



Universität Karlsruhe (TH)

Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen

in Zusammenarbeit mit



Ein Unternehmen der
Gruppe Rudolf Müller

Ingenieurholzbau
Karlsruher Tage

Forschung für die Praxis

am 04. und 05. Oktober 2001

Tagungsband
2001

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, Karlsruhe

Herausgeber:

Bruderverlag, Albert Bruder GmbH
Bismarckstraße 21
76133 Karlsruhe
Telefon: ++49(0)721/91388-0, Fax: ++49(0)721/91388-99
E-Mail: Red.Holzbau@Rudolf-Mueller.de
Bestell-Nr. 5240
Layout und Produktion: Angelika Schneider
Druck: GREISERDRUCK GmbH & Co. KG, Rastatt

Tagungsprogramm

Donnerstag, 04. Oktober 2001

- 13.45 Eröffnung und Begrüßung
- 14.00 Möglichkeiten und Grenzen moderner Plattenwerkstoffe im Holzbau – Materialeigenschaften ins Problembewusstsein gerückt
Dipl.-Ing. Jana Erecke, Wismar;
Dipl.-Ing. Rainer Blum, Hamm;
Prof. Dipl.-Ing. Ralf Boddenberg, Wismar;
Dipl.-Ing. Wolfgang Stahl, Goslar
- 15.15 Schrauben – Innovative Verbindungen mit Potenzial
Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß, Karlsruhe
- 16.00 Kaffeepause
- 16.30 Scheiben
Prof. Dr.-Ing. Martin H. Kessel, Braunschweig
- 17.15 Moderne Holzbrücken: Erfahrungen aus der Praxis
Dipl.-Ing. (FH) Jürgen Schaffitzel, Schwäbisch Hall
- 18.00 Ende Vortragsveranstaltung 1. Tag
- 18.30 Gemütliches Beisammensein im Höpfner Burghof mit Bierprobe und Buffet

Freitag, 05. Oktober 2001

- 08.30 Schwingungen von Wohnungsdecken aus Holz, Stahl und Beton – Vorschläge für eine zutreffende Bewertung
Dr.-Ing. Bernhard Mohr, Kempten
- 09.15 Holzschalen in Brettrippenbauweise – Konstruktion und Berechnung
Dr.-Ing. Norbert Burger, Landshut
- 10.00 Kaffeepause
- 10.30 Eine vergleichende Betrachtung der Verwendung der Baustoffe Holz und Stahl bei weit gespannten Dachtragwerken – Diskutiert an einem gebauten Beispiel
Prof. Dipl.-Ing. Erich Milbrandt, Stuttgart
- 11.15 Gesamtheitliche Qualität durch Zusammenwirken von Architekt und Ingenieur – Erläuterte Beispiele
Dipl.-Ing. Architekt Hermann Kaufmann, A-Schwarzach
Dipl.-Ing. HTL Merz, A-Dornbirn
- 12.15 Diskussion
- 12.45 Schlussworte

Vorwort

Die zweiten „Karlsruher Tage“ ranken sich um Aspekte der Konstruktion und der Gebrauchstauglichkeit.

Gesamtheitlich technisch gute Holzkonstruktionen müssen

- standsicher,
- dauerhaft,
- gebrauchstauglich und
- wirtschaftlich sein.

Eine hohe Gestaltungsqualität ist selbstverständlich wünschenswert.

Die Materialentwicklung im Holzbau steht fast immer in unmittelbarem Zusammenhang mit der Konstruktion. Dies unterscheidet den Holzbau deutlich von Stahlbau, Mauerwerksbau und Betonbau. Bei neuen stabförmigen oder plattenförmigen Werkstoffen stellt sich sofort die Frage, wo sie eingesetzt werden können und wie sie verbunden oder angeschlossen werden können.

Bei neuen Verbindungsmitteln oder -techniken stellen sich die Fragen in oder an welchen Werkstoffen sie wie und wo eingesetzt werden können. Die Eigenschaften und die Einsatzmöglichkeiten bedingen sich wie bei den anderen Bauarten auch, jedoch beim Holzbau wesentlich vielfältiger und differenzierter.

Daraus ergeben sich:

- faszinierend viele Konstruktionsmöglichkeiten,
- eine entsprechende Zahl von Fehlermöglichkeiten,
- im Allgemeinen nur komplexe Konstruktionslösungen.

Die Kombinatorik, schon früher bedeutend im Holzbau, hat maßgeblichen Stellenwert erreicht. Sie definiert sich aus Stoffen und Geometrien in Bezug zu den Beanspruchungen (Sicherheiten) und den Ansprüchen (Gebrauchstauglichkeiten).

Stoffliches und Geometrisches gehören beim Holz und Holzbau stets zueinander.

Es prägt sich aus in:

- den Anisotropien der zulässigen Beanspruchungen bzw. Widerständen,
- deren Auswirkungen im geometrischen Kontext.

Schraube ist nicht Schraube und Holzwerkstoff nicht Holzwerkstoff, eine Klammer ist kein Nagel usw. usw.. Die Schraube oder der Nagel wirkt in jedem hölzernen Werkstoff verschieden. Es ergeben sich Unsummen von Kombinationsmöglichkeiten Stoff – Geometrie. Und es ergeben sich unzählige Kriterienwechsel.

Die diesjährigen „Karlsruher Tage“ setzen Stoff und Geometrie unter verschiedenen Aspekten in ebenso verschiedene Beziehungen. Diese Bezüge werden „aus der Forschung für die Praxis“ thematisiert, jedoch auch umgekehrt „aus der Praxis für die Forschung“.

In Kenntnis des Inhaltes dieses Tagungsbandes nehmen die Veranstalter hier vorweg:

- Es geht um sehr Konkretes!
- Es geht um die Zusammenhänge!
- Der Zusammenhang zwischen Theorie und Praxis und Praxis und Theorie findet statt!

Die Veranstalter bedanken sich bei den Referenten, dass sie allesamt ihre spezifischen Interessenlagen im Interesse der für den Holzbau maßgeblichen Zusammenhänge auf diese ausgerichtet haben.

Hans Joachim Blaß
Klaus Fritzen

PS: Philosophie ist ein Gedankenmodell, das in seinem Verweisungszusammenhang schlüssig ist.

„Karlsruher Tage“ ist der Versuch, praktisch schlüssige Verweisungszusammenhänge herzustellen.

„Karlsruher Tage“ 2002 voraussichtlich am 10. + 11.10.2002 wie gewohnt praktisch.

1	OSB – Oriented Strand Board	
	Möglichkeiten und Grenzen moderner Plattenwerkstoffe; Dipl.-Ing. Jana Ehrecke, Wismar	
	1.1 Einleitung	7
	1.2 OSB – ein konstruktiver Holzwerkstoff für tragende und aussteifende Zwecke	7
	1.3 „Probleme“ ins Bewusstsein gerückt	11
	1.4 Zusammenfassung	14
2	Diffusionsoffene mitteldichte Faserplatten (MDF)	
	Möglichkeiten und Grenzen des Einsatzes im Holzbau; Dipl.-Ing. Rainer Blum, Hamm	
	2.1 MDF als innovativer konstruktiver Baustoff	17
	2.2 Einsatzbereiche	18
	2.3 Technische Kennwerte	19
	2.4 Kritische Einsatzbereiche	20
	2.5 Wie kann man diese Schäden vermeiden?	22
	2.6 Zusammenfassung	23
3	Möglichkeiten und Grenzen moderner Plattenwerkstoffe im Holzbau –	
	Materialeigenschaften ins Problembewusstsein gerückt; Dipl.-Ing. Wolfgang Stahl, Goslar	
	3.1 Einleitung	25
	3.2 Plattenwerkstoffe	25
	3.3 Fazit	34
4	Schrauben – Innovative Verbindungen; Prof. Hans Joachim Blaß, Karlsruhe	
	4.1 Einleitung	37
	4.2 Verbindungen mit selbst bohrenden Holzschrauben	38
	4.3 Verstärkungen rechtwinklig zur Faser	43
	4.4 Zusammenfassung	46
	4.5 Literatur	47
5	Tafeln; Prof. Dr.-Ing. Martin H. Kessel, Braunschweig	
	5.1 Vorgeschichte	49
	5.2 Konstruktionen	50
	5.3 Die Tafel als Verbundbauteil	54
	5.4 Tragwirkungen	59
	5.5 Zusammenwirkungen von Beplankungen und Rippen	63
	5.6 Literatur	78
6	Schwingungen von Wohnungsdecken aus Holz, Stahl und Beton	
	Vorschläge für eine zutreffende Bewertung; Dr.-Ing. Bernhard Mohr, Waltenhofen-Oberdorf	
	6.1 Einleitung	81
	6.2 Grundlagen aus Normen und internationaler Literatur	82
	6.3 Theoretische Untersuchungen an Tragwerken	84
	6.4 Messungen	91
	6.5 Zusammenfassende Bewertung	97
	6.6 Literatur	97
7	Holzschalen in Brettrippenbauweise	
	Konstruktion und Berechnung; Dr.-Ing. Norbert Burger, Landshut	
	7.1 Einführung	101
	7.2 Historisches	102
	7.3 Grundidee und Konstruktionsprinzip	104
	7.4 Tragverhalten	105
	7.5 Formfindung und Herstellung	107
	7.6 Berechnung	108
	7.7 Nachweise	112
	7.8 Ausgeführte Beispiele	117
	7.9 Schrifttum	118
8	Eine vergleichende Betrachtung zur Verwendung der Baustoffe Holz und Stahl bei weit	
	gespannten Dachtragwerken; Prof. Dipl.-Ing. Erich Milbrand, Stuttgart	
	8.1 Einleitung	121
	8.2 Messe Nürnberg Halle 7A	130
9	Gesamtheitliche Qualität durch Zusammenwirken von Architekt und Ingenieur;	
	Dipl.-Ing. Architekt H. Kaufmann, A-Schwarzach,	
	9.1 Bauen ist Teamwork	145

10	Gesamtheitliche Qualität durch Zusammenwirken von Architekt und Ingenieur;	
	Dipl.-Ing. (HTL) Konrad Merz, A-Dornbirn	
	10.1 Überdachung Zollstation in Hohenems, A	151
	10.2 Bauhof in Hohenems	153
11	Moderne Holzbrücken: Erfahrungen aus der Praxis;	
	Dipl.-Ing. (FH) Jürgen Schaffitzel, Schwäbisch Hall	
	11.1 Einleitung	157
	11.2 Querschnitte	158
	11.3 Geländer	161
	11.4 Beläge	162
	11.5 Zukunft	163
12	Prof. Dipl.-Ing. Ralf Boddenberg, Wismar	
	Loseblattsammlung	

Dipl.-Ing. Jana Ehrecke

Büroanschrift: EGGER Holzwerkstoffe Wismar GmbH & Co. KG
Am Haffeld 1
23966 Wismar

- 1968 Geboren in Malchin
- 1992 Abschluss als Dipl.-Ing. für Verfahrenstechnik an der TU Dresden, Institut für Holz- und Faserwerkstofftechnik
- 1992 Glunz Consult GmbH, Abt. Zentrale Anwendungstechnik
- 1995 Glunz Deutschland GmbH, Bereich Bausysteme als Produktberatering für konstruktive Holzwerkstoffe
- 1996 Glunz AG, UB Handel/Bau, als Leiterin Produktmanagement und Anwendungstechnik
- seit 1999 Egger Holzwerkstoffe Wismar GmbH & Co. KG als Produktmanagerin Bau

OSB – Oriented Strand Board

Möglichkeiten und Grenzen moderner Plattenwerkstoffe im Holzbau – Materialeigenschaften ins Problembewußtsein gerückt.

Dipl.-Ing. Jana Ehrecke, Egger Holzwerkstoffe Wismar GmbH & Co.KG

1 Einleitung

Der Einstieg in das Thema fällt nicht ganz leicht, denn das Wort „Problem ...“ am Bau führt den Planer und Ausführenden möglicherweise zu der Entscheidung: Lass lieber die Finger davon.

Das soll natürlich auf keinen Fall der Effekt sein, den dieser Beitrag auslösen will. Vielmehr will die Verfasserin ins Bewußtsein rücken, welches Leistungsspektrum von einem modernen Holzwerkstoffen wie OSB erwartet werden kann und auch ausgeschöpft werden sollte.

Da die Verfasserin selbst nicht Bauingenieurin ist, wird es im folgenden weniger um Fragen der statischen Bemessung als um die Materialeigenschaften, die die Gebrauchstauglichkeit beeinflussen, gehen.

2 OSB – ein konstruktiver Holzwerkstoff für tragende und aussteifende Zwecke

OSB – seit Anfang der 90er in immer stärkerem Maße in der deutschen Baulandschaft vertreten – ist in erster Linie ein konstruktiver Holzwerkstoff für die Anwendungsbereiche Dach, Wand oder Decke.

Hier hat sich der Plattenwerkstoff neben Holzspanplatten nach DIN 68763 und Baufurniersperrholz nach DIN 68705 fest etabliert.



Bild 1: OSB als Konstruktionsplatte im Einfamilienhaus



Bild 2: OSB als Konstruktionsplatte für eine Fußgängerbrücke, Egger St. Johann

OSB, abgeleitet von Oriented Strand Boards, besteht aus richtungsorientiert gestreuten Schälspänen aus Nadelholz (zumeist Kiefer in Europa) oder Pappel (Nordamerika) - sogenannte Strands mit einer Länge von bis zu 150 mm. Im Gegensatz zur Spanplatte werden die Strands analog zum Sperrholz richtungsorientiert in Lagen verarbeitet. Die Faserrichtungen verlaufen in den Deckschichten parallel zur Plattenlängsrichtung, die Mittelschicht ist quer dazu ausgerichtet.

Aus dieser Eigenschaft ergibt sich insbesondere in Längsrichtung eine deutlich höhere Biegefestigkeit /Steifigkeit als bei Spanplatten.

Die Schwind- und Quellmaße in Plattenebene liegen i.d.R. bei OSB deutlich unter denen von Spanplatten.

Neben der guten Verarbeitbarkeit wie z.B. dem Sitz von Befestigungsmitteln im Randbereich ist das ein weiteres Argument für den Einsatz in mechanisch hoch beanspruchten Konstruktionen.

Die Anforderungen an OSB werden in der DIN EN 300- OSB:1997 geregelt.

Klassifizierung nach EN 300:

- OSB/1 = Platten für allgemeine Zwecke u. für Inneneinrichtungen (einschließlich Möbel) zur Verwendung im Trockenbereich
- OSB/2 = Platten für tragende Zwecke zur Verwendung im Trockenbereich
- OSB/3 = Platten für tragende Zwecke zur Verwendung im Feuchtbereich
- OSB/4 = Hochbelastbare Platten zur Verwendung im Feuchtbereich

Seit 1999 sind die Plattentypen OSB/3 und OSB/4 nach DIN EN 300-OSB in die Bauregelliste A des DIBt aufgenommen. Für die zulässigen Rechenwerte wurden Tabelle 3 und 6 der DIN 1052 – Holzbauwerke zugrunde gelegt.

EN 12369-1, Holzwerkstoffe. Charakteristische Werte ... enthält die charakteristischen Werte für die Bemessung nach Eurocode 5

Alle Hersteller, die den deutschen Markt beliefern, verfügen jedoch für ihre OSB-Platten über allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen des DIBt Berlin.

Statische Bemessung

Randabstände

Veränderungen in der Fertigungstechnologie, wie z.B. der Einsatz längerer Strands (bis 150 mm Länge) beeinflussen die Festigkeitseigenschaften insbesondere z.B. die Lochleibungsfestigkeit.

So können derzeit für einen OSB-Typ die Nagelabstände wie für Baufurniersperrholz gemäß DIN 1052-2:1988, Abs. 6.2.14, gewählt werden.

Das bedeutet, dass Holzquerschnitte des Tragwerks auf das aus statischen und wärmedämmtechnischen Gründen erforderliche Maß reduziert werden können.

Rechenwerte

Die zulässigen Rechenwerte für Spannungen beinhalten bei OSB den Sicherheitsfaktor = 5. Bei Spanplatte/Baufurniersperrholz beträgt der Sicherheitsfaktor = 4. Die Tragfähigkeit ist also ausreichend abgesichert. Angstzuschläge sind nicht erforderlich und machen die Konstruktion unnötigerweise teurer.

Format muss man haben

Bei der Herstellung von OSB gehen die Hersteller seit 1997 in Europa zur Endlospress-Technologie über.

