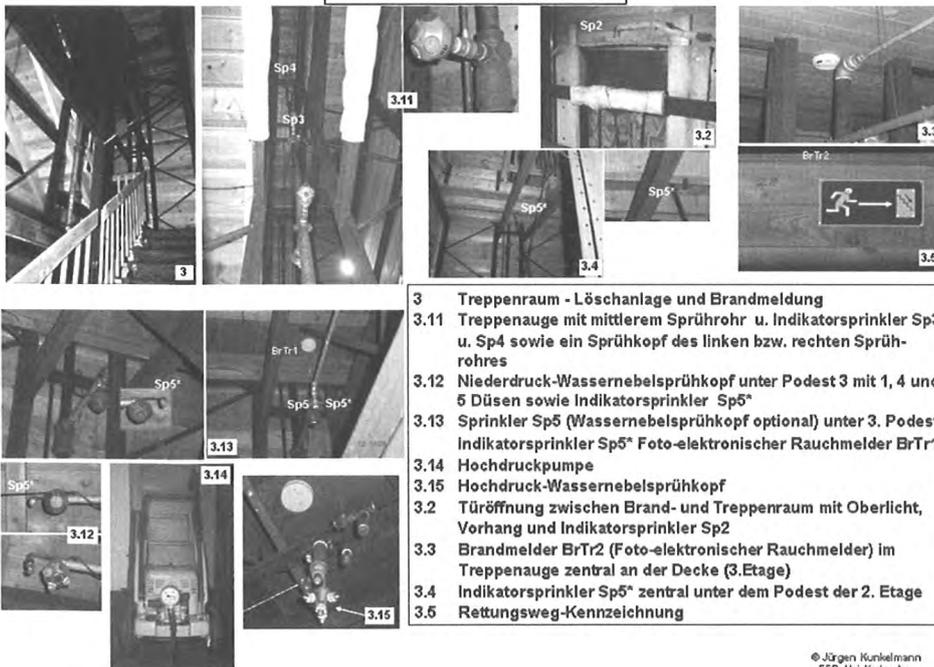


- 1 Versuchsholzgebäude mit Brand- u. Treppenraum
- 2 Brandraum
  - 2.1 Wasserebelsprühkopf, Indikatorksprinkler (Sp1, Sp1\*) und Brandmelder Br (Foto-elektronischer Rauchmelder)
  - 2.2 Versuche mit Festbrandstoff (Brandlastpalette)
  - 2.3 Versuche mit Flüssigbrandstoff (Bratpfanne mit Pflanzenöl), Toilettenpapierstreifen an der Decke zur Beurteilung der Brandein- und Löschwirkung
  - 2.4 Versuch mit Fest- und Flüssigbrandstoff (Brandlastpalette u. Bratpfanne mit Pflanzenöl)

© Jürgen Kunkelmann  
FFB, Uni Karlsruhe

Bild 12 Versuchsholzgebäude mit Brand- und Treppenraum (1)

### Versuchsaufbau



- 3 Treppenraum - Löschanlage und Brandmeldung
  - 3.11 Treppenaugenanlage mit mittlerem Sprührohr u. Indikatorksprinkler Sp3 u. Sp4 sowie ein Sprühkopf des linken bzw. rechten Sprührohres
  - 3.12 Niederdruck-Wasserebelsprühkopf unter Podest 3 mit 1, 4 und 5 Düsen sowie Indikatorksprinkler Sp5\*
  - 3.13 Sprinkler Sp5 (Wasserebelsprühkopf optional) unter 3. Podest, Indikatorksprinkler Sp5\* Foto-elektronischer Rauchmelder BrTr1
  - 3.14 Hochdruckpumpe
  - 3.15 Hochdruck-Wasserebelsprühkopf
  - 3.2 Türöffnung zwischen Brand- und Treppenraum mit Oberlicht, Vorhang und Indikatorksprinkler Sp2
  - 3.3 Brandmelder BrTr2 (Foto-elektronischer Rauchmelder) im Treppenaugenanlage zentral an der Decke (3.Etage)
  - 3.4 Indikatorksprinkler Sp5\* zentral unter dem Podest der 2. Etage
  - 3.5 Rettungsweg-Kennzeichnung

© Jürgen Kunkelmann  
FFB, Uni Karlsruhe

Bild 13 Versuchsholzgebäude mit Brand- und Treppenraum (2)

- Möglichst frühzeitige Auslösung in der Brandentwicklungsphase
- Verschlechterung der Sicht durch Wasserdampf- / Braundrauch-Aerosol beim Löschvorgang, insbesondere bei verspäteter Auslösung der Löschanlage
- Beachtung der Ventilationsverhältnisse für die Auslösung und die Löschwirkung (z.B. natürliche oder maschinelle Rauchabzüge, Windeinfluß auf Fenster- bzw. Türöffnungen) => Einfluß umso größer, je feiner die Tropfen sind.
- Es ist keine Anwendung bei Stoffen zulässig, die nicht mit Wasser gelöscht werden dürfen, z.B. Leichtmetalle und deren Legierungen

wie Aluminium, Magnesium (Bildung von Wasserstoff => Knallgasreaktion).

Nachfolgend soll näher auf die Eigenschaften von Sprinkleranlagen sowie Wassernebellösch- und Feinsprühlöschanlagen eingegangen werden.

Zur Löschwirksamkeit von Sprinkler- sowie Niederdruck- und Hochdruck-Wasser-Nebellöschanlagen insbesondere in Holztreppenträumen wurden zahlreiche Versuche u. a. in einem Versuchstreppenraum (Bild 12 und 13) an der Forschungsstelle für Brandschutztechnik durchgeführt.

Nachfolgend werden die Eigenschaften dieser Löschanlagentypen aufgeführt.

### A1.1 Sprinkleranlagen

Eine Sprinkleranlage ist eine ständig betriebsbereite, ortsfeste Feuerlöschanlage, deren Löschwasser über Sprinkler abgegeben wird.

Sprinkler sind durch thermische Auslöseelemente verschlossene Düsen mit einem Sprühteller (Deflektor), von denen jeder unabhängig von den anderen auslösen kann. Ziel der Sprinkleranlage ist es, einen Brand selbständig zu entdecken, Alarm auszulösen und das Schadenfeuer bis zum Eintreffen der Feuerwehr unter Kontrolle zu halten oder günstigstenfalls zu löschen.

Im nachfolgenden *Bild 14* wird die Funktionsweise eines Sprinklers mit Glasfassauslöseelement dargestellt.

Ein entscheidendes Kriterium für die optimale Brandbekämpfung (schnelle Brandbekämpfung, geringe Brandrauchentwicklung, geringe Brand- und Löschwasserschäden) ist die schnelle und sichere Detektion des Brandes durch z.B. thermische Auslöseelemente oder Rauchmelder.

Nachfolgendes *Bild 15* zeigt den Vergleich der Brandentwicklung bei der Auslösung eines Rauchmelders sowie eines Sprinklers bei einem Versuch an der Forschungsstelle für Brandschutztechnik.

Die Brandraumtemperaturen, die zum Bersten von thermischen Glasfass-Auslöseelementen führen, liegen wegen der Wärmeableitung in das wassergefüllte Rohrnetz und aufgrund von weiteren sich auf die Wärmebilanz an Auslöseelementen auswirkenden thermischen und strömungs-physikalischen Effekten wesentlich über der Nennauslösetemperatur.

- Bei einem 3 mm Glasfaß mit 68°C Nennauslösetemperatur liegen die Brandrauchtemperaturen am Auslöseelement bei Auslösung überwiegend im Bereich zwischen 85°C und 140°C.
- Die für die Auslösung erforderlichen Raumtemperaturen können unter Umständen auch deutlich höher liegen. (z.B. Auslöseelemente mit höherer Wärmeträgheit („RTI“-Wert) und höherer Nennauslösetemperatur)

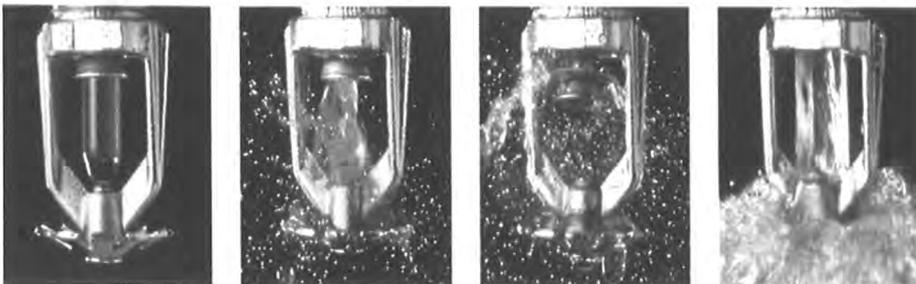
### A1.2 Wassernebellöschanlagen, Feinsprühlöschanlagen

Wassernebellöschanlagen oder Feinsprühlöschanlagen sind Sprühwasser-Feuerlöschanlagen, die im Dauer- oder Intervallbetrieb Wasser in feinverteilter Form versprühen. Die Zerstäubung erfolgt in Einfachdüsen (z.B. Dralldüsen) oder in Zweistoffdüsen mit Luft oder Inertgas bei unterschiedlichen Drücken.

Im Gegensatz zu Sprinkleranlagen, deren Löscheffekt hauptsächlich auf der Kühlwirkung der größeren Wassertropfen auf der brennenden Oberfläche des Brandstoffes beruht, weisen Wassernebellöschanlagen folgende Löscheffekte auf:

- Kühlwirkung durch Verdampfung (Hauptlöscheffekt) in der Reaktionszone und an der Grenzfläche Flammen/Brandrauchströmung. Vornässen der Brandnahbereiche behindert Brandausbreitung.
- Sauerstoffverdrängung (lokale Inertisierung) am Brandherd infolge Verdampfung und durch eine ausreichende Teilchendichte an Wassertropfen.
- Verminderung der Strahlungswärme auf benachbarte Bauteile und der Brandlasten durch Sedimentation der Wassertropfen in der Verbrennungszone und durch Erzeugung von Trenneffekten.

#### Funktionsweise eines Sprinklers mit Glasfaßauslöseelement



Beim Erreichen der Auslösetemperatur der Sprinklerflüssigkeit zerplatzt das Glasfaß, das Verschlüsselement wird durch den Wasserdruck herausgedrückt und das Wasser strömt, durch den Sprühteller (Deflektor) verteilt, auf den Brandherd bzw. je nach Sprinklertyp auch teilweise zur Decke.

#### Löschmechanismus:

Hauptsächlich Kühlwirkung der relativ großen Wassertropfen (mittlerer Tropfendurchmesser hier: Sauter-Durchmesser  $D_{32} = 400 - 1.200 \mu\text{m}$ ) auf der brennenden Oberfläche des Brandstoffes => Wasser hat die höchste Verdampfungswärme (2.257 KJ/kg) von allen als Löschmittel in Frage kommenden Stoffen.

Vornässen der Brandnahbereiche behindert Brandausbreitung

Jürgen Kunkelmann  
FFB, Uni Karlsruhe

Bilder: tyco - TOTAL WALTHER Feuerschutz GmbH, Köln

Bild 14 Funktionsweise eines Sprinklers mit Glasfaßauslöseelement

## Vergleich der Auslösung von Rauchmelder und Sprinkler (Beispiel)



© Jürgen Kunkelmann  
FFB, Uni Karlsruhe

**Bild 15 Vergleich der Auslösung  
von Rauchmelder und Sprinkler**

- Heterogene Inhibition in der Mischungszone der Flamme mit Kettenabbruchreaktionen => Energieentzug aus den energiereichen freien Radikalen aus der Verbrennung durch den kühleren Wassernebel (Wandeffekte).

Wassernebellöschanlagen werden weiterhin charakterisiert durch eine definierte Tropfengrößenverteilung

Tropfendurchmesser (volumenbezogen):

DV<sub>0,99</sub> < 1 mm (1.000 µm) (gemäß NFPA 750)

DV<sub>0,90</sub> < 1 mm (1.000 µm) (gemäß prEN 14972)

(in 1 m Entfernung beim minimalen Betriebsdruck)

sowie durch die unterschiedlichen Betriebsdrücke

Niederdruck: bis 12,1 bar

Mitteldruck: 12,1 bar bis 34,5 bar

Hochdruck: > 34,5 bar

Die Wassernebellöschanlage hat weiterhin folgende charakteristische Eigenschaften:

- Wassernebel ist kein Löschgas und hat eine nur begrenzte Löschkfähigkeit in verdeckten Bereichen.
- Auslösung der Löschanlage in der frühen Brandentwicklungsphase.
- Brandherd muß durch Wassernebel eingehaust werden.
- Durch die Niederdruckausführung der bei den Versuchen an der FFB verwendeten Löschanlage (minimaler Betriebsdruck: 4 bar) ist der kostengünstige Anschluß an eine Hauswasserleitung bei ausreichender Wasserversorgung und unter Beachtung der Trinkwasserverordnung (=> Trennstation) denkbar. Eine Feuerwehnoteinspeisung ist möglich.

- Der Betriebsdruck der bisher bei der FFB eingesetzten Hochdruck-Wassernebelanlage beträgt 80 und 135 bar.
- Im Gegensatz zu Mittel- und Hochdruck-Wassernebellöschanlagen ergeben sich beim Niederdruck keine besonderen Anforderungen bzgl. der Anlagentechnik (z.B. Hochdruckpumpen, Edelstahl-Verrohrung etc.). Verstopfungsfahr ist bei Hochdruckdüsen höher als bei Niederdruckdüsen, falls das Wasser vor Düseneintritt nicht ausreichend gefiltert wird.
- Die Wassernebellöschanlage weist aufgrund ihres gegenüber Sprinkleranlagen abweichenden Löschrinzips auch ohne Löschmittelzusätze Vorteile bei der Löschwirkung auf Flammenbrände, insbesondere bei flüssigen Brandstoffen und Kunststoffen, bei gleichzeitig niedrigem Löschwasserverbrauch auf.

Die *Bilder 16 und 17* zeigen das Sprühverhalten von Wassernebel im kalten Fall ohne Brand.

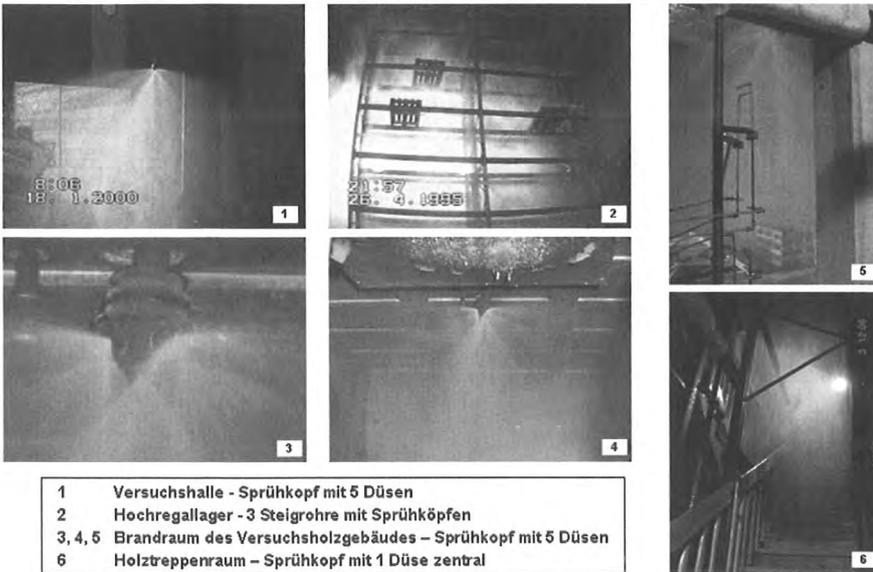
Die **Auslösung von Wassernebellöschanlagen** kann erfolgen durch

- **Brandmeldeanlage mit optischen Rauchmeldern (Streulichtprinzip)**

Vorteil: schnellere Branderkennung als bei thermischen Auslöseelementen.

Probleme können sich durch Fehlauflösung bei elektronisch gesteuerten automatischen Feuerlöschanlagen aufgrund der Verschmutzung durch z.B. Staub, Aerosole, Insektenlarven ergeben. Durch eine Zweimelderabhängigkeit (Brandmeldezustand wird erst nach Ansprechen zweier Melder einer Meldegruppe erreicht.) wird dieses Risiko verringert, ebenso durch Rauchmelder mit automatischer Kompensation der Verschmutzung durch automatische Meßwertnachführung.

### Wirkungsweise von Niederdruck-Wasserebel (minimaler Betriebsdruck: 4 bar Überdruck)

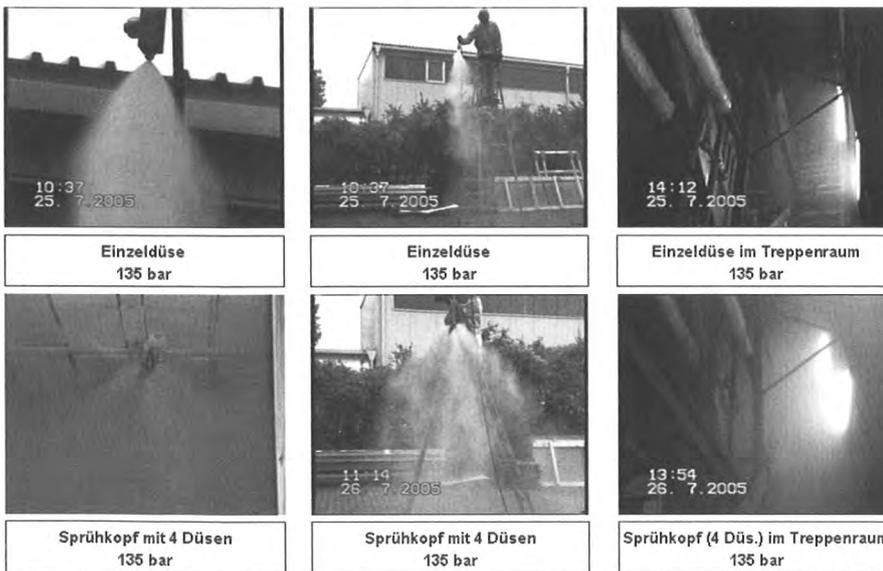


- 1 Versuchshalle - Sprühkopf mit 5 Düsen
- 2 Hochregallager - 3 Steigrohre mit Sprühköpfen
- 3, 4, 5 Brandraum des Versuchsholzgebäudes - Sprühkopf mit 5 Düsen
- 6 Holztreppenraum - Sprühkopf mit 1 Düse zentral

© Jürgen Kunkelmann  
FFB, Uni Karlsruhe

Bild 16 Wirkungsweise von Niederdruck-Wasserebel (Kaltsprühversuche)

### Kaltsprühversuche mit Hochdruck-Wasserebel



© Jürgen Kunkelmann  
FFB, Uni Karlsruhe

Bild 17 Wirkungsweise von Hochdruck-Wasserebel (Kaltsprühversuche)

Weiterhin müssen Überspannungseinflüsse, Induktionen, indirekte Blitzeinwirkungen durch entsprechende Schutzmaßnahmen ausgeschlossen werden.

Bei großem Staubanfall müssen als 2. Melder: Thermodifferentialmelder oder Brandgasmelder (Kohlenmonoxid) eingesetzt werden.

Es sind möglichst kleine Löschsektionen zur Minimierung des Löschwasserschadens erforderlich.

- **Thermische Glasfaser-Auslöseelemente** (z.B. in den Sprühköpfen integriert)

Die Gefahr durch Fehlalarmlösung ist hierbei wesentlich geringer als

bei optischen Rauchmeldern, evtl. erfolgt eine Fehlalarmlösung durch mechanische Zerstörung.

Wie bereits in *Bild 15* dargestellt ist die Auslösung langsamer als bei Rauchmeldern.

Problematisch sind Brände mit viel Rauch und geringer Wärmeentwicklung, die dazu führen, daß die Löschanlage erst sehr spät oder überhaupt nicht ausgelöst wird.

Zur Vermeidung von Fehlalarmlösungen sind vorzugsweise mit Brandmeldern vorgesteuerte Trockenanlagen wie bei Sprinkleranlagen einzusetzen.

Eine Besonderheit stellt das Rauchansaugsystem (RAS) zur schnellen Detektion von Bränden dar, welches in zunehmendem Maße bei Kulturgütern, Bibliotheken etc. eingesetzt wird. Dieses weist folgende Eigenschaften auf:

- Durch einen integrierten Lüfter entnimmt das Rauchansaugsystem über ein angeschlossenes Rohrsystem mit definierten Ansaugbohrungen kontinuierlich Luft aus dem Überwachungsbereich.
- Die Luftproben werden der Detektionseinheit zugeführt und dort mittels:
  - optischem Rauchmeldern
  - Laserdetektoren (Partikelzählprinzip, höhere Empfindlichkeit, kein Filter erforderlich) analysiert.
- Zweimelderabhängigkeit ist möglich.
- Ein Rauchansaugsystem kann bis zu ca. 50 Ansaugöffnungen aufweisen (systemabhängig).
- Die Ansaugöffnung kann bis zu 100 m entfernt sein (systemabhängig).
- Luftstromüberwachungen erkennen evtl. Verstopfungen und Rohrbrüche.
- Scanner-Rauchmelder können ermitteln, welches Rohr rauchhaltige Luft führt (bis zu 4 Bereiche (systemabhängig)). Im Alarmfall wird dann der dem jeweiligen Rohr zugeordnete Ausgang aktiviert.

### A2.3 Vergleich des Löschverhaltens von Normalsprinklern, Niederdruck- und Hochdruck-Wassernebel

In einem mehrjährigen Versuchsprogramm wurde das Löschverhalten von Normalsprinklern, Niederdruck- und Hochdruck-Wassernebel an der Forschungsstelle für Brandschutztechnik untersucht und verglichen. Die Versuche wurden überwiegend im Holztreppenraum (Bilder 12 und 13) durchgeführt.

#### Hierbei ergaben sich folgende Ergebnisse:

- Sowohl Sprinkler als auch Nieder- und Hochdruck-Wassernebel begrenzen die Brandausbreitung auf den Bereich am Treppenraumgelenk auf dem 1. Podest (geringer Brandschaden) des 4-geschossigen Treppenraumes.
- Durch sämtliche Wasser-Löschanlagen wird das Temperaturniveau schnell auf unkritische Werte abgesenkt.
- Die gemessenen Gaskonzentrationen blieben bei schnellem Löscheintritt bei der überwiegenden Anzahl der Versuche im Verhältnis zu einem nicht bekämpften Brand im unkritischen Bereich.

- Die erforderliche Löschwassermenge bis zum vollständigen Löschen des Brandes ist bei einem einzelnen Normalsprinkler bei einem Brandherd direkt unter dem Sprinkler aufgrund der Hohlkegelbildung am größten.
- Die Nebeldüsen haben gegenüber einem Sprinkler den Vorteil einer gleichmäßigeren Wasserverteilung über dem Sprühquerschnitt.
- Der Löschwasserbedarf liegt beim Niederdruck-Wassernebel um ca. 20 % über dem von Hochdruck-Wassernebel bei den im Treppenraum durchgeführten Brandversuchen.
- Der Niederdruck-Wassernebel benötigt zur vollständigen Brandbekämpfung ca. 20 %, der Hochdruck-Wassernebel ca. 15 % der Löschwassermenge eines einzeln eingesetzten Normalsprinklers bei den Versuchen im Treppenraum.
- Die Verschlechterung der Sicht durch das Sprühnebel-/Wasserdampf-/Brandraucherosol ist bei Niederdruck-Wassernebel am geringsten, gefolgt vom Normalsprinkler.
- Beim Hochdruck-Wassernebel ergibt sich die größte Verschlechterung der Sicht (bis zum 4-fachen des Wertes von Niederdruck-Wassernebel). Dies hat Bedeutung beim Einsatz in Flucht- und Rettungswegen.
- Insbesondere beim Hochdruck-Wassernebel ergibt sich weiterhin eine Verschlechterung der Sicht durch starke Ablenkung des Sprühnebel-/Wasserdampf-/Brandraucherosols in das Erdgeschoß aufgrund von Ventilationsbedingungen, auch unter Windeinfluß auf Rauchabzüge, Tür- oder Fensteröffnungen. Dies hat insbesondere Bedeutung für die Nutzbarkeit von Flucht- und Rettungswegen.
- Wie gegenwärtig weitere an der FFB durchgeführte Brand- und Löscheversuche im 25 m<sup>2</sup>-Brandraum zeigen, ergeben sich insbesondere bei Hochdruck-Wassernebel Probleme beim Ablöschen von tiefsitzenden Glutbränden (z.B. Holz mit spezifisch hoher Oberfläche). Die weitere Brandausbreitung auf im Umfeld der gezündeten Brandlast befindliche brennbare Stoffe wird durch Befeuchtung zwar wirksam verhindert, allerdings konnte der Brandherd, der u. a. aus einer aus Vierkanthölzern aufgebauten quaderförmigen Holzkrippe bestand, im Gegensatz zu Niederdruck-Wassernebel nicht vollständig gelöscht werden. Die Restglut der Holzkrippe wurde mit Wasser anschließend manuell abgelöscht.

**Dipl.-Ing. Robert A. Jöbstl**



Technische Universität Graz  
Institut für Holzbau und Holztechnologie  
Inffeldgasse 24/I  
A - 8047 Graz  
Tel.: +43 316 873-4602  
Fax.: +43 316 873-4619  
eMail: jöbstl.robert@lignum.tugraz.at

- |           |   |
|-----------|---|
| 2002      | Diplomprüfung   |
| Seit 2002 | Forschungsassistent am Institut für Holzbau und Holztechnologie,<br>Technische Universität Graz |

# Praxisgerechte Bemessung ...

## ... von Brettsperrholz

### Einleitung

Brettsperrholz wurde und wird seit seiner Entwicklung zu Beginn der neunziger Jahre in zahlreichen Bauten – insbesondere im Wohnbau – eingesetzt. Die hohe Nachfrage führte zur Schaffung bzw. zum Ausbau von Produktionsstätten und ebnete damit den Weg in Mitteleuropa vom Nischen- zum Massenprodukt und der Etablierung einer neuen Bauweise, der Holz-Massivbauweise. Im vorliegenden Beitrag wird eine praxisgerechte Bemessung von auf Biegung aus der Ebene beanspruchtem Brettsperrholz vorgestellt, wobei im Weiteren unter Brettsperrholz das Massenprodukt verstanden wird, dass sich durch eine quasi starre Flächenverklebung der einzelnen Lagen auszeichnet. Unter „praxisgerecht“ wird verstanden, dass dem Ingenieur durch die Nutzung von Brettsperrholz kein größerer Aufwand in der Bemessung erwächst als für andere Holzbauprodukte – das wird durch Verwendung der starren Verbundtheorie unter Berücksichtigung der Schubverformungen ermöglicht.

### Grundlagen für die Bemessung

#### Spannungsberechnung

Neben der Zusammensetzung der Verformungsanteile ist insbesondere die Kenntnis betreffend des qualitativen Verlaufs der auftretenden Biegespannungen für die Bemessung und die Nachweisführung erforderlich und entsprechend zu berücksichtigen.

Der Aufwand einer exakten Lösung der Differentialgleichungen, wie von G. Schickhofer [1], W. Guggenberger und Th. Moosbrugger [2] gezeigt, ist für die Bemessung in der Praxis nicht mehr vertretbar. Auch FEM-Berechnungen sprengen den Rahmen. Eine praxisrelevante

Berechnungsmethode auf Basis der Stabstatik stellt das so genannte „Schubanalogieverfahren“ [3] dar, das erstmals in der DIN 1052:2004 implementiert wurde. Es erlaubt die Berücksichtigung eines nachgiebigen Verbundes zwischen den einzelnen Schichten.

Für eine quasi starre Verbindung der einzelnen Lagen lässt sich der Normalspannungsverlauf aus Biegebeanspruchung nach der Bernoulli-Stabtheorie über folgende Gleichung berechnen, wobei die Schichtung über effektive Querschnittswerte gemäß der starren Verbundtheorie berücksichtigt wird:

$$\sigma(z) = \frac{M}{I_{eff}} \cdot z \cdot \frac{E_i}{E} \quad (1)$$

Der Schubspannungsverlauf ist, gleich wie nach der Bernoulli-Stabtheorie, über folgende Gleichung berechenbar:

$$\tau(z) = \frac{V \cdot S_{eff}}{I_{eff} \cdot b} \quad (2)$$

mit:	$z$	Koordinate in Dickenrichtung (ausgehend von der Schwerlinie)
	$\sigma(z)$	Normalspannung in der Höhe $z$
	$\tau(z)$	Schubspannung in der Höhe $z$
	$M$	Moment
	$V$	Querkraft
	$E$	Referenz – Elastizitätsmodul
	$E_i$	Elastizitätsmodul der Einzelschicht $i$
	$I_{eff}$	effektives Trägheitsmoment
	$S_{eff}$	effektives statisches Moment

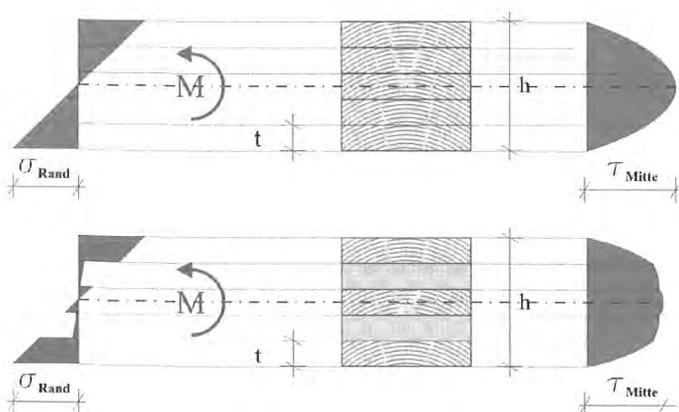
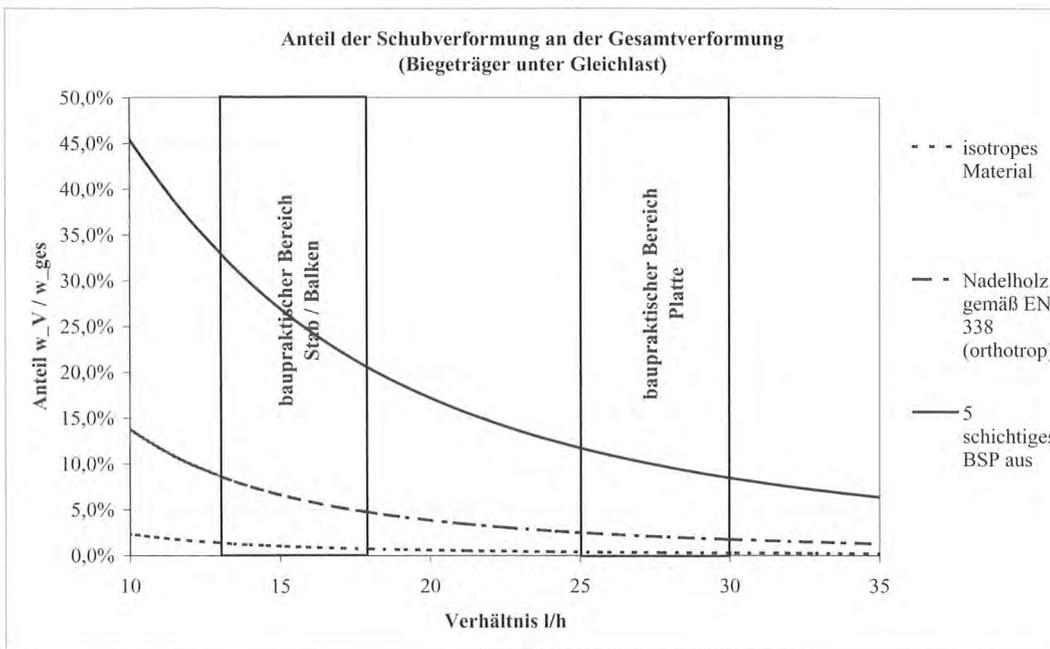


Bild 1 Gegenüberstellung der Biegenormal- und Schubspannungsverläufe eines homogen aufgebauten (Brett-schichtholz) und eines orthogonal geschichteten Querschnittes (z.B.: Brettsperrholz) zufolge Biegebeanspruchung

#### Verformungsberechnung

Im Ingenieurbau wird gewöhnlich die Balkentheorie nach Bernoulli angewendet. Die damit implizierten Vereinfachungen und in weiterer Folge auftretenden Modellunsicherheiten, wie das Ebenbleiben des Querschnittes und die unendlich hohe Schubsteifigkeit, verursachen für isotrope Materialien bei Schlankheiten  $l/h \geq 10$  baupraktisch tolerierbare Fehler. Bei dazu vergleichsweise viel geringeren Schubsteifigkeiten, wie es bei dem orthotropen Material Holz der Fall ist, kann die Gebrauchstauglichkeit jedoch bereits beeinträchtigt sein. Sobald jedoch Querschnitte mit Querlagen betrachtet werden, die lediglich ein Zehntel des Schubmoduls des Holzes in Längsrichtung aufweisen, ist der Verformungsanteil zufolge Querkraft jedenfalls zu berücksichtigen.



**Bild 2 Verhältnis der Schubverformung zur Gesamtverformung eines einfeldrig gelagerten Balkens unter Gleichlast**

In Bild 2 ist das Verhältnis der Verformung aus Querkraft zur Gesamtverformung eines Einfeldträgers mit rechteckigem Querschnitt unter Gleichlast für ein isotropes Material, für Nadelholz gemäß EN338 sowie für einen 5-schichtigen BSP-Balken in Abhängigkeit von der Schlankheit  $l/h$  dargestellt.

Den hauptsächlichlichen Anwendungsbereich für Brettsperrholz, bei dem die Biegeverformung aus der Ebene maßgebend ist, stellen Decken und Dächer dar. Für den baupraktischen Einsatz sind Schlankheiten  $l/h$  zwischen 25 und 30 üblich (siehe Bild 2). In diesem Bereich ist der Verformungsanteil aus Querkraft an der Gesamtdurchbiegung für das isotrope Material baupraktisch zu vernachlässigen, für den orthotrop betrachteten Werkstoff Holz gemäß EN 338 liegt dieser im Grenzbereich der Relevanz von rund 3 Prozent und für Brettsperrholz bei einem Verformungsanteil zufolge Querkraft bei bis zu 10 Prozent, was nicht mehr als unerheblich zu betrachten und somit zu berücksichtigen ist.

Durch Erweiterung der Verformungsberechnung des Bernoulli-Stabes um den Schubverformungsanteil (Timoshenko-Balken) mit den effektiven Querschnittswerten aus der starren Verbundtheorie lässt sich die Gesamtverformung hinreichend genau ermitteln.

- mit:
- $x$             Koordinate in Längsrichtung
  - $w_{ges}$        Gesamtverformung
  - $w_M$          Verformung zufolge Biegemoment
  - $w_V \dots$     Verformung zufolge Querkraft
  - $E$            Referenz – Elastizitätsmodul
  - $G$            Referenz – Schubmodul
  - $I_{eff}$         effektives Trägheitsmoment
  - $A_{eff,G}$      effektive schubwirksame Querschnittsfläche

$$w_{ges} = w_M + w_V = \frac{1}{E \cdot I_{eff}} \int (M \cdot \bar{M}) dx + \frac{1}{G \cdot A_{eff,G}} \int (V \cdot \bar{V}) dx \quad (3)$$

### Querschnittskennwerte

Die für die Ermittlung von Spannungs- und Verformungswerten erforderlichen effektiven Querschnittswerte werden im Weiteren angeführt und für ausgewählte Brettsperrholzquerschnitte ausgewertet, wobei folgende Abkürzungen verwendet werden:

### effektives Trägheitsmoment

Allgemein lässt sich das effektive Trägheitsmoment  $I_{eff}$  ausgehend von der Schwerlinie, wie folgt anschreiben:

$$I_{eff} = \sum \frac{E_i}{E} \cdot I_i + \sum \frac{E_i}{E} \cdot A_i \cdot e_i^2 \quad (4)$$

Für drei-, fünf- und siebenschichtige Querschnittsaufbauten, deren Lagen jeweils dieselbe Dicke aufweisen, kann, ausgehend vom „geometrischen“ Trägheitsmoment  $I_{geo}$  das effektive Trägheitsmoment sehr einfach entsprechend Tabelle 1 angeschrieben werden.

$$I_{geo} = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (5)$$

Querschnitte mit mehr als sieben Lagen gleicher Dicke  $t$  können sinngemäß ermittelt werden (der Vorfaktor der Klammer ist der Kehrwert der Schichtanzahl  $n$  mit 3 ( $3^3$ ), 5 ( $5^3$ ), 7 ( $7^3$ ) ...) potenziert, die Faktoren im Klammerausdruck ergeben eine alternierende Reihe).

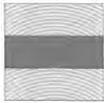
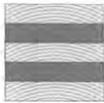
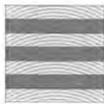
### effektives statisches Moment

Entsprechend dem obigen Vorgehen ist das effektive statische Moment definiert:

$$S_{eff} = \sum \frac{E_i}{E} \cdot A_i \cdot e_i \quad (6)$$

Für dieselben drei-, fünf- und siebenschichtigen Querschnittsaufbauten kann das effektive statische Moment entsprechend Tabelle 2 ermittelt werden.

Tabelle 1 Effektive Trägheitsmomente für 3-, 5- und 7- schichtige BSP-Querschnitte

Querschnittsaufbau	effektives Trägheitsmoment bei $E_{90} \neq 0$	effektives Trägheitsmoment bei $E_{90} = 0$ z.B.: Fugen in den Querlagen respektive bei Vernachlässigung der Querbiegesteifigkeit
	$I_{eff,3S} = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{1}{27} \cdot \left( 26 + 1 \cdot \frac{E_{90}}{E_0} \right)$	$I_{eff,3S} = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{26}{27}$
	$I_{eff,5S} = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{1}{125} \cdot \left( 99 + 26 \cdot \frac{E_{90}}{E_0} \right)$	$I_{eff,5S} = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{99}{125}$
	$I_{eff,7S} = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{1}{343} \cdot \left( 244 + 99 \cdot \frac{E_{90}}{E_0} \right)$	$I_{eff,7S} = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{244}{343}$

Querschnitte mit mehr als sieben Lagen gleicher Dicke können sinngemäß ermittelt werden (der Vorfaktor der Klammer ist der quadrierte Kehrwert der Schichtanzahl  $n$  ( $3^2, 5^2, 7^2 \dots$ ), die Faktoren im Klammerausdruck ergeben eine alternierende Reihe).

(Für die Ermittlung der maximalen Rollschubspannung benötigt man für das 5-schichtige BSP-Element weiters das statische Moment an der Klebefuge zwischen zweiter und mittlerer Schicht. Dieses erhält man für gleiche Schichtdicken durch Ersetzen der Zahl 17 in Tabelle 2 durch die Zahl 16, wie einfach nachzurechnen ist.)

**effektive schubwirksame Querschnittsfläche**

Die effektive schubwirksame Querschnittsfläche wird für die Ermittlung der Schubverformung benötigt. Allgemein kann sie wie folgt ausgedrückt werden:

$$A_{eff,S} = \sum \frac{G_i}{G} \cdot A_i \cdot \frac{1}{\kappa} \tag{7}$$

Der Vollständigkeit halber seien für die drei bereits betrachteten Spezialquerschnitte die effektiven Querschnittsflächen bezüglich Schub in *Tabelle 3* angeführt.

Tabelle 2 Effektive statische Momente für 3-, 5- und 7- schichtige BSP-Querschnitte

Querschnittsaufbau	effektives statisches Moment bei $E_{90} \neq 0$	effektives statisches Moment bei $E_{90} = 0$ z.B.: Fugen in den Querlagen respektive bei Vernachlässigung der Querbiegesteifigkeit
	$S_{eff,3S} = \frac{b \cdot h^2}{8} \cdot \frac{1}{9} \cdot \left( 8 + 1 \cdot \frac{E_{90}}{E_0} \right)$	$S_{eff,3S} = \frac{b \cdot h^2}{8} \cdot \frac{8}{9}$
	$S_{eff,5S} = \frac{b \cdot h^2}{8} \cdot \frac{1}{25} \cdot \left( 17 + 8 \cdot \frac{E_{90}}{E_0} \right)$	$S_{eff,5S} = \frac{b \cdot h^2}{8} \cdot \frac{17}{25}$
	$S_{eff,7S} = \frac{b \cdot h^2}{8} \cdot \frac{1}{49} \cdot \left( 32 + 17 \cdot \frac{E_{90}}{E_0} \right)$	$S_{eff,7S} = \frac{b \cdot h^2}{8} \cdot \frac{32}{49}$

Als einzig Unbekannte für die Berechnung bleibt im Weiteren der Schubkorrekturbeiwert  $\kappa$ , der vom Querschnittsaufbau sowie von den Einzelschichtsteifigkeiten abhängt.

**Schubkorrekturbeiwert**

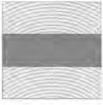
Für die drei Sonderfälle einer 3-, 5- und 7-schichtigen Platte mit konstanter Schichtdicke  $t$  und alternierenden Steifigkeiten  $E_0$  zu  $E_{90}$  bzw.  $G_{090}$  zu  $G_{9090}$  werden die Funktionen für den Schubkorrekturbeiwert  $\kappa_z$  im Folgenden angegeben:

$$\kappa_{z,3S} = \frac{12^2 \cdot \left( 2 + \frac{G_{9090}}{G_{090}} \right)}{\left( 26 + \frac{E_{90}}{E_0} \right)^2} \cdot \left[ \frac{G_{090}}{120 \cdot G_{9090}} \cdot \left( \left( \frac{E_{90}}{E_0} \right)^2 + 20 \cdot \frac{E_{90}}{E_0} + 120 \right) + \frac{17}{20} \right] \tag{8}$$

und für den Fall  $E_{90} = 0$  noch weiter vereinfacht:

$$\kappa_{z,3S} = \frac{6}{5} \cdot \frac{\left( 2 + \frac{G_{9090}}{G_{090}} \right)}{26^2} \cdot \left[ 120 \cdot \frac{G_{090}}{G_{9090}} + 102 \right] \tag{9}$$

Tabelle 3 Effektive Schubwirksame Querschnittsflächen für 3-, 5- und 7- schichtige BSP-Querschnitte

Querschnittsaufbau	effektive Schubwirksame Querschnittsfläche allgemein	effektive Schubwirksame Querschnittsfläche bei $\frac{G_{9090}}{G_{090}} = 0,1$ (entsprechend DIN 1052)
	$A_{eff,S,3S} = b \cdot h \cdot \frac{1}{3} \cdot \left( 2 + 1 \cdot \frac{G_{9090}}{G_{090}} \right) \cdot \frac{1}{\kappa_{3S}}$	$A_{eff,S,3S} = b \cdot h \cdot \frac{2,1}{3} \cdot \frac{1}{\kappa_{3S}}$
	$A_{eff,S,5S} = b \cdot h \cdot \frac{1}{5} \cdot \left( 3 + 2 \cdot \frac{G_{9090}}{G_{090}} \right) \cdot \frac{1}{\kappa_{5S}}$	$A_{eff,S,5S} = b \cdot h \cdot \frac{3,2}{5} \cdot \frac{1}{\kappa_{5S}}$
	$A_{eff,S,7S} = b \cdot h \cdot \frac{1}{7} \cdot \left( 4 + 3 \cdot \frac{G_{9090}}{G_{090}} \right) \cdot \frac{1}{\kappa_{7S}}$	$A_{eff,S,7S} = b \cdot h \cdot \frac{4,3}{7} \cdot \frac{1}{\kappa_{7S}}$

für die 5-schichtige Platte:

$$\kappa_{z,5S} = \frac{12^2 \cdot \left( 3 + 2 \cdot \frac{G_{9090}}{G_{090}} \right)}{\left( 99 + 26 \cdot \frac{E_{90}}{E_0} \right)^2} \cdot \left[ \frac{G_{090}}{G_{9090}} \cdot \left( \frac{17}{20} \cdot \left( \frac{E_{90}}{E_0} \right)^2 + \frac{14}{3} \cdot \frac{E_{90}}{E_0} + 8 \right) + \left( \frac{E_{90}}{E_0} \right)^2 + \frac{25}{6} \cdot \frac{E_{90}}{E_0} + \frac{883}{120} \right] \quad (10)$$

und für den Fall  $E_{90} = 0$  noch weiter vereinfacht:

$$\kappa_{z,5S} = \frac{6}{5} \cdot \frac{\left( 3 + 2 \cdot \frac{G_{9090}}{G_{090}} \right)}{99^2} \cdot \left[ 960 \cdot \frac{G_{090}}{G_{9090}} + 883 \right] \quad (11)$$

für die 7-schichtige Platte:

$$\kappa_{z,7S} = \frac{12^2 \cdot \left( 4 + 3 \cdot \frac{G_{9090}}{G_{090}} \right)}{\left( 244 + 99 \cdot \frac{E_{90}}{E_0} \right)^2} \cdot \left[ \frac{G_{090}}{G_{9090}} \cdot \left( \frac{883}{120} \cdot \left( \frac{E_{90}}{E_0} \right)^2 + \frac{89}{3} \cdot \frac{E_{90}}{E_0} + 34 \right) + 8 \cdot \left( \frac{E_{90}}{E_0} \right)^2 + \frac{86}{3} \cdot \frac{E_{90}}{E_0} + \frac{971}{30} \right] \quad (12)$$

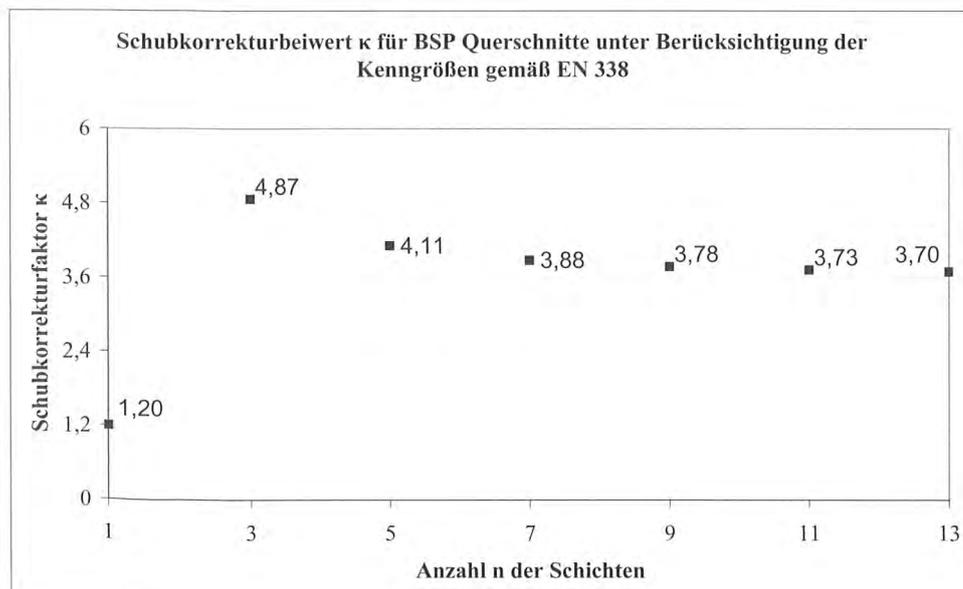


Bild 3 Schubkorrekturfaktoren in Abhängigkeit der Schichtanzahl n für Materialkennwerte entsprechend EN 338 ( $G_{9090}/G_{090} = 10$ )

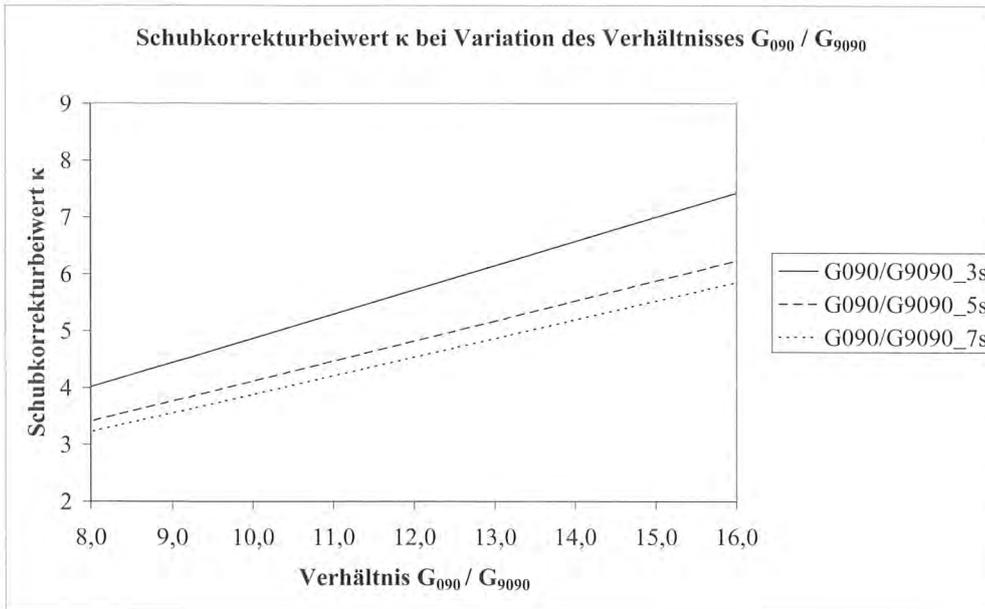


Bild 4 Änderung der Schubkorrekturbeiwerte bei Änderung des Verhältnisses  $G_{090}/G_{9090}$  für gleichmäßig aufgebaute Brettsperrholzquerschnitte mit drei, fünf und sieben Lagen

wund für den Fall  $E_{90} = 0$  noch weiter vereinfacht:

$$\kappa_{z,7S} = \frac{6}{5} \cdot \frac{\left(4 + 3 \cdot \frac{G_{9090}}{G_{090}}\right)}{244^2} \cdot \left[4080 \cdot \frac{G_{090}}{G_{9090}} + 3884\right] \quad (13)$$

Setzt man die Steifigkeitsverhältnisse gemäß EN 338:2003 ( $E_0/E_{90} = 30$ ,  $G_{090}/G_{9090} = 10$ ) in den obigen Formeln an, so ergeben sich für die oben angeführten Schubkorrekturbeiwerte fixe Zahlenwerte für alle Festigkeitsklassen (siehe Bild 3 und Tabelle 5).

Für die praktische Berechnung ist die Kenntnis der Schubkorrekturbeiwerte üblicher Querschnittsaufbauten für die normativ geregelten Festigkeitsklassen wichtig. In Bild 3 sind diese für Brettsperrholzquerschnitte mit unterschiedlicher Schichtanzahl dargestellt. Dabei wurde davon ausgegangen, dass die Einzelschichtdicken innerhalb eines Querschnitts immer gleich ( $t_i = \frac{h}{n}$ ) sind.

Der hauptsächliche Einfluss durch eine Variation der Materialkennwerte ist durch das Verhältnis der beiden Schubmoduli  $G_{090}$  zu  $G_{9090}$  (Rollschubmodul) begründet, das entsprechend DIN 1052:2004 als auch EN 1995-1-1:2006 mit dem Faktor 10 festgelegt ist. Somit gilt Bild 3 für alle Festigkeitsklassen dieser beiden Normen.

Tabelle 4 Gültigkeitsbereich der Schubkorrekturbeiwerte

	Summe $t_0 / h$		Summe $t_0 / h$	
	min	h = 100	max	h = 100
3S	0,48	$t_0 = 24,00$	0,72	$t_0 = 36,00$
		$t_{90} = 52,00$		$t_{90} = 28,00$
5S	0,45	$t_0 = 15,00$	0,70	$t_0 = 23,33$
		$t_{90} = 27,50$		$t_{90} = 15,00$
7S	0,43	$t_0 = 10,75$	0,69	$t_0 = 17,25$
		$t_{90} = 19,00$		$t_{90} = 10,33$

Zieht man die geltenden allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Brettsperrholz heran, in denen für den Rollschubmodul ungeachtet der Festigkeitsklasse ein Wert von 50 N/mm<sup>2</sup> angegeben ist, verändert sich das Verhältnis zwischen dem Längsschubmodul  $G_{090}$  und dem Rollschubmodul  $G_{9090}$  von 10 : 1 (für die Festigkeitsklasse C16) über 13,8 : 1 (für die Festigkeitsklasse C24) und 15,0 (für die Festigkeitsklasse C30) bis 17,6 (für die Festigkeitsklasse C40). Die Veränderung des Schubkorrekturbeiwertes mit der Änderung des Verhältnisses der beiden Schubmoduli ist in Bild 4 dargestellt.

In Bild 5 ist der Schubkorrekturbeiwert  $\kappa_z$  bei Variation der Schichtdickenverhältnisse dargestellt, wobei das Schichtdickenverhältnis als Verhältnis  $\Sigma t_i/h$  der Summe der Schichtdicken mit Faserorientierung 0° zu der Gesamtdicke h bzw. Gesamthöhe ermittelt wurde.

Die Scheitelpunkte der Funktionen für den Schubkorrekturfaktor und damit deren maximale Werte liegen im Bereich der geschichteten Querschnitte mit gleichen Schichtdicken zwischen 0,5 (unendliche Schichtanzahl) und 0,67 (3-schichtiger Plattenaufbau).

Tabelle 5 Ermittelte Schubkorrekturbeiwerte

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

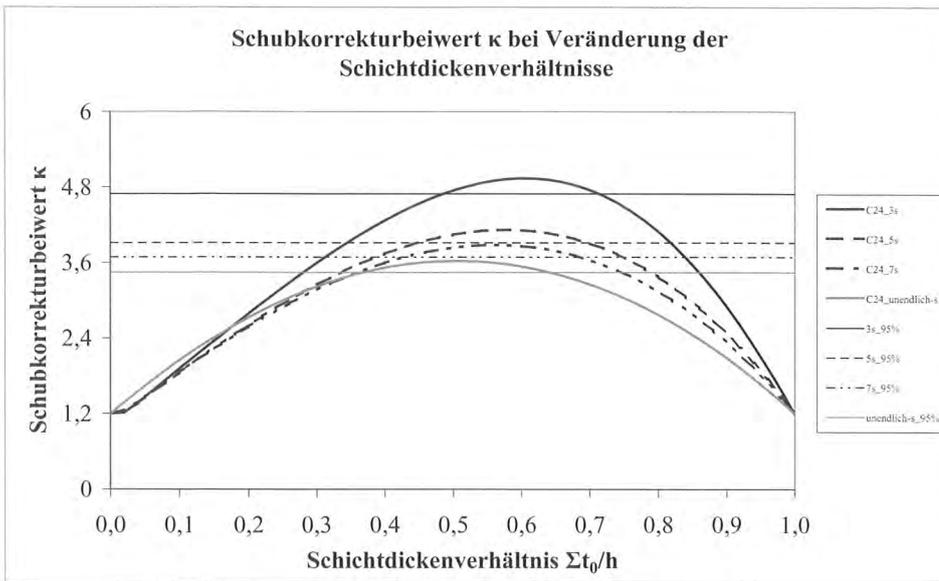


Bild 5 Schubkorrekturbeiwert  $\kappa_z$  für unterschiedliche Schichtdickenverhältnisse  $\Sigma t_0/h$  in Funktion zur Schichtanzahl (Materialkennwerte gemäß EN 338)

Da die Schubverformung im baupraktischen Bereich bei rund 10 Prozent liegt, ist der Fehler, der bei Abweichung von einer gleichmäßigen Schichtdicke einen um 5 Prozent geringeren Schubkorrekturbeiwert ergeben würde, bei nur noch rund 0,5 Prozent an der Gesamtverformung und kann damit vernachlässigt werden.

Die genauen Werte, innerhalb derer der Schubkorrekturbeiwert für geschichtete Strukturen aus Nadelholz gemäß EN 338:2003 zwischen 95 Prozent und 100 Prozent liegt, ist in *Tabelle 4* dargestellt und ist dort zusätzlich für einen fiktiven Querschnitt mit der Höhe 100 mm ausgewertet. Zusammenfassend kann empfohlen werden, die in *Tabelle 5* angegebenen Schubkorrekturbeiwerte zu verwenden, um den geltenden Regelwerken (Normen DIN 1052 bzw. DIN EN 1995 sowie allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen) zu entsprechen.

### Nachweisverfahren

#### Tragfähigkeitsnachweis

Der Tragfähigkeitsnachweis für Brettsperrholz ist gemäß DIN 1052:2004 an jeder Einzelschicht zu führen, wobei dabei noch keine Unterscheidung für die Verbindung der einzelnen Schichten untereinander getroffen wird (DIN 1052:2004, Kapitel 10.7). Für die Biege-

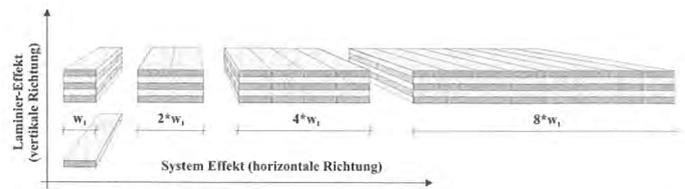


Bild 6 Darstellung der Querschnitte für die Ermittlung der Systemeffekte von Brettsperrholz

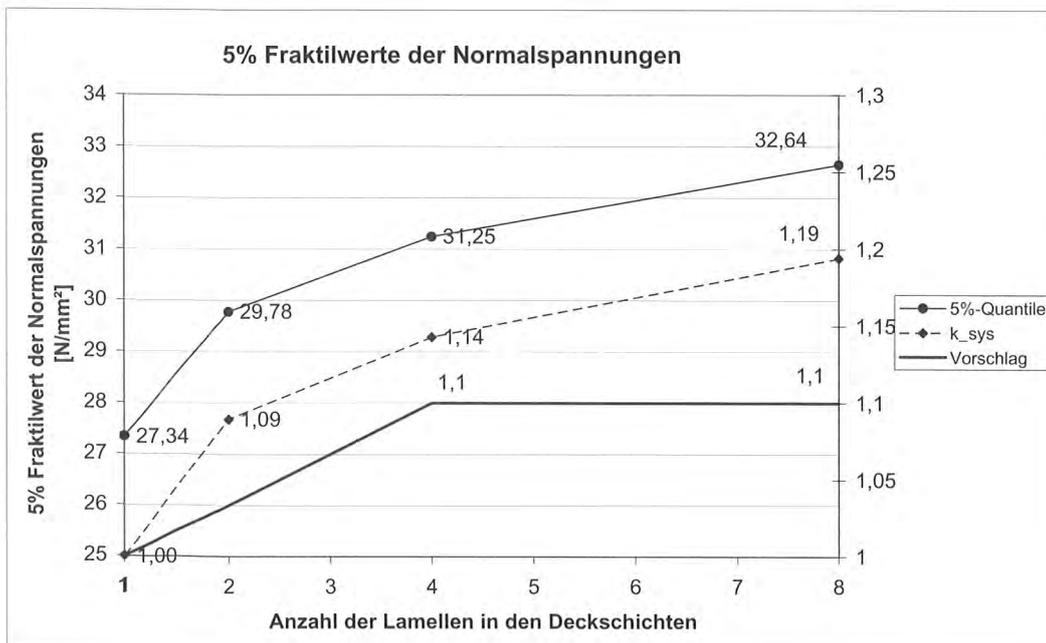


Bild 7 5 %-Quantilwerte der Randnormalspannungen und Systembeiwerte  $k_{sys}$  in Abhängigkeit von der Breite der Brettsperrholzquerschnitte

festigkeit  $f_{m,d}$  darf für Vollholzlamellen zusätzlich der Systembeiwert  $k_1$  angesetzt werden.

$$\frac{\sigma_{t,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\Delta\sigma_{m,d}}{k_1 \cdot f_{m,d}} \leq 1 \quad (14)$$

In einem Forschungsprojekt an der Technischen Universität Graz wurde der dabei noch nicht berücksichtigten Systemeffekt untersucht (siehe dazu [4]). Dazu wurden Zugprüfungen an Brettern und Biegeprüfungen an Brettspertholzplattenelementen unterschiedlicher Breite durchgeführt, wobei die Bretter der Zugprüfungen als auch diejenigen für die Produktion der Brettspertholzplatten aus einer gleichen Grundgesamtheit stammten.

Die Ergebnisse der Biegeprüfungen sowie der daraus ermittelte Systembeiwert  $k_{sys}$  sind in Bild 7 dargestellt. Ebenso enthalten ist ein Vorschlag für einen normativ festgelegten Systembeiwert, der der Linie 1 des Systembeiwertes  $k_1$  (DIN 1052:2004, Bild 30) entspricht.

In Anlehnung an ein aktuell diskutiertes Trägermodell für Brettschichtholz wurde ein Traglastmodell für auf Biegung aus der Plattenebene belastetes Brettspertholz entwickelt, das die Zugfestigkeit des Ausgangsmaterials Brett als auch deren Streuung berücksichtigt. Damit wird die Festigkeit der Biegeandspannung – kurz Biegefestigkeit – von Brettspertholz  $f_{m,c,k}$  (das „c“ steht für CLT Cross Laminated Timber, englische Bezeichnung für Brettspertholz) wie folgt ermittelt:

$$f_{m,c,k} = (1,76 + 5,0 \cdot COV_t) \cdot f_{t,0,l,k}^{0,8} \quad (15)$$

Hierin sind  $COV_t$  der Variationskoeffizient der Zugfestigkeit des Ausgangsproduktes Brett (ca. 35 Prozent für visuell sortierte Brettware) und  $f_{t,0,l,k}$  die charakteristische Zugfestigkeit in Faserrichtung des Brettes bzw. der Lamelle.

Diese Versuchsergebnisse wurden in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-9.1-680 berücksichtigt, indem der Biegenachweis der DIN 1052:2004 (siehe oben) nur noch für die Biegeandspannung im Verhältnis zur Biegefestigkeit von Brettschichtholz zu führen ist. Der Systembeiwert  $k_1$  ist im Fall von vier oder mehr Lamellen in den Decklagen gleich 1.1 zu setzen.

$$\frac{\sigma_{m,c,d}}{k_1 \cdot f} \leq 1 \quad (16)$$

Dieser Nachweis mit der Biegefestigkeit von Brettschichtholz liefert für das Ausgangsmaterials C24 bzw. S10, das üblicherweise bei der Produktion von BSP verwendet wird, niedrigere Werte als das oben vorgestellte Traglastmodell und kann damit als auf der sicheren Seite angenommen werden.

**Gebrauchstauglichkeitsnachweis**

Hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeitsnachweise für Brettspertholz gelten dieselben normativen Festlegungen wie für andere Holzbauprodukte, entsprechend DIN 1052 oder Eurocode 5. Lediglich das

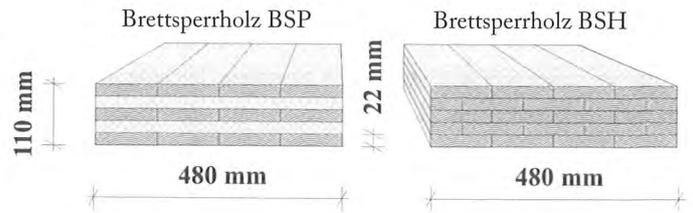


Bild 8 Querschnitte des Prüfmateri als Brettspertholz BSP und Brettschichtholz BSH

Langzeitverformungsverhalten von Brettspertholz soll an dieser Stelle genauer betrachtet werden, da für dieses Produkt bis vor kurzem keine Versuchsergebnisse vorlagen. In der DIN 1052 wurde Brettspertholz vorerst in die Deformationsbeiwert-Gruppe der unidirektionalen Holzwerkstoffe gereiht. Die Querlagen lassen jedoch eine Verwandtschaft zu dem kriechanfälligeren Furnierspertholz vermuten.

Aus diesem Grund wurde an der Technischen Universität Graz ein Projekt durchgeführt mit dem Ziel, das Kriechen von Brettspertholz für die Nutzungsklassen 1 und 2 zu untersuchen [5]. In erster Linie sollte dem Ingenieur ein Richtwert für die Bemessung in die Hand gegeben werden, um über das Langzeitverhalten von Konstruktionen mit Brettspertholz zuverlässige Aussagen tätigen zu können. Aus diesem

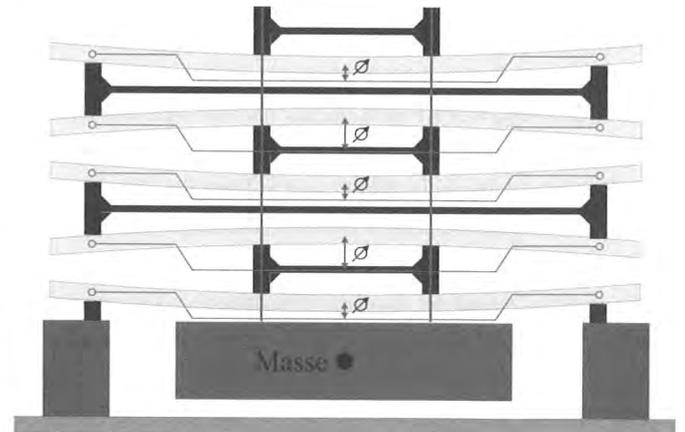


Bild 9 Test setup: Verformungsskizze eines Kriechturmes je Variationsparameter



Bild 10 Test setup: Vier Kriechtürme in einer Klimakammer

Grund war vor allem die Ermittlung des Unterschiedes zu dem bereits zahlreich untersuchten und für den Ingenieur bekannten Produkt Brettschichtholz oberstes Ziel.

Aus einem gemeinsamen Ausgangsmaterial von Brettern der Holzart Fichte (Festigkeitsklasse C24 mit einem Querschnitt 120 × 22 mm<sup>2</sup>) wurden zufällig Bretter in Gruppen geteilt, wobei aus einer Gruppe Brettspertholzelemente, aus der anderen quasi Brettschichtholzelemente in Form von unidirektionalen Elementen hergestellt wurden. Die Querschnitte beider Elementtypen wiesen eine Breite von 480 mm (4 Bretter nebeneinander in den Decklagen) und eine Dicke von 110 mm (5-schichtiger Aufbau), wie aus Abbildung 8 ersichtlich.

Die Versuche wurden in zwei Klimabereichen durchgeführt, die in etwa den Nutzungsklassen 1 und 2 gemäß DIN 1052:2004 entsprachen. Zusätzlich wurden zwei Gruppen von Probekörpern mit unterschiedlichen Lastniveaus untersucht, die in etwa einem leichten bzw. einem schweren Deckenaufbau entsprechen. Je Variationsparameter wurden fünf Probekörper zu einem Prüfturm zusammengefasst.

Als Versuchskonfiguration wurde die 4-Punkt-Biegeprüfkonfiguration gemäß EN 408:2005 gewählt.

In Abbildung 10 sind 4 Kriechtürme in einer Klimakammer ersichtlich. Dabei ist die Lasteinleitung sowie die alternierende Lagerung der Prüfkörper in den Außenpunkten und in den Drittpunkten zu erkennen. Ebenso lässt sich der 5-schichtige Aufbau erahnen.

Die Kriechtürme wurden etwa ein Jahr der oben beschriebenen Belastung ausgesetzt, wobei die globale Verformung laufend mitgemessen und aufgezeichnet wurde. In Bild 11 sind je Turm die Mittelwerte der Kriechzahl  $k_c$  der 5 zusammengeschlossenen Prüfkörper zu den entsprechenden Zeiten dargestellt.