Diese Technik bietet die Möglichkeit, Platten in Großformaten bis zu 12 x 2,8 m herzustellen. Dies ist ein deutlicher Vorteil gegenüber Sperrholz, wo Großformate in der Regel durch „Schäften“ erzeugt werden müssen.

Noch sind derartige Formate bei den OSB-Herstellern keine Lagerware.

Steigt die Nachfrage, wird sich auch hier die Verfügbarkeit deutlich verbessern.

Alle neuen OSB-Werke sind auf XXL-Formate technisch eingestellt.

Neben höherer Formatflexibilität, sind nun auch Platten im Dickenbereich bis zu 40 mm erhältlich. Damit bieten sich neue Möglichkeiten, OSB-Platten auch in hinsichtlich Ihrer Tragfähigkeit hoch beanspruchten Bereichen einzusetzen :



Bild 3: IAA 2001– Messestand von BMW

Bauphysik

OSB Platten weisen ausreichend hohe Diffusionswiderstandsfaktoren $\mu = 200 \dots 600$ auf (\rightarrow sd-Werte OSB $> 2,0$ m). Bei Kombination mit diffusionsoffenen Aussenbeplankungen kann i.d.R. auf zusätzliche ganzflächig montierte Dampfbremsen verzichtet werden.

Die Luftdichtheit im Bereich Platten-/Bauteilstoß ist jedoch nach wie vor sorgfältig durch Abklebung herzustellen.

Neue Plattentypen – neue Einsatzbereiche

Mit den gewachsenen Herstellerkapazitäten beginnt OSB sich über den Einsatz als Konstruktionsplatte hinaus neue Einsatzgebiete zu erschließen:

- Phenolfilm-Beschichtung: Betonschalung
Verschleißböden
- Verbundplatten: OSB+MDF
Alternative zur Span-Tischlerplatte,
Festigkeitsunterschiede längs/quer minimiert,
Möbelbau, Messebau, Bühnenbau

3 „Probleme“ ins Bewußtsein gerückt

Statische Bemessung

Mit der Zahl der OSB-Hersteller hat auch die Zahl der Zulassungen in Deutschland drastisch zugenommen.

Zur Zeit sind durch das DIBt Berlin sieben OSB-Zulassungen erteilt, eine weitere ist in Arbeit.

Aufgrund der nicht unerheblichen Schwankungsbreite der Rechenwerte, siehe Bild 4, ist unbedingt darauf zu achten, dass die in der statischen Bemessung zugrunde gelegte OSB-Qualität dann auch auf der Baustelle zum Einsatz kommt.

Rechenwerte lt. DIN bzw. Zulassung d= 15 mm	Einheit	Spanplatte V100	OSB Z-9.1- xxx	Sperrholz ≥5lagig BFU-100
E-Modul II Biegung ⊥ PE (HA)	N/mm ²	2800	3500 ...5300... 6500	5500
E-Modul ⊥ Biegung ⊥ PE (NA)		2800	1200 ...2300 ...2800	1500
Biegefestigkeit II ⊥ PE	N/mm ²	4,0	4,1...6,6 ...8,0	13,0
Zugfestigkeit II in PE	N/mm ²	2,25	1,8 ... 2,6	8,0
Schubmodul ⊥ PE	N/mm ²	1000 ...850	800...1100... 1500	500...700
Lochleibungsfestig- keit	N/mm ²	6,0	3,0...6,0...8,0	
Wasserdampfdiff.- faktor μ	-	100 ... 80	200 ... 600	400 ... 100
Wärmeleitzahl λ	W/mK	0,13	0,13	0,13

Bild 4: Rechenwerte lt. DIN bzw. Zulassung

Der vorliegende Entwurf der DIN 1052 neu (NAD für den Eurocode 5) bietet den Herstellern wenig Anlass, sich für die im Anhang M aufgeführten Rechenwerte für OSB zu begeistern, da sie weiterhin an die Rechenwerte für Spanplatte gekoppelt bleiben.

Feuchtebeständigkeit

Da das DIBt zur Zeit nur Platten des Typs OSB/3 und OSB/4 für den Einsatz im Bauwesen zugelassen hat, kann man bei den Ü-Zeichen gekennzeichneten OSB-Platten in Deutschland immer vom Vorhandensein einer feuchtebeständigen Verleimung ausgehen.

Dennoch ergeben sich abhängig vom gewählten Leimtyp Unterschiede, da sich

bei gleichen klimatischen Bedingungen unterschiedliche Gleichgewichtsfeuchten einstellen.

So können sich im Feuchtebereich (rel. LF. <65%) im Vergleich der Verleimung PMDI/MUPF und PF durchaus Feuchteunterschiede bis zu 7% einstellen. Aus den sich unterschiedlich einstellenden Ausgleichfeuchten bei gleichem Klima ergeben sich auch unterschiedliche Dimensionsänderungs-koeffizienten.

In den neueren OSB-Zulassungen wurde der Rechenwert für OSB einheitlich auf 0,03%/‰ festgelegt.

Bindemitteltyp	Dickenquellung nach EN 317
OSB mit Phenolverleimung	15%
OSB mit MUPF/PMDI Verleimung	8 – 12 %

Bild 5: OSB Dickenquellung – Angaben gemäß DIBt-Zulassung

Holzwerkstoff	Rechenwerte der Längenänderung in Plattenebene in % je % Materialfeuchteänderung
Spanplatte	0,035
OSB	0,030 (II: 0,017* / I: 0,025*)
Sperrholz	0,020

* EUROSTRAND OSB/3/Z 18 mm

Bild 6: Rechenwerte der Längenänderung in Plattenebene

Wenn man auch damit einigen OSB-Typen nicht gerecht wird, ist in jedem Fall gerade beim Einsatz großformatiger Platten darauf zu achten, konstruktiv ausreichende Dehnfugen und Verformungsmöglichkeiten vorzusehen.

Die thermisch bedingte Längenänderung für Holzwerkstoffe ist vernachlässigbar. Sie wird immer durch die Materialfeuchte bedingten Längenänderungen überlagert.

Verträglichkeit zu angrenzenden Baustoffen und Materialien

Mit den zunehmenden Verbreitung von OSB wird oftmals auch der dekorative Aspekt des Materials in Betracht gezogen.

Dies stellt im Innenausbau, Messebau etc. kein Problem dar.

Alle OSB-Hersteller bieten mit Farben- und Lackherstellern erprobte anwendungstechnische Empfehlungen in ihren Produktunterlagen:

- PUR-Lacke

- Acrylate
- SH-Lacke / Nitrolacke
- Kreidefarben
- Öle / Wachse

Der Bereich der Fassadenbekleidung stellt besonders hohe Anforderungen an das Erscheinungsbild und die Dauerhaftigkeit. Bisherige Erfahrungen mit OSB in diesem Einsatzbereich können wie folgt zusammen gefasst werden:

- Anwendung nur ohne statische Beanspruchung zulässig.
- Anwendung nur in vor direkter Bewitterung geschützten Bereichen wie Trauf- und Ortgangschalung auf Dauer empfehlenswert.
- Anwendung nur in untergeordneten Bereichen wie Carports etc. mit entsprechendem Oberflächenschutz (Aussenanstriche mit UV- und Bläueschutz) empfehlenswert, da es auch bei intakter, rissfreier Lackschicht immer zu Oberflächenquellungen der Deckschichtstrands kommt, die das Erscheinungsbild deutlich verändern.

OSB als Unterkonstruktion für Metalleindeckungen

Die Hersteller der Metalleindeckungen empfehlen bei Unterkonstruktionen aus Holzwerkstoffen den Einsatz einer Trennlage. Diese stellt vorrangig einen Schutz der Holzwerkstoffplatte gegen unzulässige Auffeuchtung und damit verbundenem Festigkeitsverlust dar (→ Kondensatbildung an kalten Metalloberflächen).

Holzwerkstoffplatten mit Phenol-Verleimung verhalten sich alkalisch, d.h. hier kann ggf. ein korrosiver Einfluss auf Befestigungsmittel auftreten, zusätzlich gefördert durch eine höhere Ausgleichsfeuchte der Holzwerkstoffe. Hier sollten verzinkte Befestigungsmittel eingesetzt werden.

PMDI-gebundene OSB Platten verhalten sich aufgrund der polyadditiven Vernetzung des Bindemittels chemisch neutral. Eine Korrosionsförderung der metallischen Befestigungsmittel ist nicht zu erwarten.

Bei möglicher Feuchtebeanspruchung in Aussenbauteilen (→ Kondensatbildung an kalten Metalloberflächen) sind dennoch immer verzinkte Befestigungsmittel einzusetzen.

OSB im Beton-Kontakt

In zunehmendem Maße findet OSB als Alternative zum Seekiefer-Sperrholz Anwendung im Bereich der Betonschalung. Sie wird vor allem für das Schalen von Durchbrüchen in Unterzügen, Türöffnungen und zum Teil auch für Deckenschalungen eingesetzt. Die Behandlung der Oberfläche mit Schalölen ist

hierbei unbedingt erforderlich, um ein problemlosen Ausschalen sowie ein akzeptables Betonbild zu erreichen. Die Inhaltsstoffe des Holzes - sogenannte Holzzucker – können die Hydratation des Zementes beeinflussen.

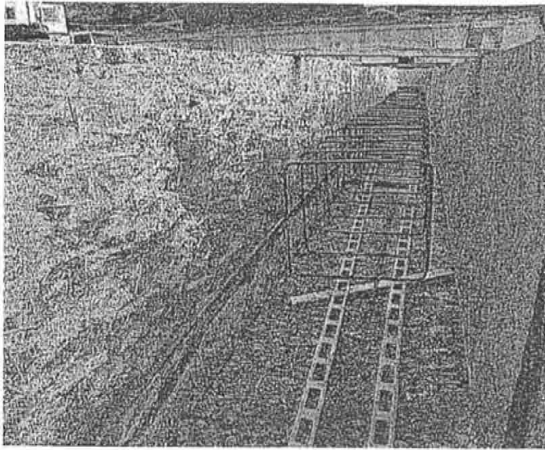


Bild 7: OSB mehrfach als Fundamentschalung verwendet

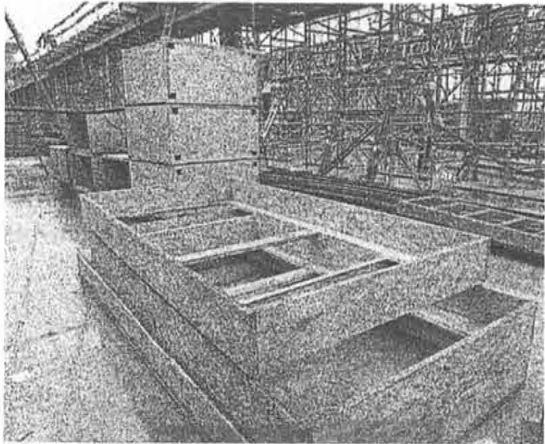


Bild 8: München Flughafen, Terminal 2 - OSB als Schalungskasten

4 Zusammenfassung

Die Einsatzbereiche von OSB haben sich in den letzten Jahren weiterentwickelt. Für den Holzbau in den Systemen Dach-Wand-Decke hat sich OSB hervorragend bewährt.

Doch nicht für alle gewünschten neuen Anwendungen gibt es bereits Langzeiterfahrungen.

Der Einsatz von OSB über die Anwendung als Konstruktionsplatte in den Anwendungsklassen HWK 20 und 100 hinaus sollte bei besonderen Beanspruchungen immer in enger Abstimmung mit dem Hersteller erfolgen.

Literatur:

- Diverse Schriften des Informationsdienstes Holz, Reihe „Holzbau-Handbuch“
- DIN 1052 – Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung: 1988
- DIN EN 300 – OSB:1997
- Diverse OSB-Zulassungen des DIBt
- Hans-Jürgen Deppe/ Kurt Ernst:
MDF-Mitteldichte Faserplatten, DRW – Verlag, Leinfelden-Echterdingen, 1996
- PERI, Handbuch 95

Dipl.-Ing. Rainer Blum

Glunz AG
Ewald-Görshop-Straße 155
58454 Witten
Tel.: 02302/941084
Fax: 02302/941687
e-Mail: rainer.blum@glunz.de



1963	Geboren
1982 – 1989	Studium Bauingenieurwesen, Uni Dortmund
1989 – 1994	Forschungsprojekte Uni Stuttgart / Uni Bochum
1994 – 1996	Glunz AG, Anwendungstechnik
1996 – 1998	Brückmann Produktmanagement
seit 1999	Glunz AG, Gruppenleiter konstr. Produktmanagement

Diffusionsoffene mitteldichte Faserplatten (MDF)

Möglichkeiten und Grenzen des Einsatzes im Holzbau

Dipl.-Ing. Rainer Blum, Glunz AG

1 MDF als innovativer konstruktiver Baustoff

Die positive Marktentwicklung des Holzrahmenbaus in den zurückliegenden Jahren wurde sicherlich maßgebend durch das Bereitstellen innovativer Baustoffe begünstigt. Hierzu zählt auch eine Vielzahl von Holzwerkstoffen.

Zunächst fand der Holzwerkstoff OSB als tragender Beplankungswerkstoff insbesondere bei den Zimmerern als Alternative zu den etablierten „Spanplatten“ (Flachpressplatten nach DIN 68763) Beachtung. Dieser Werkstoff ist mit seinen physikalischen Eigenschaften (dampfbremsend) sehr gut für die innenliegende, aussteifende Beplankung geeignet.

Im Rahmen einer möglichst „holzschutzmittelfreien“ Holzbauweise gewann der konstruktive Holzschutz wieder eine größere Bedeutung. Insbesondere diffusionsoffene Bauteilkonzepte etablierten sich schnell. Die diffusionsoffene Bauweise basiert auf einem möglichst hohen Verdunstungspotential der Konstruktion sowie einer rechnerischen Tauwasservermeidung durch bauphysikalisch sicher abgestufte Widerstandswerte der eingesetzten Baustoffe (Diffusionsberechnung nach DIN 4108, T5, Verfahren nach Glaser).

Im Jahr 1996 wurde dann folgerichtig die „neue“ DIN 68800-2 eingeführt. Sie definiert die Gefährdungsklasse GK 0 und ermöglicht damit den weitgehenden Verzicht auf den chemischen Holzschutz bei Beachtung der notwendigen konstruktiven Randbedingungen. Eine wesentliche Forderung dieser Norm ist die Begrenzung der diffusionsäquivalenten Luftschichtdicke der äußeren Beplankung/Schicht: $s_d \leq 0,2 \text{ m}$

Hierfür wurde in der Holzwerkstoffindustrie der Werkstoffe MDF (Medium Density Fibreboard), der ursprünglich für Anwendungen in der Möbelindustrie konzipiert wurde, bautechnisch weiterentwickelt und 1996 von der Fa. Glunz als „AGEPAN DWD“ in den Markt eingeführt. Weitere Produkte der Firmen Krono und Egger folgten.



Bild 1: Rohbau eines Holzrahmenbaugeschäftes mit diffusionsoffener Gebäudehülle

Für die Herstellung von MDF wird der Rohstoff Holz zerkleinert und mit Hilfe von Bindemitteln unter Wärmeeinfluss und Pressendruck zu homogenen, flächigen Holzfasern verpresst. Sinnvollerweise wird für die baurelevanten Platten als Bindemittel vorrangig PMDI eingesetzt, wodurch eine geringere Holztauglichkeitsfeuchte erreicht wird. Zur Erhöhung der Hydrophobierung werden Zusätze wie Paraffin eingesetzt.

Die Zerkleinerung des Holzes führt auch dazu, dass der resultierende Werkstoff diffusionsoffener als Vollholz oder vollholzhähnliche Produkte ist.

Ein weiterer wesentlicher Vorteil dieser im Trockenverfahren hergestellten Produkte ist die Möglichkeit, im Herstellprozess ein definiertes „Rohdichteprofil“ umzusetzen. Dies führt zu wesentlich höheren Festigkeits- und Steifigkeitskennwerten als bei den ebenfalls für das Bauwesen eingeführten Weichfaserplatten, die im klassischen Nassverfahren und ohne zusätzliche Bindemittel hergestellt werden.

Festigkeit und natürlich auch hohe Dimensionsstabilität sind wesentliche Parameter für die Vorfertigung von Bauelementen. Hierdurch erlangt die Holzbauteile zusätzliche wirtschaftliche Vorteile.