Der zeitliche Verlauf der einzelnen Kriechkurven zeigt eine nahezu vollkommene Übereinstimmung der Türme gleichen Querschnitts und gleichen Klimas. Einzige Ausnahme stellen die Brettspertholztürme des trockenen Klimas 1 (55 Prozent / 20 °C) dar, wobei der Turm mit dem höheren Lastniveau unerwartet niedrige Werte lieferte – bis zum

Zeitpunkt der Erstellung dieser Arbeit konnte dafür keine Begründung gefunden werden.

Unter der Annahme, dass einerseits die Kriechkurven von Brettspertholz und Brettschichtholz (im mathematischen Sinne) ähnlich sind und andererseits, dass die Deformationsbeiwerte  $k_{def}$  für Brettschichtholz gemäß DIN 1052 als „korrekt“ angenommen werden können, lässt sich für jeden Zeitpunkt, für den es sowohl eine Kriechzahl  $k_{c,BSP,t}$  für Brettspertholz als auch eine Kriechzahl  $k_{c,BSH,t}$  für Brettschichtholz gibt, folgendes Verhältnis bilden

$$\frac{k_{c,BSP,t}}{k_{c,BSH,t}} = \frac{k_{def,BSP}}{k_{def,BSH}} \quad (17)$$

und daraus weiters der Deformationsbeiwert  $k_{def,BSP}$  ermitteln.

In Bild 12 sind die mit obiger Gleichung ermittelten Verläufe für die Deformationsbeiwerte  $k_{def,BSP}$  für die vier Brettspertholz-Kriechtürme zu den jeweiligen Zeitpunkten dargestellt. Zum Vergleich sind auch die Deformationsbeiwerte  $k_{def}$  von Furnierspertholz für die Nutzungsklassen 1 und 2 eingetragen.

Aus Bild 12 ist deutlich zu sehen, dass vor allem die beiden Hochrechnungen für die Kriechtürme mit dem höheren Lastniveau sehr stabile und nahezu konstante Werte liefern: mit rund  $k_{def,BSP,KI-2} \approx 1,1$  und  $k_{def,BSP,KI-1} \approx 0,7$ . Der Deformationsbeiwert für das Klima 1 mit 0,7 dürfte zu gering sein, wie oben beschrieben. Aus diesem Grund wird der Kurve für das Klima 1 mit dem niedrigeren Lastniveau der Vorzug gegeben, die sich bei rund 0,85 einpendeln dürfte.

### Rückrechnung auf einen Materialkennwert $k_{def,9090}$

Die Verformung zufolge Biegung und Querkraft zum Zeitpunkt  $t = 0$  lässt sich wie oben beschrieben allgemein anschreiben:

$$w_{t=0} = w_{M,t=0} + w_{V,t=0} = \frac{1}{E \cdot I} \int M \bar{M} dx + \frac{\kappa}{G \cdot A} \int V \bar{V} dx \quad (18)$$

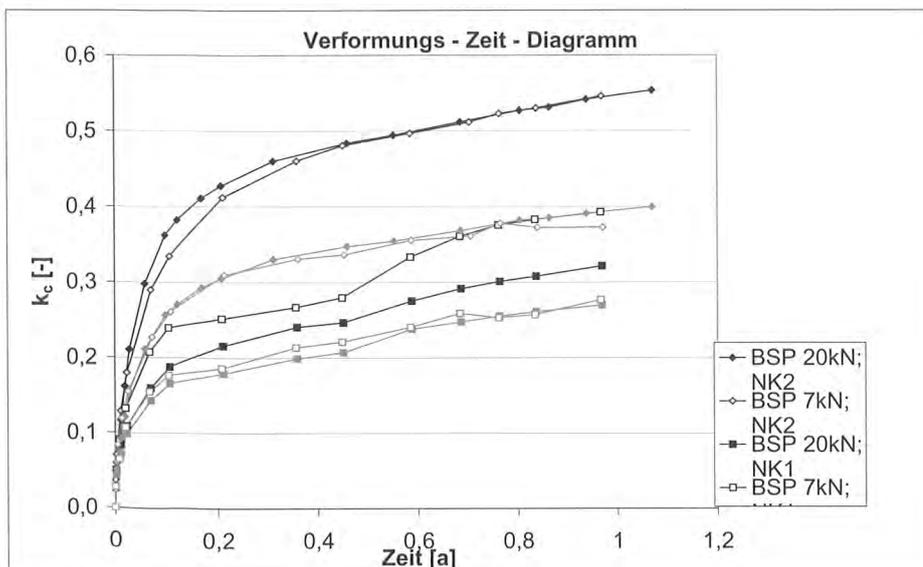


Bild 11 Ergebnisse der Kriechversuche an Brettspertholz und Brettschichtholz

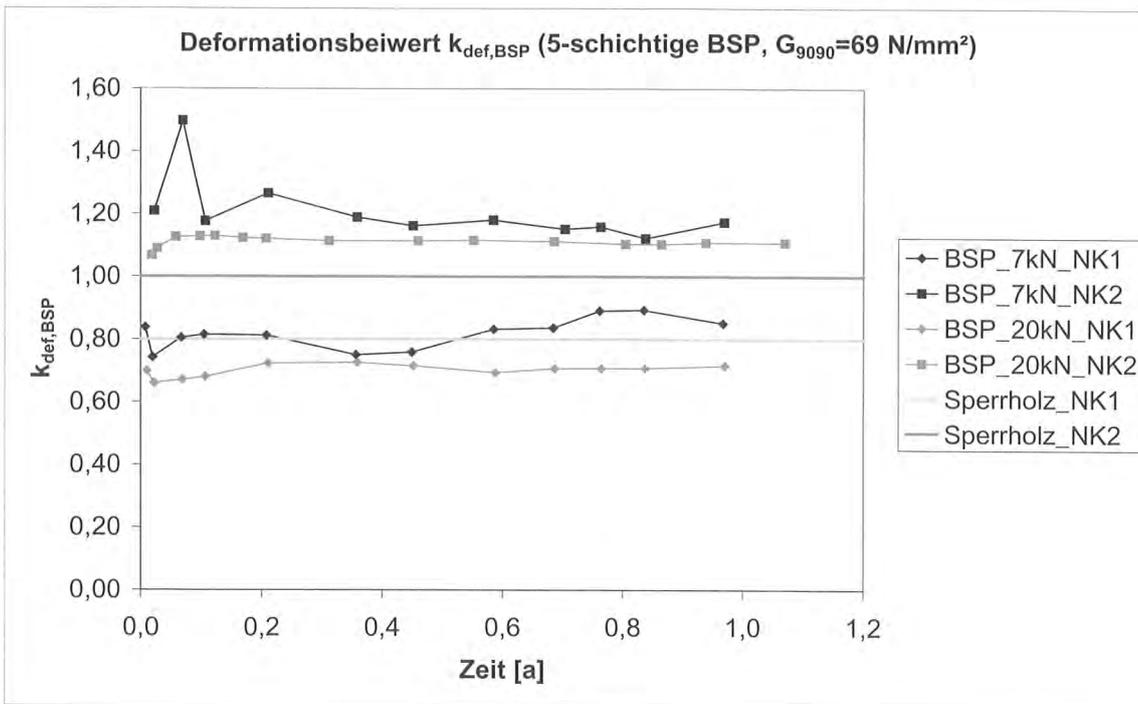


Bild 12 Verlauf der Hochrechnung des Deformationsbeiwertes  $k_{def,BSP}$  für Brettsperrholz über die Zeit

Die Langzeitverformung bzw. das Kriechen wird durch eine Erhöhung der Kurzzeitverformung um den Faktor des Deformationsbeiwertes (bzw. durch eine Reduktion der Steifigkeit um denselben Faktor) ermittelt. Für unidirektionale Produkte wie Brettschichtholz wird normenkonform angenommen, dass der Deformationsbeiwert  $k_{def}$  für alle Belastungsarten gilt, in diesem Fall für die Biegesteifigkeit  $E_0$  für den Momentenanteil und die Schubsteifigkeit  $G_{090}$  für den Querkraftanteil:

$$w_{t=\infty} = w_{t=0} \cdot (1 + k_{def}) = w_{M,t=0} \cdot (1 + k_{def}) + w_{V,t=0} \cdot (1 + k_{def}) \quad (19)$$

Gleichung (19) eingesetzt in Gleichung (18) ergibt:

$$w_{t=\infty} = w_{M,t=\infty} + w_{V,t=\infty} = \frac{(1 + k_{def})}{E \cdot I} \int M \bar{M} dx + \frac{(1 + k_{def}) \cdot \kappa}{G \cdot A} \int V \bar{V} dx \quad (20)$$

Die oben ausgewerteten Deformationsbeiwerte  $k_{def,BSP}$  gelten nur für den 5-schichtigen Querschnitt, wie er untersucht wurde. Durch einfache ingenieurmäßige Annahmen soll aus diesen über den Querschnitt verschmierten Deformationsbeiwert  $k_{def,BSP}$  ein Deformationsbeiwert  $k_{def,9090}$  für die Querlagen ermittelt werden.

Die Steifigkeiten für den geprüften 5-schichtigen Brettsperrholzquerschnitt lassen sich unter der Annahme, dass die Querlagen – auf Grund von Fugen – keine Normalkräfte aufnehmen (es gilt  $E_{90} = 0$ ) wie folgt anschreiben:

$$(E \cdot I_{eff})_{SS} = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{1}{125} \cdot (99 \cdot E_0 + 26 \cdot E_{90}) = \frac{I_{geo}}{125} \cdot 99 \cdot E_0 \quad (21)$$

$$(G \cdot A_{eff})_{SS} = b \cdot h \cdot \frac{1}{5} \cdot (3 \cdot G_{090} + 2 \cdot G_{9090}) = \frac{A_{geo}}{5} \cdot (3 \cdot G_{090} + 2 \cdot G_{9090}) \quad (22)$$

$$\kappa_{5S} = \frac{6}{5} \cdot \frac{3 + 2 \cdot \frac{G_{9090}}{G_{090}}}{99^2} \cdot \left( 960 \cdot \frac{G_{090}}{G_{9090}} + 883 \right) \quad (23)$$

Weiters sollen folgende Annahmen gelten:

$$E_{90,t=0} = E_{90,t=\infty} = 0 \quad (24)$$

$$E_{0,t=\infty} = \frac{E_{0,t=0}}{(1 + k_{def,0})} \quad (25)$$

$$G_{090,t=\infty} = \frac{G_{090,t=0}}{(1 + k_{def,0})} \quad (26)$$

$$G_{9090,t=\infty} = \frac{G_{9090,t=0}}{(1 + k_{def,9090})} \quad (27)$$

Der Deformationsbeiwert  $k_{def,9090}$  in Gleichung (27) stellt den nun gesuchten Materialkennwert für Kriechen bei Schubbelastung quer zur Faser dar (Richtungen tangentialradial bzw. 9090; allgemein als Rollschub bezeichnet).

Die Materialkennwerte mit der Indexerweiterung  $t=0$  entsprechen jenen in den Konstruktionsnormen festgelegten Materialkennwerten.

Im Gegensatz zu der verschmierten Querschnittsbetrachtung für die Verformungsberechnung gemäß Gleichung (20) lässt sich wie folgt eine geschichtete Querschnittsbetrachtung für die Verformungsberechnung anschreiben:

$$w_{t=\infty} = w_{M,t=\infty} + w_{V,t=\infty} = \frac{(1 + k_{def,0})}{E_0 \cdot I_{geo} \cdot \frac{99}{125}} \int M \bar{M} dx + \frac{\frac{6}{5} \cdot f(G_{090}, G_{9090}, k_{def,0}, k_{def,9090})}{\frac{A_{geo}}{5} \left( 3 \cdot \frac{G_{090}}{1 + k_{def,0}} + 2 \cdot \frac{G_{9090}}{1 + k_{def,9090}} \right)} \int V \bar{V} dx \quad (28)$$

Der Zähler im Querkraftverformungsanteil enthält die Funktion des Schubkorrekturbeiwertes  $\kappa$  (siehe Gleichung [23]) allerdings für den Zeitpunkt  $t = \infty$ .

Durch Gleichsetzen der Verformungen aus Gleichung (20) und Gleichung (28) lässt sich iterativ der Deformationsbeiwert  $k_{def,9090}$  ermitteln.

$$W_{t=\infty, verschmiert} = W_{t=\infty, geschichtet} \quad (29)$$

Auf diese Weise ergeben sich die Deformationsbeiwerte in Tabelle 6 für die Materialkennwerte der Festigkeitsklasse C24 (je einmal für das Schubmodulverhältnis  $G_{090}/G_{9090} = 10$  gemäß EN 338:2003 und einmal für den festen Rollschubmodul  $G_{9090} = 50 \text{ N/mm}^2$ , wie in den bautechnischen Zulassungen beschrieben):

### Rückrechnung auf einen verschmierten Produktkennwert $k_{def,BSP}$

Um die Langzeitverformungsberechnung praktikabel zu halten, wird vorgeschlagen keinen neuen Materialkennwert festzulegen. Statt dessen wird im Folgenden mit Hilfe des nun eruierten Deformationsbeiwertes  $k_{def,9090}$  für andere Querschnittsaufbauten ein verschmierter Deformationsbeiwert  $k_{def,BSP}$  errechnet und dem versuchstechnisch Ermittelten (5-schichtig) gegenübergestellt.

Als Basis für die folgende Rückrechnung dienen die durch die Vergleichsberechnung zwischen BSH und BSP oben gewonnenen Deformationsbeiwerte.

Diese Deformationsbeiwerte wieder eingesetzt in Gleichung (28), allerdings umgewandelt für die jeweilige Schichtanzahl der gewünschten Querschnitte, ergeben eine fiktive Durchbiegung  $w_{t=\infty}$ , die wiederum in Gleichung (20) eingesetzt zu einem für diese Querschnitte verschmierten Deformationsbeiwert  $k_{def,BSP}$  führen. In Bild 13 sind die derart ermittelten über den Querschnitt verschmierten Deformationsbeiwerte  $k_{def,BSP}$  für die Schichtanzahl 3 bis 19 dargestellt.

Daraus sind folgende Schlussfolgerungen möglich:

- Die für die Berechnung notwendige Annahme für den Rollschubmodul  $G_{9090}$  (entweder als Verhältnis zum Schubmodul  $G_{090}$  oder als Fixwert mit  $50 \text{ N/mm}^2$ ) hat einen sehr geringen Einfluss auf den über den Querschnitt verschmierten Deformationsbeiwert  $k_{def,BSP}$ .
- Mit steigender Anzahl der Schichten nimmt der über den Querschnitt verschmierte Deformationsbeiwert  $k_{def,BSP}$  stetig ab und nähert sich asymptotisch einem konstanten Wert.
- Die Bandbreite der Deformationsbeiwerte je nach Schichtanzahl pendelt um den Wert der 5-schichtigen Elemente ( $k_{def,BSP,NK1} = 0,85$ ,  $k_{def,BSP,NK2} = 1,10$ ) mit einer Abweichung von rund  $\pm 7$  Prozent.
- Für ein 19-schichtiges Element ergeben sich Deformationsbeiwerte, die denjenigen für Furniersperholz sehr nahe sind (NK1  $k_{def,Furniersperholz} = 0,8 / k_{def,BSP,19s} = 0,79$ ; NK2  $k_{def,Furniersperholz} = 1,0 / k_{def,BSP,19s} = 1,03$ )

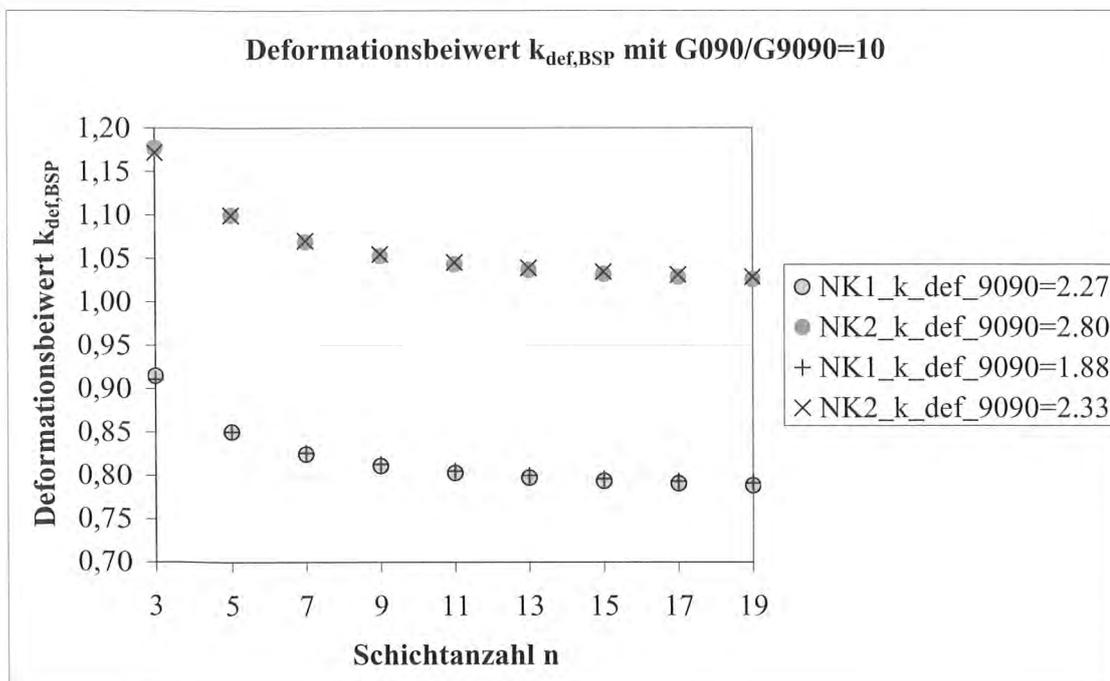


Bild 13 Deformationsbeiwerte für Brettsperholz in Abhängigkeit von der Schichtanzahl

Tabelle 6 Deformationsbeiwerte  $k_{\text{def}}$  aus der Vergleichsberechnung zwischen BSH und BSP

	NK 1	NK 2
$k_{\text{def,BSP}}$	0,85	1,1
$k_{\text{def,0}}$	0,6	0,8
$k_{\text{def,9090}} (G_{090}/G_{9090} = 10)$	2,27	2,80
$k_{\text{def,9090}} (G_{9090} = 50 \text{ N/mm}^2)$	1,88	2,33

### Zusammenfassung

In vorliegendem Beitrag wurde aufgezeigt, dass mittels der starren Verbundtheorie auf bekannte und einfache Weise die notwendigen Nachweise der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit für auf Biegung aus der Ebene beanspruchtes Brettsperrholz möglich ist. Es wurden die effektiven Querschnittswerte für 3-, 5- und 7-schichtige BSP-Elemente zusammengestellt und genauer auf die Änderungen auf den Schubkorrekturbeiwert für geschichtete Strukturen eingegangen. Schließlich wurden die neuesten Erkenntnisse hinsichtlich Tragverhalten und Systemeffekt aber auch von Kriechverhalten von Brettsperrholz dargestellt.

### Literaturverzeichnis

- [1] G. Schickhofer, „Starrer und nachgiebiger Verbund bei geschichteten, flächenhaften Holzstrukturen“, Dissertation am Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke, Technische Universität Graz (1994)
- [2] W. Guggenberger, Th. Moosbrugger, „Forschung an der TU Graz – Spannungs- und Verformungsberechnung für BSP-Plattenstrukturen“, in: 5. GraHFT'06, Tagungsband, Brettsperrholz – Ein Blick auf Forschung und Entwicklung, S. F1–F16 (2006)
- [3] H. Kreuzinger, „Platten, Scheiben und Schalen – Ein Berechnungsmodell für gängige Statikprogramme“, Bauen mit Holz (1/1999)
- [4] R.A. Jöbstl et. al., „A Contribution to the Design and System Effect of Cross Laminated Timber (CLT)“, CIB-W18/39-12-4, Florence (2006)
- [5] R.A. Jöbstl et. al., „Comparative Examination of Creep of GTL and CLT-Slabs in Bending“, CIB-W18/40-12-3, Bled (2007)

## Dipl.-Ing. Thomas Uibel



Universität Karlsruhe  
Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen  
Kaiserstraße 12  
76131 Karlsruhe  
Tel.: 0721 608 8127  
Fax.: 0721 608 4081  
E-Mail: [Thomas.Uibel@holz.uka.de](mailto:Thomas.Uibel@holz.uka.de)

- |           |   |
|-----------|---|
| 1977      | geboren in Goslar   |
| 1996      | Abitur am Jacobson-Gymnasium in Seesen  |
| 1996-1997 | Grundwehrdienst   |
| 1997-2002 | Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Hannover  |
| Seit 2002 | Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe |

# Brettsperrholz –

## 1 Einleitung

Der Holzwerkstoff Brettsperrholz (BSPH) besteht aus mehreren, kreuzweise miteinander verklebten Brettlagen. Brettsperrholzprodukte werden seit einigen Jahren hergestellt und unter verschiedenen Bezeichnungen vermarktet. Sie werden nicht nur als Bestandteil eines Bauteils eingesetzt, wie dieses zum Beispiel vornehmlich für Mehrschichtplatten zutrifft, sondern selbst als Bauteile. Ganze Gebäude können aus Brettsperrholz in Form von Decken- oder Wandelementen errichtet werden [8]. Des Weiteren wird Brettsperrholz auch bei Brückenbauten verwendet, so hat es sich zum Beispiel als Fahrbahnplatte der Brücke Ruderting bewährt.

Die Produkte und ihre Bemessung sind bisher in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt, wobei Vorschläge vorliegen, sie in einer Produktnorm und in einer Bemessungsnorm zu regeln [3], [4] und [5].

In den letzten Jahren hat die Massivholzbauweise insbesondere im ein- und mehrgeschossigen Wohnungs- und Gewerbebau an Bedeutung gewonnen. Inzwischen erweitern immer mehr Hersteller ihr Angebot um Brettsperrholzprodukte größerer Dicke, die als statisch wirksames Bauteil verwendet werden können. Dieses belegt auch die steigende Anzahl der durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) erteilten allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Brettsperrholz.

Das Trag- und Verformungsverhalten von Brettsperrholz wurde bereits weitgehend untersucht. Es kann mit unterschiedlichen Verfahren wie der Verbundtheorie, dem Schubanalogieverfahren oder der Theorie der nachgiebig verbundenen Biegeträger berechnet werden (s. a. [7]).

Der effiziente Einsatz von Brettsperrholzprodukten in einem Bauwerk erfordert es, diese untereinander oder mit anderen Bauteilen zu verbinden. Hierzu bietet es sich an, stiftförmige Verbindungsmittel wie unter anderem Stabdübel, Schrauben oder Nägel einzusetzen. Diese Verbindungsmittel können sowohl in den Seitenflächen als auch in den Schmalflächen von Brettsperrholzplatten angeordnet werden. Als Seitenfläche werden die zur Plattenebene parallelen Oberflächen bezeichnet. Diese werden durch die äußeren Brettlagen gebildet. Die Oberflächen rechtwinklig zur Plattenebene werden als Schmalflächen bezeichnet und begrenzen die Brettsperrholzplatten an den jeweiligen Kanten.

Die Schmalflächen enthalten sowohl Seitenflächen als auch Hirnholzflächen der einzelnen Brettlagen. In *Bild 1* sind die Flächen entsprechend ihrer Definition gekennzeichnet.

Die Bemessung und Ausführung von Verbindungen in Brettsperrholzprodukten ist bisher nicht allgemein gültig geregelt. Für die in

## Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln

Deutschland bauaufsichtlich zugelassenen Brettsperrholzprodukte werden zum Teil Regelungen zur Bemessung von Verbindungen in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen angegeben.

In den letzten Jahren wurde im Rahmen eines Forschungsvorhabens das Trag- und Verformungsverhalten von stiftförmigen Verbindungsmitteln in BSPH am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen der Universität Karlsruhe (TH) untersucht [6].

Innerhalb des Forschungsvorhabens wurden umfangreiche experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Hierauf aufbauend wurden neue Bemessungsvorschläge für Verbindungen in den Seiten- und Schmalflächen von Brettsperrhölzern entwickelt. Diese Bemessungsvorschläge wurden zum Teil bereits in neueren allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen berücksichtigt. Inwiefern diese Vorschläge in allgemeingültige Bemessungsregeln innerhalb einer Bemessungsnorm einfließen, ist bisher noch nicht abzusehen.

Neben den nationalen bzw. europäisch-technischen Zulassungen des jeweiligen BSPH sind für die Bemessung und Ausführung von Verbindungen mit bauaufsichtlich zugelassenen Verbindungsmitteln gegebenenfalls die Regelungen der jeweiligen Zulassung zu beachten.

## 2 Eigenschaften von Brettsperrholz

Brettsperrholz besteht aus kreuzweise verklebten Brettlagen, wobei eine Brettlage aus mehreren, nebeneinander liegenden Brettern gebildet wird. Je nach Produkt können die Einzelbretter einer Brettlage an deren Schmalseiten mit oder ohne Fugen gestoßen bzw. sogar verklebt sein.

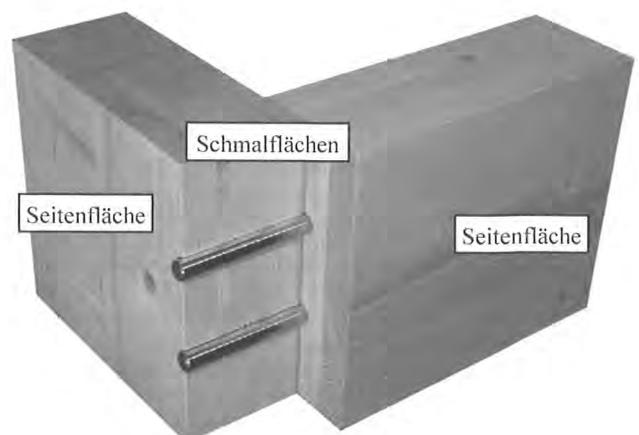


Bild 1 Geöffnete Stabdübelverbindung in Seiten- und Schmalflächen von Brettsperrholz

Tabelle 1 Fugenbreiten von Brettsperrholzprodukten

Hersteller	Lagenanzahl	Fugenbreite $t_f$ in mm								
		Außenlagen			Zwischenlagen			Mittellage		
		Mittelwert	Maximum	95 %-Quantil	Mittelwert	Maximum	95 %-Quantil	Mittelwert	Maximum	95 %-Quantil
1	5	0,6	2,1	1,6	1,6	7,3	3,4	1	3	2,3
2	3	0,4	2	1,3	-	-	-	0,5	2,2	1,8
2	5	0,2	1	1	1,4	6,8	3,3	2	6,7	4,5
4	5	0	0	0	0,6	5,4	3,5	0	0	0

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 an Brettsperrholzplatten dreier Hersteller ergab einen 95 %-Quantilwert der Fugenbreite von 1 bis 1,6 mm für die äußeren Brettlagen und von 1,8 bis 4,5 mm für die inneren Brettlagen. Der größte Mittelwert der Fugenbreiten wurde in den Mittellagen festgestellt und betrug 2 mm. Bild 2 zeigt die Ausbildung von Brettstößen und Nuten bei unterschiedlichen Brettsperrholzprodukten. Eine statistische Auswertung der Fugenbreiten der unterschiedlichen Brettsperrholzprodukte ist in Tabelle 1 zusammengefasst.

Bei einer Beanspruchung auf Abscheren kann die Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln nach der Theorie von Johansen ermittelt werden. Hierzu wird als Eingangsgröße, neben der Geometrie der Verbindung und dem Fließmoment des Verbindungsmittels, die Lochleibungsfestigkeit der Bauteile benötigt. Die Tragfähigkeit von Schrauben oder Nägeln, die auf Herausziehen beansprucht werden, lässt sich mit Hilfe der Herausziehkräfte bzw. Ausziehparameter berechnen. Die Lochleibungsfestigkeit und der Herausziehparameter 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 Rohdichteproben von Brettsperrhölzern unterschiedlicher Hersteller und Aufbauten untersucht, siehe Tabelle 2.

Auf Grundlage dieser Untersuchung kann für Brettsperrholzprodukte aus Fichte (*picea abies*) unabhängig vom Hersteller eine charakteristische Rohdichte von 400 kg/m<sup>3</sup> vorgeschlagen werden.

Die in den folgenden Abschnitten angegebenen Gleichungen zur Berechnung der Parameter Lochleibungsfestigkeit und Herausziehtragfähigkeit beruhen auf dieser Anforderung an die charakteristische Rohdichte.

### 3 Tragfähigkeit bei Beanspruchung in Richtung der Stiftachse

Die Tragfähigkeit axial belasteter Schrauben und Nägel ist abhängig von ihrer Tragfähigkeit auf Herausziehen, ihrer Zugtragfähigkeit und ggf. der Tragfähigkeit bei Beanspruchung auf Kopfdurchziehen.

Bei einigen Brettsperrhölzern wird die Herausziehtragfähigkeit der Verbindungsmittel von ihrer Anordnung im Hinblick auf Fugen und Nuten beeinflusst. Auch bei einer ungünstigen Positionierung eines Verbindungsmittels innerhalb einer Fuge oder Nut ist eine zuverlässige Übertragung der Kräfte durch einen Anschluss zu gewährleisten. Daher sollten innerhalb eines Anschlusses die Verbindungsmittel in mindestens zwei Verbindungsmittelreihen zu jeweils mindestens zwei Verbindungsmitteln angeordnet werden. Die Eindringtiefe ist bei Verbindungen

Tabelle 2 Rohdichte von BSPH unterschiedlicher Hersteller

Hersteller	Probenanzahl	$\rho_{mean}$ in kg/m <sup>3</sup>	CoV in %	$\rho_k$ in kg/m <sup>3</sup>
1	515	470	5,11	430
2	906	437	6,02	400
3	208	458	5,18	423
4	670	459	5,75	419

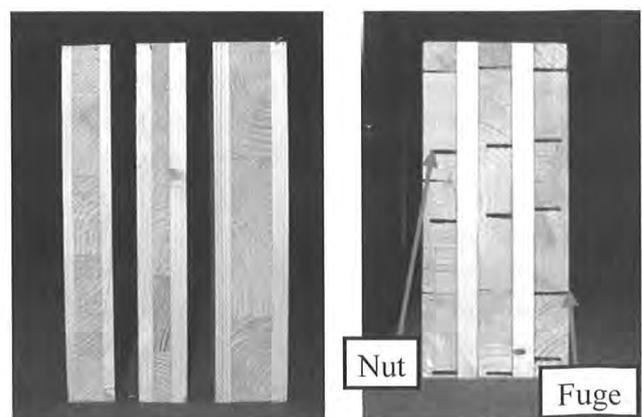
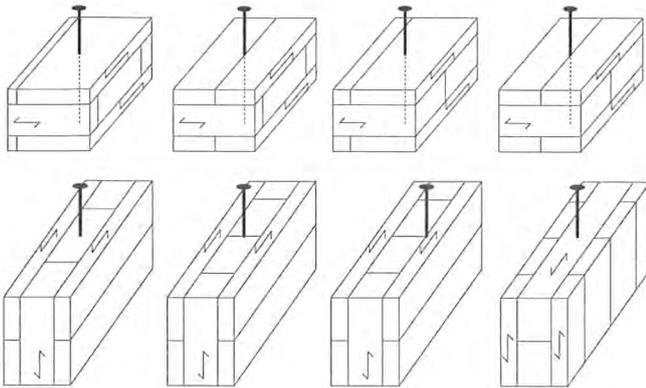


Bild 2: Ausbildung von Brettstößen in unterschiedlichen BSPH



**Bild 3 Mögliche Anordnungen von Verbindungsmitteln in den Seiten- und Schmalflächen von BSPH**

in den Seitenflächen so zu wählen, dass die Verbindungsmittelspitze mindestens die dritte Brettlage durchdringt.

In den Schmalflächen von Brettsperrholz können Verbindungsmittel fasernparallel oder auch rechtwinklig zur Faserrichtung einer Brettlage eingebracht werden. In Bild 3 sind die möglichen Anordnungen von Verbindungsmitteln in den Seiten- und Schmalflächen dargestellt. Hierbei wurde auch ihre Lage hinsichtlich von Fugen bzw. Nuten berücksichtigt.

Die charakteristische Tragfähigkeit  $R_{ax,s,k}$  von auf Herausziehen beanspruchten selbstbohrenden Holzschrauben kann nach Gleichung (1) berechnet werden.

$$R_{ax,s,k} = \frac{31 \cdot d^{0,8} \cdot \ell_{ef}^{0,9}}{1,5 \cdot \cos^2 \varepsilon + \sin^2 \varepsilon} \quad \text{in N} \quad (1)$$

mit

- $d$  Nenndurchmesser der Schraube in mm
- $\ell_{ef}$  wirksame Einschraubtiefe in mm
- $\varepsilon$  für Verbindungen in den Seitenflächen:  $\varepsilon = 90^\circ$   
für Verbindungen in den Schmalflächen:  $\varepsilon = 0^\circ$

Gleichung (1) gilt für selbstbohrende Holzschrauben, die den im Forschungsvorhaben untersuchten Schrauben insbesondere bezüglich ihrer Geometrie entsprechen. Die Schrauben müssen bei einer Herausziehbeanspruchung aus Vollholz die Anforderungen an die Tragfähigkeitsklasse 3 nach DIN 1052: 2004-08 [9] erfüllen.

Für Verbindungen in den Seitenflächen von BSPH ( $\varepsilon = 90^\circ$ ) wird in Gleichung (1) implizit die charakteristische Rohdichte des Gesamtquerschnitts ( $\rho_k = 400 \text{ kg/m}^3$ ) berücksichtigt. Für die Schmalflächen wird zur Vereinfachung und konservativ angenommen, dass die Schraubenachse parallel zur Faserrichtung angeordnet ist ( $\varepsilon = 0^\circ$ ). Hierbei wird gleichzeitig in Gleichung (1) die charakteristische Rohdichte der Brettlage ( $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$ ) entsprechend des Ausgangsmaterials berücksichtigt.