Bild 2: gute Festigkeitseigenschaften von MDF erhöhen auch die Sicherheit im Dachbereich; die Platten sind - im trockenen Zustand und bei üblichen Sparrenabständen - durchtrittssicher

2 Einsatzbereiche

Als diffusionsoffener, fester Baustoff ist konstruktives MDF ideal als Außenbeplankung in der Gebäudehülle einsetzbar. Die guten mechanischen Eigenschaften haben dazu geführt, dass für alle relevanten Produkte im Markt eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung vorliegt. Diese ermöglicht die Berücksichtigung als mittragende Beplankung zur Aufnahme von Windlasten.

Auch die Kipp- und Knickaussteifung dünner Rippenquerschnitte bzw. der Gurte von zusammengesetzten Trägerquerschnitten wird durch die bauaufsichtliche Zulassung möglich. Damit wird auch der Entwicklung zu immer größeren Bauteiltiefen (infolge erforderlicher Dämmquerschnitte) und dem Bedürfnis nach Vermeidung von Wärmebrücken Rechnung getragen.

Herkömmliche Dachaufbauten und hinterlüftete Fassadenlösungen ermöglichen die Ausnutzung des diffusionsoffenen Materialcharakters.

Grundsätzlich sind die Platten feuchtebeständig verleimt und daher in den Anwendungsbereichen der Holzwerkstoffklassen 20 und 100 nach DIN 68800-2 zugelassen. Die maximale Materialfeuchte der Platten darf in Abweichung der DIN 68000-2 den Wert von 16% (15%) nicht überschreiten. Dies ist bei sinnvollen Bauteilkonstruktionen auch gewährleistet. Schimmelpilzbildung ist bei diesen Feuchteknennwerten nicht möglich.

Diese in den Zulassungen geforderte Anforderung wird in der realen Praxis jedoch oft nicht eingehalten, wie die unten diskutierten Bauschäden zeigen. Bei diesen Beispielen muss sich – zumindest zwischenzeitlich - eine wesentlich höhere Materialfeuchte einstellen.

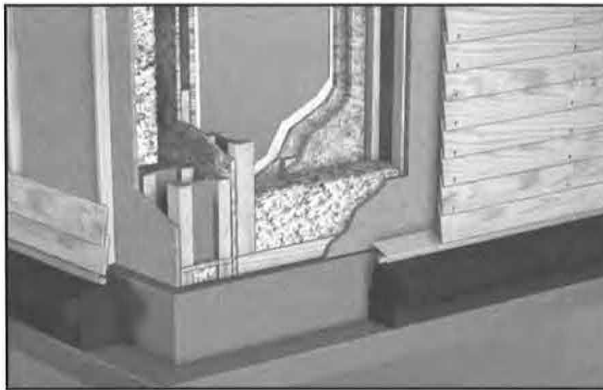


Bild 3 Diffusionsoffener Bauteilaufbau mit OSB und konstruktivem MDF

Der Einsatz von Wärmedämmverbundsystemen ist in den Zulassungen ebenfalls vorgesehen. Diese müssen dann aber eine entsprechende – also für Holzwerkstoffuntergründe ausgelegte - bauaufsichtliche Zulassung aufweisen. Der diffusionsoffene Charakter einer solchen Bauteillösung ist nur bedingt gegeben.

3 Technische Kennwerte

In der folgenden tabellarischen Auflistung sind nur die wesentlichen Kennwerte einiger Zulassungen im Vergleich aufgeführt. Weitere Kennwerte sind den Zulassungen direkt zu entnehmen.

An dieser Stelle sei auf den sehr hilfreichen Übersichtsprospekt „Holzwerkstoffe“ des Informationsdienstes Holz verwiesen. Er ist im Rahmen der Schriftenreihe „Holzbau-Handbuch“, Reihe 4, Teil 4, Folge 1 erschienen und wird zur Zeit aktualisiert.

Der dauerhafte Feuchteinfluß bei MDF ist bei den Festigkeits- und Steifigkeitskennwerten zu berücksichtigen. Daher werden in den Zulassungen getrennte zulässige Kennwerte für die Holzwerkstoffklassen 20 und 100 festgelegt.

Eigenschaft	Testmethode	Einheit	Egger DHF	Glunz DWD		Krono DP/WP 50
Dicken		mm	13, 15	12, 16		12, 15
Rohdichte	EN 322	kg/m ³	625 ± 25	12<16 mm > 500	16 - 20 mm 540 - 590	510 – 550
Biegefestigkeit	EN 310	N/mm ²	17,0	11,0	14,0	17,0
E-Modul	EN 310	N/mm ²	2000	1300	1800	1800
Querzugfestigkeit	EN 319	N/mm ²	0,30	0,18	0,35	0,31
Auslieferfeuchte		%	9 ± 4	9 ± 4		
Diff.-widerstandsfaktor μ	DIN 52615	-	11 / 11	11 / 11		13,5
Wärmeleitfähigkeit λ	DIN 52612	W/(m* K)	0,10	0,09		0,09
Baustoffklasse	DIN 4102		B2	B2		B2
Zulassungsnummer			Z-9.1-454	Z-9.1-382		Z-9.1-442

Bild 4 konstruktives MDF – wesentliche technische Kenndaten

Bei allen Herstellern wird der Diffusionswiderstand der Platten an der durch die DIN 68800-2 vorgegebene Richtgröße $s_d \leq 0,2 \text{ m}$ orientiert. Es sind somit grundsätzlich Bauteilkonstruktionen der Gefährdungsklasse 0 möglich. Bei Einsatz zugelassener ökologischer Dämmstoffe ist zu beachten, dass teilweise die Anforderung an die Diffusionsoffenheit höher definiert ist (z.B. Einblasvorgang auf der Baustelle). Hier ist im konkreten Fall die Verwendbarkeit der Platten abzustimmen.

Die Platten weisen infolge des eingesetzten Bindemittels eine für normale Bauabläufe sicher ausreichende Feuchterobustheit auf. Dennoch ist auch bei MDF-Bauplatten die Zeit der direkten Witterungsbeanspruchung auf wenige Wochen zu begrenzen. Der Einsatzbereich „Dach“ ist aufgrund der wahrscheinlichen Biegebelastung der Platten bei der Dacheindeckung kritischer zu bewerten.

4 Kritische Einsatzbereiche

Diffusionsoffene Bauteile werden zu Recht in der DIN 68800 der Gefährdungsklasse GK 0 zugeordnet. Dennoch sind auch beim Einsatz diffusionsoffener Werkstoffe konstruktive Randbedingungen zu beachten, um dauerhafte Feuchteprobleme zu vermeiden.

Folgende kritische Parameter sind auch durch diffusionsoffene Werkstoffe „nicht ausgleichbar“:

- Einsatz der Platten bei hoher Baufeuchte (insbesondere bei fehlender Be- und Entlüftung)
- Einsatz von „normalem“ (halbtrockenem) Bauholz, insbesondere bei fehlender Be- und Entlüftung
- Kritische Konstruktionsdetails (z.B. fehlende Luftdichtung, kalte Bauteiloberflächen, fehlende / mangelhafte Be- und Entlüftung kalter Bereiche)
- Falsches Nutzungsverhalten durch die Hausbewohner (nicht geschlossene Bodenluke zum kalten Spitzboden, falsches Lüftungsverhalten)

Oftmals kommen mehrere Ursachen auf der Baustelle zusammen. Dies kann schlimme Folgen haben:

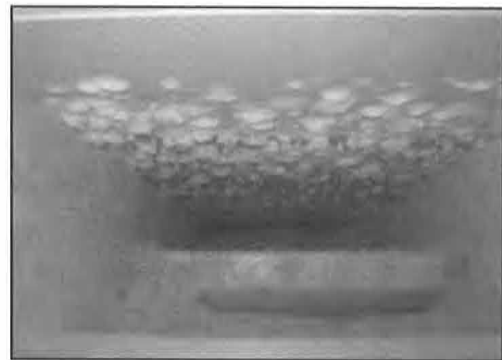


Bild 5 Schimmelpilzbildung auf der Innenseite einer diffusionsoffenen MDF-Platte

Titelfoto - Fachartikel Prof. Dr. Winter, Quadriga 5/99

Bild 6 ungedämmter Gaubenbereich, nicht be- und entlüftet

Baufeuchte und der Einsatz von feuchtem Bauholz im Dachbereich sind häufig Ursache für intensiven, noch in der Bauphase eintretenden Pilzbefall. Im Ausbauzustand wirken sich ungedämmte Bereiche – insbesondere bei kalter Witterung - kritisch aus. Oftmals werden die unteren Wohnräume schon genutzt - und damit auch geheizt. Feuchtwarme Luft aus diesem Bereich steigt auf und trifft im Dach auf die kalten Bauteiloberflächen der MDF-Platten. Kontinuierliches Kondensat ist die Folge, teilweise sind sogar Laufspuren auf den Plattenoberflächen auszumachen. Spricht man beim Planer/Verarbeiter die fehlende Be- und Entlüftung an, wird oftmals angemerkt, dass das Dachgeschoss zu einem späteren Zeitpunkt durch die Bauherren ausgebaut werden soll. Planerisch wurde aber die Diffusionsberechnung für das komplett gedämmte und fertiggestellte Bauteil durchgeführt. Damit ist zumindest in der Baumsetzungsphase eine zu hohe Materialfeuchte der freiliegenden MDF-Bepankungen - und damit verbunden ein Schimmelpilzbefall - sehr wahrscheinlich.

Auch sieht man häufig bei Ausbauten in Eigenleistung eingebrachte Dämmung ohne Luftdichtigkeitsschicht. Intensiver kann man einen Pilzbefall kaum heraufbeschwören.

Ebenfalls kritisch ist das Konstruktionsprinzip „kalter Spitzboden“ zu bewerten. Dämmung und Luftdichtigkeitsschicht werden oft bis zur Bodenluke sauber eingebracht und sogar an selbige mit Abklebebändern angeschlossen - nur die Luke selbst weist oftmals keine Dichtung auf. An eine Be- und Entlüftung des Spitzbodens wird nicht gedacht. Zu Zeiten teilgedämmter Dachquerschnitte konnte der kalte Spitzboden durchaus schadensfrei umgesetzt werden. Die Belüftung war durch die Hinterlüftung der Unterspannbahn von der Traufe aus gesichert, im First wurden die Folien zurückgesetzt. Heute aber werden die ausgebauten Dachbereiche vollgedämmt, eine sinnvolle Belüftung ist somit nicht mehr sicherzustellen. Zudem werden die Platten oft bis in die Firstspitze hinein dicht gestoßen, man verwendet ja „diffusionsoffene“ Materialien. Diese können jedoch nicht die infolge Konvektion (über Nebenwege wie z.B. Bodenluke) und massiver Baufeuchte (frisch gemauerte Giebelwände, Trennwände) freiwerdende Feuchte ableiten.

Zusätzlich verstärkt wird das Feuchteproblem in den klimatischen Übergangszeiten mit teilweise kurzfristig starken Temperaturunterschieden.

Im Verlauf eines schönen Herbst- oder Wintermorgens kann sich im Spitzbodenbereich die Raumtemperatur kurzfristig infolge Sonneneinstrahlung stark erhöhen, die relative Luftfeuchtigkeit fällt rapide und die Raumluft ist in der Lage, sehr viel mehr Feuchtigkeit zu binden. Sie kann aus wärmeren Bereichen herbeigeführt werden oder aber aus den noch feuchten Konstruktionen frei werden. Abends kühlt die Raumluft aufgrund stark sinkender Außentemperaturen schlagartig ab und muss Feuchtigkeit abgeben, da ja keine Luftzirkulation stattfinden kann. Sie setzt sich auf den ebenfalls schnell abgekühlten innenseitigen Flächen der MDF-Platten ab. Im ungünstigen Fall kann sich durch solche Klimazyklen ein beträchtliches Feuchtepotential aufbauen.

5 Wie kann man diese Schäden vermeiden?

Zunächst einmal ist der Einsatz trockener Materialien zu forcieren. Unsere Anforderungen an die Gebäudedichtigkeit sind durch die Energieeinsparbemühungen wohlbegründet. Dichtere Gebäude und gleichzeitig schnellere Bauabläufe erfordern aber ein Umdenken hinsichtlich der anfallenden Baufeuchte. „Normales“ Bauholz ist heute nicht mehr up-to-date und sollte daher von den Planern auch nicht mehr ausgeschrieben werden. Zertifiziertes KVH und Holzwerkstoffträger sind die sichere Alternative.

Kalte Bauteiloberflächen in schlecht be- und entlüfteten Bereichen (z.B. Spitzboden) sind grundsätzlich zu vermeiden. Insbesondere die Übergänge zwischen gedämmten und nicht gedämmten Bereichen sind als besonders kritisch einzustufen, auch wenn eine innenliegende Luftdichtigkeitsschicht ordnungsgemäß ausgeführt wurde. Die gesamte „Gebäudehülle“ – also auch der Spitzbodenbereich bis zum First - sollte eine homogene Wärmedämmung aufweisen. Nur so lässt sich Tauwasserbildung sicher vermeiden.

Gerade im Dachbereich wird häufig ein DO-IT-YOURSELF Ausbau – zeitlich auch noch nach hinten verschoben – durch die Baufamilie durchgeführt. Wenn es schon zu Verständnisproblemen bei den Fachbetrieben kommt, wie soll dann der „normale“ Bauherr mit dieser Baustelle klarkommen. Hier gilt es, die Baufamilie frühzeitig auf die kritischen Punkte (Bodenluke, Lüftungsverhalten, zeitliche Durchführung, ...) hinzuweisen und auch eine Abnahme der durchgeführten Maßnahmen vorzunehmen. Diese Hinweise sollten möglichst in schriftlicher Form erfolgen, dann kann es auch nachträglich nicht zu Streitigkeiten zum Thema „Hinweispflicht“ kommen. Auch sollte der Zeitpunkt der Dachdämmung (inklusive Luftdichtigkeitsschicht) möglichst schnell nach Errichtung des Dachstuhls und Aufbringung der MDF-Platten erfolgen. Erst danach sollte zusätzliche Baufeuchte infolge Nassestrich oder Putzarbeiten anfallen.

Schließlich ist auch die richtige Benutzung hochgedämmter moderner Wohngebäude zu beachten. Oftmals werden die feuchterelevanten Einflüsse der Nutzung katastrophal unterschätzt (Zitat Bauherrin: „Ich habe extra die Bodenluke geöffnet, damit die Wärme nach oben ziehen kann“), hier hilft nur eine ausreichende Aufklärung. Moderne Wohngebäude sollten - positiv formuliert - als High-Tech-Systeme beraten und verkauft werden, eine „Bedienungsanleitung“ ist dann doch wohl selbstverständlich.

6 Zusammenfassung

Innovative Holzwerkstoffe haben mit dazu beigetragen, dass der Holzbau in Deutschland beachtliche Marktanteile gewinnen konnte. Sie bieten die Möglichkeit, bauphysikalisch sinnvolle Konstruktionen auch ohne chemischen Holzschutz zu realisieren. Konstruktive MDF-Werkstoffe sind aufgrund ihres diffusionsoffenen Charakters und der guten mechanischen Materialeigenschaften für außenliegende Beplankungen von Bauteilen bestens geeignet und bereits im Markt etabliert.

Dennoch können die hohen physikalischen und zeitlichen Anforderungen an einen energiesparenden Wohnungsbau nicht alleine durch den Einsatz innovativer Werkstoffe gelöst werden. Ein konsequentes „zu Ende denken“ der Konstruktionen ist erforderlich.

Literatur:

- Diverse Schriften des Informationsdienstes Holz, Reihe „Holzbau-Handbuch“
- Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter:
„Was blüht denn da?“ Fachartikel, Quadriga, 5/1999
- Prof. Dipl.-Ing. Heinz Gockel:
Konstruktiver Holzschutz, Werner-Verlag, 1996
- Prof. Dr.-Ing. François Colling:
Lernen aus Schäden im Holzbau, Bruderverlag Karlsruhe, 2000
- Prof. Dipl.-Ing. Horst Schulze:
Sicherung des baulichen Holzschutzes, Fraunhofer IRB Verlag, 1998

Dipl.-Ing. (FH) Wolfgang Stahl

FELS-WERKE GmbH
Anwendungstechnik FERMACELL
Kalkwerk Winterberg
37539 Bad Grund / Harz
Tel.: 05381/76-400
Fax: 05381/76-402



- | | |
|-------------|--|
| 1964 | Geboren in München |
| 1984 – 1987 | Ausbildung zum Schreiner |
| 1987 – 1989 | Geselle im Schreinerhandwerk |
| 1989 – 1993 | Studium an der Fachhochschule Rosenheim
Fachrichtung Holztechnik |
| seit 1994 | Anwendungstechnischer Berater, Schwerpunkt:
Anwendungstechnische Forschung und Entwick-
lung bei FERMACELL FELS-WERKE GmbH |

Möglichkeiten und Grenzen moderner Plattenwerkstoffe im Holzbau – Materialeigenschaften ins Problembewußtsein gerückt

Mineralisch gebundene Plattenwerkstoffe

1 Einleitung

Als mineralisch gebundene Plattenwerkstoffe werden seit Jahrzehnten Gipsbauplatten im Holzbau erfolgreich eingesetzt. In entsprechenden Normen finden sich technische Angaben zu Materialkennwerten und Einsatzgebieten. Allgemein bauaufsichtliche Zulassungen erweitern die Anwendungsbereiche.