Über das Langzeitverhalten von fasernparallel eingedrehten Schrauben liegen bisher nur wenige Erkenntnisse vor. Ergebnisse von Versuchen mit Prüfkörpern aus Vollholz lassen vermuten, dass bei einer dauerhaften Beanspruchung mit deutlich geringeren Tragfähigkeiten zu rechnen ist. Langzeitversuche mit fasernparallel in den Schmalflächen von

BSPH angeordneten Holzschrauben werden zurzeit an der Universität Karlsruhe durchgeführt, siehe auch Abschnitt 6. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden in ca. drei Jahren vorliegen. Zwischenzeitlich wird zur Übertragung von axialen Kräften in den Schmalflächen empfohlen, die Schrauben in die Brettlagen einzudrehen, deren Faserrichtung rechtwinklig zur Schraubenachse verläuft.

Bei Schraubenverbindungen dürfen Einschraubtiefen  $\ell_{ef} < 4 \cdot d$  nicht in Rechnung gestellt werden. Der Mindestdurchmesser der Schrauben sollte für Verbindungen in den Seitenflächen  $d = 6 \text{ mm}$  und für Verbindungen in Schmalflächen  $d = 8 \text{ mm}$  betragen.

Die charakteristische Tragfähigkeit  $R_{ax,n,k}$  von auf Herausziehen beanspruchten Sondernägeln (Kamm-, Rillen-, Schraubnägeln) der Tragfähigkeitsklasse 3 gemäß DIN 1052: 2004-08 [9] in den Seitenflächen von Brettsperrholz kann mit Gleichung (2) berechnet werden.

$$R_{ax,n,k} = 14 \cdot d^{0,6} \cdot \ell_{ef} \quad \text{in N} \quad (2)$$

mit

- $d$  Nenndurchmesser des Sondernagels in mm
- $\ell_{ef}$  wirksame Einschlagtiefe in mm

Für Verbindungen in Brettsperrholzprodukten mit Fugen und Nuten sollten Nägel mit einem Mindestdurchmesser von  $d = 4 \text{ mm}$  verwendet werden. Bei diesen Produkten sollte für Nägel mit Durchmesser  $d < 6 \text{ mm}$  die Herausziehtragfähigkeit nur zu 80 Prozent des Wertes nach Gleichung (2) angesetzt werden.

Die wirksame Einschlagtiefe  $\ell_{ef}$  ist größer als  $8 \cdot d$  zu wählen. In den Schmalflächen von BSPH sollten keine Nagelverbindungen ausgeführt werden.

#### 4 Tragfähigkeit bei Beanspruchung rechtwinklig zur Stiftachse

##### 4.1 Allgemeines

Die Tragfähigkeit stiftförmiger Verbindungsmittel bei Beanspruchung auf Abscheren wird im Holzbau üblicherweise nach der Theorie von Johansen berechnet. Hierbei wird ein ideal-plastisches Verhalten des Holzes bzw. des Holzwerkstoffes unter Lochleibungsbeanspruchung und des stiftförmigen Verbindungsmittels unter Biegebeanspruchung vorausgesetzt. Gleichungen zur Berechnung der charakteristischen Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln sind zum Beispiel im Anhang G der DIN 1052:2004-08 angegeben. Für Verbindungsmittel, die zudem Kräfte in Richtung der Stiftachse übertragen können (Passbolzen, Bolzen, Schrauben sowie Sondernägel in Stahlblech-Holz- und Holzwerkstoff-Holz-Verbindungen), darf die Tragfähigkeit unter Ausnutzung des Einhängeneffektes erhöht werden. Auch die Tragfähigkeit von Verbindungsmitteln in BSPH kann mit der Johansen-Theorie und unter Ausnutzung des Einhängeneffektes ermittelt werden. Die benötigten Lochleibungsfestigkeiten sowie die

Besonderheiten bei der Berechnung der Tragfähigkeit werden folgend für Verbindungen in den Schmal- und Seitenflächen von Brettsperrholz vorgestellt.

#### 4.2 Verbindungen in den Schmalflächen

Bei Verbindungen in den Schmalflächen kann die Stiftachse der Verbindungsmittel sowohl rechtwinklig als auch parallel zur Faserrichtung einer Brettlage angeordnet sein. Des Weiteren kann sich ein Verbindungsmittel gleichzeitig in Brettlagen unterschiedlicher Faserrichtung befinden. Um mit den üblichen Johansen-Gleichungen die Tragfähigkeit berechnen zu können, wird die Lochleibungsfestigkeit für die Verbindungsmittel in den Schmalflächen benötigt. Umfangreiche experimentelle Untersuchungen [6] haben gezeigt, dass die maßgebende Lochleibungsfestigkeit bei parallel zur Faserrichtung eingebrachten Verbindungsmitteln erreicht wird. Bei den empirischen Untersuchungen wurden auch die möglichen Positionen von Verbindungsmitteln bezüglich von Fugen und Nuten berücksichtigt. Unabhängig von der Anordnung des Verbindungsmittels in der Schmalseite kann daher ein konservativer, charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit für nicht vorgebohrte Brettsperrhölzer bei Schrauben- und Nagelverbindungen gemäß Gleichung (3) berechnet werden.

$$f_{h,k} = \frac{20}{\sqrt{d}} \text{ in N/mm}^2 \quad (3)$$

mit

$d$  Nenndurchmesser des Verbindungsmittels in mm

Die Lochleibungsfestigkeit in den Schmalseiten von Brettsperrholz bei Verbindungen mit Stabdübeln, Passbolzen und Bolzen kann mit Gleichung (4) ermittelt werden.

$$f_{h,k} = 9 \cdot (1 - 0,017 \cdot d) \text{ in N/mm}^2 \quad (4)$$

mit

$d$  Nenndurchmesser des Verbindungsmittels in mm

Bei Anordnung mehrerer Verbindungsmittel in einer Reihe kann ein Anschluss bei geringen Abständen der Verbindungsmittel untereinander durch Aufspalten versagen. Bei Verbindungen in den Schmalflächen von Brettsperrholz trifft dieses insbesondere auf Verbindungsmittel zu, die rechtwinklig zur Faserrichtung einer Brettlage angeordnet sind. Dieser spröde Versagensmechanismus kann durch Reduzierung der tatsächlichen Verbindungsmittellanzahl auf eine wirksame Anzahl  $n_{ef}$  berücksichtigt werden. Es wird empfohlen  $n_{ef}$  wie für Vollholz zu berechnen, siehe Abschnitt 12.3 Absatz (9) der DIN 1052:2004-08.

#### 4.3 Verbindungen in den Seitenflächen

##### 4.3.1 Schrauben- und Nagelverbindungen

Die Lochleibungsfestigkeit für Schrauben und Nägel, die ohne Vorbohren eingebracht werden, ist unabhängig vom Winkel zwischen

Krafrichtung und Faserrichtung. Es wird daher auch für BSPH angenommen, dass eine entlang der Stiftachse gleichmäßig verteilte Lochleibungsfestigkeit vorliegt. Zur Ermittlung der Verbindungsmitteltragfähigkeit können die üblichen Johansen-Gleichungen verwendet werden. Hierzu sind Vorschläge für die charakteristische Lochleibungsfestigkeit in den Gleichungen (5) und (6) angegeben. Die Lochleibungsfestigkeit für Schrauben und Nägel in den Seitenflächen von Brettsperrholz mit Brettlagendicken  $t_i \leq 9$  mm kann mit Gleichung (5) ermittelt werden.

$$f_{h,k} = \frac{60}{\sqrt{d}} \text{ in N/mm}^2 \quad (5)$$

mit

$d$  Nenndurchmesser des Verbindungsmittels in mm

Bei BSPH mit Brettlagendicken  $t_i > 9$  mm ist die Lochleibungsfestigkeit wie für Vollholz zu ermitteln (zum Beispiel nach Abschnitt 12 der DIN 1052 [9]). Für die Rohdichte ist hierbei die charakteristische Rohdichte des Ausgangsmaterials anzusetzen. Gegebenenfalls ist der Winkel zwischen Krafrichtung und Faserrichtung der Decklagen zu berücksichtigen. Für selbstbohrende Holzschrauben mit Vollgewinde zum Beispiel kann die Lochleibungsfestigkeit nach einem Vorschlag von Blaß und Bejtka [1], [2] berechnet werden:

$$f_{h,VgSr,k} = 0,019 \cdot \rho_{B,k}^{1,24} \cdot d^{-0,3} \text{ in N/mm}^2 \quad (6)$$

mit

$d$  Außen- bzw. Nenndurchmesser der Schraube in mm

$\rho_{B,k}$  charakteristische Rohdichte des Ausgangsmaterials in  $\text{kg/m}^3$  (i. d. R.  $350 \text{ kg/m}^3$ )

##### 4.3.2 Genaueres Modell für Verbindungen mit Stabdübeln, Passbolzen und Bolzen

Bei Verbindungsmitteln wie Stabdübel und Bolzen ist die Lochleibungsfestigkeit abhängig vom Winkel zwischen Krafrichtung und Faserrichtung. Aufgrund der kreuzweise verklebten Brettlagen liegen für diese Verbindungsmittel entlang der Stiftachse abschnittsweise unterschiedliche Lochleibungsfestigkeiten vor. Es sind genauere Betrachtungen notwendig, bei denen die Versagensmechanismen nach Johansen entsprechend zu erweitern sind.

Im Folgenden sollen die Versagensfälle für das vergleichsweise einfache Beispiel einer Stahlblech-BSPH-Verbindung mit innen liegendem Stahlblech gezeigt werden. Hierbei beschränkt sich die Betrachtung auf ein dreilagiges Brettsperrholz. Für jede Brettlage wird die jeweilige Lochleibungsfestigkeit angesetzt. Diese ist für einen bestimmten Verbindungsmitteldurchmesser vom Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung sowie von der Rohdichte der Brettlage abhängig. Um die Anzahl möglicher Versagensfälle einzuschränken, wird vereinfachend angenommen, dass die Lochleibungsfestigkeit von Brettlagen gleicher Orientierung identisch ist. Das bedeutet, dass die Variation der Rohdichte über den Gesamtquerschnitt des Brettsperrholzes vernachlässigt wird.

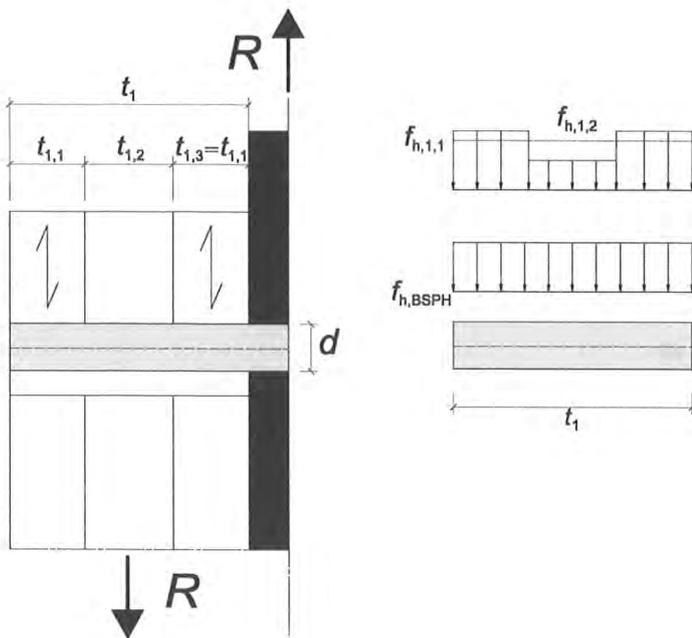


Bild 4 Versagensmechanismus 1

Im Versagensmechanismus 1 nach Johansen liegt eine reine Lochleibungsbeanspruchung über die gesamte Bauteildicke vor, siehe Bild 4. Die Summe der Lochleibungsfestigkeiten der einzelnen Brettlagen entspricht einer Lochleibungsfestigkeit, die am Gesamtquerschnitt ermittelt werden kann (siehe Abschnitt 4.3.3):

$$f_{h,BSPH} = \frac{1}{t_1} \cdot \sum_{i=1}^n f_{h,i} \cdot t_{i,i} \quad \text{in N/mm}^2 \quad (7)$$

Die Tragfähigkeit ergibt sich mit der Lochleibungsfestigkeit für den Gesamtquerschnitt aus Gleichung (24) zu:

$$R = f_{h,BSPH} \cdot d \cdot t_1 \quad (8)$$

Der Versagensmechanismus 2 ist gekennzeichnet durch die Ausbildung eines Fließgelenkes pro Scherfuge und einer Lochleibungsbeanspruchung. Die Tragfähigkeit ist abhängig vom Abstand  $x$  zwischen Drehpunkt und Scherfuge. Für ein dreilagiges Brettsperrholz ergeben sich je nach Lage des Drehpunktes die in Bild 5 dargestellten Versagensmechanismen 2.1 und 2.2.

Unter Verwendung der Substitutionen

$$\beta_{1,1,2} = \frac{f_{h,1,2}}{f_{h,1,1}} \quad (9)$$

und

$$\psi = \frac{t_{1,1}}{t_1} \quad (10)$$

ergibt sich die Tragfähigkeit im Versagensmechanismus 2.1 pro Scherfuge zu:

$$R_2 = f_{h,1,1} \cdot d \cdot t_1 \cdot \left[ \sqrt{2} \cdot \sqrt{\beta_{1,1,2} \cdot \left( 2 \cdot \psi^2 - 2 \cdot \psi + 1 \right) + 2 \cdot \psi (1 - \psi) + \frac{2 \cdot M_y}{f_{h,1,1} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta_{1,1,2} \right] \quad (11)$$

für  $\psi$  gemäß der Bedingung nach Gleichung (12).

$$\psi \leq \frac{1}{2} \cdot \left( \beta_{1,1,2} + 1 - \sqrt{\beta_{1,1,2}^2 + 1 + \frac{4 \cdot M_y}{f_{h,1,1} \cdot d \cdot t_1^2}} \right) \quad (12)$$

Die Tragfähigkeit im Versagensmechanismus 2.2 beträgt:

$$R_2 = f_{h,1,1} \cdot d \cdot t_1 \cdot \left[ \sqrt{2} \cdot \sqrt{\psi \cdot (2 \cdot \beta_{1,1,2} - 2) + 2 - \beta_{1,1,2} + \frac{2 \cdot M_y}{f_{h,1,1} \cdot d \cdot t_1^2} + 2 \cdot \psi + \beta_{1,1,2} \cdot (1 - 2 \cdot \psi) - 2} \right] \quad (13)$$

für  $\psi$  gemäß der Bedingung nach Gleichung (14).

$$\psi \geq \frac{1}{2} \cdot \left( \beta_{1,1,2} + 1 - \sqrt{\beta_{1,1,2}^2 + 1 + \frac{4 \cdot M_y}{f_{h,1,1} \cdot d \cdot t_1^2}} \right) \quad (14)$$

Im Versagensmechanismus 3 bilden sich im Verbindungsmittel zwei Fließgelenke pro Scherfuge aus. Die Tragfähigkeit ist abhängig von der Lage des zweiten Fließgelenkes. Für ein BSPH mit drei Brettlagen sind drei Versagensmechanismen möglich, wie in Bild 6 gezeigt. Ist für  $\psi$  die Bedingung der Gleichung (16) erfüllt, kann die Tragfähigkeit im Versagensmechanismus 3.1 gemäß Gleichung (15) berechnet werden.

$$R_3 = \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot f_{h,1,1} \cdot M_y \cdot d} \quad (15)$$

für

$$\psi \geq 2 \cdot \sqrt{\frac{M_y}{f_{h,1,1} \cdot d \cdot t_1^2}} \quad (16)$$

Im Versagensmechanismus 3.2 kann die Tragfähigkeit nach Gleichung (17) berechnet werden, wenn die Bedingungen der Gleichungen (18) und (19) eingehalten sind.

$$R_3 = f_{h,1,1} \cdot d \cdot t_1 \cdot \psi \cdot \left[ 1 - \beta_{1,1,2} + \sqrt{\beta_{1,1,2} \cdot \left( \beta_{1,1,2} - 1 + \frac{4 \cdot M_y}{f_{h,1,1} \cdot d \cdot t_1^2 \cdot \psi^2} \right)} \right] \quad (17)$$

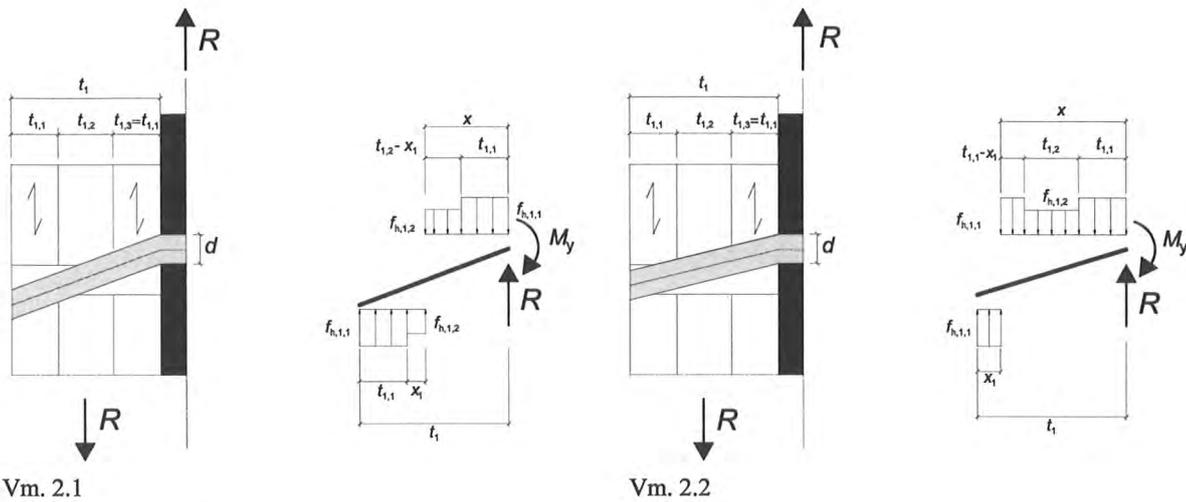


Bild 5 Versagensmechanismen 2.1 und 2.2

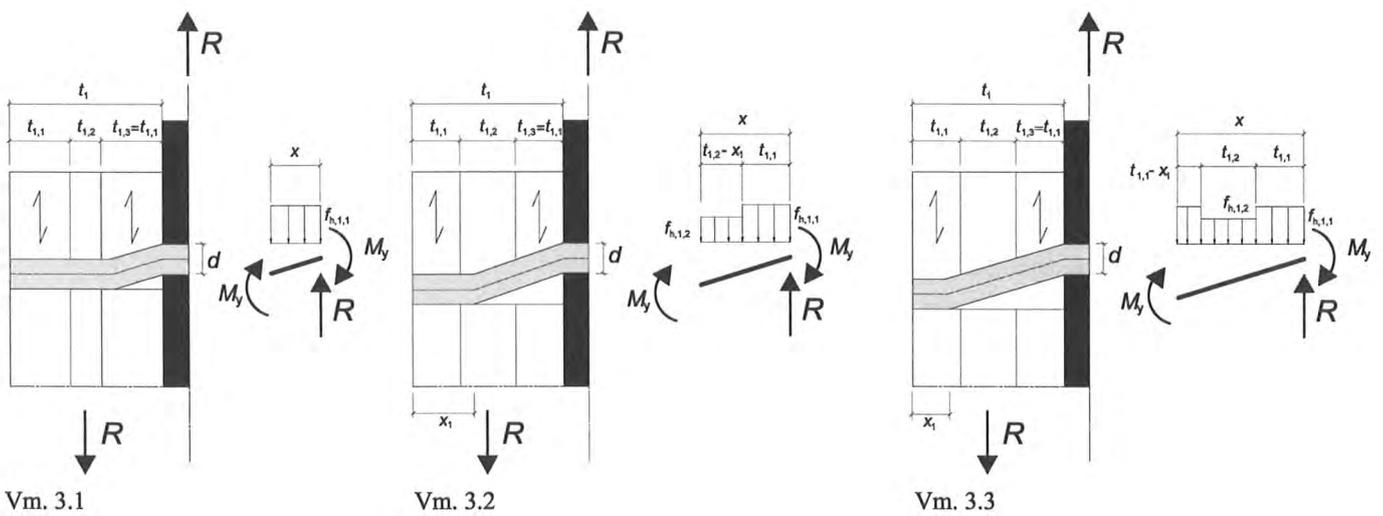


Bild 6: Versagensmechanismen 3.1 bis 3.3

für

$$\psi \leq 2 \cdot \sqrt{\frac{M_y}{f_{h,1,1} \cdot d \cdot t_1^2}} \quad (18)$$

und

$$\frac{\psi}{\beta_{1,1,2}} \cdot \sqrt{\beta_{1,1,2} \cdot \left( \beta_{1,1,2} - 1 + \frac{4 \cdot M_y}{f_{h,1,1} \cdot d \cdot t_1^2 \cdot \psi^2} \right)} + \psi \leq 1 \quad (19)$$

Für Versagensmechanismus 3.3 gilt:

$$R_3 = f_{h,1,1} \cdot d \cdot t_1 \cdot \left[ \beta_{1,1,2} (1 - 2 \cdot \psi) + 2 \cdot \psi - 1 + \sqrt{2 \cdot \psi \cdot (\beta_{1,1,2} - 1) - \beta_{1,1,2} + 1 + \frac{4 \cdot M_y}{f_{h,1,1} \cdot d \cdot t_1^2}} \right] \quad (20)$$

für

$$\psi \leq 2 \cdot \sqrt{\frac{M_y}{f_{h,1,1} \cdot d \cdot t_1^2}} \quad (21)$$

und

$$\sqrt{2 \cdot \psi \cdot (\beta_{1,1,2} - 1) - \beta_{1,1,2} + 1 + \frac{4 \cdot M_y}{f_{h,1,1} \cdot d \cdot t_1^2}} + \psi \geq 1 \quad (22)$$

Die Tragfähigkeit des Verbindungsmittels ergibt sich aus dem Minimum der betrachteten Versagensfälle, siehe Gleichung (23).

$$R = \min \{ R_1, R_2, R_3 \} \quad (23)$$

Die Herleitung der Tragfähigkeit ist bereits für den einfachen Fall einer Stahlblech-BSPH-Verbindung mit einem dreilagigen Brettsperr-

holz vergleichsweise komplex und aufwändig. Mit zunehmender Anzahl der Brettlagen steigt auch der Aufwand der Berechnungen.

Zur Berechnung der Versagensmechanismen 2 und 3 wird die Lochleibungsfestigkeit (hier  $f_{h,i}$ ) der einzelnen Brettlagen benötigt. Eine Herleitung dieser Lochleibungsfestigkeiten ist sowohl analytisch als auch durch Versuche nur näherungsweise möglich. Die Einflüsse durch Anordnung der Verbindungsmittel in den Fugen und die Ab-sperrwirkung der kreuzweise verklebten Brettlagen lassen sich nur schwer erfassen. Eine Näherungsgleichung für die Lochleibungsfestigkeit einer einzelnen Brett-lage wird in [6] angegeben. Diese Näherung ist innerhalb ihrer Gültigkeitsgrenzen, die vom Brettsperholzaufbau abhängig sind, empirisch abgesichert.

### 4.3.3 Vereinfachte Berechnung für Verbindungen mit Stabdübeln, Passbolzen und Bolzen

Um den Berechnungsaufwand zu reduzieren, wird zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Verbindungen mit Stabdübeln, Passbolzen und Bolzen ein vereinfachtes Modell vorgeschlagen. Hierbei wird nicht für jede Brett-lage eine differenzierte Lochleibungsfestigkeit angesetzt, sondern die durch Versuche ermittelte Lochleibungsfestigkeit für den Gesamtquerschnitt von Brettsperholz. Die Tragfähigkeit kann somit mit den herkömmlichen Johansen-Gleichungen für homogene Bauteile berechnet werden. Das vereinfachte Modell ist bei vielen Brettsperholzaufbauten anwendbar.

Bei der Berechnung muss die charakteristische Lochleibungsfestigkeit von Stabdübeln und Bolzen mit Gleichung (24) ermittelt werden. Die angegebene Lochleibungsfestigkeit ist in ihrem Gültigkeitsbereich unabhängig vom Aufbau und den Brett-lagendicken.

$$f_{h,k} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \text{ in N/mm}^2 \quad (24)$$

mit  
 $\alpha$  Winkel zwischen Krafrichtung und Faserrichtung der Decklagen

Folgende Bedingungen sollten bei einer Ermittlung der Lochleibungsfestigkeit nach Gleichung (24) eingehalten werden:

- maximale Brett-lagendicke  $t_{i,max} \leq 40$  mm
- Mindestdicke/Mindesteinbindtiefe: drei Brettlagen
- Verhältnis der Brett-lagen unterschiedlicher Orientierung  $\zeta$  nach Gleichung (25) zwischen 0,95 und 2,0; s. a. Bild 7

$$\zeta = \frac{\sum t_{0,i}}{\sum t_{90,j}} \quad (25)$$

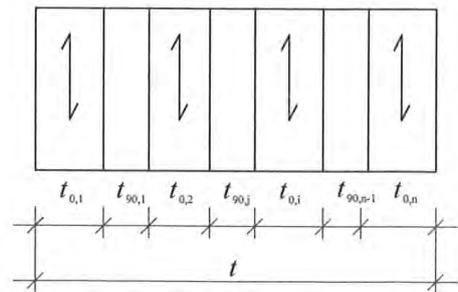


Bild 7 Definition der Brettlagen zur Berechnung des Verhältnisses  $\zeta$

mit

$t_{0,i}$  Dicke der einzelnen Brettlagen, parallel zur Faserrichtung der Decklagen

$t_{90,j}$  Dicke der einzelnen Brettlagen, rechtwinklig zur Faserrichtung der Decklagen

Durch die kreuzweise verklebten Brettlagen darf für Verbindungen in den Seitenflächen von Brettsperholz von einer Querkzugverstärkung ausgegangen werden. Eine Tragfähigkeitsreduzierung durch ein frühzeitiges, sprödes Versagen durch Aufspalten tritt in der Regel nicht auf. Daher ist es nicht erforderlich, die Anzahl hintereinander liegender Verbindungsmittel zu reduzieren, so dass für die wirksame Anzahl  $n_{ef}$  gilt:

$$n_{ef} = n \quad (26)$$

Bei Versuchen mit Stabdübelverbindungen in den Seitenflächen konnte allerdings teilweise ein Blockscheren in einzelnen Brettlagen beobachtet werden, siehe Bild 9. Dieses Blockscheren führt nicht zu einem völligen Versagen der Verbindung, jedoch wird die rechnerische Tragfähigkeit nicht ganz erreicht. Insgesamt zeigten diese Verbindungen ein äußerst duktilen Verhalten, wie das Last-Verschiebungsdiagramm in Bild 8 zeigt.

In Abschnitt 5 werden Mindestabstände der Verbindungsmittel untereinander und zum Rand angegeben. Unter Einhaltung dieser Abstände kann der Einfluss des Blockscherens von Decklagen auf die

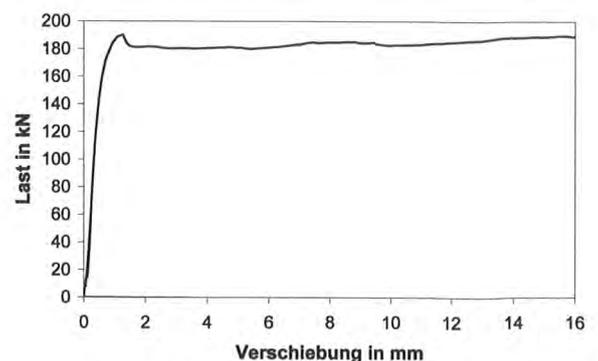


Bild 8 Last-Verschiebungsdiagramm für eine Stabdübelverbindung bei Auftreten von Blockscheren in den Decklagen

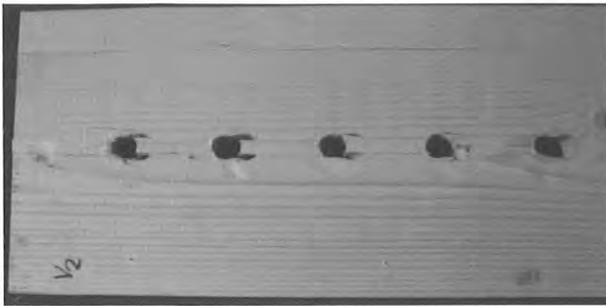


Bild 9 Blockscheren in den Decklagen

Tragfähigkeit zumeist minimiert werden oder sogar völlig verhindert werden. Die Auswirkungen des Blockscherens in den Brettlagen sind jedoch noch nicht abschließend geklärt. Daher wird empfohlen, bei konzentrierten Anschlüssen mit mehreren hintereinander liegenden Verbindungsmitteln unter Anwendung der kleinsten möglichen Abstände die Tragfähigkeitsnachweise nicht völlig auszunutzen. Als Richtwert kann hier ein Ausnutzungsgrad von circa 80 Prozent angegeben werden.

### 5 Konstruktive Ausbildung von Anschlüssen

Für Herausziehbeanspruchungen sind bereits im Abschnitt 3 einige Anforderungen an die Mindesteindringtiefen von Verbindungsmitteln sowie an die Anzahl der Verbindungsmittel und Verbindungsmittelreihen aufgeführt. Zusätzlich sind Mindestabstände und Mindesteinbindetiefen einzuhalten.

Für Verbindungsmittel, die in die Seitenflächen von Brettsper Holz eingebracht werden, sind die Mindestabstände in Tabelle 3 angegeben. Eine Definition der Mindestabstände zeigt Bild 10.

In Bild 11 sind die Mindestabstände von Verbindungsmitteln in den Schmalflächen aufgeführt. Sie gelten bei Belastung der Verbindungsmittel in Plattenebene und sind unabhängig vom Winkel zwischen Stiftachse und Faserrichtung. Die Anforderungen an die Mindestdicken des Brettsper Holzes bzw. der maßgebenden Brettlagen sowie an die Mindesteinbindetiefen der Verbindungsmittel sind in Tabelle 4 aufgeführt. Bei Belastung rechtwinklig zur Plattenebene ist darüber hinaus ein Aufspalten der Schmalflächen bzw. die Querzugbeanspruchung zu berücksichtigen.

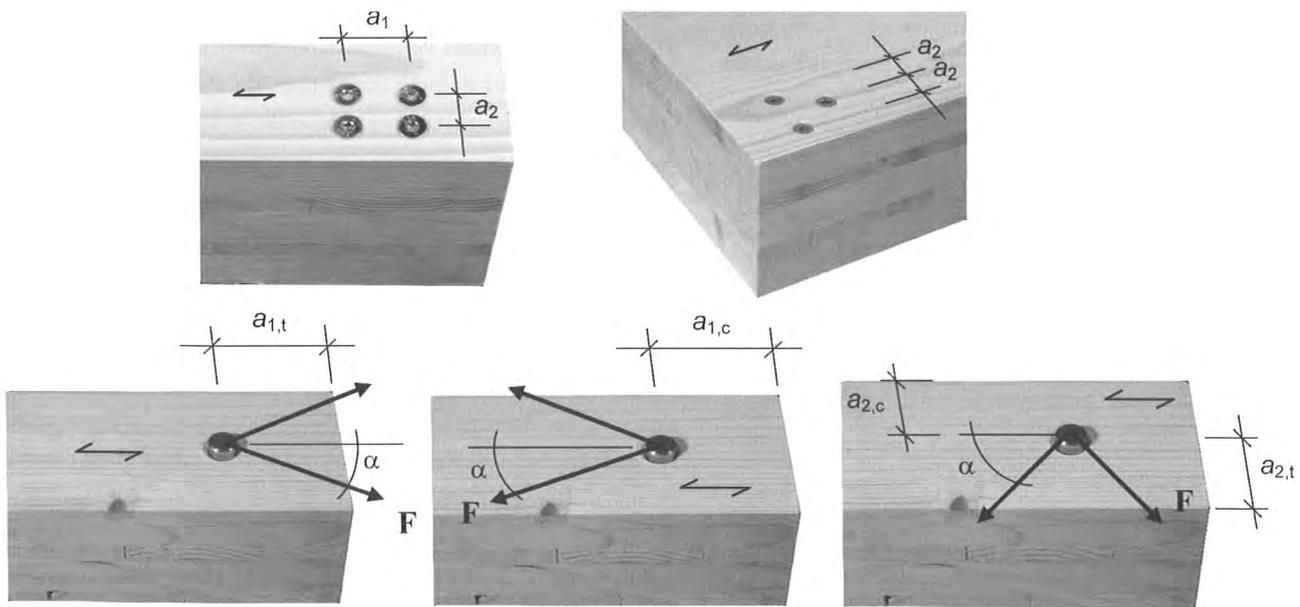


Bild 10: Definition der Mindestabstände von Verbindungsmitteln in den Seitenflächen

Tabelle 3: Mindestabstände von Verbindungsmitteln in den Seitenflächen

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

$\alpha$  Winkel zwischen Krafrichtung und Faserrichtung der Decklagen  
<sup>1)</sup> selbstbohrende Holzschrauben

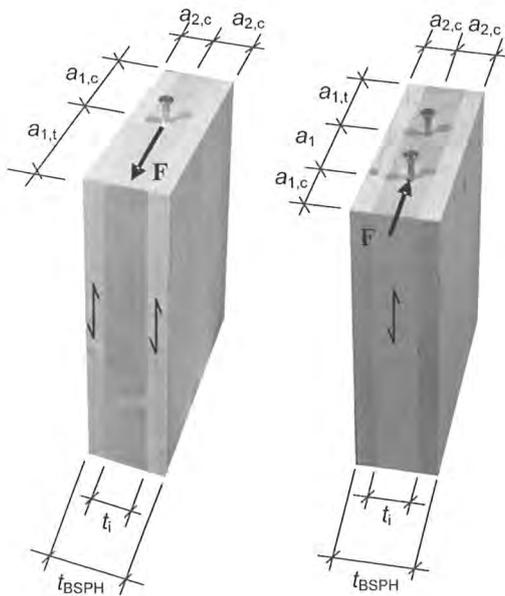


Bild 11 Mindestabstände von Verbindungsmitteln in den Schmalflächen

	Schrauben <sup>1)</sup>	Stabdübel Passbolzen
$a_1$	$10 \cdot d$	$4 \cdot d$
$a_2$	$3 \cdot d$	$4 \cdot d$
$a_{1,t}$	$12 \cdot d$	$5 \cdot d$
$a_{1,c}$	$7 \cdot d$	$3 \cdot d$
$a_{2,c}$	$5 \cdot d$	$3 \cdot d$

1) selbstbohrende Holzschrauben

Tabelle 4 Mindestdicken, Mindesteinbindetiefen und Mindestbrettlagendicken für Verbindungen in den Schmalflächen

Verbindungsmittel	Mindestdicke der maßgebenden Brettlage $t_i$ in mm	Mindestdicke des Brettsper Holzes $t_{BSPH}$ in mm	Mindestdicke des BSPH/ Mindesteinbindetiefe der VM $t_1 / t_2$ in mm
Schrauben	$d > 8 \text{ mm}: 3 \cdot d$ $d \leq 8 \text{ mm}: 2 \cdot d$	$10 \cdot d$	$10 \cdot d$
Stabdübel Passbolzen	$d$	$6 \cdot d$	$5 \cdot d$

## 6 Langzeitverhalten

Mit in den Schmalflächen von Brettsper Holz angeordneten Verbindungsmitteln lassen sich Bauteile wirtschaftlich verbinden. Um diese Verbindungen effizient nutzen zu können, ist es erforderlich, auch Einwirkungen mit ständiger oder langer Lasteinwirkungsdauer (Eigengewicht, Nutzlasten) zuverlässig zu übertragen. Hierzu sind insbesondere für faserparallel angeordnete Verbindungsmittel Aussagen über das Langzeitverhalten erforderlich.

Für Schraubenverbindungen in den Schmalflächen von BSPH wird das Langzeitverhalten zurzeit am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen der Universität Karlsruhe untersucht. Es werden sowohl Herausziehversuche als auch Zug-Scherversuche mit faserparallel in eine Brettlage eingedrehten, selbstbohrenden Holzschrauben durchgeführt, siehe Bild 12. Nach einem Beobachtungszeitraum von drei Jahren sollen diese Prüfkörper entlastet und die Resttragfähigkeit im Kurzzeitversuch ermittelt. Die Klimadaten werden über den Versuchszeitraum kontinuierlich erfasst.

Die Versuche werden im Freien unter einer Überdachung durchgeführt. Eine Bewitterung der Prüfkörper ist somit ausgeschlossen, so dass die klimatischen Verhältnisse der Nutzungsklasse 2 gemäß

DIN 1052 entsprechen. Die Belastung der Prüfkörper erfolgt in Höhe des Bemessungswertes der Tragfähigkeit. Hierbei wurde bei den Versuchen mit rechtwinklig zur Stiftachse belasteten Schrauben der Modifikationsbeiwert für die Lasteinwirkungsdauer mit  $k_{mod} = 0,8$  berücksichtigt. Die Beanspruchung ist somit höher als für die Klasse der Lasteinwirkungsdauer ständig ( $k_{mod} = 0,6$ ). Bezogen auf die Standzeit der Versuche von drei Jahren kann so ein konservativer Wert für die Tragfähigkeit unter Langzeitbeanspruchung ermittelt werden. Bei den auf Herausziehen beanspruchten Schrauben wurde die Belastung auf 70 Prozent des Bemessungswertes der Tragfähigkeit für einem Modifikationsbeiwert von  $k_{mod} = 0,8$  reduziert.

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

Die effiziente Verwendung von Bauteilen aus Brettsper Holz erfordert es, diese untereinander und mit anderen Bauteilen zu verbinden. Eine wirtschaftliche Lösung hierfür bietet der Einsatz von stiftförmigen Verbindungsmitteln, die in den Seiten- und Schmalflächen von Brettsper Holz angeordnet werden können. Hierdurch ist es auch möglich, die Bauteile ohne zusätzliche Verbindungselemente wie zum Beispiel Stahlblech-Winkel direkt zu verbinden.

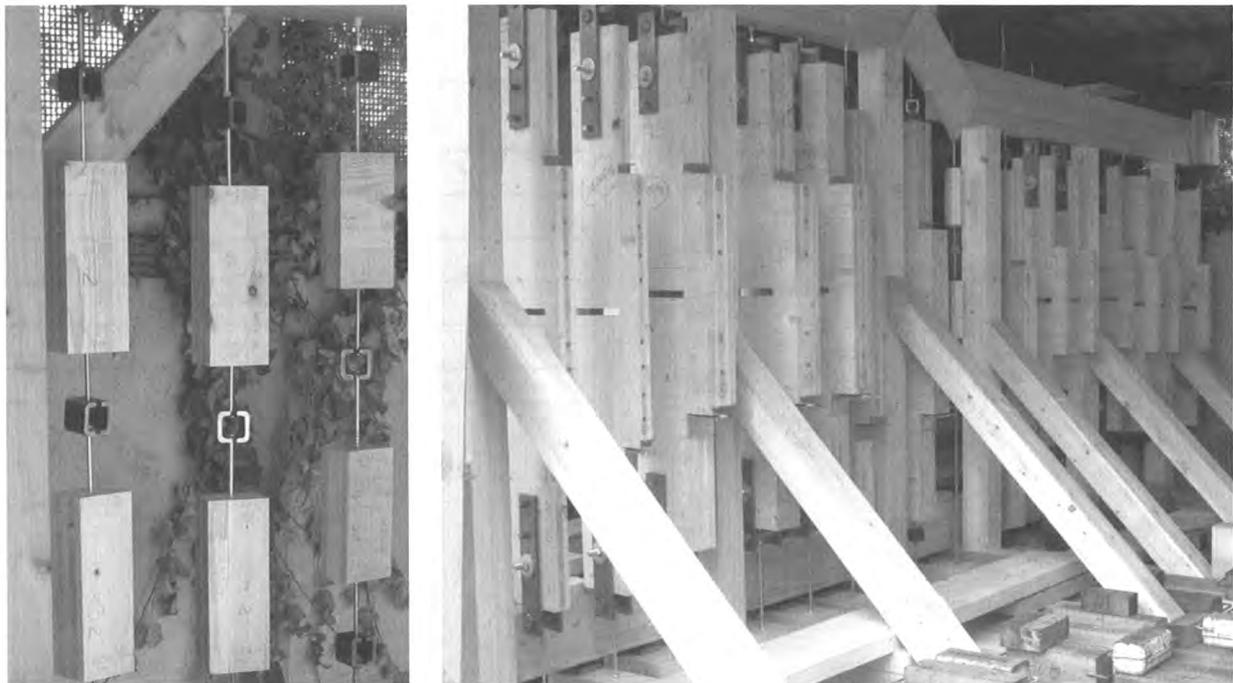


Bild 12 Langzeitversuche mit auf Herausziehen und mit auf Abscheren beanspruchten selbstbohrenden Holzschrauben

Auf Grundlage der Ergebnisse eines Forschungsvorhabens konnten Vorschläge für die Bemessung von stiftförmigen Verbindungsmitteln in Brettspertholz entwickelt werden.

Zur Berechnung der Tragfähigkeit von Holzschrauben und Sondernägeln unter axialer Beanspruchung werden Gleichungen zur Ermittlung der Herausziehtragfähigkeit angegeben. Die vorgestellten Berechnungsmodelle auf der Grundlage der Theorie von Johansen ermöglichen es, die Tragfähigkeit von Verbindungen unter Beanspruchung auf Abscheren zu ermitteln. Für die meisten Verbindungskonfigurationen kann die Tragfähigkeit mit einem vereinfachten Berechnungsansatz bestimmt werden.

Die zur Ermittlung der Verbindungsmitteltragfähigkeit erforderliche charakteristische Lochleibungsfestigkeit kann mit Hilfe der hierfür angegebenen Gleichungen berechnet werden.

In den Seitenflächen von Brettspertholz sind geringe Abstände der Verbindungsmittel untereinander und zum Rand möglich. Außerdem wird ein Spaltversagen von Verbindungen durch die Querlagen verhindert. Diese Querzugverstärkung und das duktile Verhalten der Verbindung erlauben es, auf die Reduzierung der tatsächlichen Verbindungsmittelanzahl auf eine wirksame Anzahl zu verzichten ( $n_{ef} = n$ ).

Anschlüsse in den Seitenflächen von Brettspertholz können folglich eine höhere Tragfähigkeit aufweisen als in Vollholz oder Brettschichtholz. Das bedeutet, dass sich mit stiftförmigen Verbindungsmitteln in Brettspertholz auf kleinen Anschlussflächen vergleichsweise große Kräfte übertragen lassen. In BSPH wird unter Ausnutzung der Mindestabstände häufig ein Bauteilversagen maßgebend. Aufgrund der kreuzweise verklebten Brettlagen weist BSPH eine geringere Trag-

fähigkeit in Faserrichtung der Decklagen auf als ein vergleichbarer Vollholzquerschnitt.

Bei den im Holzbau üblichen stabförmigen Bauteilen aus Voll- oder Brettschichtholz wird hingegen häufig die Querschnittsdimensionierung nicht durch die Bauteiltragfähigkeit, sondern durch die Größe der Anschlussflächen bestimmt. Hier bietet sich die Möglichkeit, das Potential von Brettspertholz auch für diese Bauteile wie zum Beispiel Zugstäbe zu nutzen. Durch Reduzierung der Brettdicke der Querlagen wäre es möglich, den Aufbau des Brettspertholzes zur Übertragung von Zugkräften zu optimieren. Damit können für Stabtragwerke schlankere Bauteile eingesetzt werden, bei denen ein nahezu ausgeglichenes Verhältnis zwischen Bauteiltragfähigkeit und Anschlusstragfähigkeit besteht. Des Weiteren verfügen diese Bauteile über weitere positive Eigenschaften des Brettspertholzes wie zum Beispiel bezüglich des Quell- und Schwindverhaltens oder der Querzugtragfähigkeit.

## 8 Literatur

- [1] Bejtka, I.: Verstärkungen von Bauteilen aus Holz mit Vollgewindedschrauben. Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Band 2, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen (Hrsg.), Universität Karlsruhe (TH), Karlsruhe, 2005
- [2] Blaß, H. J.; Bejtka, I.; Uibel, T.: Tragfähigkeit von Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben mit Vollgewinde, Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Band 4, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen (Hrsg.), Universität Karlsruhe (TH), Karlsruhe, 2006

- [3] 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
- [4] Blaß, H. J.; Görlacher, R.: Bemessung im Holzbau – Brettsperrholz Beispielerrechnungsgrundlagen, Holzbaukalender 2003. Bruderverlag, Karlsruhe 2003, S. 580–598
- [5] Blaß, H. J.; Görlacher, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Brettsperrholz-Elementen bei Beanspruchung in Plattenebene, Bauen mit Holz 104 (2002), H. 11 S. 34–41, H. 12 S. 30–34
- [6] Blaß, H. J.; Uibel, T.: Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln in Brettsperrholz, Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Band 8, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen (Hrsg.), Universität Karlsruhe (TH), Karlsruhe, 2007
- [7] Görlacher, R.: Brettsperrholz – Berechnung von Elementen mit kreuzweise verklebten Brettern bei Beanspruchung in Plattenebene, in: Tagungsband: Ingenieurholzbau – Karlsruher Tage, Bruderverlag, Karlsruhe 2002
- [8] Schickhofer, G.: Brettsperrholz – Anwendungen und Konstruktionsdetails im mehrgeschossigen Wohn- und Kommunalbau, In: Tagungsband: Ingenieurholzbau – Karlsruher Tage, Bruderverlag, Karlsruhe 2002
- [9] DIN 1052:2004-08: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau

## Dipl.-Ing. (FH) Klaus Fritzen



Bruderverlag Albert Bruder GmbH & Co. KG  
Stolberger Straße 84  
50933 Köln  
Tel.: 0221 5497-195  
Fax: 0221 5497-6195

Homeoffice  
Teinachstraße 3/1  
75334 Straubenhardt  
Tel.: 07082 4131305  
Fax: 07082 4131092  
E-Mail: k.fritzen@bruderverlag.de

1954	Geboren in Saarlouis
1973	Abitur
1974–1974	Wehrdienst
1974–1976	Zimmererlehre
1976–1979	Studium Bauingenieurwesen, Fachhochschule Trier
1979–1982	Ingenieurbüro Stabel (Industriebau), Bergisch Gladbach
1982–1988	Referent für Holzbau beim Bund Deutscher Zimmermeister im ZDB, Bonn
1988–1991	Freiberuflicher, beratender Ingenieur, St. Augustin
1991–2007	Bruderverlag, Karlsruhe, Verlagsleitung Technik und Chefredaktion der Fachzeitschrift „bauen mit holz“
Seit 2007	Bruderverlag, Köln, Herausgeber; Homeoffice in Straubenhardt

# Vorbemessung nach DIN 1052

– Einfach, schnell, zutreffend durch drastisch vereinfachte Formelansätze

## 1 Ziel der Privat-Forschung

Die Formeln von DIN 1052 „neu“ nerv(t)en, mich zumindest. Die vielen neuen Bücher mit ausgewerteten Tabellen auch, denn die Strukturen sind verschieden und die Werte nicht immer vertrauenserweckend. Geschwind mal nachrechnen geht geschwind nicht. Mein Vertrauen in Software überhaupt (für DIN 1052 gibt es ja noch wenig), ist auch nicht sehr ausgeprägt, wenn mir einfache Kontrollmöglichkeiten fehlen.

Privat-Forschung braucht sich nicht an die Gepflogenheiten der öffentlich-rechtlichen Forschung zu halten, deswegen fällt mein „Forschungsbericht“ unüblich aus, zumal er allenfalls auf Oberschulwissen basiert.

### 1.1 Wo kann man was vereinfachen?

DIN 1052 zeichnet sich aus durch die Bildung von Verkettungen von Berechnungsansätzen bis zum angestrebten Ergebnis. Dies basiert – soweit ich weiß – auf dem erklärten Willen des Normenausschusses,

die Holzbauwerke möglichst universell auf dem aktuellen Stand des Wissens zu normieren. Die Folge war zwangsläufig, dass die Ansätze hohe Komplexität aufweisen. Der im Normenausschuss von mancherlei Seite – wohl an erster Stelle vom Bund Deutscher Zimmermeister – vertretene Anspruch, die einfache Handhabung der Norm durch Tabellenbücher und Ähnliches sicherzustellen, ist meines Erachtens nicht gelungen. Das Buch hat – in gleicher Schrift gerechnet – etwa das zehnfache Volumen der Norm. Mein erster Versuch, das für den „Normalfall“ Wichtige zu vereinfachen, gelang aus meiner heutigen Sicht auch nur sehr bescheiden, obwohl das bis vor kurzem noch zum Bruderverlag gehörige Ingenieurbüro Holzbau mit meinen Darlegungen sehr zufrieden war, und sie auch benutzte und benutzt.

Der grundsätzliche Ansatz war dennoch falsch: Die Tabellierung von Werten und die Vereinfachungen durch Grenzwertdefinitionen vereinfachen nur die Handhabung, aber nicht die Formulierungen selbst!

Tabelle 1 Herleitung der Beiwerte zur Ermittlung der charakteristischen Tragfähigkeit  $R_k$  für nicht vorgebohrte, stiftförmige Verbindungen

Nicht vorgebohrte, stiftförmige Verbindungen				
Grundformeln: $R_k = A * (2 * M_{y,k} * f_{h,k} * d)^{0,5}$ mit $M_{y,k} = 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6}$ und bei Holz und Sperrholz $f_{h,k} = k_1 * \rho * d^{-0,3}$ bzw. bei anderen Platten $f_{h,k} = k_1 * d^W * t^V$ mit $t = f(d)$				
Geltungsbereich: $t > t_{req}$ , Mindestabstände eingehalten				
Material	$R_k$	mit $t = \text{mit } A =$		
Holz	$A * (2 * 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} * 0,082 * \rho * d^{-0,3} * d)^{0,5}$	$t_{req}$	1	$(1^2 * 2 * 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} * 0,082 * \rho * d^{-0,3} * d)^{0,5}$
Sperrholz F.11	$A * (2 * 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} * 0,11 * \rho * d^{-0,3} * d)^{0,5}$	$t_{req}$	0,9	$(0,9^2 * 2 * 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} * 0,11 * \rho * d^{-0,3} * d)^{0,5}$
Sperrholz F.12	$A * (2 * 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} * 0,11 * \rho * d^{-0,3} * d)^{0,5}$	$t_{req}$	0,8	$(0,8^2 * 2 * 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} * 0,11 * \rho * d^{-0,3} * d)^{0,5}$
OSB/ Spanplatten	$A * (2 * 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} * 65 * d^{-0,7} * t^{0,1} * d)^{0,5}$	$7d$	0,8	$(0,8^2 * 2 * 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} * 65 * d^{-0,7} * 7^{0,1} * d^{0,1} * d)^{0,5}$
Faserplatten	$A * (2 * 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} * 30 * d^{-0,3} * t^{0,6} * d)^{0,5}$	$6d$	0,7	$(0,8^2 * 2 * 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} * 30 * d^{-0,3} * 6^{0,6} * d^{0,6} * d)^{0,5}$
Gipskarton	$A * (2 * 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} * 3,9 * d^{-0,6} * t^{0,7} * d)^{0,5}$	$10d$	1,1	$(0,7^2 * 2 * 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} * 3,9 * d^{-0,6} * 10^{0,7} * d^{0,7} * d)^{0,5}$
Zwischenrechnungen definite Multiplikatoren		Exponenten von $d$		$R_k$
Holz	$(1^2 * 2 * 0,3 * 0,082)^{0,5} = 0,2218$	$(2,6 - 0,3 + 1) / 2 = 1,65$		$0,2218 * (\rho * f_{u,k})^{0,5} * d^{1,65}$
Sperrholz F.11	$(0,9^2 * 2 * 0,3 * 0,11)^{0,5} = 0,2312$	$(2,6 - 0,3 + 1) / 2 = 1,65$		$0,2312 * (\rho * f_{u,k})^{0,5} * d^{1,65}$
Sperrholz F.12	$(0,8^2 * 2 * 0,3 * 0,11)^{0,5} = 0,2055$	$(2,6 - 0,3 + 1) / 2 = 1,65$		$0,2055 * (\rho * f_{u,k})^{0,5} * d^{1,65}$
OSB/Spanplatten	$(0,8^2 * 2 * 0,3 * 65 * 7^{0,1})^{0,5} = 5,5065$	$(2,6 - 0,7 + 0,1 + 1) / 2 = 1,50$		$5,5065 * f_{u,k}^{0,5} * d^{1,50}$
Faserplatten	$(0,8^2 * 2 * 0,3 * 30 * 6^{0,6})^{0,5} = 5,8099$	$(2,6 - 0,3 + 0,6 + 1) / 2 = 1,95$		$5,8099 * f_{u,k}^{0,5} * d^{1,95}$
Gipskartonplatten	$(0,7^2 * 2 * 0,3 * 3,9 * 10^{0,7})^{0,5} = 2,3972$	$(2,6 - 0,6 + 0,7 + 1) / 2 = 1,85$		$2,3972 * f_{u,k}^{0,5} * d^{1,85}$

Bei Holzschrauben wird durch den definiten Multiplikator 0,15 statt 0,3 der Wert  $R_{kSchraube} = 0,707 * R_k$  (Faktor  $0,707 = 0,15^{0,5} / 0,3^{0,5}$ )  
Bei Klammern gilt  $R_k$  für einen Klammerschenkel, wenn die Klammern nach Bild 3 eingebracht sind.  
Die Formeln sind bei Einhaltung der wenigen Bedingungen mathematisch zutreffend und stellen keine Näherungen dar.

Einfluss der Anzahl von Stiften in Holzfaserrichtung hintereinander auf die Tragfähigkeit des Anschlusses.

Für die definierten Fälle wurden grafische Auswertungen vorgenommen und es wurde nach möglichst einfachen Näherungsformeln gesucht. Die Diagramme zeigen die Ergebnisse.

**Fall 0:** Bei Stiftdurchmessern  $d \leq 6$  mm gilt stets  $R_k$ .

**Fall 1:**  $6 \text{ mm} < d \leq 8$  mm: Kein Einfluss des Winkels, alleine Einfluss der Anzahl der Stifte hintereinander (Spaltgefahr):

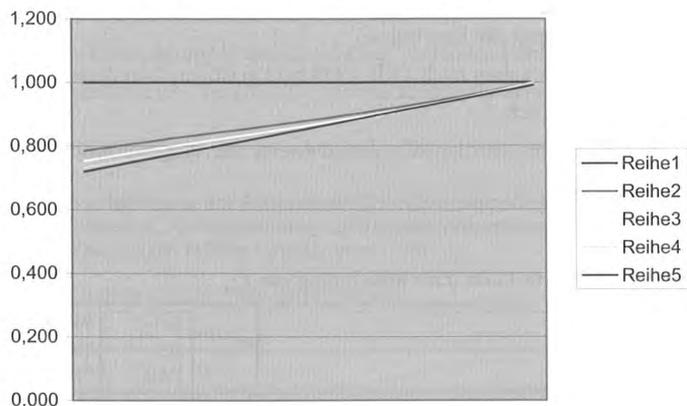


Diagramm 1 **Näherungen:**  $n = 1 \triangleright k_{\alpha,n} = 1$ ;  $2 \leq n \leq 4 \triangleright k_{\alpha,n} = 0,72 + \alpha / 333$ ; bei  $n = 4$  liegt die Näherung geringfügig auf der „unsicheren Seite“.

**Fall 2:** Keine Stifte in Holzfaserrichtung hintereinander,  $8 \text{ mm} < d \leq 24$  mm

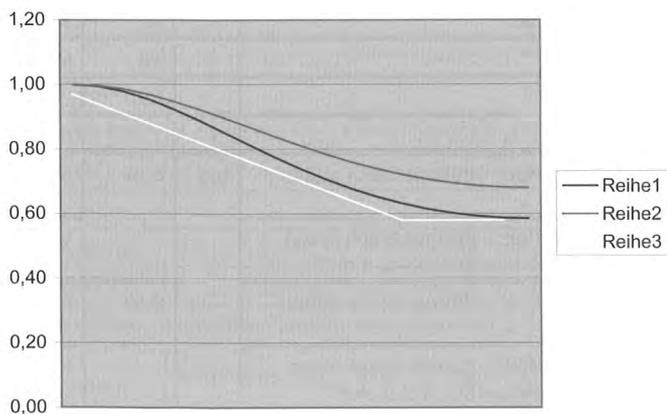


Diagramm 2 **Obere Kurve**  $d = 8$  mm, **untere Kurve**  $d = 24$  mm, **Linienzug als Näherung:** Für  $\alpha \leq 70^\circ \triangleright k_{\alpha,n} = 1 - \alpha / 167$ ; für  $70^\circ < \alpha \leq 90^\circ \triangleright k_{\alpha,n} = 0,58$

Für die Herleitung von Beiwerten für die Berücksichtigung von mehreren, in Holzfaserrichtung hintereinander liegenden Verbindungsmitteln von dem Winkel zwischen der Lochleibungskraft und der Holzfaserrichtung sind Fallunterscheidungen erforderlich.

**Fall 3:** 2 bis 4 Stifte in Holzfaserrichtung hintereinander,  $8 \text{ mm} < d \leq 24$  mm

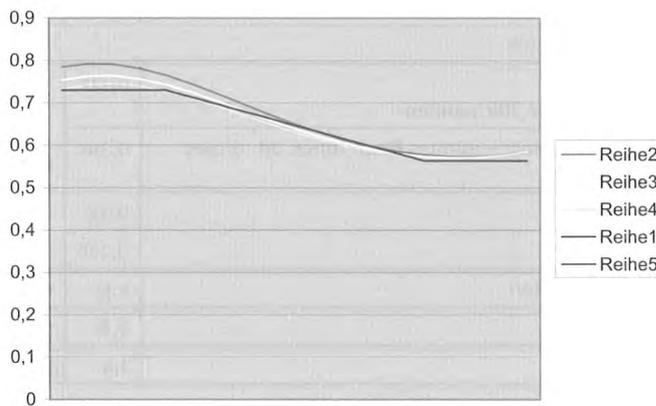


Diagramm 3: Hier dargestellt der ungünstige Fall mit  $d = 24$  mm, untere Kurve für  $n = 4$ , Linienzug als Näherung:  $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ \triangleright k_{\alpha,n} = 0,72$ ;  $20^\circ \leq \alpha \leq 70^\circ \triangleright k_{\alpha,n} = 0,72 - (\alpha - 20) / 300$ ;  $70^\circ < \alpha \leq 90^\circ \triangleright k_{\alpha,n} = 0,56$

Zusammengefasst ergibt dies *Tabelle 5*.

**Tabelle 5: Beiwerte  $k_{\alpha,n}$**

Beiwerte $k_{\alpha,n}$			
Bei Nägeln $d \leq 6$ mm stets $k_{\alpha,n} = 1$			
		$6 \text{ mm} < d \leq 8 \text{ mm}$	$8 \text{ mm} < d \leq 24 \text{ mm}$
1 Stift	$0^\circ \leq \alpha \leq 70^\circ$	1	$1 - \alpha / 167$
	$70^\circ < \alpha \leq 90^\circ$		0,58
2 bis 4 Stifte hintereinander	$0^\circ \leq \alpha < 20^\circ$	$0,72 + \alpha / 333$	0,72
	$20^\circ \leq \alpha \leq 70^\circ$		$0,72 - (\alpha - 20) / 300$
	$70^\circ < \alpha \leq 90^\circ$		0,56

### 3 Zusammenfassung der vereinfachten Bemessungsansätze für stiftförmige Holzverbindungsmittel bei Beanspruchung auf Abscheren

Der Komplex zusammengestellt ergibt den Tabellenbogen, der auf einer DIN A4-Seite zusammenfasst.

$f_{u,k}$  in N/mm<sup>2</sup>,  $\rho$  in kg/m<sup>3</sup>,  $d$  in mm; bei zwei verschiedenen Rohdichten der zu verbindenden Hölzer, die kleinere Rohdichte für beide Hölzer einsetzen

$$t_{req} = T \cdot \sqrt{\frac{f_{u,k}}{\rho}} \cdot d^D \text{ in mm}$$

	Seitenholz	Mittelholz			
	D	T	T	$k_L$	Z
nicht vorgebohrt					
Holz - Holz, Holz - dünnes Blech außen	0,95	7,51	6,22	0,222	1,65
Holz - Holz, Holz - dünnes Blech innen od. dickes Blech außen			8,80	0,314	
Sperrholz F.11		7d	6d	0,231	
Sperrholz F.12		6d	4d	0,206	
OSB/Spanplatten		7d	6d	5,51	1,5
Faserplatten		6d	4d	5,81	1,95
Gipskarton		10d		2,4	1,85
vorgebohrt					
Holz - Holz, Holz - dünnes Blech außen $d \leq 12$ mm	0,3	8,01	6,63	0,208	1,8
Holz - Holz, Holz - dünnes Blech innen od. dickes Blech außen $d \leq 12$ mm			9,37	0,294	
Holz - Holz, Holz - dünnes Blech außen $d \leq 24$ mm		8,62	7,14	0,193	
Holz - Holz, Holz - dünnes Blech innen od. dickes Blech außen $d \leq 24$ mm			10,09	0,273	
Sperrholz F.11 $d \leq 12$ mm		7d	6d	0,22	
Sperrholz F.12 $d \leq 12$ mm		6d	4d	0,193	
Sperrholz F.11 $d \leq 24$ mm		7d	6d	0,202	
Sperrholz F.12 $d \leq 24$ mm		6d	4d	0,179	
OSB/Spanplatten		7d	6d	5,32	1,6

Bei Holzschrauben wird durch den definiten Multiplikator 0,15 statt 0,3 der Wert  $R_{kSchraube} = 0,707 \cdot R_k$  (Faktor  $0,707 = 0,15^{0,5} / 0,3^{0,5}$ ). Bei Holzschrauben nach DIN 7998 geringere Mindesteinbindetiefe  $t_{req}$  möglich.

Bei Klammern gilt  $R_k$  für einen Klammerschenkel. Wenn die Klammern nach Bild 2 eingebracht sind.

Die Formeln sind bei Einhaltung der wenigen Bedingungen mathematisch zutreffend und stellen keine Näherungen dar.

Beiwerte $k_{\alpha,n}$			
Bei Nägeln $d \leq 6$ mm stets $k_{\alpha,n} = 1$			
		6 mm < d ≤ 8 mm	8 mm < d ≤ 24 mm
1 Stift	0° ≤ α ≤ 70°	1	1 - α / 167
	70° < α ≤ 90°		0,58
2 bis 4 Stifte hintereinander	0° ≤ α < 20°	0,72 + α / 333	0,72
	20° ≤ α ≤ 70°		0,72 - (α - 20) / 300
	70° < α ≤ 90°		0,56

für Holz und Sperrholz :

$$R_{1,k} = k_L \cdot \sqrt{\rho \cdot f_{u,k}} \cdot d^Z \text{ in N}$$

und für die anderen Plattenwerkstoffe:

$$R_{1,k} = k_L \cdot \sqrt{f_{u,k}} \cdot d^Z \text{ in N}$$

$f_{u,k}$ -Werte	
Material	$f_{u,k}$ in N/mm <sup>2</sup>
Stahl S 235	360
Stahl S 275	430
Stahl S 355	510
Bolzen Güte 3.6	300
Bolzen Güte 4.6 und 4.8	400
Bolzen Güte 5.6 und 5.8	500
Bolzen Güte 8.8	800
Nägeln	600
Holzschrauben nach DIN 7998	400
Klammern	800

Rohdichten	
Material	$\rho$ in kg/m <sup>3</sup>
Vollholz C16	310
Vollholz C24	350
Vollholz C30	380
BS-Holz GL24h	380
BS-Holz GL24c	350
BS-Holz GL28h	410
BS-Holz GL28c	380
BS-Holz GL32h	430
BS-Holz GL32c	410
BS-Holz GL36h	450
BS-Holz GL36c	430
Sperrholz F11	400
Sperrholz F12	600

$k_{mod} / \gamma_m$									
	Vh, BSH, BaSh, FSH, Bsph, Sph	OSB		Spanplatten, HB, HLA2		MBH, LA2, GKB, GKFI, GKBI, GKFI			
	NKL 1	NKL 2	NKL 3	NKL 1	NKL 2	NKL 1	NKL 2	NKL 1	NKL 2
ständig	0,55	0,55	0,45	0,36	0,27	0,27	0,18	0,18	0,14
lang	0,64	0,64	0,50	0,45	0,36	0,41	0,27	0,36	0,27
mittel	0,73	0,73	0,59	0,64	0,50	0,59	0,41	0,55	0,41
kurz	0,82	0,82	0,64	0,82	0,64	0,77	0,55	0,73	0,55
sehr kurz	1,00	1,00	0,82	1,00	0,82	1,00	0,73	1,00	0,73

Weitere Abminderungen/Erhöhungen:

- Bei Verstärkung rechtwinklig zur Holzfaserrichtung gegen Spalten darf die Anzahl der Dübel bei StDü, PaBo, Bo und Gewindestangen in Faserrichtung hintereinander vernachlässigt werden (rechnen wie für 1 Stift).
- Bei Stabdübelkreisen u. ä.  $k_{\alpha,n} = 0,85$  für alle Winkel und Anzahlen.
- Bei Holztafeln mit an allen Plattenrändern schubfest verbundenen Platten darf  $R_{1,k}$  um 20 % erhöht werden.
- Bei Wechselbeanspruchungen:  $F_{td} = \{ F_{td} + 0,5 \cdot F_{cd}; F_{cd} + 0,5 \cdot F_{td} \}$  (darf bei KLED "kurz" und "sehr kurz" vernachlässigt werden).
- Erhöhung von  $R_{1,k}$  durch „Einhängeeffekt“ bei axial zugfest angeschlossenen Stiften möglich.

Bemessungstragkraft je Stift und Scherfuge bei Holz:

$$R_{1,\alpha,n,d} = R_{1,k} \cdot k_{\alpha,n} \cdot k_{mod} / \gamma_M$$

bei Sperrholz  $k_{\alpha,n} = 1$

und ggf. bei OSB-, Span-, Holzfaser- oder Gips(karton)platten:

$$R_{1,d} = R_{1,k} \cdot k_{mod} / \gamma_M$$

der kleinere Wert ist maßgebend.