Neben Gipskartonplatten gibt es seit Anfang der 70er Jahre die Gipsfaserplatte. Ab Anfang der 80er Jahre begann für die Gipsfaserplatte die Entwicklung für den Holzhaus Einsatz in Tafelbauart.

Für gipsgebundenes Material ist der Innenbereich das primäre Einsatzgebiet. Besonders eine mögliche Feuchtigkeitsbelastung muß bei einem Gipsbaustoff berücksichtigt werden. Bei einem Einsatz im Aussenbereich muss dieser Plattenwerkstoff durch geeignete Maßnahmen und Systeme vor Feuchtebelastung geschützt werden.

Gesicherte Möglichkeiten beim Einsatz eines Plattenwerkstoffes sind für den Planer als auch Ausführenden gegeben, wenn Systemnachweise in den Zulassungen vom Hersteller geführt werden können

2 Plattenwerkstoffe

2.1 Gipskarton

- **Materialbeschreibung**
Gipskartonplatten bestehen aus einem Gipskern, der mit einem, dem Verwendungszweck entsprechenden, Karton ummantelt ist. Wesentliche Platteneigenschaften resultieren aus der Verbundwirkung von Gipskern und Kartonommantelung. Der Karton wirkt als Armierung in der Zugzone und ist in Verbindung mit dem Gipskern für die allgemeine Festigkeit und vor allem für die Biegefestigkeit verantwortlich. Platteneigenschaften sind in der DIN 18180 geregelt.

- Technische Kenndaten (GKB, GKBI)

Baustoffklasse	A2 (nichtbrennbar)
Rohdichte	900 – 1000 kg/m ³
Wärmeleitfähigkeit (Rechenwert)	0,21 W/(m*K)
Wasserdampf-Diffusionswiderstandszahl	8
Quell- und Schwindmaß bei Änderung der relativen Luftfeuchte um 30 %	(0,15 mm/m) [keine Literaturangabe gefunden]

Quelle: Bund Deutscher Zimmermeister im ZDB, Technik Bauprodukte, Sep. 1997

- Verwendung / Anwendungsbereiche

Gipskartonplatten werden je nach Plattentyp als Wandbekleidung, Decken- und Dachschrägenbekleidung als auch für Stützen und Trägerverkleidungen eingesetzt.

Es wird unterschieden in Bauplatten (GKB), Feuerschutzplatten (GKF), Feuchtraum- Bauplatten (GKBI), Feuerschutz Feuchtraumplatten (GKFI) und Putzträgerplatten (GKP).

Gipskarton-Bauplatten (GKB) dürfen dort eingesetzt werden, wo die Verwendung von Platten der Holzwerkstoffklasse 20 nach DIN 68800, Teil 2 erlaubt ist.

Gemäß DIN 1052, Teil 3 (Holzbauwerke, Holzhäuser in Tafelbauart, Berechnung und Ausführung) bedeutet dies für Elemente in Holztafelbauart den Einsatz als aussteifende Beplankung. Für die Verwendung als mittragende Beplankung zur Ableitung und Weiterleitung von Lasten ist eine allgemein bauaufsichtliche Zulassung erforderlich.

Für die Beplankung sind mindestens 12,5 mm dicke Platten anzuwenden. Die Plattenoberfläche ist derart zu grundieren, daß der Karton beim späteren Entfernen einer Tapete nicht beeinträchtigt wird.

Bei Aussenwandelementen darf auf der Aussenseite eine imprägnierte Gipskarton-Bauplatte (GKBI) zum Einsatz kommen, sofern die in der Zulassung niedergeschriebenen Wetterschutznachweise erfüllt werden.

- Grenzen

Bei hohen Luftfeuchtigkeiten ist eine Abnahme der Festigkeit meßbar.

Besonders bei Durchfeuchtung der Gipskartonplatte, z.B. durch eindringendes Wasser im häuslichen Feuchtraumbereich, Kondensatanfall oder durch direkte Bewitterung, kann es zu einer irreversiblen Störung des Verbundes von Karton zur Kernschicht kommen. Notwendige Festigkeiten sind dauerhaft nicht mehr gegeben.

Die Festigkeit der Verbindung in der Unterkonstruktion ist maßgeblich durch den Sitz des Verbindungsmittels gegeben. Wird die Kartondeckschicht

durchschlagen, so kann sich das Verbindungsmittel durch die relativ weiche Kernschicht ziehen.

Die Aufnahme wandhängender Lasten bedarf unter Umständen einer zusätzlichen Unterkonstruktion. Daher wird im Holztafelbau die Kombination einer Holzwerkstoffplatte mit abschließender Gipskarton-Bekleidung gewählt. Hierbei werden zwei Werkstoffe kombiniert, die ein unterschiedliches Dehn- und Schwindverhalten aufweisen. Bei kraftschlüssiger Verbindung (z.B. im Stoßfugenbereich der Gipskarton-Bauplatte), können feine Fugenrisse entstehen. Der Einsatz eines zusätzlichen Plattenwerkstoffes läßt die statische Funktion der Gipskartonplatten nicht mehr zum Tragen kommen.

Die maximale Tafelhöhe bei beidseitig beplankten Ein- oder Mehrreasterfeldern darf 3000 mm nicht überschreiten.

Horizontale Beplankungsstöße sind beim Einsatz als tragende, aussteifende Beplankung nicht möglich.

Die Platten sind in der Regel richtungsgebunden einzusetzen, da Biegefestigkeit und E- Modul von der Faserrichtung des Papiers im Karton abhängig sind.

2.2 Gipsfaserplatten

- **Materialbeschreibung**
Gipsfaserplatten bestehen aus Gips und Papierfasern, die in einem Recyclingverfahren aus Altpapier gewonnen werden. Die homogen und richtungslos über die komplette Plattenstruktur verteilte und von Gips vollflächig umhüllte Papierfaser dient als Armierung und verleiht der Platte eine gleichmäßige richtungslose Festigkeit.
Die Gipsfaserplatten sind nicht genormt. Die zulässigen Verwendungsbereiche sind den jeweils technischen Grundlagen, wie z.B. allgemein bauaufsichtlichen Zulassungen, zu entnehmen.



Bild 2: Gipsfaserplatte

- Technische Kenndaten (FERMACELL® Gipsfaserplatten)

Baustoffklasse	A2 (nichtbrennbar)
Rohdichte	1150 ± 50 kg/m ³
Wärmeleitfähigkeit (Rechenwert)	0,316 W/(m*K)
Wasserdampf-Diffusionswiderstandszahl	12 / 13
Quell- und Schwindmaß bei Änderung der relativen Luftfeuchte um 30 %	0,25 mm/m

Quelle: Allgemein bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-434

In der allgemein bauaufsichtlichen Materialzulassung für FERMACELL® Gipsfaserplatten sind ebenso zulässige Spannungen und Rechenwerte der Elastizitätsmodule für die Berechnung nach DIN 1052 angegeben.

- Verwendung / Anwendungsbereiche

Gipsfaserplatten FERMACELL® werden als ein Plattentyp für Wandbekleidung, Decken- und Dachschrägenbekleidung als auch für Stützen und Trägerverkleidungen im Innenbereich eingesetzt. Zusätzlich finden Gipsfaserplatten Anwendung als Trockenestrich in aufgeständerten Bodenkonstruktionen. Für den Einsatz in Feuchträumen und im Brandschutz sind keine Sonderplatten nötig.

FERMACELL® darf gemäß Materialzulassung und Bauteilzulassung als mittragende und aussteifende Beplankung für Holzhäuser, als Schalung von Holzbauteilen sowie als Bestandteil von Dach- und Deckenscheiben eingesetzt werden.

Gipsfaserplatten dürfen dort eingesetzt werden, wo die Verwendung von Platten der Holzwerkstoffklasse 20 und 100 nach DIN 68800, Teil 2 (Holzschutz, vorbeugende bauliche Maßnahmen im Hochbau) erlaubt ist.

Für die Beplankung sind mindestens 10 mm dicke Platten anzuwenden. Bereits eine einseitige Beplankung der Mindestdicke 12,5 mm kann zur Aussteifung herangezogen werden.

Ein horizontaler Plattenstoß ist bei FERMACELL® zulässig, sofern dieser als FERMACELL® Klebefuge (Stoßfugenverklebung mit 1K-Polyurethan-Klebstoff) ausgeführt wird.

Ein- oder Mehrrastertafeln können bis zu Elementhöhen von 3500 mm gefertigt werden.

Bei Aussenwandelementen darf auf der Aussenseite eine statisch wirksame Gipsfaserplatte zum Einsatz kommen. Plattenkanten werden dabei stumpf (Fugenbreite ≤ 1 mm) gestoßen. Ein dauerhaft wirksamer Wetterschutz ist mit

den in der Zulassung detaillierten Systemen gegeben. Deren Freigabe erfolgte vom Institut für Bautechnik in Berlin bereits im Jahre 1989.

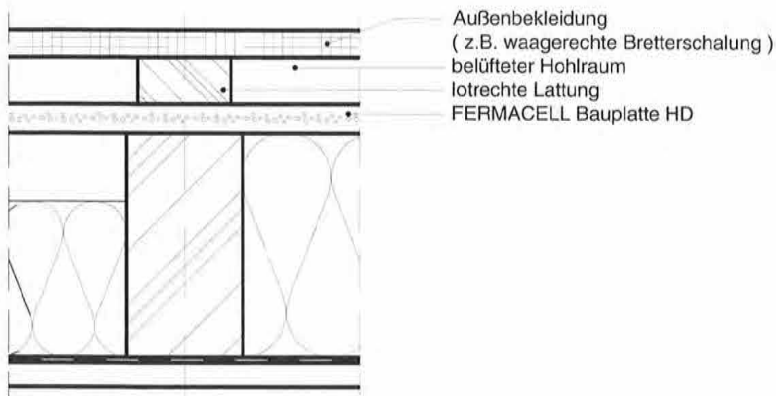


Bild 3: Wetterschutzsystem vorgehängte Fassade

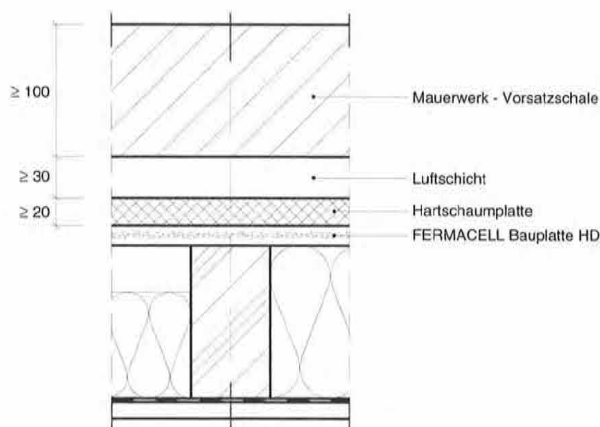


Bild 4: Wetterschutzsystem mit Vormauerwerk

Alle für den Baubereich notwendigen bauphysikalischen Nachweise (Brandschutz, Schallschutz) werden von einem Plattentyp erfüllt.

- **Grenzen**
Bei Durchfeuchtung der Gipsfaserplatte muß diese die Möglichkeit einer raschen Austrocknung haben. Eine feuchtigkeitsbelastete Platte weist geringere Festigkeiten auf. Eine Störung des Plattengefüges ist jedoch nicht feststellbar. Stehende Nässe führt zur Schimmelpilzbildung und letztendlich zu einer dauerhaften Schädigung.
Bei bauseitiger Fertigung oder auch in der verdichteten Bauweise (z.B. Gebäudeabschlußwände bei Reihenhaus-Bebauung, Grenzbebauung) sind Gipsfaserplattenflächen längere Zeit dem Wetter ausgesetzt. Bis zum Anbringen des Wetterschutzes ist das komplette Bauteil vor einer Auffeuchtung

zu schützen. Zum Schutz kann ein allseitiges Abdecken der Bauteile mit Planen bzw. Folien erfolgen. Der Einsatz von Planen wird oft vom Verarbeiter als auch vom Bauherren abgelehnt. Ein Abhängen mit dampfsperrenden Folien verhindert weiterhin, daß in das Bauwerk eingebrachte Feuchtigkeit (z.B. durch Naßestrich) entweichen kann. Mit dampfdiffusionsoffenen Folien, z.B. Tyvek, wurden gute Erfahrungen gemacht.

Da das Dehn- / Schwindverhalten von Holz in Längsrichtung der Faser sehr ähnlich dem der FERMACELL[®] Platte ist, lassen sich beim Einsatz der Klebefuge Wandlängen von maximal 15 m erreichen. Darüber hinaus oder bei Elementstößen sind Sondermaßnahmen oder Bewegungsfugen vorzusehen.

2.3 Leichtbetonplatten

- **Materialbeschreibung**
Leichtbetonplatten erhalten durch eine Faserbewehrung die Besonderheit, dass die Zugfestigkeit der Matrix garantiert und anrechenbar wird. Eine Neuentwicklung aus dem Hause FELS, die FERMACELL[®] Bauplatte HD, setzt die seit zwei Jahrzehnten in Europa erfolgreiche Erfahrung mit Bauteilen aus Glasfaserbeton in einem Plattenwerkstoff für den Holztafelbau um. FERMACELL[®] Bauplatten HD sind zementgebundene, glasfaserbewehrte Sandwichplatten mit Leichtzuschlagstoffen, die direkt als Putzträgerplatten für den Aussenbereich einsetzbar sind.
Die Platten besitzen eine zementgraue Farbe. Die Plattenkanten zeigen deutlich die Sandwichstruktur mit dem dunkelbraunen Leichtzuschlagstoff in der Mittelschicht auf. Die Leichtzuschlagstoffe Blähton und Recycling-Glasschaumgranulat verleihen der FERMACELL[®] Bauplatte HD ein niedriges Gewicht und leichte Verarbeitbarkeit.

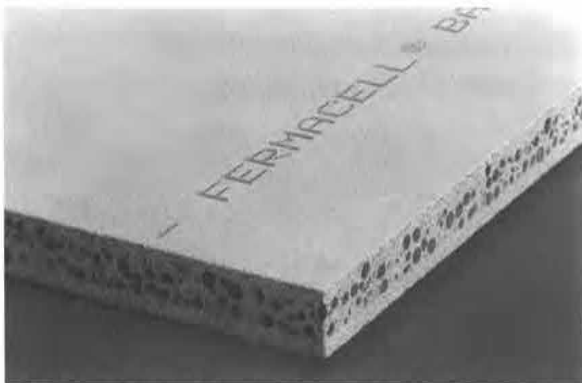


Bild 5: FERMACELL[®] Bauplatte HD

- Technische Kenndaten (FERMACELL® Bauplatte HD)

Baustoffklasse	A1 (nichtbrennbar)
Rohdichte	1000 kg/m ³
Wärmeleitfähigkeit (Rechenwert)	0,40 W/(m*K)
Wasserdampf-Diffusionswiderstandszahl	40
Quell- und Schwindmaß bei Änderung der relativen Luftfeuchte um 30 %	0,30 mm/m

Quelle: Verarbeitungsanleitung FERMACELL® Bauplatte HD, FELS-Werke GmbH, Stand Juli 2001

- Verwendung / Anwendungsbereiche

Die FERMACELL® Bauplatte HD wird als Direktbeplankung auf das Holzständerwerk einer Aussenwand aufgebracht. Dabei erfüllt die Platte gleichzeitig die Funktion der statischen Wirkung als mittragende und aussteifende Beplankung als auch den dauerhaft wirksamen Wetterschutz bei direkt aufgetragenen Putzsystemen. In der allgemein bauaufsichtlichen Zulassung (Zulassungsnummer DIBT: Z-9.1-510) sind neben einzuhaltenden Materialkennwerten für die Herstellung auch die statischen Bestimmungen für Wände in Holztafelbauart inklusive des Fugen- und Putzsystems beschrieben. Die Befestigung der Platten auf den Holzrippen erfolgt durch Klammern. Haben die Bauplatten HD nur brandschutztechnische Anforderungen zu erfüllen, sind stumpf gestoßene Fugen ohne weitere Fugenausbildung ausreichend. Für einlagige Beplankungen mit der 15 mm dicken Platte liegen allgemein bauaufsichtliche Prüfzeugnisse für tragende, raumabschließende Konstruktionen der Feuerwiderstandsklasse F90B vor.