#### 4 Vereinfachte Regeln für die Anordnung der Verbindungsmittel

**Mindestrandabstände für nicht vorgebohrte Nägel quer zur Holzfaserrichtung für Vollholz aus Nadelholz außer Kiefer; Werte in Klammern für  $d > 5$  mm**

**Mindestrandabstände für nicht vorgebohrte Nägel quer zur Holzfaserrichtung für Vollholz aus Kiefer; Werte in Klammern für  $d > 5$  mm**

**Mindestrandabstände für nicht vorgebohrte Nägel quer zur Holzfaserrichtung für Balkenschichtholz, BS-Holz und Brettspertholz aus Nadelholz; Werte in Klammern für  $d > 5$  mm**

**Randabstände bei Spanplatten und OSB, Werte in Klammern für Sperrholz**

**Mindestrandabstände für nicht vorgebohrte Nägel parallel zur Holzfaserrichtung in Vollholz, Balkenschichtholz, BS-Holz und Brettspertholz jeweils aus Nadelholz;  $d \leq 5$  mm**

$a_{1,t}$	$\alpha$
12d	0° bis 36°
11d	37° bis 53°
10d	54° bis 66°
9d	67° bis 78°
8d	79° bis 89°
7d	90°

**Mindestrandabstände für nicht vorgebohrte Nägel parallel zur Holzfaserrichtung in Vollholz, Balkenschichtholz, BS-Holz und Brettspertholz jeweils aus Nadelholz;  $d \leq 5$  mm**

**Mindestrandabstände für nicht vorgebohrte Nägel parallel zur Holzfaserrichtung in Vollholz, Balkenschichtholz, BS-Holz und Brettspertholz jeweils aus Nadelholz;  $d > 5$  mm**

$a_{1,t}$	$\alpha$
15d	0° bis 37°
14d	37° bis 53°
13d	54° bis 66°
12d	67° bis 78°
11d	79° bis 89°
10d	90°

**Mindestrandabstände für nicht vorgebohrte Nägel untereinander in Vollholz, Balkenschichtholz, BS-Holz und Brettspertholz jeweils aus Nadelholz;  $d \leq 5$  mm**

$a_2$	$\alpha$
6d	30° bis 45°
7d	45° bis 76°
6d	76° bis 89°
5d	90°

**Mindestrandabstände für nicht vorgebohrte Nägel untereinander in Vollholz, Balkenschichtholz, BS-Holz und Brettspertholz jeweils aus Nadelholz;  $d > 5$  mm**

$a_2$	$\alpha$
6d	26° bis 34°
7d	35° bis 45°
8d	45° bis 68°
7d	69° bis 80°
6d	81° bis 89°
5d	90°

Bild 1 Nagelanordnung ohne Rechnen für auf Abscheren beanspruchte, nicht vorgebohrte Verbindungen bei  $\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$  und BS-Holz; bei Kiefernholz geringere Mindestdicken möglich. Bei  $t_{\text{Mittelholz}} \geq l_{\text{Nagel Eindringtiefe}} + 4 \cdot d$  dürfen nicht vorgebohrte, gegenüberliegende Nägel nicht versetzt zueinander eingesetzt werden, auch wenn sich ihre Spitzen übergreifen.

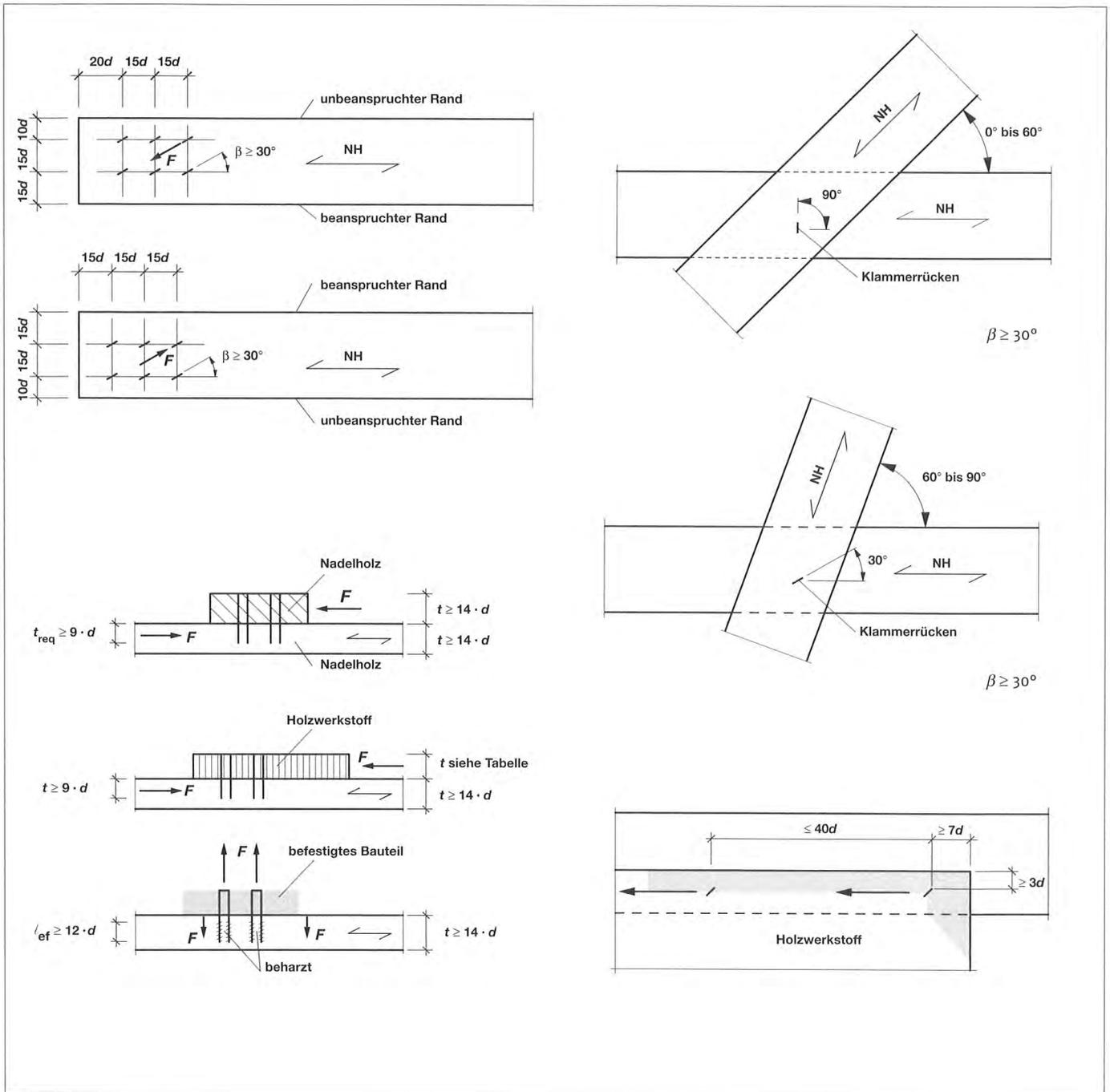
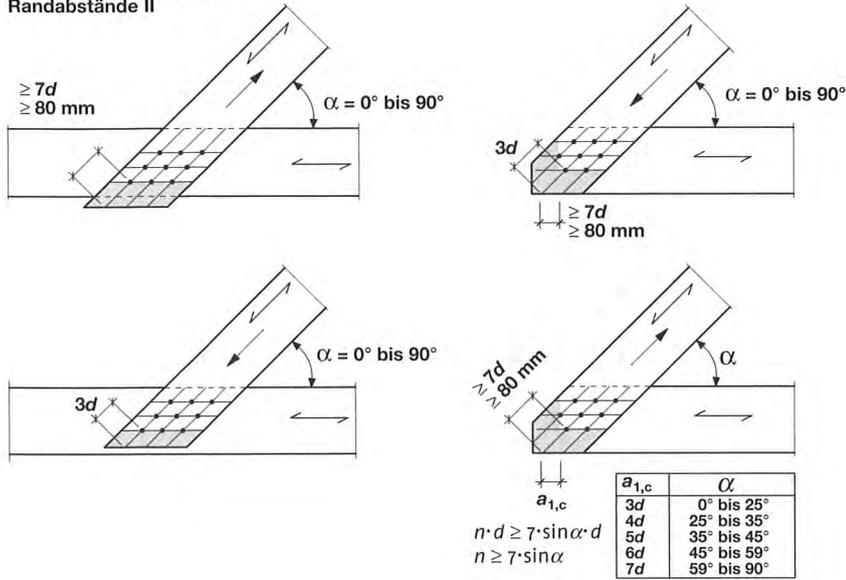
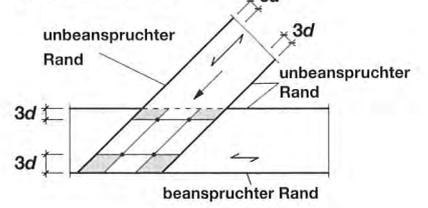


Bild 2 Klammeranordnung ohne Rechnen für auf Abscheeren beanspruchte Verbindungen bei  $\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$  und BS-Holz; bei Kiefernholz geringere Mindestdicken möglich; Breite des Klammerrückens  $5,6 \cdot d \leq b_{\text{Rücken}} \leq 10 \cdot d$

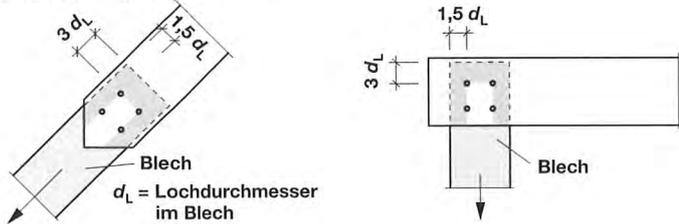
**Stabdübel, Passbolzen, Bolzen  
Randabstände II**



**Stabdübel, Passbolzen, Bolzen  
Randabstände  $\perp$**



**Stabdübel, Passbolzen, Bolzen  
Randabstände in Blechen**



**Stabdübel, Passbolzen, Bolzen  
Abstände untereinander**

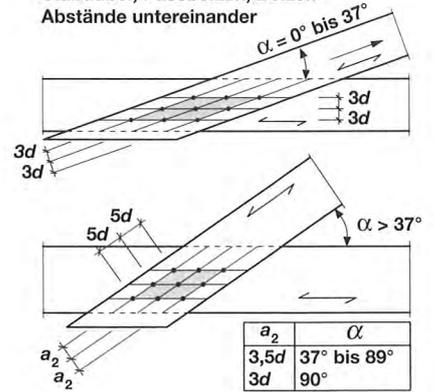


Bild 3 Stabdübelanordnung ohne Rechnen

$a_1 = a_2 / \sin \alpha$   
 $n \cdot d / \sin \alpha \geq (3 + 2 \cdot \cos \alpha) \cdot d$   
 $n \geq \sin \alpha \cdot (3 + 2 \cdot \cos \alpha)$   
 $n \geq 3 \cdot \sin \alpha + 2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$

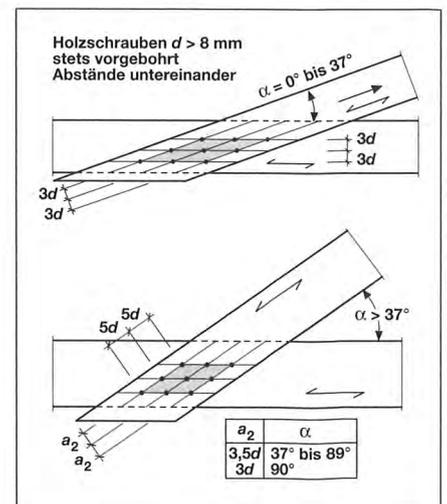
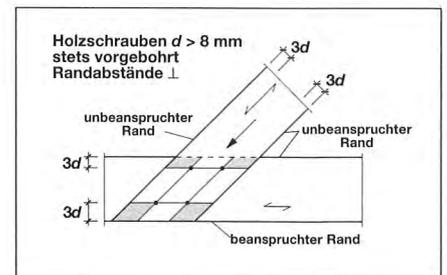
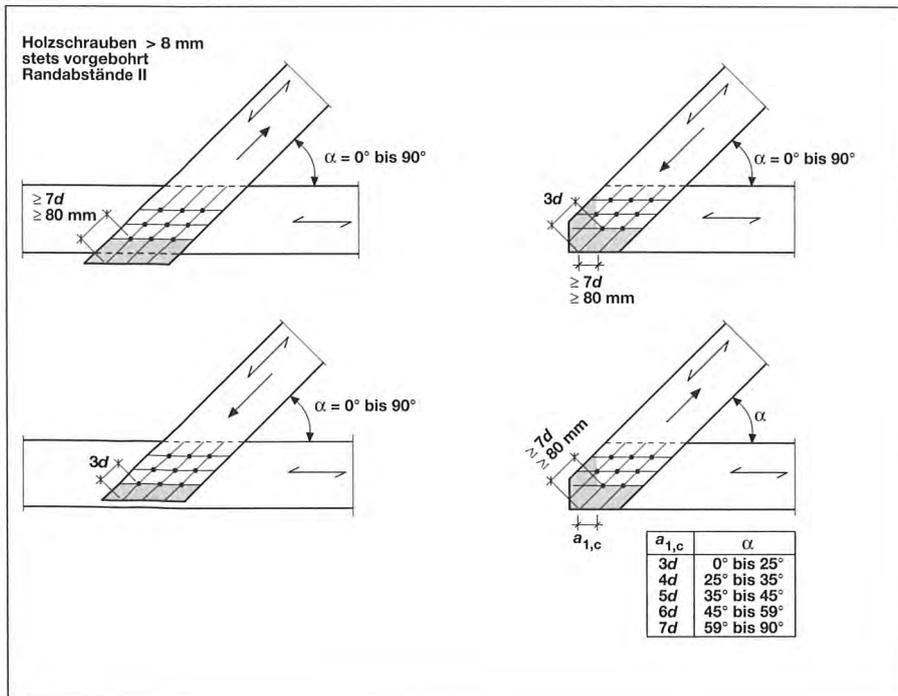
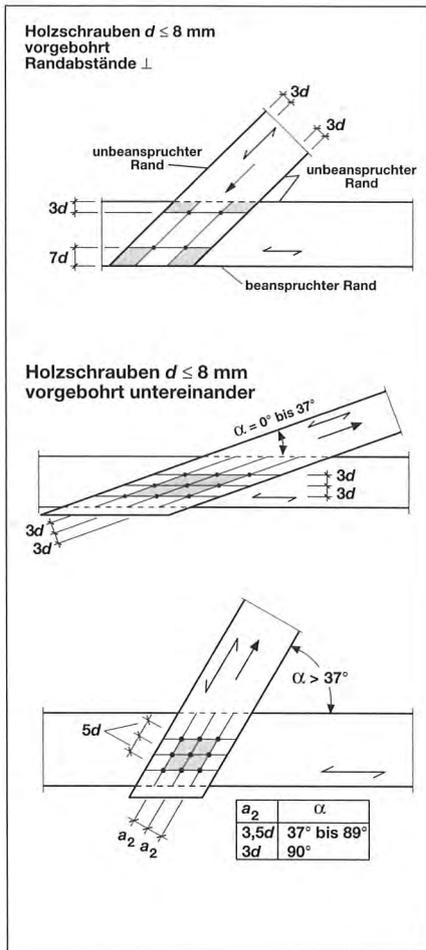
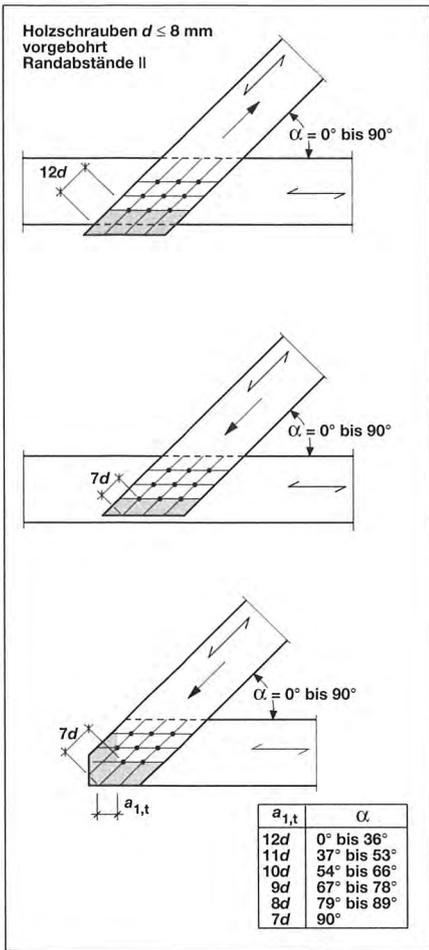


Bild 4 Anordnung von Holzschrauben ohne Rechnen für auf Abscheren beanspruchte, vorgebohrte Verbindungen bei  $\rho_k \leq 420$  kg/m<sup>3</sup>

# Typische Schäden am Dach

Rechtzeitig erkennen, fachgerecht beheben und langfristig vermeiden



**Typische Schäden am Dach**  
Erkennen – vermeiden – beheben.  
Von Dipl.-Ing. Walter Holzapfel.  
2006. 17 x 24 cm. Kartoniert.  
230 Seiten mit 551 Fotos.  
ISBN 978-3-481-02145-0.  
€ 59,-

**Jetzt bestellen!**

Das Fachbuch „Typische Schäden am Dach“ erklärt Ihnen die **häufigsten Schäden am Dach** in Wort und Bild. Vom Steil- und Flachdach über den Dachgeschossausbau bis hin zur Entwässerung, der Dachbegrünung und den allgemeinen Metallarbeiten deckt das Buch die wichtigsten Leistungsbereiche am Dach ab.

Anhand von über 120 Schadensfällen aus der Praxis erläutert Ihnen der Autor Dipl.-Ing. Walter Holzapfel die **typischen Problemfelder** und erklärt Ihnen, wie Sie die **Schwachstellen schon bei der Planung vermeiden**.

Mit Hilfe des Buches erkennen Sie die Ursachen für die Schwachstellen am Dach schnell und sicher. „Typische Schäden am Dach“ liefert Ihnen umfassende Lösungen mit denen Sie **den Schaden sicher beurteilen und beheben**.

#### Ihre Vorteile:

- Sie bestimmen Ihre Schadensfälle genau und zuverlässig.
- Sie analysieren die Schadensursache sicher und verhindern so dauerhafte Schäden am Dach.

„Typische Schäden am Dach“ ist das **unverzichtbare Nachschlagewerk** für Dachdecker und Zimmerer sowie Bauunternehmen und Sachverständige!

**Direkt bestellen!** Per Telefax: 0221 5497-130

[baufachmedien.de](http://baufachmedien.de)  
DER ONLINE-SHOP FÜR BAUFACHMEDIEN

Telefax: 0221 5497-130 • Telefon: 0221 5497-120 • [service@rudolf-mueller.de](mailto:service@rudolf-mueller.de)

Hiermit bestelle/n ich/wir:

Expl.	Best.-Nr.	Titel	Preis
	02145	Typische Schäden am Dach	€ 59,-
	3100003	Aktuelle Seminar-Übersicht (Veranstalter: SSB Spezial Seminare Bau GmbH)	Gratis!

Preise inkl. MwSt. zzgl. Versand. Preisirrtum und -änderung vorbehalten. Es gelten unsere Allgemeinen Geschäftsbedingungen, siehe [www.rudolf-mueller.de/agb.html](http://www.rudolf-mueller.de/agb.html). Sie können der Verwendung Ihrer E-Mail-Adresse für Direktwerbemaßnahmen jederzeit widersprechen. Dadurch entstehen Ihnen ausschließlich Übermittlungskosten nach den Basistarifen.

2160

Name / Vorname des Firmenansprechpartners

Firma

Straße

PLZ / Ort

Tel. / Fax

E-Mail (Bitte senden Sie mir an diese E-Mail-Adresse den kostenlosen [baufachmedien.de](http://baufachmedien.de) newsletter.)

 **Rudolf Müller**

**Verlagsgesellschaft  
Rudolf Müller GmbH & Co. KG**  
Postfach 41 09 49 • 50869 Köln  
Telefon: 0221 5497-120  
Telefax: 0221 5497-130  
[service@rudolf-mueller.de](mailto:service@rudolf-mueller.de)  
[www.rudolf-mueller.de](http://www.rudolf-mueller.de)

# Durchblick ist käuflich!

Und zwar gleich hier.



4. Neuauflage

„Holzrahmenbau – Bewährtes Hausbau-System“ bietet das Wissen für den Bau individueller sowie technisch und wirtschaftlich einwandfreier Holzbauten. Zimmerer, Architekt oder Ingenieur: Die 4. Auflage des Buchklassikers liefert dem Holzfachmann bewährte Methoden zum effizienten Entwurf und Bau von Holzrahmenhäusern.

• 2007. 544 Seiten. Gebunden.

Best.-Nr. 87104-139 • € 105,-



Neu!

„Holzrahmenbau Details“ enthält die Standarddetails der Holzrahmenbauweise für den Planer und Holzbauer. Über 370 Konstruktionsdetails der neuesten Auflage des Buchklassikers „Holzrahmenbau – Bewährtes Hausbau-System“ stehen dem Holzbauprofi in Form von dwg-, dxf- und pdf-Dateien zur Verfügung.

• Version 2007. CD-ROM.

Best.-Nr. 87104-160 • € 75,-



• Kombi Buch + CD-ROM „Holzrahmenbau“

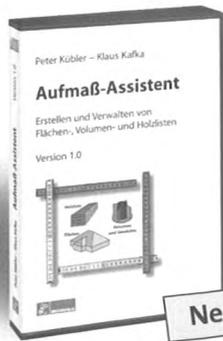
Best.-Nr. 87104-163 • € 149,-

„Holzrahmenbau Details“ ist eine ideale digitale Hilfe für die tägliche Arbeit im Holzbau.

Sie ergänzt die Fachliteratur des Holzbauers um umfangreiches und schnell erfassbares Wissen.

Die CD-ROM ist auch im Kombi mit dem Buch Holzrahmenbau – Bewährtes Hausbau-System, 4. Auflage“ zum Sparpreis von € 149,- erhältlich.

Im Kombi € 31,- sparen: Holzrahmenbau + Holzrahmenbau Details zusammen für nur € 149,- statt € 180,-

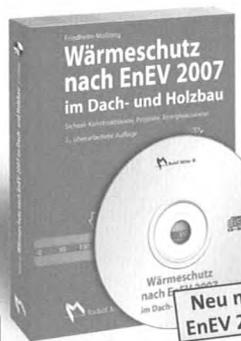


Neu!

Mit Hilfe des Aufmaß-Assistenten erstellen Sie Flächen-, Volumen- und Holzlisten. Über leicht verständliche Eingabefenster berechnen Sie rasch sowohl einfache als auch komplexe geometrische Formen. Dabei stellt Ihnen das Programm auf Knopfdruck die Ergebnisse in übersichtlichen und direkt druckfähigen Listen zusammen.

• 2007. CD-ROM. Version 1.0

Best.-Nr. 87104-165 • € 118,-



Neu nach EnEV 2007!

Leicht und verständlich erläutert Ihnen die Neuauflage anhand aktueller Projektbeispiele die Umsetzung der neuen EnEV. Die beiliegende CD-ROM enthält zahlreiche Berechnungshilfen für Ihre tägliche Praxis. Zudem finden Sie auf der CD Vorschriften zur EnEV im Volltext.

• 2007. Ca. 460 Seiten. Gebunden.

Best.-Nr. 02407 • € 59,-



Neu!

Die wichtigsten Grundlagen und -regeln des gesamten Arbeitsgebiets im Zimmerhandwerk wurden in der Neuauflage um das Kapitel über den Rechnerischen Abbund erweitert. Die Neuerungen der DIN 1052:2004-08 wurden eingearbeitet.

• 2006. 544 Seiten. Gebunden.

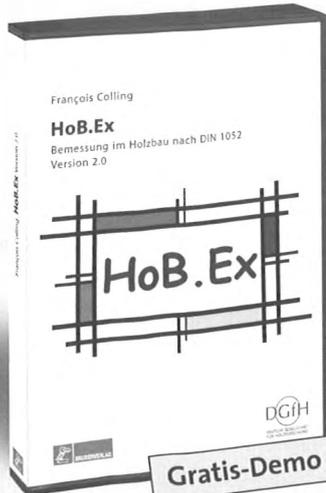
Best.-Nr. 87104-155 • € 42,-



Die VOB 2006 in allen Teilen (VOB/A, B und C) komplett überarbeitet: mit zwei neuen ATV DIN 18459 Abbruch- und Rückbauarbeiten und DIN 18322 Kabelleitungs-tiefbauarbeiten und 28 fachtechnisch überarbeiteten ATV. Damit bleibt die VOB der Maßstab für solide Bauverträge im öffentlichen und privaten Bereich.

• 2006. 919 Seiten. DIN A5. Gebunden.

Best.-Nr. 02329 • € 36,-



Gratis-Demo

HoB.Ex 2.0 ist eine Statik-Software für die Bemessung von Holzbauteilen nach neuer DIN 1052. Die übersichtliche Programmstruktur bietet dem Statiker, aber auch dem Zimmerer sowie dem Studenten oder Meisterschüler einen schnellen Einstieg in die Holzbaunorm und umfangreiche Berechnungsmöglichkeiten:

- HoB.Ex 2.0 rechnet nach den Bemessungsregeln des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts der DIN 1052:2004-08.
- HoB.Ex 2.0 berechnet Einfeldträger, Zweifeldträger, Durchlaufträger, Sparren, Pult- und Satteldächer sowie gekrümmte Träger.
- HoB.Ex 2.0 führt einzelne Nachweise, wie z. B. Biegespannungs-, Schubspannungs- oder Knicknachweise.
- HoB.Ex 2.0 führt die Nachweise der Verbindungen.
- HoB.Ex 2.0 bietet eine Reihe von Bemessungsmodulen, wie z. B. Haupt-Nebenträger-Anschlüsse mit Vollgewindschrauben, Anschlüsse mit selbstbohrenden Stabdübeln, Querzugverstärkungen bei Anschlüssen, Durchbrüchen und Ausklinkungen sowie Versätze und Brandbemessung.

• 2007. CD-ROM in DVD-Box.

Gratis-Demo

Bestellfax: 0221 5497-130

Telefon: 0221 5497-304 • www.baufachmedien.de

Hiermit bestellen wir die (X) angekreuzten Titel:

Bitte hier Ihren Firmenstempel einsetzen oder Adresse eintragen

2160

Datum / Unterschrift

Preisrirtum und Änderungen vorbehalten. Preise inkl. MwSt. zzgl. Versand. Es gelten unsere Allgemeinen Geschäftsbedingungen, siehe www.rudolf-mueller.de/agb.html.



Ein Unternehmen der Gruppe Rudolf Müller

BRUDERVERLAG  
Albert Bruder GmbH & Co. KG  
Stolberger Str. 84 50933 Köln  
Telefon: 0221 5497-304  
Telefax: 0221 5497-130  
vertrieb@bruderverlag.de  
www.bauenmitholz.de

## Professor Richard Harris



Associate Director  
Buro Happold  
Camden Mill  
Lower Bristol Road  
Bath  
BA2 3DQ  
United Kingdom  
Tel: 0044 (0)1225 320600  
Email: richard.harris@burohappold.com

Professor of Timber Engineering  
University of Bath  
Bath  
BA2 7AY  
United Kingdom  
Tel: 0044 (0)1225 383514  
Email: r.harris@bath.ac.uk

1969–1972	Civil Engineering undergraduate degree at University of Bristol
1972–1973	Graduate trainee at Holland, Hannen and Cubitt, London
1973–1981	Engineer with Kier Ltd – various locations in UK and overseas
1981–1984	Engineer with Marples Ridgeway – Bath, Hong Kong and Khartoum
1984–2007	Structural Engineer with Buro Happold, Bath
2006–2007	Part-time Professor of Timber Engineering, University of Bath

### Recent Timber Projects:

The Downland Gridshell • Savill Garden Gridshell, Windsor • Globe Theatre, Southwark • Caerphilly Castle Visitor Centre • Hooke Park. Prototype House, Training Centre, Westminster Lodge • Chiddingstone Castle Orangery Gridshell

### Other timber buildings:

West Totton First School, Nr. Southampton • Earth Centre Gridshells, Nr Doncaster • Sheffield Winter Garden • Cork Airport Roof • Norwich Cathedral Visitor Centre • The Botanic Garden, University of Cambridge, Education Centre • The Royal Botanic Garden, Edinburgh, Gateway Building

# Extraordinary Wooden Construction

## – Complications and Solutions

### Introduction

This paper examines a series of contrasting buildings. It looks at the challenges to the designer and the way these were overcome.

The most ancient form of timber as a structural material is roundwood. Before saws were developed there was no other way of using wood other than in the round. Even when, in medieval times, sawn wood was more widely available, it was expensive and so roundwood must have been in common in structures. In the late 20th century and now, in the 21st century roundwood, it is being rediscovered. In many ways, as an engineering material, it is simpler to use than sawn timber but it presents very particular complications. The buildings at Hooke Park in Dorset used roundwood in a way that challenged both the architects and the engineers. Much was learnt and demonstrated.

In medieval Europe, green oak was the material of choice for many important buildings. In 1599, when a new theatre was to be constructed to house Shakespeare's company of actors, green oak was the material used by Peter Street to build the Globe Theatre. When Sam Wannamaker, the American actor, came to re-create Shakespeare's theatre, he wanted to make a building that was as close to the original as it could be. He wanted to build a reconstruction of the original theatre of 1599, which was destroyed by fire in June 1613. Although in Elizabethan London there were several round theatres, there are none surviving. To re-create the theatre, a 20th century master craftsman, Peter McCurdy was appointed. In the time of Peter Street, who was a Master Carpenter of the City of London, the carpenter also acted as architect, structural engineer, quantity surveyor and builder. In modern times these disciplines are split, which can lead to strained relationships. To make a success of this project, we had not only to learn the nature of the material and the construction but also to understand the role of the engineer in the context of the Master Craftsman.

The third part of the paper is about timber gridshells. These are advanced engineering but also draw on the traditional skills of the craftsman, not only to inform the design but to bring rigour to the material procurement and the construction.

### Roundwood buildings at Hooke Park

Over a period of some 15 years, Buro Happold were structural engineers for the School for Woodland Enterprise in the South-West of England, for which three buildings were constructed from small diameter forest thinnings, of diameter 200 mm or less, taken from the surrounding forest and used in the round.

At the start of the project, the designs were worked up by Ted Happold with Frei Otto of The Institute of Lightweight Structures at the University of Stuttgart and Richard Burton of ABK Architects in London. Later the Ted Cullinan of Edward Cullinan Architects was brought in for the Westminster Lodge project.

The construction of these buildings required innovation in terms of building form, structural analysis, constructional details and architectural expression. Central to this work was the constraint that it should be possible to construct buildings within the forest, using only materials and equipment that it is possible to bring to a woodland site in a small van – in conceptual terms the “woodland workshop”.

### The Prototype House

The prototype house was conceived to illustrate the effectiveness of using thinnings in tension.



A glued joint was devised to permit a steel eye-bolt to be set into the end of a very small thinning of diameter 80 mm or so. These members were used as rafters by setting them at 450 mm centres and suspending them from a cable running along the ridge of the building suspended from inclined A-frames, and another cable at the eaves. The diameter of the thinnings is too small to allow them to carry the applied loads in bending, and instead they were bent while green into a permanent catenary, allowing applied loads to be resisted in tension.

### The Workshop

The Workshop was designed to make use of the flexibility of thinnings, due partly to their small diameter and partly to their remaining green for some weeks or months after felling. The thinnings were clamped to a rigid concrete footing and bent together at their tips, forming



a curved arch. A splice piece was required at the crown to complete a smooth curve. The building was covered with a pre-patterned double layer membrane which provided additional bracing to the arches.

### Westminster Lodge

Westminster Lodge was the last of the series of buildings at Hooke Park. The previous two buildings had timber roof structures which had been devised to span undivided spaces. The Lodge was designed with divided or cellular space making the divisions integral or necessary to the total construction.

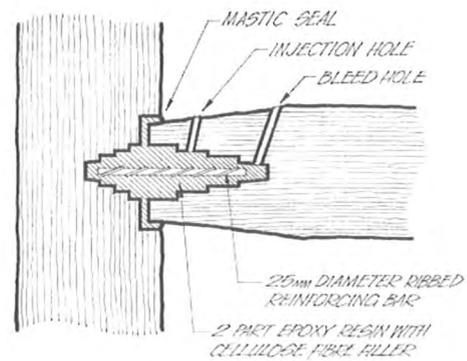
The building is arranged into eight rooms, in pairs around a shared, sociable, central space; all of them on a platform raised above the forest floor.

Heavy, sound-proof, green roundwood framed walls form a ring of eight rooms for sleeping, living, working and entertaining in; they are gathered around a large shared living kitchen and seminar room; all are placed beneath a grass topped, curving canopy of a roof. This roof over the central space oversails the side spaces, being drawn down over the walls. The structural frame for the walls uses roundwood sections connected together using the joints developed for the prototype house. The advantage of these joints is that they allow tension connections that would be very difficult to achieve with carpentry joints or bolting. The roof of the building spans 8 m over a central seminar area, and has a domed turf roof. The dome form is constructed using long extrusions of 100 mm diameter thinnings spliced together. These bend readily to the curved profile, and the required stiffness is achieved by constructing the roof with four layers of such extrusions, two in each direction, and generating composite action between the layers using blocking pieces to form a web.

The gentle curving roof consists of 100mm nominal diameter round greenwood thinnings scarf jointed to form long continuous poles. These poles are arranged to form a two-way spanning lattice grid. The scarf joints were developed and tested at Bath University funded by a DoE grant.

### Techniques in the Construction of Hooke Park

Most of the roundwood connections on the three buildings make use of epoxy. By making a stepped, cone shaped hole in the end of a pole, the end grain of the wood is exposed. This is filled with a two-part epoxy



that is able to penetrate the hollow tubes that form the microstructure of wood grain. By this process, tensile stress can be transferred gradually and over a large area from the wood to the epoxy. By mixing the epoxy with cellulose filler, the modulus of the epoxy is reduced to a value comparable with that of the wood, further reducing stress concentrations at the interface. A steel rod is embedded in the epoxy, and as a result tension forces in the wood can be transferred into the rod. This connection also adapts to make compression joints, and also connections with limited shear capacity. What is most noteworthy is that the tools used are small hand tools, readily available in the forest. Not included are band saws, circular saws, and other large scale equipment for altering the form of round logs into square sections, which require large and permanent installations that are inevitably remote both from the source of the timber and the eventual location of the buildings.

The benefit of roundwood construction is that it enhances the utility of small scale local forestry by finding a high-grade application for thinnings as building blocks in construction.



This provides an opportunity to create diversity in rural economies through the use of local labour and local materials in the construction of small scale industrial or domestic buildings. It also promotes the proper maintenance of small scale forestry.

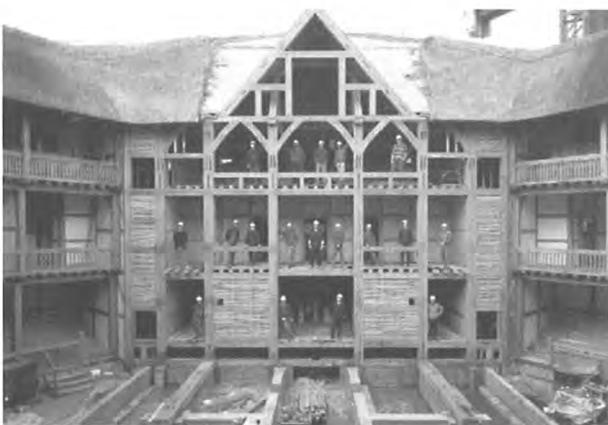
Thinnings are effectively a “free” material. They are left in the round not because it is easier or better to work with round poles, but because it is not practical to convert them to square sections with the available tools, and as a result the design must address novel ways to connect the round members and to skin the resulting frames.



The buildings that result from these constraints are examples of an interesting architectural form that might be termed “high-tech-low-tech”, where highly developed technical solutions such as the epoxy connection are combined with a very low-tech material, the thinning, that is left almost entirely unprocessed to produce a novel form of building that simultaneously evokes the aesthetic of flying saucer and the nomadic hut.

### The Globe Theatre

Timber, as a material is intrinsically beautiful – it appeals to the senses and in many respects is sensual.



Globe Theatre, Southwark Photo: Richard Kallina

Successful buildings are the result of people working together to optimise design, through the individual application and mutual understanding of diverse skills and knowledge. The Craftsman brings an intuitive understanding of materials and the experience of what can be done. This input is important on all construction projects and the failure to recognise this frequently leads to problems. For example, for high quality finishes with insitu concrete, the craft skills of the concrete worker

must be recognised and understood to enable the work to be properly detailed and specified. A failure to appreciate and take account of craft skills makes it impossible to achieve the best results. With a proper understanding, the Engineer and Architect can either choose to eliminate elements of the work if the skills are not available, or to incorporate and express them in celebration of quality workmanship.

In contrast to engineers, carpenters have been making buildings for centuries, combining design and craftsmanship skills. Peter Street, who was a Master Carpenter of the City of London, also acted as architect, structural engineer, quantity surveyor and builder. On most timber projects the carpentry specialist should become a key member of the design team early in the process but on this re-construction project it was essential. Design becomes a circular process that builds a team capable of achieving much, much more than might otherwise be the case.



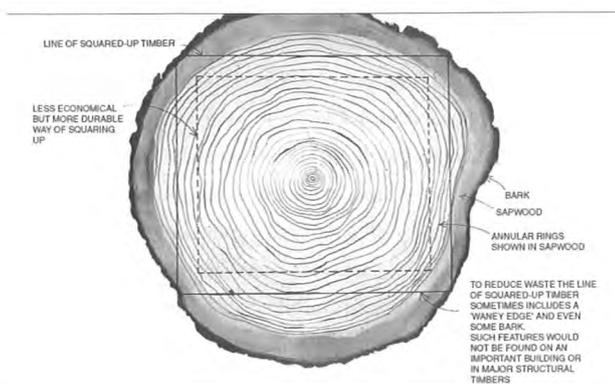
Timber is a difficult material. Over the centuries, craft skills have developed to address difficulties encountered with the use of timber at every stage of its production, from felling trees to sanding and polishing for the final finish.

These are the traditional skills that craftsmen have brought to their trade:

**Timber selection:** For the craftsman, the first stage of the project is selection of the material. Factors governing selection might be strength, appearance, availability in long lengths, durability, stability, workability, cost, and of course in this age of environmental awareness, sustainability is also a key factor. For the Globe, many of the key timbers were selected as standing trees.

**Timber conversion:** The traditional method for green oak carpenters is to use boxed heart. Half sawing or quarter sawing was not used for the globe timbers. For the specific requirements of the Globe, the Carpenter needed to have a close dialogue with the sawmiller.

**Timber Grading:** The ill informed application of inappropriate grading is wasteful of timber and expensive to the client. When the craftsman chooses timber, he must understand the end use and needs



to take into account factors, such as stability and appearance, other than purely structural requirements. One way to approach the problem is to define the key requirements specific to each timber application within the building and work back from there. The British grading system does not deal effectively with the issue of sapwood in Oak. For the Globe a specification was developed that described the material the craftsman considered appropriate – the structure was designed using D30 stresses but we all knew that applying the real skill to choose where to cut the material to create strong joints was the responsibility of the craftsman. A recent publication puts this into context and gives up to date grading rules which allow the structural engineer to access Eurocode grade stresses in design and to put the correct description into the Specification.

**Timber jointing:** The choice of timber to timber and timber to steel joints is vast. Clearly the skill and knowledge of the carpenter are vital to the success in achieving elegant solutions to the many jointing problems. The carpenter plays a vital role in the design and detailing of joints for the architect and engineer as part of a co-ordinated design team.

In 1599, when Peter Street first erected his structure, he used timber from another theatre in London and he did not use the services of an engineer in the modern sense of the word. Clearly, the new theatre was also to be craft-lead but in the modern world, construction processes and demands for risks to be controlled and liability to be clearly placed with individual organisations. For this reason architects, engineers and cost consultants were all needed and appointed.

In many respects, the Globe was not demanding in engineering terms but needed a diverse range of skills. The structural engineering followed the development of a design based on craft precedent but, at times, the Client and design team needed leadership from the engineer. For example, there was little evidence to inform the historically correct design for the stage and its covering. To be able to make sensible proposals for the structure that the other members of the team could work with, the Buro Happold engineers had to put themselves in the position of the 16th /17th century builders, with no enlightened knowledge of structural design but with a strong understanding of the material. At the detail design stage, there was a very real role for the structural engineer in proving that the building as proposed would stand up to the rigours of use (and regulations) in the late 20th century. This needed a close working relationship with the Carpenter to agree historically appropriate changes to the initial craft-based design.

The building is one of the largest theatres in London, with the need to show predictable behaviour in fire. The original building was identical in size (archaeological evidence exists) and held more than 1500 people. On June 29, 1613, it went up in flames. During a performance of Henry the Eighth, a theatrical cannon, set off during the performance, mis-fired and ignited the roof thatch. According to one of the few surviving documents of the event, no one was hurt except a man who put out his burning breeches with a bottle of ale!



For the modern building fire escapes were required, which were added as external towers. Fire tests were carried out to determine the rate of charring and to determine what the effect there would be on the traditional joints.

The building is one of the most successful theatres in London. One reason for its success with the public is their enjoyment of being in a traditional timber structure.

## Timber Gridshells – Downland Gridshell and the Savill Building

Compared to Carpentry, Engineering is a new skill. It has enabled innovation that has led to advances in the use of materials that would never have been possible through the development of craft skills alone. Despite this, engineers are wary of applying their methods to timber. Compared with steel and concrete, there are few engineers in the UK, either academic or working in industry, who work with timber. In contrast, there are many craftsmen who specialise in timber because of the challenge it represents and the potential for creating beautiful structures.



Photo: Buro Happold/Mandy Reynolds

If engineers and craftsmen work together, innovation can be achieved by combining a thorough understanding of load paths, stresses and strains with an intuitive knowledge of what should, or should not be, feasible. Working together, craftsmen, engineers, architects and other designers can fulfil their aspirations to produce structures that not only meet their Clients needs, but also are a joy to those who use the buildings.

The first double-layer timber gridshell in the UK, for the Weald and Downland Open Air Museum in Sussex, created international interest, quite disproportionate to its size, amongst architects, engineers and carpenters.

The project is relatively small ( 2 million construction cost) but it has been reported on national television, shortlisted for the 2002 Stirling Prize and featured in national press and many of the major trade journals. There is such interest partly because the building is so unusual architecturally. But also because there are a number of features of the building that are innovative and may be adopted for future use or be seen as examples of how problems can be overcome and turned to advantage.

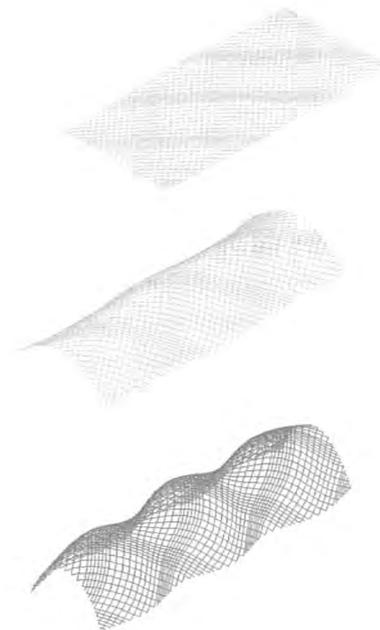
### What is a timber gridshell?

A shell is a three dimensional structure that resists applied loads through its inherent shape. If regular holes are made in the shell, with the removed material concentrated into the remaining strips, the result-

ing structure is a gridshell. The three dimensional structural stability is maintained by shear stiffness in the plane of the shell, achieved by preventing rotation at the nodes or by introducing bracing.

Steel and concrete gridshells are constructed to their final form. Thus it is necessary to fabricate the nodes and interconnecting members to the precise final geometry. An example of a steel gridshell is the roof over the Queen Elizabeth II Great Court in the British Museum. In this gridshell, each node was different and each had to be prefabricated to a prescribed geometry. Such requirements have obvious impacts on cost and rate of construction.

Timber gridshells overcome such difficulties; the lattice can be initially laid out as a flat mat and then pushed into shape.

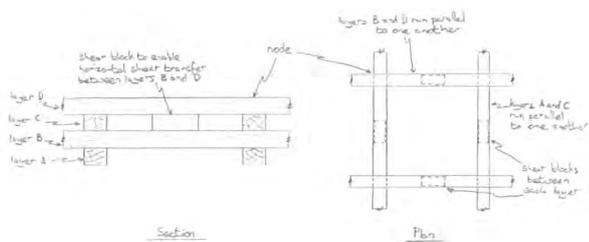


Computer simulation of forming timber gridshell

The development of a doubly curved gridshell from a flat, square or rectangular, grid is made possible by the low torsional stiffness of timber. During forming, the timber lattice must allow rotation at the nodes and bending and twisting of its constituent laths. Once formed, shell action is accomplished by bracing, which triangulates the structure and provides in-plane shear strength. The first double layer gridshell was erected for the Bundesgartenschau in Mannheim, Germany, in 1975. For the Mannheim gridshell, crossed steel tension cables provided this bracing. For the Downland Gridshell, the bracing was formed with timbers, acting as struts or ties that also supported the cladding. These diagonal timbers, running longitudinally in the lower half of the shell and transversely across the crown of the shell, were termed rib-laths.

### Why a double layer gridshell?

There are limitations on the tightness of curvature to which laths of a particular cross section can be bent. Hence the depth of lath required in a single layer gridshell to achieve relatively large spans may be too deep to permit bending of the flat lattices to a final shape that has tight



Double Layer Gridshell

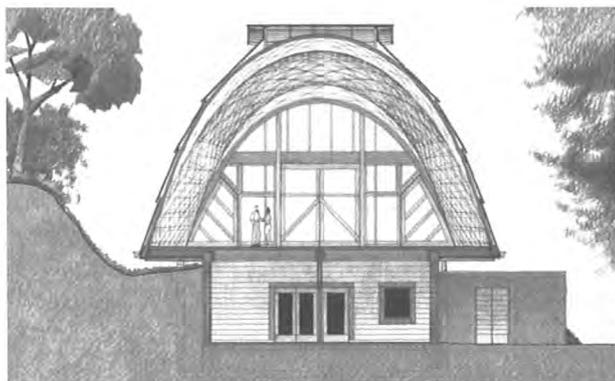


Engineers' model of gridshell

radii of curvature. The solution to this problem was to utilise a double layer gridshell. For the Downland gridshell, the lattice is composed of four layers, effectively two single layer mats sitting one upon the other. The laths are of sufficiently small section (50 mm wide x 35 mm thick oak) to permit bending of the lattice into the desired geometry. Upon completion of forming, timber shear blocks were positioned between the lath layers and fixed with screws. These transfer horizontal shear between parallel layers and endow the lattice with the properties of a deeper section. The potential for this type of system is huge; multi-layered lattices could be utilised to achieve ever-increasing spans.

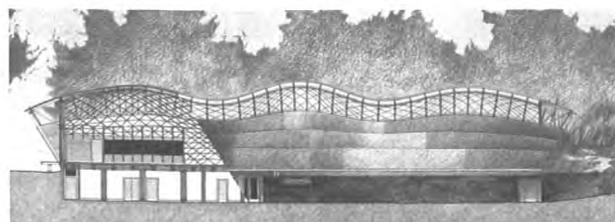
### Concept design for the Downland Gridshell building

The proposal developed by the design team was for a two level building; a clear-span timber gridshell set upon a sealed artefact space of reinforced masonry sunk into the hillside.



Architect's Cross section through the Building (Image: Edward Cullinan Architects)

The workshop roof is a doubly curved, four-layer oak gridshell, of a triple bulb hourglass shape, 48 metres long, 16 metres across at its widest points and 11 metres wide at the waists.



Architect's North Elevation (Image: Edward Cullinan Architects)

The internal height varies between 7 metres and 10 metres. The lath spacing is 1 metre reduced to 500 mm in areas where additional strength and stiffness is needed. At an early stage of the design, the

engineers made a scale model, using wooden lathes. The model-making process provided valuable experience on the behaviour of the shell during forming. The model itself was valuable in helping to inform the rest of the team and for use in fund-raising. Further physical modelling, to investigate the forming, formed a final year project for a student at the Bath University.

### Selection of Timber

A number of timber species were considered for use in the Gridshell. These included larch, Douglas fir, chestnut and oak. They were selected for the following reasons:

- They are all naturally durable, creating the possibility to omit the timber treatment
- Oak and chestnut are the most common materials used in the Museum's collection of buildings
- They are all readily available from sustainable sources in the UK.

Tests carried out on laths at Bath University indicated that the performance of the oak exceeded that of the other species. Whilst it was stiffer than the other timbers tested, needing a larger force to achieve a given curvature, it had a considerably higher bending strength, achieving a smaller bending radius prior to failure. In addition the failure mode was not sudden; there was a degree of plasticity at failure.

### Improved Timber

A significant problem noted was the variability of the bending strength of oak due to "short grain".

To overcome the problem, the latest jointing technology was utilised to cut out the defects and use finger joints to join the lengths together, forming laths of the required length and of a consistently high quality, produced from normal grade timber. The technical term for this process is "optimisation".

### Preparation of Oak Laths

The oak was felled in Normandy in October 2000, sawn to 3 m lengths and to 53 mm x 38 mm in section and then delivered to the UK for further processing to create the 'improved' laths.

Due to its acidity, oak is a notoriously difficult material to joint with adhesives, all the more so when green. The green oak used for the Downland Gridshell had moisture contents of up to 65 %. The Swiss adhesive manufacturer Collano has developed a one-part polyurethane

liquid adhesive under the trade name Purbond HB 530, which is not adversely affected by the acidity of green oak. This adhesive has been designed to cure under the influence of material moisture and humidity; the ideal moisture content for curing is 18 % but moisture contents greater than this will not inhibit curing. Curing is rapid without the need for expensive high-frequency heating. This adhesive cleared the path for the use of green oak.

The timber was optimised using the GreCon Dimter OPTICUT 101 mechanised saw. Each length of oak was visually inspected by a skilled carpenter to identify knots, unacceptable slope of grain and other defects. Visual grading entailed systematically marking the timber with a fluorescent crayon. The OPTICUT 101 has an optimisation computer that reads the fluorescent crayon marking, cuts out the defect and sorts, in accordance with the designated grade. Exact logging of the production data was also possible; this showed that the highest grade material ranged in length from 0,3 m to 1,4 m with average segment being 0,6 m long.

Finger jointing was performed using the GreCon Dimter SUPRA finger-jointing machine. This is a continuous feed system. Fingers were cut simultaneously into the ends of the oak segments and the Collano Purbond HB 530 polyurethane adhesive was applied with the FLANK JET system that combs the adhesive onto the fingers. The segments were then aligned and pressed together at a pressure of 4 N/mm<sup>2</sup>, on the 50 x 35 mm<sup>2</sup> section, to form 6 m lengths.

The gridshell lattice would require 6000 linear metres of lath; considering that individual pieces of graded lath averaged 0,6 m in length this represented 10.000 finger joints. Although the timber had to be transported to the specialist machine the total weight was only 6 tonnes. Such a small quantity is easy to transport in one load.



Finger Joint (Photo: Büro Happold/Mandy Reynolds)

The advantage of using ‘improved’ oak laths was that the quality of the material was maximised very quickly and cheaply with minimum wastage.

### Specification and Validation

The specification stipulated:

- Maximum slope of grain on either face 1:10
- No dead knots. No live knots. Small clusters of pin knots allowed

provided that they do not form more than 20% of the width of any one face.

- No shakes or splits
- No sapwood (Heartwood of oak is naturally durable and resistant to infestation but its sapwood is not)

The laths and finger joints were tested in a four point bending test in accordance with sample dimensions given in BS EN 408:1995: Timber Structures – Structural Timber and Glue laminated timber – Determination of Some Physical and Mechanical Properties. The samples were tested green and not conditioned to the requirements given in BS EN 408:1995. At the early stages of the project, a whole series of finger joint testing was undertaken examining a range of variables including capacity about both axes, performance of different adhesives and effect of different production pressure.

For the production stage, a quality control system was implemented to ensure the effectiveness of the finger joints. Quality control testing was carried out in two stages, pre-production tests and batch sampling. The results of these tests enabled a statistical analysis in accordance with EC5 Annex A, Section A2: ‘Determination of 5-Percentile Characteristic Values from Test Results and Acceptance Criteria for a Sample’. The pre-production tests determined the 5-percentile characteristic bending strength of the finger joints, and coefficient of variation for the running production control. The batch testing ensured that the probability of accepting a sample with an ultimate bending strength less than the desired 30N/mm<sup>2</sup> was within acceptable statistical limits set out in EC 5 Annex A.

### Site Jointing

The next stage in the process was to join the 6 m lengths of ‘improved’ timber to produce continuous laths up to 37 m long for the lattice laths and 50 m long for the longitudinal rib laths. This work was carried out on site under the protection of a polytunnel. The 6 m lengths were joined using scarf joints with a slope 1 in 7. The slope of 1 in 7 gives the scarf joints a glue-line area the same as that for the finger joints. Figure 9 shows the construction of a typical scarf joint. There is an interesting contrast in two jointing methods used; the finger joints are the latest timber joining technology whereas the scarf joint has been used for centuries.



Scarf Jointing on site (Photo: Büro Happold/Mandy Reynolds)

### Nodal Connection

The double layer gridshell is a lattice system with two 50 mm wide by 35 mm deep laths placed one above the other, with the space between them being formed by the lath system running in the opposite direction. Upon the completion of the forming process, shear blocks were inserted to join the two layers; this formed a composite section which has significantly greater strength than the individual laths.

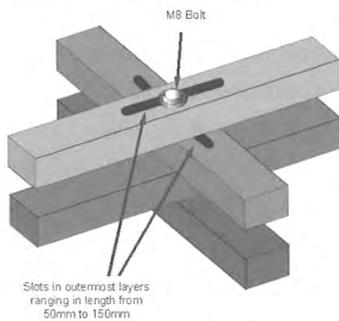
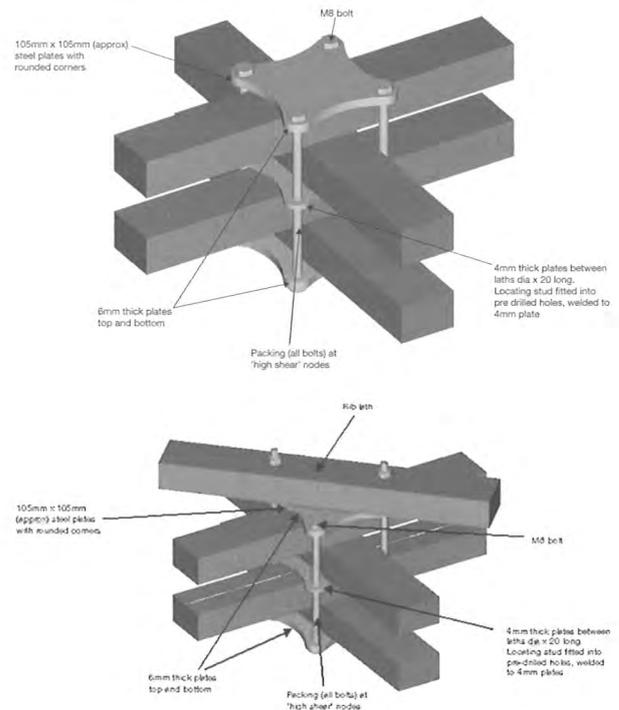


Diagram of Slotted Hole Option

To form the shape from a flat mat, the nodes must allow rotation. Also, with a double layer system, because of their difference in the curvature and thus relative lengths, the upper and lower layers must be able to slide relative to one another. At Mannheim the problem was overcome with the use of slotted holes in the two outermost layers. The bolt through the bottom two layers fixes the distance between nodes and allows all layers to rotate. The slotted hole in the two outer layers allows them to slide relative to the inner layers. However cutting slotted holes is not only an expensive and time consuming exercise, it also reduces the cross sectional area of the laths and makes them weaker.

The Downland Gridshell team developed an alternative method. This resulted in the patented nodal connection illustrated below. The

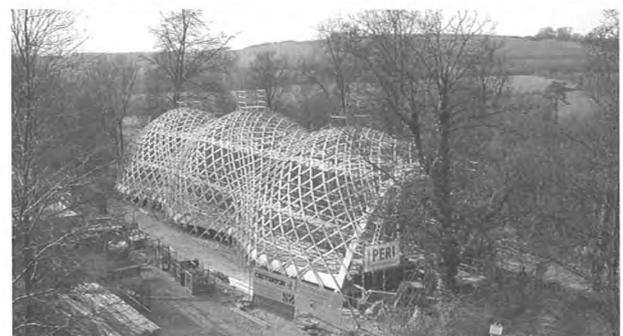
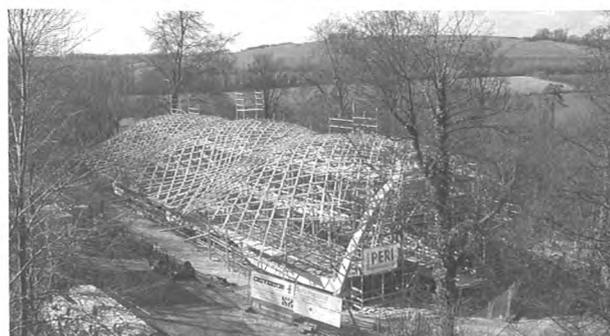


central plate has a pin that inserts into the central layers. This fixes the central layers in position so that the nodes are a constant 1 m apart, and also enables rotation.

The outermost layers are effectively passengers that are free to slide relative to the central layers but will rotate in tandem with its associated central layer as it is forced to do so due to the bolt arrangement of the nodal connection.

This nodal detail offers additional advantages. The cross sectional area of the laths is maintained and costly slotting of the laths is avoided. Furthermore two opposing bolts may be lengthened enabling the attachment of the rib laths that stiffen the gridshell.

The figures below show the forming process.

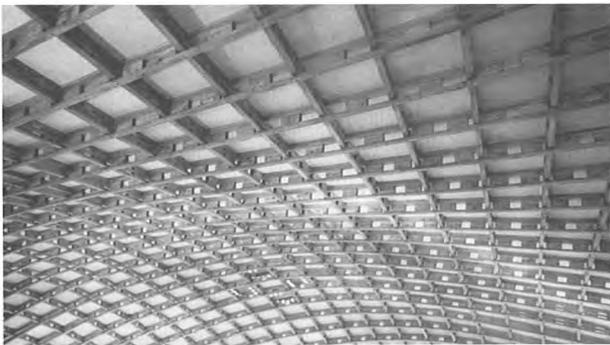




The Completed Downland Gridshell Building  
(Photo: Buro Happold/Adam Wilson)

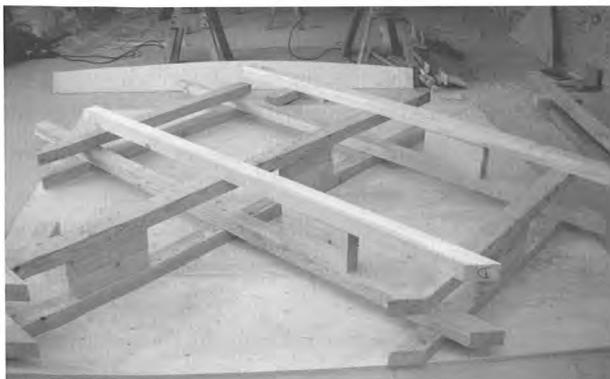
### The Savill Garden Building Roof

Buro Happold have provided the structural engineering for the roof of the Savill Garden Building in Windsor Great Park, Berkshire.



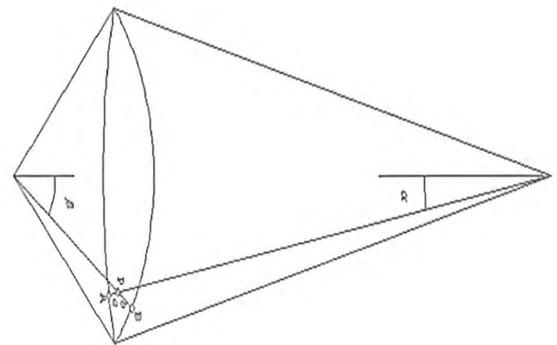
The roof is 90-m-long by 25 metres wide timber gridshell – the biggest in the UK. It is a three-domed, double curved structure of sinusoidal shape, and is clearly visible on the inside of the building. This is the latest timber gridshell that Buro Happold have designed, continuing a lineage of lightweight, environmentally sensitive structures that goes right back to the practice's roots 30 years ago. Buro Happold founder Ted Happold promoted the benefits of timber gridshells. He had, while at Ove Arup and Partners, worked with architect Frei Otto on the Mannheim gridshell in Germany in 1975.

Buro Happold also worked closely with HRW Engineers, the structural engineers for the whole building.

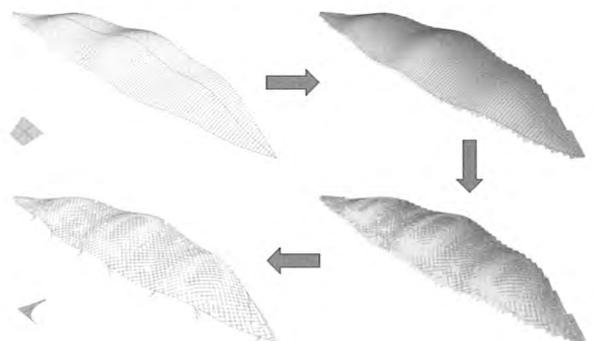


The design for the Savill Garden Gridshell was developed with the Green Oak Carpentry Company (GOCC). Buro Happold had worked with GOCC on the Downland Gridshell.

There is a rigorous form underlying most structures in nature and, although this roof is not a natural organic shape, it has a clear underlying logic to its geometry.

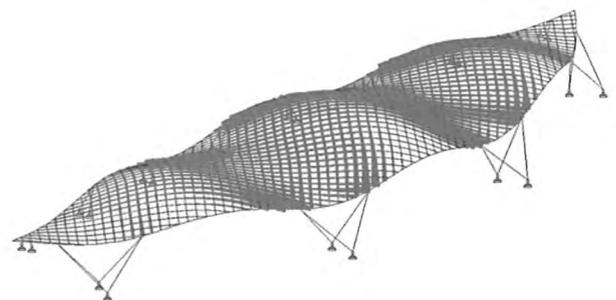


Setting out plan



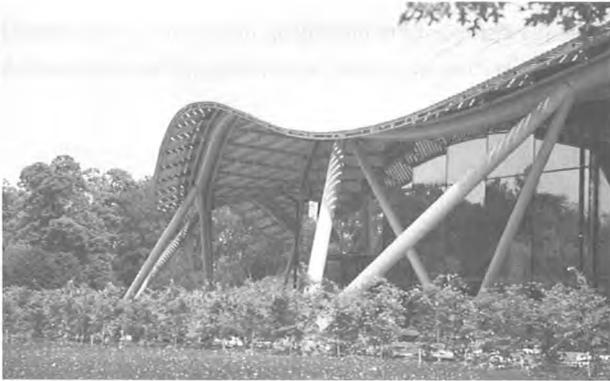
Form finding and analysis model

Dr. Chris Williams at the University of Bath carried out the initial form-finding for this project. Dr Williams has worked in the field of non-linear analysis of structures for many years; whilst working with Ted Happold at Ove Arup and Partners in the 1970s, he used both physical and computer models to carry out the analysis of the Mannheim shell.

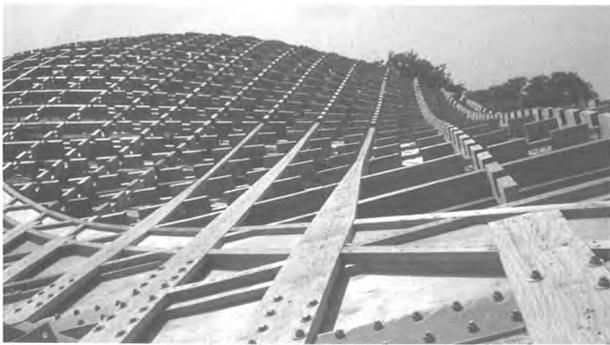


The geometric form of the Savill gridshell relates back to a single setting out line, which is very near to the building's centre line and is an arc in plan. Along this line, the roof cross section is set out as a series of parabolic curves. In the vertical plane, the centreline rises and falls on a sinusoidal curve. By having a clear geometric basis to the surface shape,

the architects and engineers could work together to adjust and agree a shape that met the aesthetic aspirations and practical constraints.



Load concentrations on the structure had to be carefully considered. Proposals for an all timber structure were considered but, in being true to the design competition concept and creating a dramatic structural statement, the long, high openings into the garden led to the introduction of steel tubes for the perimeter ring and the quadruped legs.



The timber structure springs from the perimeter ring. Kerto LVL (“Laminated Veneer Lumber”) fingers, bolted to the steel perimeter, are used to pick up load from the larch laths and progressively transfer of load from the shell to the legs. In general the LVL fingers are hidden behind a soffit of plywood which extends beyond the glazed perimeter walls but, in places of very high load concentration, they can be seen pointing into the interior gridshell space.

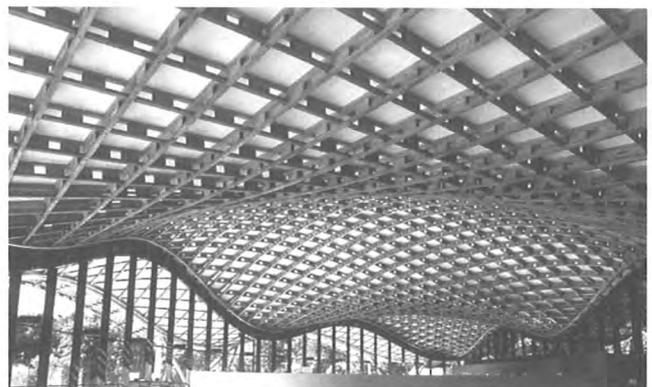


To act as a shell, the structure must be strong and stiff in its plane. Initially the concept included steel cables to triangulate and thus brace the shell in its plane. To save cost and make a more elegant structure the cables were omitted and the plywood covering, which is needed to support the raised seam roof, was used instead. In supporting roof loads, this in-plane structure is just as important as the more visibly obvious laths.

The Savill gridshell is made up of a regular one metre grid of 80 mm x 50 mm<sup>2</sup> sections of larch timber. The three-domed shape is clad in oak. In construction, the height of the roof was adjusted at 200 points across the plan area to bring it to the desired shape.

The structure’s own weight is easily carried by the timber and, with no other loads applied, the stresses in the laths and the plywood bracing are very small. More critical are the forces induced by severe wind and snow. In these design situations, the structural plywood helps transfer the forces through the domes or valleys of the roof, to the steelwork and foundations.

When snow collects on the roof, the plywood in the valleys acts in tension, inducing compression in the larch laths of the domes, which carry the load to the perimeter. When the wind blows through open doors (in a very strong wind it is possible that a door may blow open), the roof tends to lift off; the valleys go into compression and the domes into tension. In either state the timber shell works with the perimeter ring to carry the load to the quadruped legs.



The timber used in the structure has all come from the Crown Estate’s commercially managed (and Forest Stewardship Council-certified) woodland in Windsor Great Park. It was very carefully chosen to ensure the quality and quantity of timber was sufficient. This sourcing process, which began in 2003, was carried out in parallel with structural tests of the wood which informed the structural design process and was critical in determining lath size and spacing as well as the quality of the bolted joints and screwed shear blocks.

Further selection of the wood, into high- and low-grade timbers, was made to ensure the critical structural members, such as the long lengths which carry the internal loads to the perimeter, are of necessary strength. Other elements, such as the infill blocks, are safely made of lower grade timber.