Mit Ausbildung der geprüften Fugentechnik kann ohne weitere Wetterschutzmaßnahme eine Zeit von bis zu 6 Monaten überbrückt werden, ehe der äußere Putzabschluss aufgetragen wird. Damit ist bereits der Holzhausbauer oder Zimmereibetrieb in der Lage, den Nachfolgewerken ein vorübergehend wetterfestes Gebäude zu übergeben.

Für den dauerhaften Wetterschutz ist der geprüfte und in der Zulassung verankerte mineralische FERMACELL® Leichtmörtel HD verantwortlich. Sowohl Unterputz als auch Oberputz mit gefilterter Oberfläche sind realisierbar.

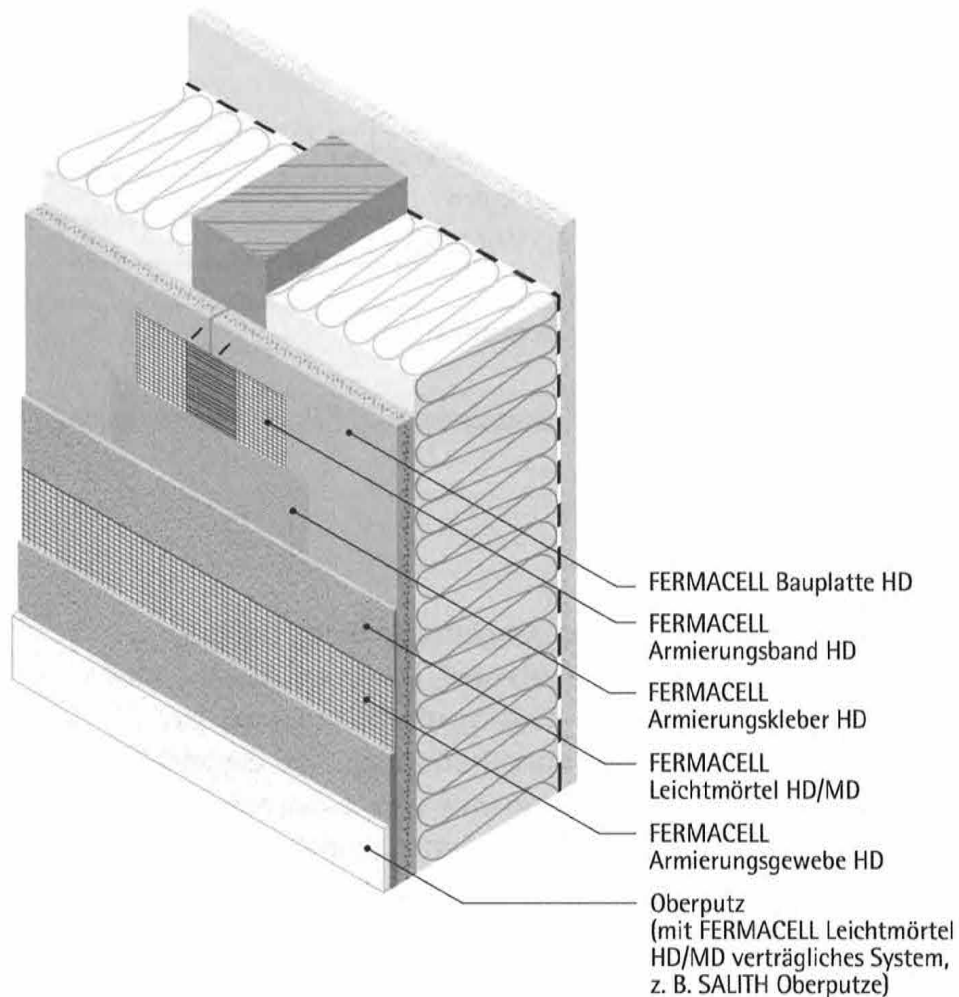


Bild 6: Systemaufbau einer Aussenwand mit der FERMACELL® Bauplatte HD

Die Zulassung der FERMACELL® Bauplatte HD ist für mehrere Fachbetriebe / Gewerke bindend: für die FELS-WERKE GmbH als Hersteller der Bauplatten HD, für den Holzbauer als Hersteller der Wandtafeln inklusive der geprüften Fugentechnik und für den Putzer als Hersteller der abschließenden Oberflächenbeschichtung. Die fachgerechte Verarbeitung wird dem Bauherren mit der der Zulassung beigelegten Übereinstimmungserklärung bestätigt.

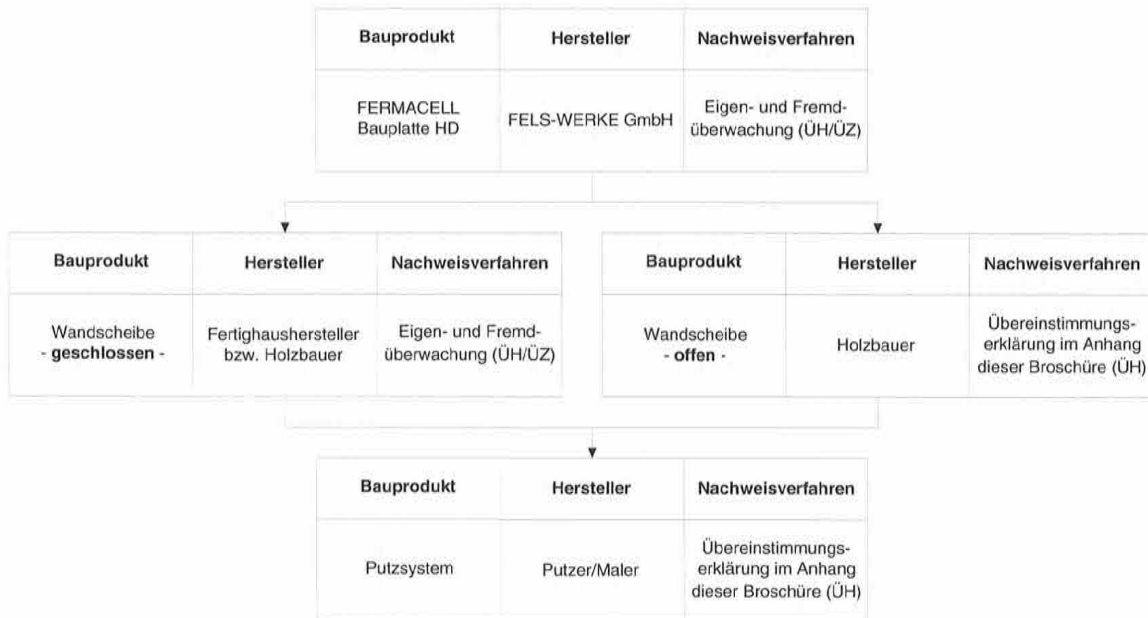


Bild 7: Übereinstimmungsnachweise bei der Herstellung von direkt verputzten Außenwandsystemen mit FERMACELL® Bauplatte HD

- Grenzen

Eine Direktbeplankung auf eine massive Holzkonstruktion ist gezwungen, Bewegungen komplett aufzunehmen.

Besonders im Deckenstoßbereich ist eine erhebliche Holzmenge (Faserrichtung hauptsächlich radial und tangential) zu erwarten. Bewegungen bis zu 10 mm durch Quellen und Schwinden als auch durch nachträgliche Lastaufnahmen können entstehen.

Eine Bewegungsaufnahme muss konstruktiv gelöst werden:

 - durch die Ausbildung eines überlappenden Elementstoßes
 - durch den Einbau eines speziellen Deckenstoßprofils

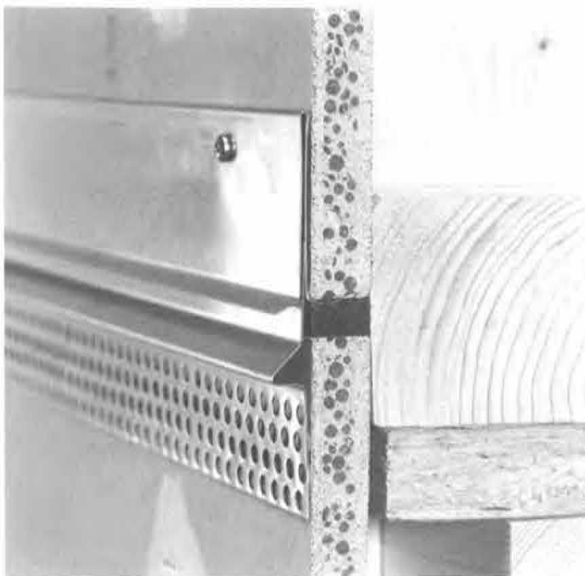


Bild 8: FERMACELL® Deckenstoßprofil HD

3 Fazit

Komplette Systeme stehen für den Innen- als auch Aussenbereich zur Verfügung. Werden bauphysikalische und konstruktive Anforderungen berücksichtigt und Systemnachweise in den amtlichen Zulassungen der Hersteller geführt, so hat der Planer und Ausführende gesicherte Einsatzmöglichkeiten ohne der Gefahr, Grenzen zu überschreiten.

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



- | | |
|-------------|--|
| 1955 | Geboren in Dudweiler/Saar |
| 1974 – 1980 | Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Karlsruhe |
| 1980 | Diplomprüfung |
| 1980 – 1983 | Dipl.-Ing. im technischen Büro der Firma Ed. Züblin AG, Stuttgart |
| 1983 – 1987 | Wissenschaftlicher Angestellter an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Universität Karlsruhe (TH), Abteilung Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen |
| 1987 | Promotion zum Dr.-Ing. |
| 1987 – 1991 | Akademischer Rat an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Universität Karlsruhe (TH), Abteilung Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen |
| 1989 – 1990 | Forschungsaufenthalt bei Forintek Canada Corp., Vancouver B.C., Kanada |
| 1991 – 1995 | Wissenschaftlicher Leiter der Gruppe Ingenieurholzbau des Zentrums für Holzforschung, TNO Bauforschung, Delft, Niederlande |
| 1991 – 1995 | Inhaber des Lehrstuhls für Holzkonstruktionen der technischen Universität Delft, Niederlande |
| seit 1995 | Ordinarius für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe |
| seit 1995 | Prüfingenieur für Baustatik, Fachgebiet Holzbau |

Schrauben – Innovative Verbindungen mit Potenzial

1 Einleitung

Für tragende Holzverbindungen stehen zwei unterschiedliche Arten von Holzschrauben zur Verfügung: Genormte Holzschrauben, z. B. nach DIN 96, DIN 97 oder DIN 571, die alle eine Gewindeform nach DIN 7998 aufweisen und in vorgebohrte Löcher eingedreht werden, und bauaufsichtlich zugelassene Holzschrauben, die ohne Vorbohren eingeschraubt werden. Die genormten Holzschrauben weisen unter dem Kopf einen glatten Schaftteil auf, der Gewindeaußendurchmesser entspricht in der Regel dem Schaftdurchmesser, der auch der Nenndurchmesser ist. Die Fließmomente des Schaftes bzw. des Gewindes weisen deutlich unterschiedliche Werte auf. Der Durchmesser der Schrauben nach DIN 571 liegt zwischen 8 mm und 20 mm, für Senkkopfschrauben oder Halbrundkopfschrauben zwischen 4 mm und 8 mm. Der Kerndurchmesser beträgt in der Regel 70 % des Außendurchmessers.

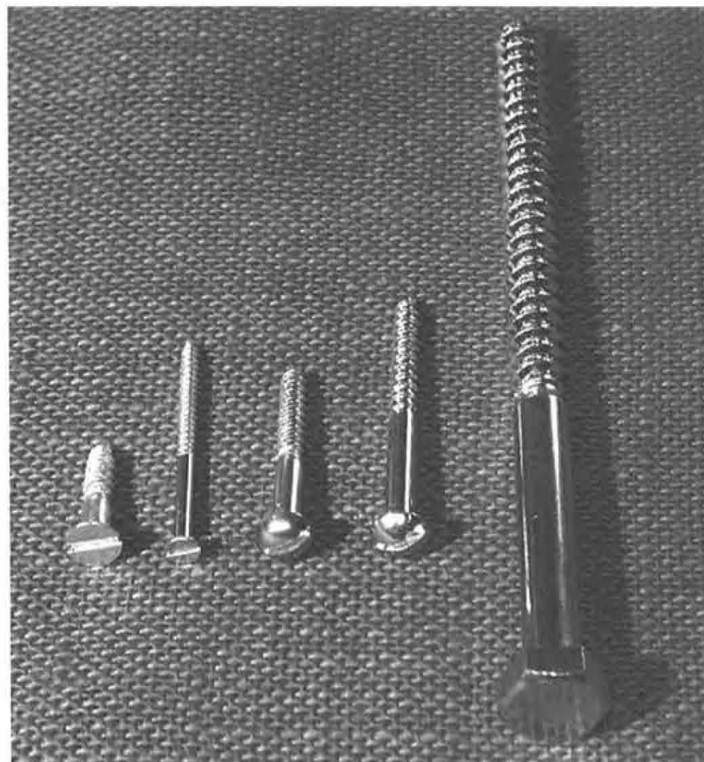


Bild 1: Holzschrauben mit Gewinde nach DIN 7998

Selbstbohrende Holzschrauben werden im Gegensatz zu den genormten Holzschrauben nach dem Formen des Gewindes gehärtet, um höhere Werte des Fließmomentes, der Zugtragfähigkeit sowie der Torsionstragfähigkeit zu erreichen. Es sind Durchmesser bis zu 12 mm und Längen bis zu 600 mm verfügbar. Werden diese Schrauben mit durchgehendem Gewinde, d.h. ohne glatten Schaft unter dem Schraubenkopf hergestellt, lassen sich damit völlig neue Anwendungsgebiete

erschließen. Dies betrifft sowohl Holzverbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln als auch Verstärkungen des Holzes quer zur Faser.

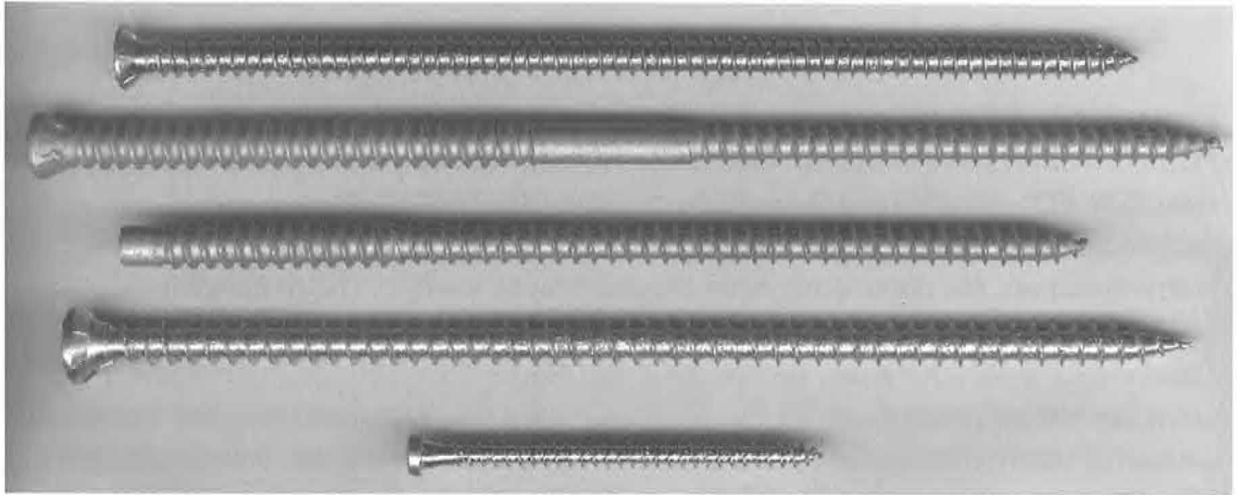


Bild 2: Selbstbohrende Holzschrauben mit Vollgewinde

2 Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben

Holzschrauben als Verbindungsmittel werden in der Regel rechtwinklig zur Schraubenachse, d.h. auf Abscheren beansprucht. Da im Gewindebereich die Biegetragfähigkeit der Schraube deutlich geringer ist als im Schaftbereich, sind auf Abscheren beanspruchte Schrauben weniger tragfähig als z. B. entsprechende Stabdübel. Allerdings ist bei Schrauben der sogenannte Einhängeeffekt zu beobachten: sobald sich mit zunehmender Verformung in der Verbindung die Schraube schräg stellt, wird sie außer durch Querkräfte und Momente auch durch Zugkräfte beansprucht. Diese Zugkräfte, die mit zunehmender Schrägstellung der Schraube im Fugenbereich größer werden, übertragen zusätzliche Kräfte in der Verbindung, erfordern jedoch eine Verankerung der Schraube in beiden Bauteilen (siehe Bild 3). Die Verankerung wird durch das durchgehende Schraubengewinde gewährleistet. Die Erhöhung der Traglast durch den Einhängeeffekt wird in E DIN 1052 (2000) dadurch berücksichtigt, dass die rechnerische Tragfähigkeit auf Abscheren um bis zu 100 % vergrößert werden darf.

Obwohl der sich bei größeren Verschiebungen einstellende Einhängeeffekt traglaststeigernd wirkt, und damit die gegenüber Stabdübeln geringeren Fließmomente der Schrauben ausgleicht, liegt es nahe, diesen Effekt bereits bei geringeren Lasten in der Verbindung zu nutzen. Da das Ausmaß des Einhängeeffektes von der Neigung der Schraubenachse im Fugenbereich bestimmt wird, werden Verbindungen betrachtet, bei denen die Schrauben nicht unter 90° zur Fuge, sondern unter einem geringeren Winkel eingedreht werden. Damit wird die Schrägstellung der Schraube quasi vorweggenommen. Bild 4 zeigt eine entsprechende Verbindung nach einem Versuch zur Traglastermittlung mit einem Winkel von 75° zwischen Schraubenachse und Fuge.

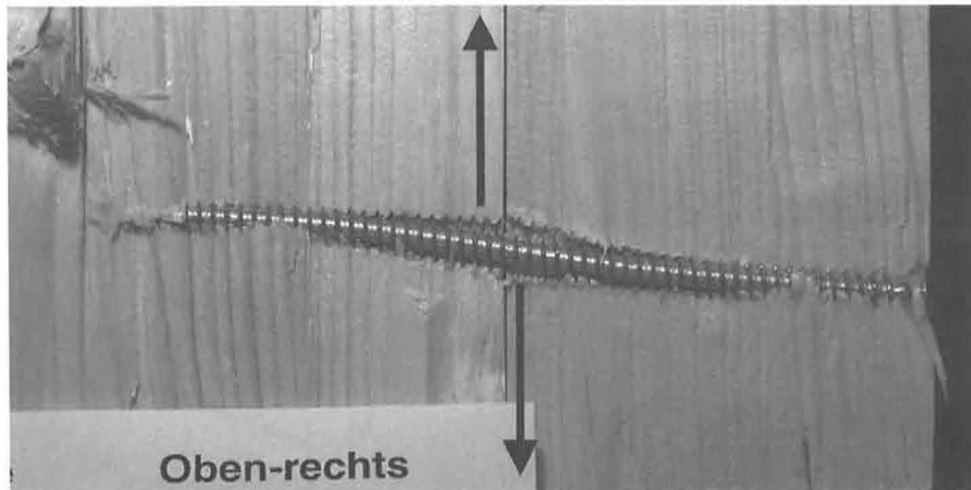


Bild 3: Auf Abscheren beanspruchte selbstbohrende Holzschraube mit Vollgewinde

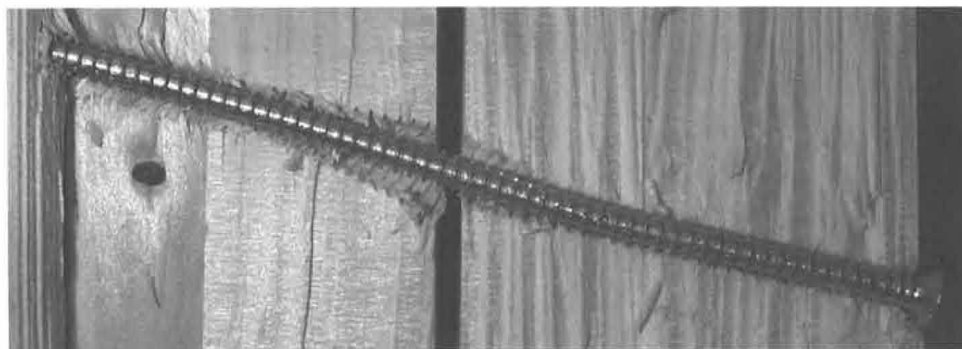


Bild 4: Auf Abscheren und Herausziehen beanspruchte Holzschraube

Die geneigte Anordnung der Schrauben führt von Beginn der Belastung an zu einer kombinierten Beanspruchung aus Abscheren und Herausziehen. Die Kraftkomponente parallel zur Schraubenachse wird dabei um so größer, je kleiner der Winkel zwischen Schraubenachse und Holzfaserrichtung wird. In [1] wird unter der Annahme schlanker Schrauben, d.h. eines Versagensmechanismus mit zwei Fließgelenken pro Scherfuge folgende Gleichung zur Bestimmung der Tragfähigkeit geneigt angeordneter Schrauben vorgeschlagen:

$$R = f_1 \cdot d \cdot s_{\min} \cdot \tan \alpha + \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_y \cdot d \cdot f_{h,1} \cdot \cos^2 \alpha} \quad (1)$$

Hierin bedeuten:

- f_1 Ausziehparameter in N/mm^2
- d Nenndurchmesser der Schraube gleich Gewindeaußendurchmesser
- s_{\min} kleinerer Wert der Einschraubtiefe in den Holzteilen
- α Winkel zwischen Schraubenachse und Normale auf die Fuge
- β Verhältnis der Lochleibungsfestigkeiten der Bauteile 2 und 1
- M_y Fließmoment der Schraube
- $f_{h,1}$ Lochleibungsfestigkeit des Bauteils 1

Bild 5 zeigt die dem Rechenmodell zugrunde liegende Beanspruchung der Schraube auf Abscheren bzw. Herausziehen.

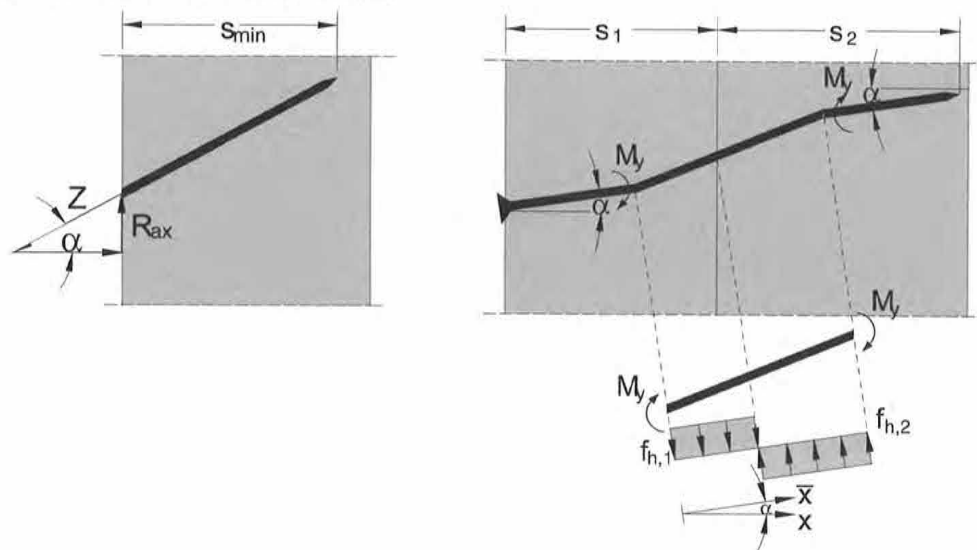


Bild 5: Beanspruchung einer Schraube auf Herausziehen (links) und Abscheren (rechts) nach [1]

Sowohl der Ausziehparameter als auch die Lochleibungsfestigkeit in Gleichung (1) werden zunächst unabhängig voneinander angenommen. Die Zugkraft in der Schraube verursacht eine Druckkraft zwischen den beiden Bauteilen, die eine zusätzliche, günstig wirkende Reibungskraft bewirkt, die im Modell noch nicht berücksichtigt ist.

Versuche zur Überprüfung der Gleichung (1) wurden im Rahmen eines laufenden Forschungsvorhabens durchgeführt, das vom Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen über die DGfH gefördert wird (BS 34-800198-18, Standardisierung und Typisierung von Anschlüssen und Verbindungen zur Rationalisierung der Planung und Fertigung im Holz-Wohnhausbau). Die Versuchskörper aus BS-Holz enthielten pro Anschluss acht selbstbohrende Schrauben mit einem Durchmesser von 7,5 mm und einer Länge von 182 mm (siehe Bild 6). Die Neigung der Schrauben wurde zwischen $\alpha = 0^\circ$ und $\alpha = 45^\circ$ in 15° -Schritten variiert. Der Einfluss der Reibung zwischen den Seiten- und Mittelhölzern wurde bei einigen Versuchen mit Hilfe einer Kunststoffolie minimiert.

Die in den Versuchen erreichten Traglasten sowie die mit den Mittelwerten der Rohdichte und des Fließmomentes theoretisch bestimmten Werte der Tragfähigkeit sind in Bild 7 dargestellt. Die Traglasten erreichen ein Maximum für $\alpha = 30^\circ$. Der Wert für $\alpha = 30^\circ$ ist etwa 50 % höher als der Wert für rechtwinklig zur Fuge angeordnete Schrauben. Da die Schraubentiefe im Mittelholz mit zunehmendem Winkel α ab. Dadurch konnten bei größeren Winkeln geringere Auszugskräfte aufgenommen werden. Ein stetiger Anstieg bis zu $\alpha = 45^\circ$ ist mit längeren Schrauben ohne weiteres möglich.

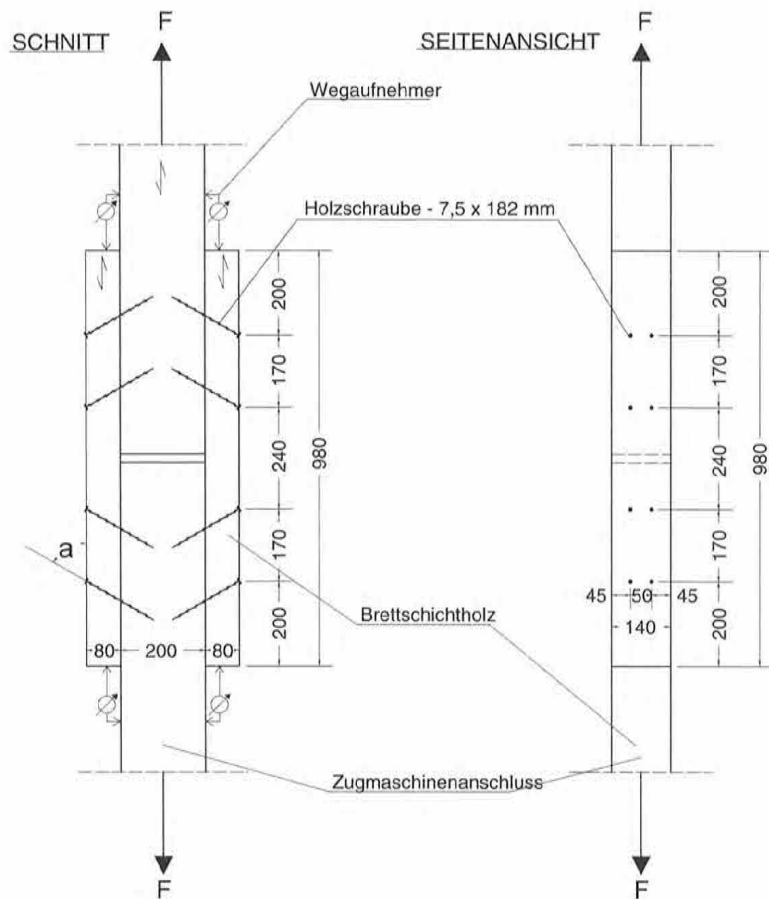


Bild 6: Versuchskörper mit schräg angeordneten Schrauben

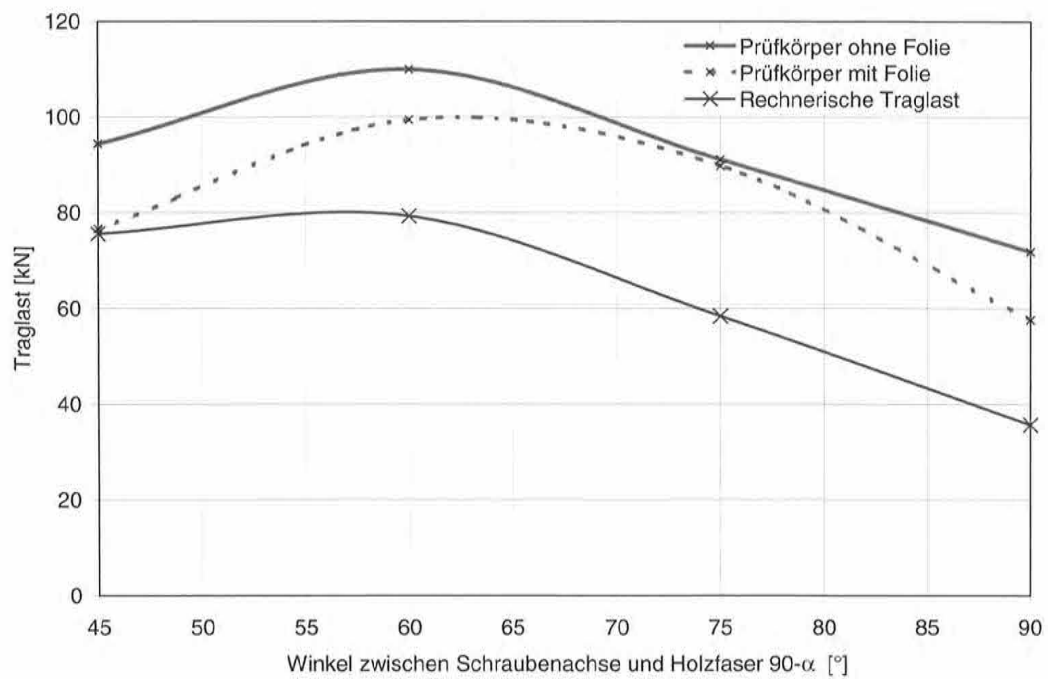


Bild 7: Traglasten in Abhängigkeit vom Winkel α

Die rechnerischen Traglasten liegen im Mittel deutlich unterhalb der in den Versuchen erreichten Werte. Bei kleinen Werten für α kann dies mit dem nicht berücksichtigten Einhängeneffekt und für sämtliche Werte von α mit der ebenfalls nicht berücksichtigten Reibung zwischen Seiten- und Mittelholz erklärt werden.

Außer der Traglast stieg auch die Steifigkeit der Verbindung mit zunehmendem Winkel α deutlich an (siehe Bild 8). Die unter 45° angeordneten Schrauben zeigen eine mehr als 10-fache Steifigkeit als die rechtwinklig zur Fuge eingedrehten Schrauben. Geneigt angeordnete Schrauben sind daher außer für Anschlüsse insbesondere auch für die Verbindungen zwischen den Querschnittsteilen nachgiebig verbundener Biegeträger geeignet. Eine bauaufsichtliche Zulassung (Nr. Z-9.1-519) für Vollgewindeschrauben bis zu 400 mm Länge ist inzwischen erteilt.