Photo: Steve Corbett of GOCC

The same jointing method as that used at the Downland Gridshell was used for the Savill Building Gridshell; the Windsor Great Park larch being sawn, finger jointed and planed off-site. The result was 10.000m of high quality larch and another 10.000m of lower grade timber, all in six-metre lengths. The higher grade material was scarf jointed into 36 metre lengths in a temporary carpentry workshop on site. These formed the major lengths that transfer the structural loads and make up the grid. The lower grade timber was used for shear blocks and packing pieces. The result was very little wastage and efficient use of the trees.

Unlike the Downland Gridshell, at Savill, because the shell did not have to wrap around to form the walls, it was erected by manipulating the bottom two layers into position and then screwing the shear blocks down before adding the top two layers over the top. In this way it was possible to create extra depth to the overall shell.



Fixing shear blocks (Photo: Buro Happold/Adam Wilson)

More than 20 km of 80 mm x 50 mm<sup>2</sup> larch timber is used in the gridshell. The roof structure weighs 30 tonnes – much less a similar roof in concrete, reducing the loads on the quadruped legs and foundations.

On top of the gridshell is 160 mm of insulation, covered by an aluminium roof system and a profiled standing-seam skin which is the



waterproof layer and support for the oak rain-screen. Oak was specified for its natural resistance to the elements and for the silvery-grey look it will assume as it weathers.

The confluence of the structural engineering knowledge and analytical and detailing capability of Buro Happold, the design flair of the architect, Glenn Howells Architects and The Green Oak Carpentry Company's remarkable three-dimensional understanding of wood, combined with very high levels of organisational skill and the application of years of craft-based experience, has enabled this structure to be realised.



Completed building (Photo: Warwick Sweeney)

## References

- <sup>1</sup> Burton, Dickson, Harris, "The Use of Roundwood Thinnings in Buildings", Building Research and Information, Vol 26, No. 2, March/April 1998
- <sup>2</sup> Green oak in construction. Peter Ross, Christopher Mettem, Andrew Holloway Publisher: TRADA Technology Ltd Publication date: January 2007 ISBN: 978-1900510-45-5
- <sup>3</sup> W I Liddell and E Happold, "Timber lattice roof for the Mannheim Bundesgarten", The Structural Engineer Vol 53 No. 3, March 1975
- <sup>4</sup> Frank Jensen "The Downland Gridshell", The Structural Engineer Vol 79 No. 6, 20 March 2001
- <sup>5</sup> O J Kelly, R J L Harris, M G T Dickson, J A Rowe "Construction of the Downland Gridshell" The Structural Engineer Vol 79 No. 17, 4 September 2001

**Prof. Dr. rer. nat. Franz Feldmeier**



Fachhochschule Rosenheim  
Gruppe Bauphysik und Gebäudetechnik  
Hochschulstraße 1  
83024 Rosenheim  
Tel.: 08031 805-0  
Fax: 08031 805-105  
E-Mail: feldmeier@fh-rosenheim.de

- 1972 Studium Mathematik und Physik an der Universität Erlangen/Nürnberg
- 1977 Staatsexamen
- 1977– 1986 Tätigkeit in der Fensterbauindustrie und am Institut für Fenstertechnik
- 1982 Promotion in Experimentalphysik
- Seit 1986 Professor an der FH Rosenheim (Bauphysik)
- Veröffentlichungen und Vorträge zu den Themenbereichen Wärmeschutz, Isothermen, Glasstatik, Structural Glazing etc.
- Mitglied in nationalen und internationalen Gremien und Ausschüssen

# Ergebnisse und Schlussfolgerungen ...

## ... aus den Felduntersuchungen einer Eissporthalle

### Kurzfassung:

Bauteile, die einer Eisfläche gegenüberliegen, kühlen durch den Strahlungsaustausch unter die Temperatur der umgebenden Luft ab. Hierdurch kann an der Oberfläche Tauwasser in erheblichen Mengen auftreten und Schäden verursachen. Die klimatischen Verhältnisse und die Holzfeuchte von BSH-Trägern wurden am Beispiel der Eishalle Bitburg im Winter 2006/07 detailliert untersucht und die Wirksamkeit unterschiedlicher Abschattungen überprüft.

### 1. Einleitung

Der Einsturz der Eissporthalle in Bad Reichenhall führte zu einer Reihe von Fragen, unter anderem auch zum grundsätzlichen Verhalten von Eissporthallen [1]. Physikalisch ist die Eisfläche der entscheidende Unterschied zu anderen Nutzungen. Durch den Strahlungsaustausch zwischen kalter Eisfläche und den gegenüberliegenden Bauteilen des Daches kühlen diese unter die Umgebungstemperatur ab und es kommt zu erhöhter Holzfeuchte und vermehrter Bildung von Tauwasser. Die bauphysikalischen Grundlagen wurden in [2,3] dargestellt und inzwischen auch durch weitere unabhängige Untersuchungen an einer Eissporthalle in Harsefeld bestätigt [4].

In der vorliegenden Untersuchung werden die klimatischen Verhältnisse, Luft- und Oberflächentemperatur, Luftfeuchte, Strömungsgeschwindigkeit, sowie deren Auswirkungen auf Konstruktionsteile am Beispiel der Eissporthalle in Bitburg detailliert untersucht. Basierend auf dem Verständnis der grundlegenden Prozesse sind einfache und kostengünstige Maßnahmen denkbar, die Tauwasserbildung an den Bauteilen zu mindern und so Schäden zu vermeiden. Hierzu werden unterschiedliche Abschattungen realisiert und deren Wirksamkeit bewertet. Energieintensive Maßnahmen, z.B. direkte oder indirekte Beheizung der tauwassergefährdeten Flächen sind wirksam, jedoch sind passive Maßnahmen zu bevorzugen.

Das Projekt wurde gefördert von:

- Holzabsatzfonds
- Studiengemeinschaft Holzleimbau
- Bund deutscher Zimmermeister

und im Zeitraum Dezember 2006 bis März 2007 durchgeführt.

### 2. Die Eissporthalle Bitburg

#### 2.1 Erster Eindruck

Die Eissporthalle der Stadt Bitburg wurde 1982 erbaut und wird seitdem jährlich von Anfang Oktober bis Mitte April genutzt. Im Sommer dient die Halle als Freizeit- und Skateranlage.

Bild 1 zeigt die Halle von Osten mit dem markanten sheddachförmigen Lichtband, Bild 2 einen Schnitt und Grundriss mit der angedeuteten Eisfläche. Die Hallengrundfläche beträgt  $43,5 \text{ m} \times 63,0 \text{ m}$ , die reine Eisfläche beträgt ca.  $1.800 \text{ qm}$ . An der Ostwand der Halle befindet sich eine  $10 \text{ m}$  tiefe Tribüne, die sich über die gesamte Länge erstreckt. Auf der westlichen Seite schließt das Feld knapp  $5 \text{ m}$  vor der Außenwand ab. Daraus ergibt sich, dass die Hallenkonstruktion zu knapp zwei Dritteln über der Eisfläche liegt. Oben auf der Tribüne steht eine kleine Sprecherkabine.

Ursprünglich war die Halle dreiseitig offen und nur im Süden durch das anschließende Hauptgebäude geschlossen. Um den Durchzug in der Halle zu unterbinden wurden in den neunziger Jahren die West- und



Bild 1 Ostansicht der Halle mit Shedverglasung

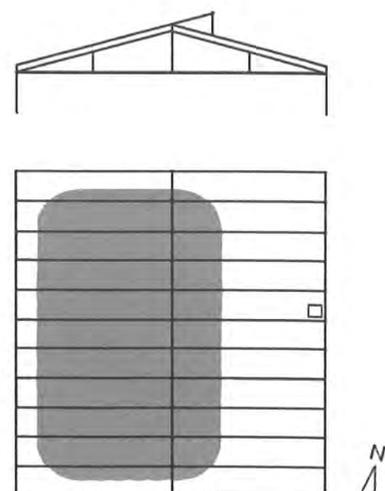


Bild 2 Eissporthalle Bitburg: Grundriss, Schnitt und Lage der Eisfläche und der Sprecherkabine



Bild 3 Nordostecke der Halle; Betonsäule mit Gabellager, Brett-schichtholzträger, Koppelpfetten, Auskreuzungen, Unterzug, sowie nachträglich angebrachter Windschutz aus Kunststoff-Planen



Bild 4 Algenbewuchs auf dem Querverband und Korrosion an den Aussteifungen

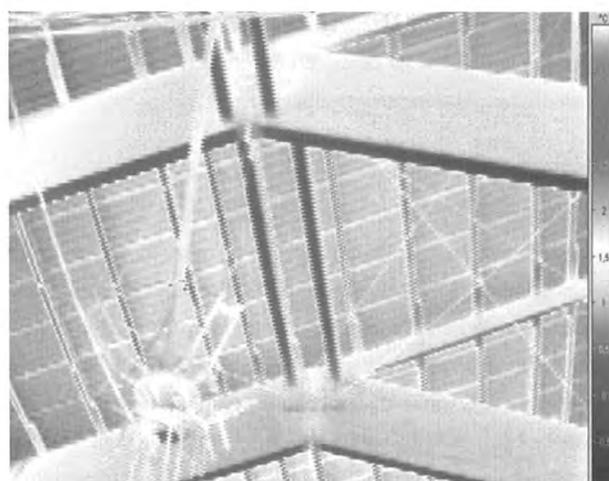


Bild 5 Photographie und Thermographie des Hallendaches Blickrichtung Nord,

die Ostwand durch Kunststoffplanen geschlossen, so dass die Eisfläche seither relativ windgeschützt ist, siehe *Bild 1 und Bild 3*. Die Dachkonstruktion ist mit unterspannten Brett-schichtholzträgern (BSH-Träger) mit einer Höhe von 1,34 m ausgeführt, die Unterspannung besteht aus hochfestem Stahl. Das Dach ist mit Faserzementplatten eingedeckt und nicht gedämmt. Die Träger liegen auf Stahlbetonsäulen auf, die als Gabellager ausgeführt sind (*Bild 3*).

Die BSH-Träger, die Koppelpfetten und teilweise die Eindeckung sind im Bereich der Oberlichter durch Algen grün verfärbt. Die Aussteifungen und die Unterspannung sind zum Teil stark korrodiert (*Bild 4*). Beides deutet auf eine lang anhaltende hohe Feuchtebelastung hin.

## 2.2 Bestandsaufnahmen

Bei einer ersten Inaugenscheinnahme Mitte Dezember 2006 wurde ein gleichmäßiges Hallenklima mit sehr hoher Luftfeuchte und Nebelbildung über der Eisfläche vorgefunden. Die Holzfeuchte der BSH-Träger wurde an verschiedenen Stellen durch Widerstandsmessung überprüft und lag bei ca. 30 %. Dieser Wert wurde durch Darrproben im Labor bestätigt.

*Bild 5* zeigt das Hallendach und die entsprechende Thermographie. Man erkennt deutlich die durch den direkten Strahlungsaustausch mit

der Eisfläche bedingte niedrigere Temperatur (blau, ca. 0 °C) an den Unterseiten der Träger und der Koppelpfetten. Die Trägerflanken sind etwas wärmer (grün, ca. + 1 °C), jedoch deutlich kälter als die Lufttemperatur von ca. + 2 °C). Die Dacheindeckung steht im Kontakt mit dem Außenklima und hat trotz des direkten Strahlungsaustausches mit der Eisfläche die Temperatur der Außenluft.

## 3. Bauphysikalische Grundlagen

Die Grundlagen wurden bereits ausführlich dargestellt [2] und werden hier nur kurz zusammengefasst. *Bild 6* zeigt schematisch die beteiligten Prozesse. Die Decke steht der kalten Eisfläche gegenüber. Durch den Strahlungsaustausch (Strahlung im langwelligen Infraroten um 10 µm) kühlt die Decke unter die Temperatur der Umgebungsluft ab. Wird dabei die Taupunkttemperatur der Luft unterschritten, kommt es zu Tauwasserbildung an der Unterseite der Decke. Die Tauwassermenge hängt im Wesentlichen davon ab, wie weit die Taupunkttemperatur unterschritten wird und wie lange diese Bedingungen andauern.

## 4. Messtechnik und Datenerfassung

### 4.1 Klima und Oberflächentemperatur

Zur Messung der Lufttemperatur und der relativen Luftfeuchte

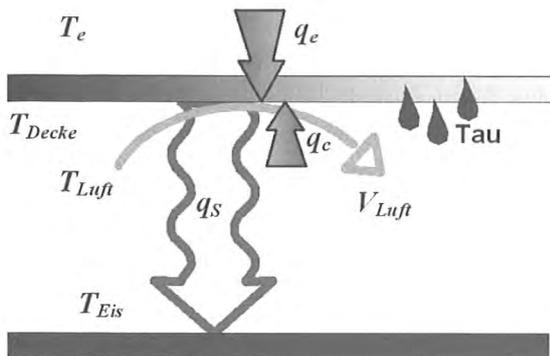


Bild 6 Schematische Darstellung der Wärmeströme und Temperaturen an einer Decke über einer Eisfläche.  
 $q_c$ : Wärmestromdichte durch Konvektion, abhängig von Luftgeschwindigkeit ( $V_{Luft}$ ) und Temperatur ( $T_{Luft}$ )  
 $q_s$ : Wärmestromdichte durch Strahlung, abhängig von den geometrischen Verhältnissen und der Eistemperatur ( $T_{Eis}$ )  
 $q_e$ : Wärmestromdichte durch Wärmeleitung von außen, abhängig von den Außenbedingungen ( $T_e$ ) und der Wärmedämmung des Daches



Bild 8 Anordnung von Elektroden zur Holzfeuchtemessung in 5 mm, 25 mm und 70 mm Tiefe sowie Thermoelement und Feuchte-Temperatur-Sensor

wurden kombinierte Temperatur-Feuchte-Sensoren an verschiedenen Stellen innerhalb und außerhalb der Halle installiert. Die Messung der Oberflächentemperaturen und der Eistemperatur erfolgte durch Thermoelemente. Die Strömungsgeschwindigkeit in der Halle wurde mit Strömungssensoren (Hitzdraht-Anemometer) an vier Positionen in der Halle bestimmt. Das Messdatenerfassung und Steuerung erfolgte mit einem 60-Kanal Multiplexer mit einem Messintervall von 15 Minuten. Alle Messwerte wurden zentral auf einem Rechner gespeichert. Bild 7 zeigt die zentrale Datenerfassung.



Bild 7 zentrale Messdatenerfassung in der Sprecherkabine

#### 4.2 Messung der Holzfeuchte

Die Holzfeuchte wurde konventionell mittels Widerstandsmessung bestimmt. Hierzu wurden an verschiedenen Stellen des zentralen BSH-Trägers Elektroden in unterschiedlicher Tiefe eingerichtet (Bild 8). Die Messpunkte sind über einen Umschalter in der zentralen Datenerfassung einzeln anwählbar. Die Messungen wurden täglich vom Eismeister der Halle durchgeführt und protokolliert.

## 5. Ergebnisse

### 5.1 Lufttemperatur

Bild 9 zeigt den Verlauf der Temperaturen in der Halle an drei Messstellen und die Temperatur der Außenluft über mehrere Tage Ende Dezember 2006. Die Temperatur in der Halle folgt der Außentemperatur ohne zeitliche Verzögerung. Deutlich erkennbar liegt die Lufttemperatur über der Eisfläche jeweils etwa  $1^\circ\text{C}$  unter der Außentemperatur.

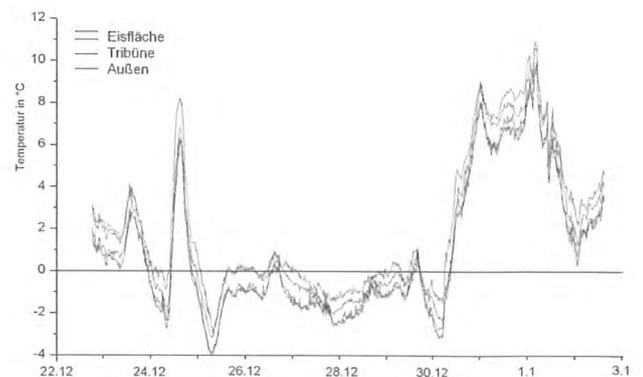


Bild 9 Verlauf der Lufttemperatur an zwei Stellen über der Eisfläche, über der Tribüne und außerhalb der Halle

### 5.2 Oberflächentemperatur

Die Oberflächentemperaturen entsprechender Messstellen über der Eisfläche zeigen keine signifikanten Abweichungen. Interessante Unterschiede ergeben sich aber zwischen der Unterseite und den Flanken der BSH-Träger: Durch Gefrieren von flüssigem Wasser bzw. Tauen einer Eisschicht an der Unterseite zeigt der Temperaturverlauf deutliche „Schultern“. siehe Bild 10. Über der Tribüne kann dieses Phänomen nicht beobachtet werden.

Die Strömungsgeschwindigkeit der Luft in der Halle liegt im Mittel unter  $0,5 \text{ m/s}$ . Auch an windigen Tagen wurde nur über der Eisfläche  $2-3 \text{ m/s}$  festgestellt, an den BSH-Träger verändert sich die Geschwindigkeit kaum und liegt auch bei Wind unter  $0,5 \text{ m/s}$ .

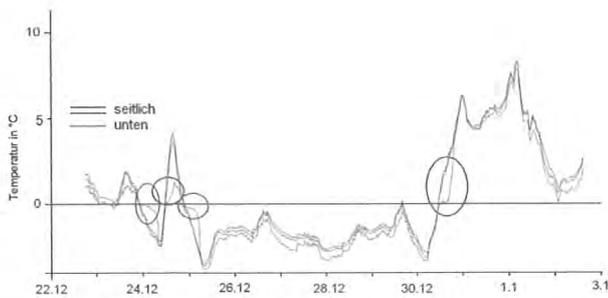


Bild 10 Temperaturen an den Flanken und der Unterseite der BSH-Träger

### 5.3 Luftfeuchtigkeit

Die relative Feuchte über der Tribüne entspricht der relativen Feuchte der Außenluft. Die relative Feuchte über der Eisfläche ist ca. 4 % höher und direkte Folge der beobachteten Temperaturabsenkung über der Eisfläche. Man kann daher davon ausgehen, dass die absolute Luftfeuchte, also der Wasserdampfpartialdruck und damit die Taupunkttemperatur in der Halle konstant sind und weitgehend dem Außenklima entsprechen.

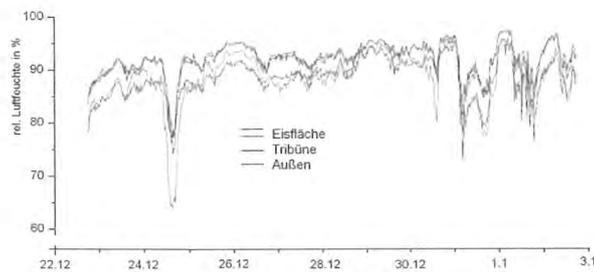


Bild 11 Verlauf der relativen Luftfeuchte an zwei Stellen über der Eisfläche, über der Tribüne und außerhalb der Halle

### 5.4 Tauwasser

Unterschreitet die Oberflächentemperatur die Taupunkttemperatur, so bildet sich Tauwasser, umgekehrt besteht die Möglichkeit der Abtrocknung. In den folgenden Diagrammen ist die Differenz Oberflächentemperatur-Taupunkttemperatur dargestellt. Die Flächen über der Nullgradlinie symbolisieren das Abtrocknungspotential und die Flächen unter der Nullgradlinie die Tauwasserbildung. Bild 12 zeigt die Auswertung über der Eisfläche und über der Tribüne Ende Dezember 2006, der Unterschied ist deutlich.

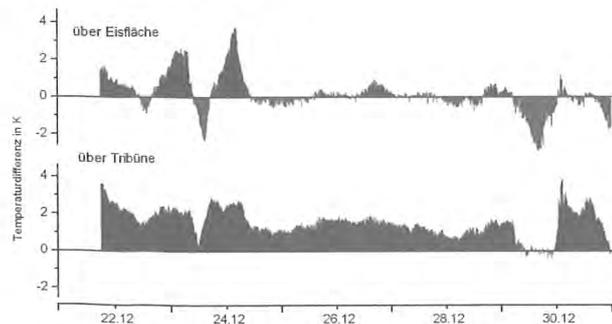


Bild 12 Differenz zwischen Taupunkttemperatur und Oberflächentemperatur an der Unterseite der BSH-Träger über der Eisfläche und über der Tribüne

### 5.5 Holzfeuchte

Bild 13 zeigt den Verlauf der Holzfeuchte über der Eisfläche und über der Tribüne für den gesamten Beobachtungszeitraum. Aufgetragen ist jeweils die mittels Widerstandsmessung täglich ermittelte Holzfeuchte in 5 mm, 25 mm, und 70 mm Tiefe an der Flanke des BSH-Trägers.

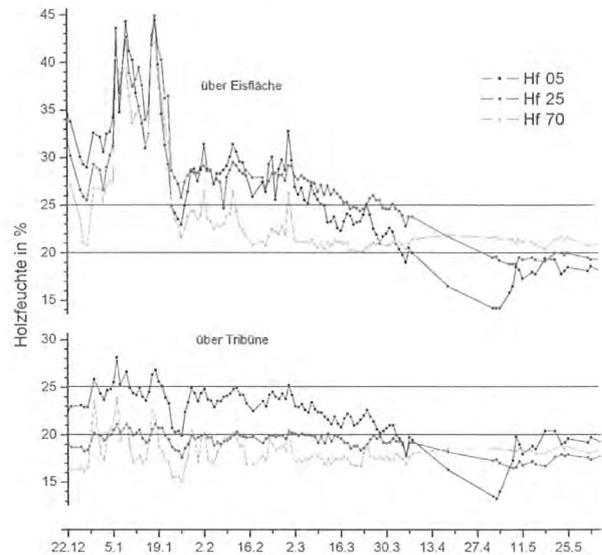


Bild 13 Holzfeuchten über der Eisfläche und über der Tribüne in 5 mm, 25 mm und 70 mm Holztiefe im Zeitraum Dezember 2006 bis Mai 2007; Abtauen der Eisfläche 5. April 2007

Betrachtet man die für kurzzeitige Schwankungen weniger empfindliche Holzfeuchte in 70 mm Tiefe, so liegt diese über der Tribüne bei ca. 17%, über der Eisfläche im Mittel jedoch mit ca. 21% um 4% höher. Dies ist eine direkte Folge der über der Eisfläche erhöhten Luftfeuchte aufgrund der abgesenkten Temperatur und in guter Übereinstimmung mit den bekannten Holzgleichsfeuchten.

Im Januar liegt die Holzfeuchte über der Eisfläche weit über dem hygroskopischen Bereich (Fasersättigung). Solche Holzfeuchten können nur aufgrund von flüssigem Wasser (Tauwasser) auftreten. Bild 14 zeigt die Daten des Außenklimas. Die relativ hohe mittlere Temperatur um 10°C bei sehr hoher Luftfeuchte während der ersten Januarhälfte erklärt die extreme Holzfeuchte durch eine massive Tauwasserbildung über der Eisfläche. Über der Tribüne ist die Holzfeuchte in diesem Zeitraum dagegen deutlich geringer, da hier nur wenig Tauwasser anfällt.

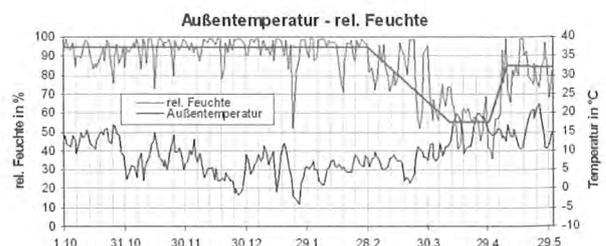


Bild 14 Tagesmittelwerte von Temperatur und relativer Luftfeuchte im Zeitraum Dezember 2006 bis Mai 2007

Noch während die Eisfläche besteht nimmt im Frühjahr die Holzfeuchte über der Eisfläche und über der Tribüne leicht ab. Dies ist darauf zurückzuführen, dass im Frühjahr das Abtrocknungspotential die Tauwasserbildung sehr stark überwiegt. Die sinkende relative Luftfeuchte im Frühjahr beeinflusst nicht nur die Tauwasserbildung, sondern bewirkt auch ein Absinken der Holzgleichsfeuchte. Mit dem Abtauen des Eises am 5. April verschwindet die Temperaturabsenkung von 1 °C-2 °C über der Eisfläche. Die Holzfeuchten über der Eisfläche und über der Tribüne gleichen sich allmählich an und werden mittelfristig in allen drei Messtiefen das gleiche Niveau erreichen.

## 6. Maßnahmen zur Vermeidung von Tauwasser

### 6.1 Grundlagen

In den Voruntersuchungen konnte der Einfluss der Eisfläche auf die Oberflächentemperatur der BSH-Träger belegt werden. Um eine Absenkung der Oberflächentemperatur unter die Taupunkttemperatur zu vermeiden, kommen verschiedene passive und aktive Maßnahmen in Frage.

Aktive Maßnahmen sind:

- direkte Flächenheizung
- indirekte Flächenheizung durch IR-Strahler
- Erhöhung der Luftgeschwindigkeit durch Gebläse

Passive Maßnahmen sind.

- Beheizung durch die Abwärme von Leuchten
- Öffnung der Halle für natürliche Luftströmung
- Verminderung des Strahlungsaustausches mit der Eisfläche durch Abschattung durch IR-reflektierende Oberflächenbeschichtung

Aktive Maßnahmen sind energieintensiv und nur in Ausnahmefällen sinnvoll. Bei den passiven Maßnahmen muss die Wirksamkeit einer verstärkten natürlichen Belüftung aufgrund der Ergebnisse der Strömungsmessungen bezweifelt werden. Eine Überprüfung war im Rahmen der vorliegenden Untersuchung nicht vorgesehen und konnte zeitlich auch nicht durchgeführt werden, wäre aber prinzipiell wünschenswert.

### 6.2 Untersuchungen an Abschattungselementen

Die Untersuchung konzentriert sich auf die Wirksamkeit einer Abschattung der Träger-Unterseite. Hierzu wurden vier unterschiedliche Ausführungen untersucht:

- Baufurniersperrholzplatte ohne seitlichem Überstand (*Bild 15*)
- Baufurniersperrholzplatte mit 6 cm seitlichem Überstand
- Baufurniersperrholzplatte mit 12 cm seitlichem Überstand (*Bild 15*)
- verzinktes Stahlblech mit 6 cm seitlichem Überstand

Der Emissionsgrad der Oberfläche des Stahlblechs wurde im Labor vorab mit  $0,15 \pm 0,03$  ermittelt. Das Stahlblech dient somit auch als Vertreter einer IR-reflektierenden Oberfläche. IR-reflektierende Oberflächenbeschichtungen sind zu Zeit in Entwicklung. Erste Vorprodukte werden an Fassadenflächen untersucht.

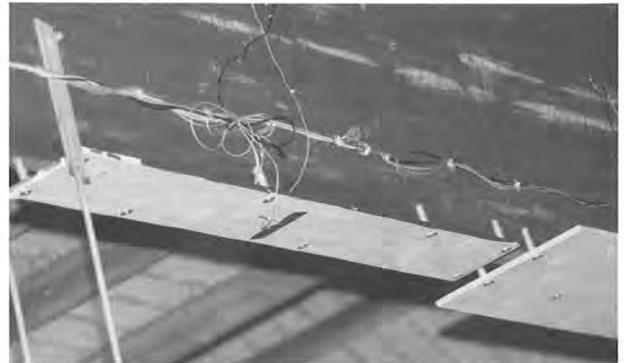


Bild 15 Abschattungselemente (Sperrholzplatte) und Sensoren links: ohne Seitenüberstand rechts: 12cm Seitenüberstand

### 6.3 Ergebnis der Verschattung

Für die Bewertung der Maßnahmen wurde der Zeitraum Februar/März 07 gewählt. Zu dieser Zeit bildete sich über der Eisfläche relativ viel Tauwasser. Über der Tribüne fällt dagegen in diesem Zeitraum kaum Tauwasser an, siehe Bild 16. Die Wirksamkeit der Verschattung zeigt sich in Bild 16 unten am Beispiel „Sperrholz ohne Überstand“. Grundsätzlich sind alle vier Maßnahmen wirksam und reduzieren den Tauwasseranfall auf etwa das Niveau der Messstelle „Tribüne“. Erwartungsgemäß führt ein größerer seitlicher Überstand zu etwas günstigerem Verhalten.

Eine Bewertung der Auswirkung auf die Holzfeuchte, insbesondere an den Flanken der BSH-Träger ist noch nicht abschließend möglich und erfordert weitere Messdaten.

Die Verschattung aus verzinktem Stahlblech sollte sich aufgrund des niedrigen Emissionsgrades noch günstiger verhalten. Die Wirksamkeit unterscheidet sich jedoch nicht wesentlich von den anderen Maßnahmen. Möglicherweise tritt trotz des niedrigen Emissionsgrades Tauwasser auf der Unterseite des Bleches auf und erhöht den Emissionsgrad auf den üblichen Wert von 0,9. Hierzu wären weitere Untersuchungen erforderlich.

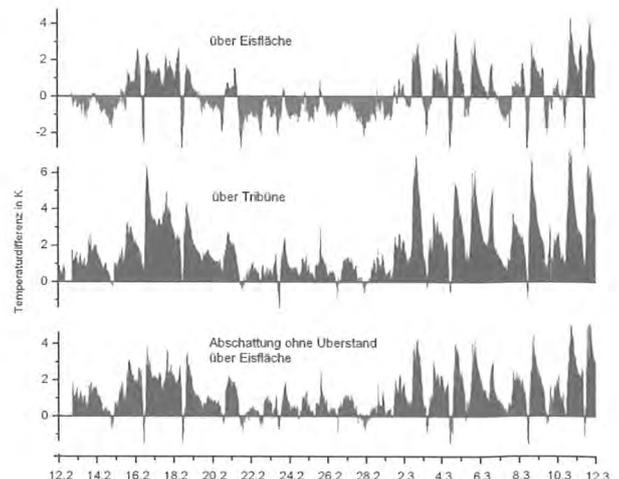


Bild 16 Differenz zwischen Taupunkttemperatur und Oberflächentemperatur an der Trägerunterseite über der Eisfläche, über der Tribüne und über der Eisfläche mit Abschattung ohne Überstand

## Zusammenfassung und Ausblick

Die aufgrund theoretischer Überlegungen vorhergesagte Absenkung der Oberflächentemperatur wurde bestätigt. Der Strahlungsaustausch zwischen Eisfläche und Dachkonstruktion führt zu einer Abkühlung der Oberflächen um bis zu 5°C unter die Temperatur der Umgebungsluft. Die Strömungsgeschwindigkeit der Luft im Bereich der Dachkonstruktion ist auch bei Wind unter 0,5 m/s, der konvektive Wärmetransport kann die Abkühlung nicht wesentlich verhindern.

Für die Feuchtebelastung der BSH-Träger ergeben sich zwei Folgerungen:

- Die Lufttemperatur im Bereich der Träger sinkt etwa 1°C bis 2°C unter die Außentemperatur, hierdurch erhöht sich die mittlere relative Luftfeuchte und die Ausgleichsfeuchte des Holzes steigt von 17% auf 21% an.
- Die Oberflächentemperatur sinkt zeitweise unter die Taupunkttemperatur, es kommt zu intensiver Tauwasserbildung an den Oberflächen. Das Holz erreicht Fasersättigung und nimmt je nach Dauer unterschiedliche Wassermengen auf.

Die Feuchtebelastung kann grundsätzlich durch zwei Maßnahmen verringert werden:

- Erhöhung der Oberflächentemperatur
- Reduktion der Taupunkttemperatur

Die günstige Wirkung einer Abschattung konnte durch die Installation verschiedener Abschattungselemente unterhalb der BSH-Träger nachgewiesen werden. Die Bildung von Tauwasser an der Unterseite der Träger wird auch über der Eisfläche wirkungsvoll reduziert. Unklar ist noch die Auswirkung auf die Holzfeuchte an den Flanken der Träger und die erwartete günstige Wirkung von Oberflächen mit niederem Emissionsgrad.

Andererseits kann auch die Luftfeuchte und damit die Taupunkttemperatur abgesenkt werden. Eine aktive Klimatisierung und Trocknung der Hallenluft muss hierzu nicht unbedingt erforderlich sein. Bereits ein ausreichend dichtes Schließen der Halle könnte ein Nachströmen feuchter Umgebungsluft im erforderlichen Umfang verhindern und den Tauwasseranfall reduzieren. Auch ein Abdecken der Eisfläche mit einer Folienlage während der ungenutzten Zeiten, ähnlich der Abdeckung von Wasserflächen in Schwimmbädern, wäre denkbar.

Zurzeit werden die Beobachtungen fortgesetzt. Eine Wiederaufnahme der Datenerfassung in vollem Umfang ist in der kommenden Eissaison geplant.

## LITERATUR

- [1] Fritzen, K.: Zur Problematik bei Eissporthallen, Bauen mit Holz, (Bruderverlag 2006), H.3
- [2] F. Feldmeier, F.: Wer weiß was? – ein Beitrag zur Bauphysik, Bauen mit Holz (Bruderverlag 2006), H.9
- [3] F. Feldmeier, F.: Wärmetransport durch Strahlung bei Bauwerken – kaum beachtetes Potential für Mängel bei Eissporthallen, Karlsruher Tage 2006, Tagungsband Ingenieurholzbau
- [4] Marquardt, H.: Temperaturmessungen in einer Eissporthalle – Überprüfung der strahlungsbedingten Abkühlung der Dachkonstruktion, bauen mit Holz (geplant)