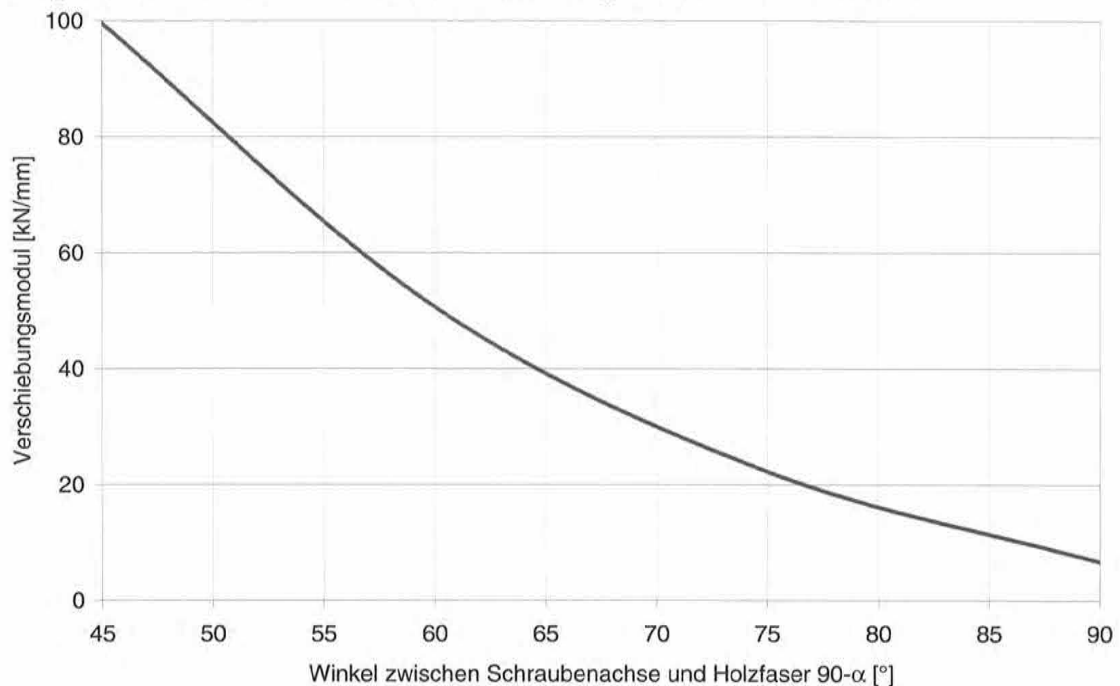


Bild 8: Traglasten in Abhängigkeit vom Winkel α

Für Hauptträger-Nebenträger-Verbindungen wurde inzwischen ein Verbinder entwickelt, der das Prinzip der Schwalbenschwanzverbindung nutzt, und bei dem die beiden ineinander greifenden Formteile aus Aluminiumblech bestehen (siehe Bild 9). Das am Hauptträger befestigte Aluminiumteil ist mit Rillennägeln befestigt, das Gegenstück an der Hirnholzfläche des Nebenträgers mit selbstbohrenden Schrauben 5,0 x 80 mit Vollgewinde, die unter 45° geneigt sind und dadurch vorwiegend auf Herausziehen beansprucht werden.

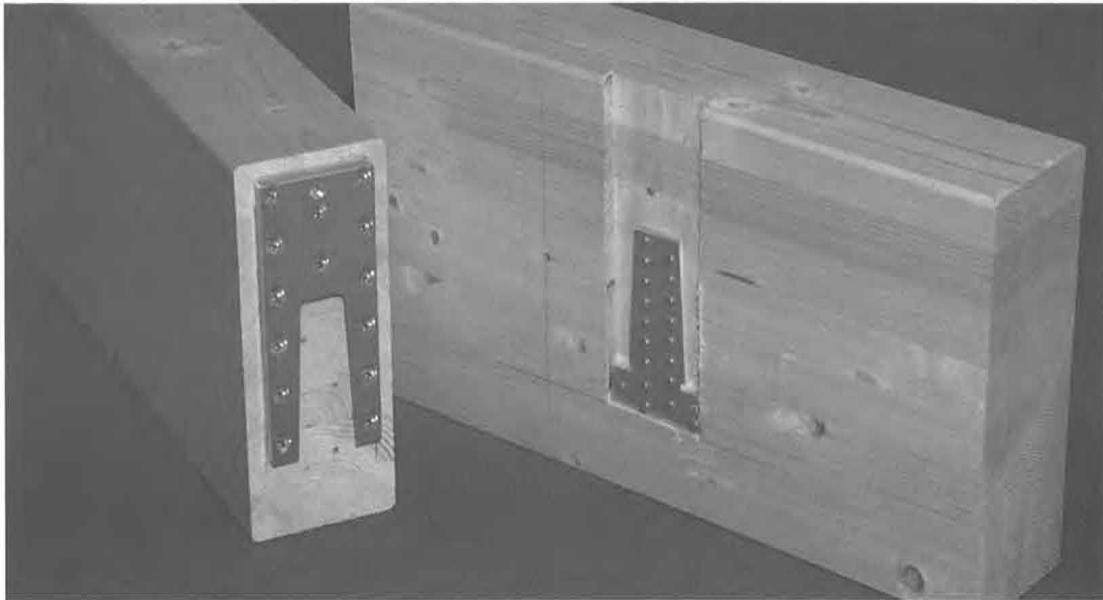


Bild 9: Hauptträger-Nebenträger-Verbindung mit geneigten Schrauben im Nebenträger

3 Verstärkungen rechtwinklig zur Faser

In diesem Abschnitt wird die Möglichkeit vorgestellt, Bauteile im Verbindungsbereich quer zur Faser mit Vollgewindeschrauben zu verstärken, um damit ein vorzeitiges Aufspalten zu verhindern und ein plastisches Tragverhalten der Verbindung zu erreichen. Der Vorteil einer Verstärkung mit selbstbohrenden Holzschrauben liegt in der schnellen Montage. Nachteilig gegenüber aufgeklebten Holzwerkstoffplatten oder eingepressten Nagelplatten ist die Tatsache, dass im Fugenbereich keine erhöhte Lochleibungsfestigkeit zur Verfügung steht. Selbstbohrende Holzschrauben mit Vollgewinde eignen sich ebenfalls sehr gut zur Verstärkung von ausgeklinkten Trägersauflagern, Durchbrüchen oder Queranschlüssen, diese Verstärkungen sind jedoch nicht Thema dieses Beitrags.

Für mehrere, in Kraft- und Faserrichtung hintereinander angeordnete Stabdübel oder Bolzen ist die wirksame Anzahl n_{ef} in E DIN 1052 (2000) auf der Grundlage der Dissertation von Jorissen [2] wie folgt zu bestimmen:

$$n_{ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \\ n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{10 \cdot d}} \end{array} \right. \quad (2)$$

Gleichung (2) bedeutet eine deutliche Abnahme der rechnerischen Tragfähigkeit von Verbindungen bereits ab dem 2. hintereinander angeordneten Stabdübel. Kleinere Abstände der Stabdübel untereinander, wie z. B. der bisher in DIN 1052 (1988) angegebene Wert von $5d$ verringern die wirksame Anzahl n_{ef} weiter. Da die wirksame Anzahl vor allem durch vorzeitiges Spalten des Holzes beeinflusst wird, darf mit der

tatsächlichen Anzahl n gerechnet werden, wenn das Spalten des Holzes (siehe Bild 10) durch eine Verstärkung quer zur Faserrichtung verhindert wird.

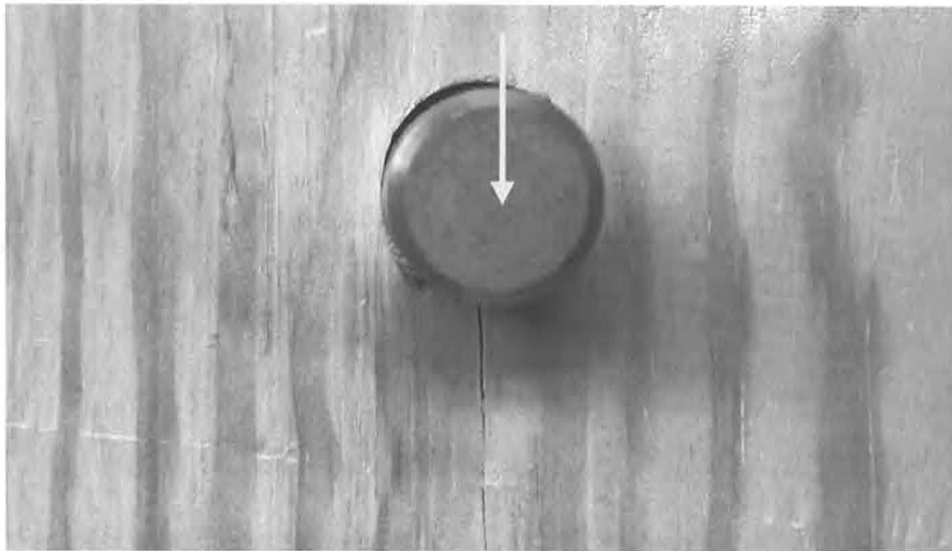


Bild 10: Spalten des Holzes unterhalb eines Stabdübels

Der Gewinn durch die Verstärkung besteht darin, mit der vollen Anzahl der in Kraft- und Faserrichtung hintereinander angeordneter Stabdübel rechnen zu können. Bei einem Abstand von $5d$ in Faserrichtung und sechs hintereinander angeordneten Stabdübeln bedeutet dies z. B. eine Steigerung von rechnerisch 4,22 Stabdübeln auf 6 Stabdübel. Die Steigerung beträgt in diesem Beispiel damit über 40 %.

In [3] wird ein mechanisches Modell vorgestellt, mit dem die Zugbeanspruchung in der Verstärkungsschraube, die durch die Spaltwirkung der Stabdübel verursacht wird, abgeschätzt werden kann. Darin wird die Wirkung der Schraube als Verstärkungselement berücksichtigt, ein vom Stabdübel ausgehender Riss kann nur bis zur Schraube reichen. Parameterstudien mit unterschiedlichen Annahmen für die Lage der Schraube sowie für die durch den Stabdübel verursachte Spaltkraft führen zu Werten für die Zugkraft in der Schraube, die konservativ zu 20 % der Beanspruchung der Stabdübel abgeschätzt werden können. Diese Last muss in Längsrichtung der Schraube von der erwarteten Lage des Risses aus verankert werden. Die Lage des Risses darf in der Achse des Stabdübels angenommen werden. Die Vollgewindeschrauben sollten zwischen dem beanspruchten Hirnholzende und den ersten Stabdübeln, sowie zwischen den Stabdübeln angeordnet werden.

Versuche mit querzugverstärkten Verbindungen sollten zeigen, ob ein plastisches Tragverhalten auch mit einem geringen Verhältnis von Holzdicke zu Stabdübeldurchmesser und mehreren hintereinander liegenden Stabdübeln erwartet werden kann. Dazu wurden erste Versuche mit zwei hintereinander liegenden, 24 mm dicken Stabdübeln aus hochfestem Stahl mit einer Zugfestigkeit von 1000 N/mm^2 durchgeführt. Die Seitenholzdicke betrug nur 30 mm. Bild 11 zeigt die Versuchskörper, Bild 12 ein Detail eines Prüfkörpers während eines Versuchs.

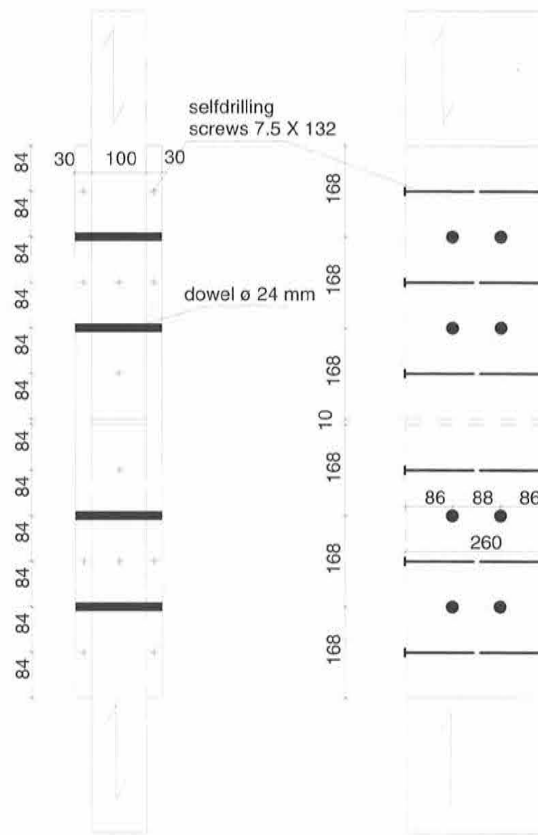


Bild 11: Prüfkörper mit Querkzugverstärkung durch Vollgewindeschrauben

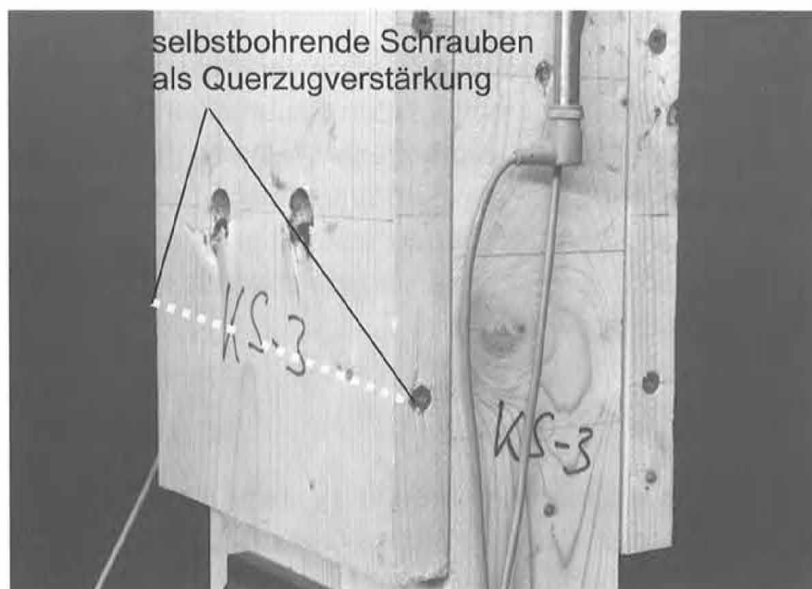


Bild 12: Prüfkörper mit Querkzugverstärkung durch Vollgewindeschrauben

Die Versuche mit verstärkten Prüfkörpern zeigten alle ein ausgesprochen plastisches Verhalten (siehe Bild 13). Die Tragfähigkeit der auf Herausziehen beanspruchten Vollgewindeschrauben betrug mehr als das Doppelte der berechneten Zugkraft in der Schraube. Die Risse unterhalb der Stabdübel, die trotz der Querkzugverstärkung auftraten, reichten daher nur bis zu den Schrauben. Ein unkontrolliertes Risswachstum, das bei unverstärkten Prüfkörpern beobachtet wurde, trat bei den

verstärkten Prüfkörpern nicht auf. Der Mittelwert der Traglast der verstärkten Prüfkörper war nur etwa 10 % größer als der entsprechende Wert der unverstärkten Verbindungen. Im Rahmen eines laufenden, vom DIBt über die DGfH unterstützten Forschungsvorhabens (E 2000/14, Querzugverstärkungen in gefährdeten Bereichen mit selbstbohrenden Holzschrauben) werden weitere Versuche mit verstärkten Verbindungen durchgeführt, bei denen mehr als zwei Stabdübel in Krafrichtung hintereinander angeordnet sind.

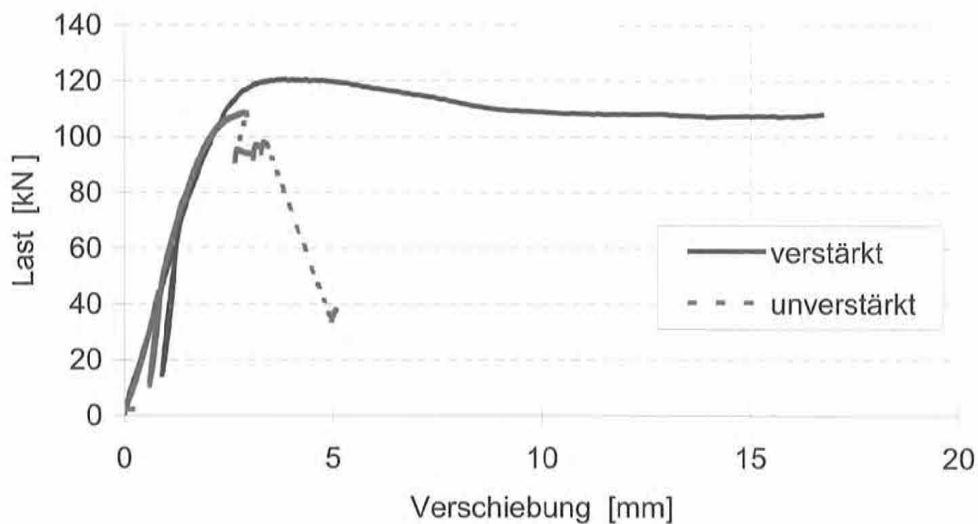


Bild 13: Last-Verschiebungskurven verstärkter und unverstärkter Verbindungen

Im Rahmen einer Diplomarbeit wurden außerdem verstärkte Prüfkörper untersucht, bei denen kürzere Schrauben mit einem glatten Schaftteil unter dem Kopf verwendet wurden. Einige der verstärkten Prüfkörper dieser Reihe zeigten Risse bis zum Hirnholzende. Da auf der Kopfseite der Schrauben wegen des glatten Schaftes eine Verankerung nur über den Kopfdurchzieh Widerstand erfolgte, der deutlich geringer ist als der Auszieh Widerstand des Gewindes, ist eine zuverlässige Verstärkung mit Teilgewindeschrauben nicht gewährleistet.

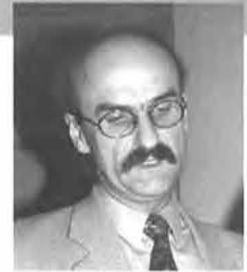
4 Zusammenfassung

Vollgewindeschrauben, die ohne Vorbohren in das Holz eingedreht werden, eignen sich sowohl als Verbindungsmittel als auch als Querzugverstärkung in gefährdeten Bereichen. Da diese Schrauben über eine sehr große Tragfähigkeit bei Beanspruchung in Richtung der Schraubenachse verfügen, sollte diese Beanspruchungsrichtung angestrebt werden. Bei Verbindungen kann dies dadurch erreicht werden, dass die Schrauben nicht rechtwinklig zur Scherfuge, sondern unter einem Winkel von etwa 45° eingedreht werden. Diese Anordnung erhöht darüber hinaus auch die Verbindungssteifigkeit auf etwa das 10-fache. Als Verstärkungen in Stabdübelverbindungen eingesetzte Vollgewindeschrauben bewirken ein plastisches Verhalten der Verbindung und damit höhere Tragfähigkeiten bei mehreren, hintereinander liegenden Stabdübeln.

5 Literatur

- [1] Blaß, H.J. und Bejtka, I. (2001) Screws with continuous threads in timber connections. Proceedings, RILEM Symposium on Joints in Timber Structures, Stuttgart
- [2] Jorissen, A. (1998) Double shear timber connections with dowel type fasteners. Dissertation, TU Delft, Niederlande, ISBN 90-407-1783-4
- [3] Blaß, H.J. und Schmid, M. (2001) Self-tapping screws as reinforcement perpendicular to the grain in timber connections. Proceedings, RILEM Symposium on Joints in Timber Structures, Stuttgart

Prof. Dr.-Ing. Martin H. Kessel



TU Braunschweig
Institut für Baukonstruktionen und Holzbau
Schleinitzstraße 21A
38106 Braunschweig
Tel.: 0531/391-7801/7800
Fax: 0531/391-8193
e-Mail: m-h.kessel@tu.bs.de

Prüfingenieur für Baustatik VPI
Beratender Ingenieur für Bauwesen VDI
Fasanenbusch 3
Ortsteil Schloß Ricklingen
30826 Garbsen

- | | |
|-------------|--|
| 1967 – 1973 | Studium Bauingenieurwesen an der Universität Hannover |
| 1974 – 1981 | wissenschaftlicher Assistent am Lehrstuhl für Bautechnik und Holzbau der Universität Hannover |
| 1980 | Promotion zum Thema: „Nichtlineare Stabwerke“ |
| 1981 – 1990 | Oberingenieur am Institut für Holzkonstruktionen der ETH Lausanne |
| 1986 | Professor an der Fachhochschule Hildesheim/
Holzminden/Göttingen; Leiter des Labors für Holztechnik LHT, bauaufsichtlich anerkannte Überwachungs- und Zertifizierungsstelle |
| 1990 | Gründung des Ingenieurbüros kgs |
| 1991 | Gründung der cadwork informatik GmbH |
| 1992 | Anerkennung als Prüfingenieur für Baustatik, Fachrichtung Holzbau |
| 1997 | Professor an der Technischen Universität Braunschweig, Leiter des Instituts für Baukonstruktionen und Holzbau |

mehr als 70 wissenschaftliche Veröffentlichungen,
über 100 Vorträge im In- und Ausland

Tafeln

1 Vorgeschichte

Für die tragenden Bauteile von Wohngebäuden wurde seit jeher überall dort vorzugsweise Holz als Baustoff verwendet, wo Klima und Boden zum Wachstum ausreichend fester, steifer und dauerhafter Baumstämme in den für die Gebäude erforderlichen Durchmessern und Längen führten. So hat Holz speziell die zentral- und nordeuropäische Baukultur seit Jahrhunderten geprägt. Im Laufe der Jahrhunderte wurden die Holztragwerke von einfachen ein- und auch zweigeschossigen Pfahlbauwerken der Frühzeit zu vielgeschossigen Fachwerkhäusern im späten Mittelalter fortentwickelt.

Im vergangenen Jahrhundert wurde die Entwicklung der Holztragwerke durch die Entwicklung von wasserfesten Klebstoffen geprägt, die die Verklebung von Furnieren zu Schicht- und Sperrholzplatten und von Brettlamellen zu Brettschichtholz ermöglichten. Die Entwicklung dieser Techniken machte und macht es möglich, sowohl flächige als auch stabförmige Bauteile herzustellen, deren Abmessungen nicht mehr durch Durchmesser und nutzbare Schaftlänge der Bäume begrenzt waren und sind.

Bei Wohngebäuden führten die Furniersperrholzplatten nach dem 1. Weltkrieg zur Konzeption eines völlig neuen Typus von Holztragwerk (Wachsmann 1930), dessen Tragfähigkeit und Steifigkeit bei horizontaler Belastung (zusammenfassend wird auch von Aussteifung gesprochen) nicht mehr durch Klappstiele, Streben und Bughölzer, sondern durch die Wirkung von Sperrholzplatten als Scheiben in Verbindung mit Sparren, Deckenbalken, Stielen und Rähmen erzeugt wurden (Bild 1).



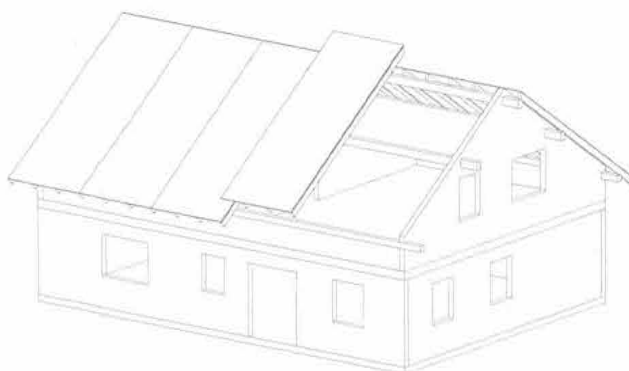
Bild 1: Landhaus Einsteins in Caputh

Dieser neue Typus von Holztragwerken für Wohngebäude wird heute als Holztafelbau bezeichnet, wenn zumindest Teile des Gebäudes aus vorgefertigten Tafeln, das sind einseitig oder beidseitig mit Holz- oder Gipswerkstoffplatten beplankte Holzrippen, errichtet werden (Bundesverband Deutscher Fertigbau e. V. 2001). Tafeln mit beidseitiger Beplankung werden als geschlossene Tafeln bezeichnet. Werden keine Tafeln vorgefertigt, sondern werden alle Holzrippen in Form von Wandstielen, Rähmen, Deckenbalken und Sparren Stück für Stück auf der Baustelle montiert und anschließend mit Holz- oder Gipswerkstoffplatten beplankt, so wird dies als Holzrahmenbau bezeichnet (Bund Deutscher Zimmermeister 2001). Der Übergang vom Holztafelbau zum Holzrahmenbau ist fließend.

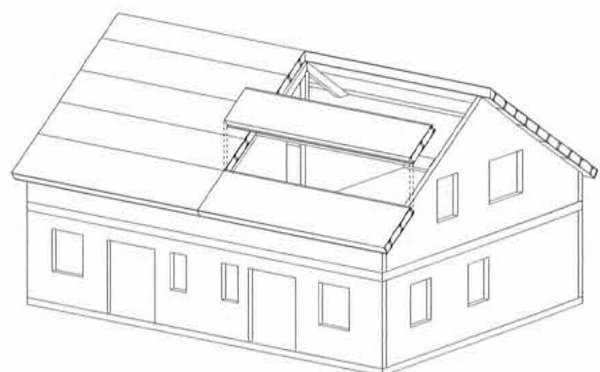
2 Konstruktionen

2.2 Dachtafeln

Bei Sparren-, Kehlriegel- und Pfettendächern werden mehrere Sparren mit ihrer ober- und unterseitigen Beplankung zu Dachtafeln zusammengebaut. Diese werden vorgefertigt auf die Baustelle transportiert und dort mit Hilfe eines Krans auf der Unterkonstruktion abgelegt und befestigt (Bild 2a).



a Dachtafeln mit Rippen als Sparren



b Dachtafeln mit Rippen als Pfetten

Bild 2: Dachtafeln

Neben diesen Dachtafeln mit Rippen als Sparren ist auch die Variante mit querliegenden Dachtafeln zu erwähnen (Bild 2b). Bei größeren Hauslängen ist meistens in Gebäudemitte eine Rahmenkonstruktion als Auflager der Dachtafeln erforderlich, da die Spannweite für die Tafeln von Giebelwand zu Giebelwand zu groß wird. Interessant ist diese Konstruktion daher vor allem für Reihenhäuser mit Längen bis etwa 6,50 m. Hier können die Dachtafeln von Gebäudetrennwand zu Gebäudetrennwand gespannt werden, ohne daß zusätzliche Abstützungen wie Pfettenstiele im Grundriß berücksichtigt werden müssen.

Die Konstruktion der Verbindung der Dachtafeln mit der Unterkonstruktion in Bild 3 muß die Weiterleitung von Kräften ermöglichen, die in der Tafelebene wirken.

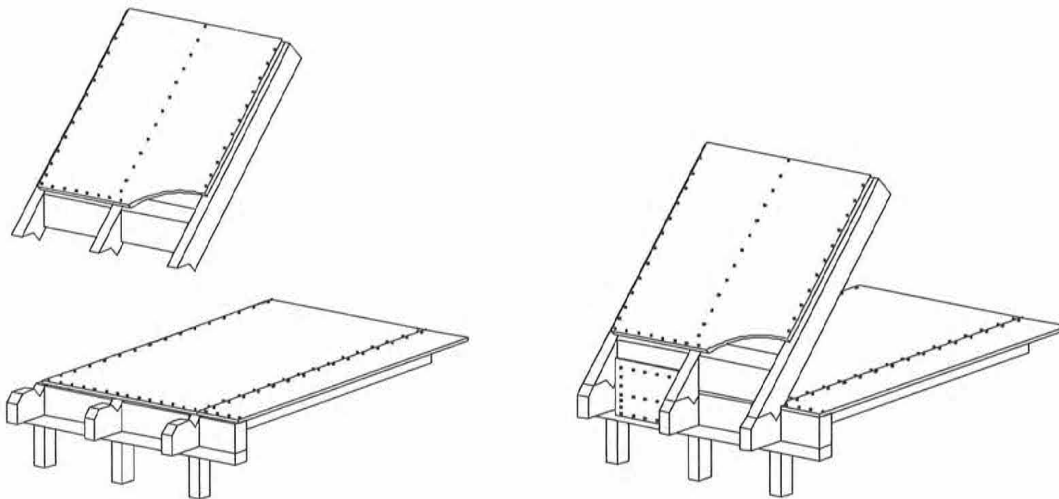
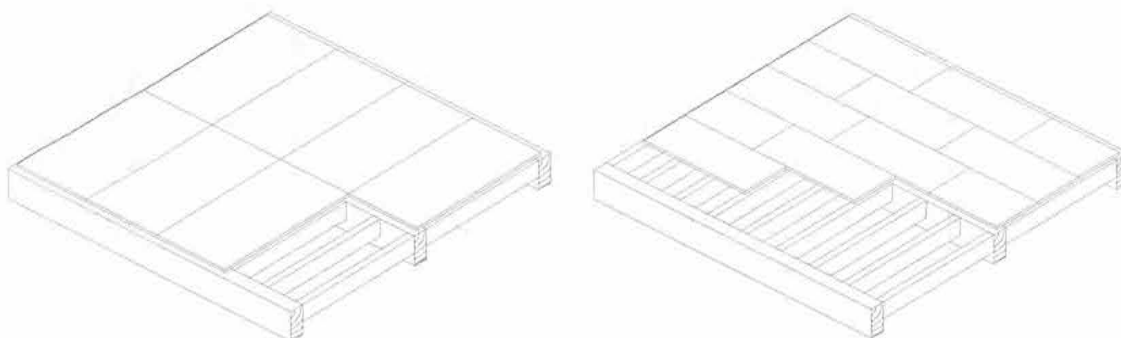


Bild 3: Verbindung von Dach- und Deckentafel

2.2 Deckentafeln

Eine Deckentafel besteht aus Rippen, den Deckenbalken, auf denen ein- oder beidseitig Holz- oder Gipswerkstoffplatten mit Nägeln, Klammern oder Schrauben befestigt sind (Bild 4).



a Variante I

b Variante II

Bild 4: Deckentafeln

Die Konstruktion der Verbindung der Deckentafeln mit den Wandtafeln in Bild 5 muß es ermöglichen, alle Kräfte weiterzuleiten, die in der Ebene der Wandtafel wirken.

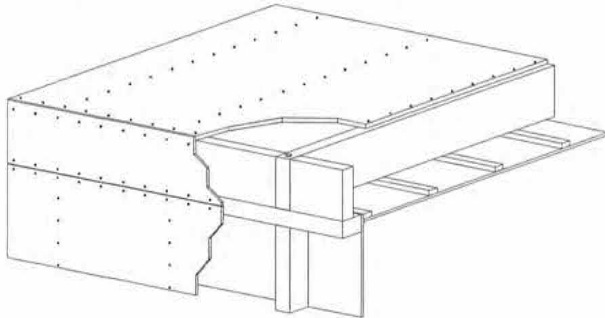


Bild 5: Verbindung von Decken- und Wandtafel

2.3 Wandtafeln

Eine Wandtafel besteht in ihrer Grundform aus den Rippen, das sind Stiele und Kopf- und Fußrihm, und der ein- oder beidseitigen Beplankung aus Holz- oder Gipswerkstoffen, wie in Bild 6 dargestellt. Auf Grund der Vielzahl von konstruktiven und insbesondere bauphysikalischen Anforderungen werden Wandtafeln meist mit mehr als den drei erwähnten Bauteilschichten ausgeführt.

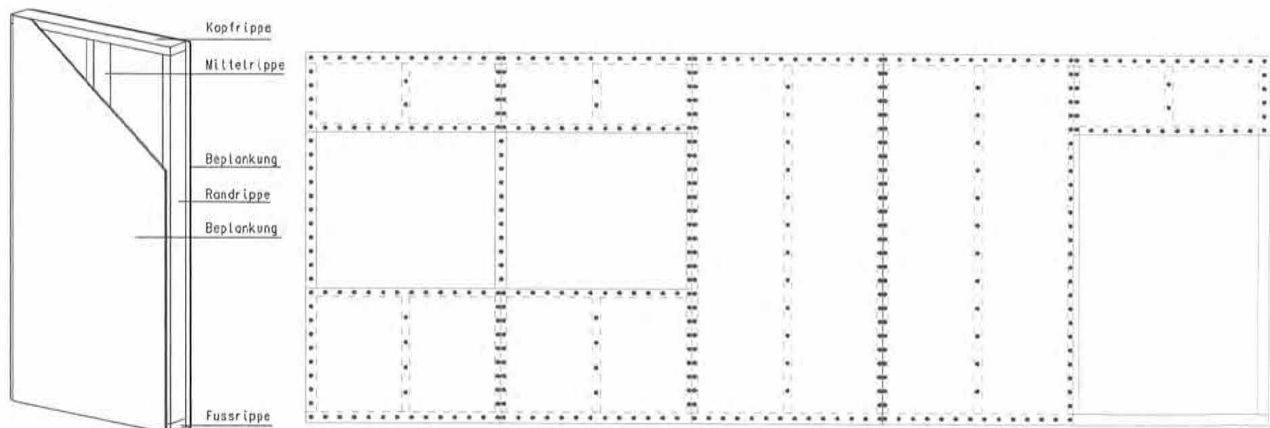


Bild 6: Wandtafeln

Während die Konturen der Dach- und Deckentafeln und der Wandtafeln von Vollgeschossen in der Regel rechteckig sind, sind die Konturen der Wandtafeln von Dachgeschossen häufig dreieckig oder trapezförmig, wie Bild 7 zeigt.

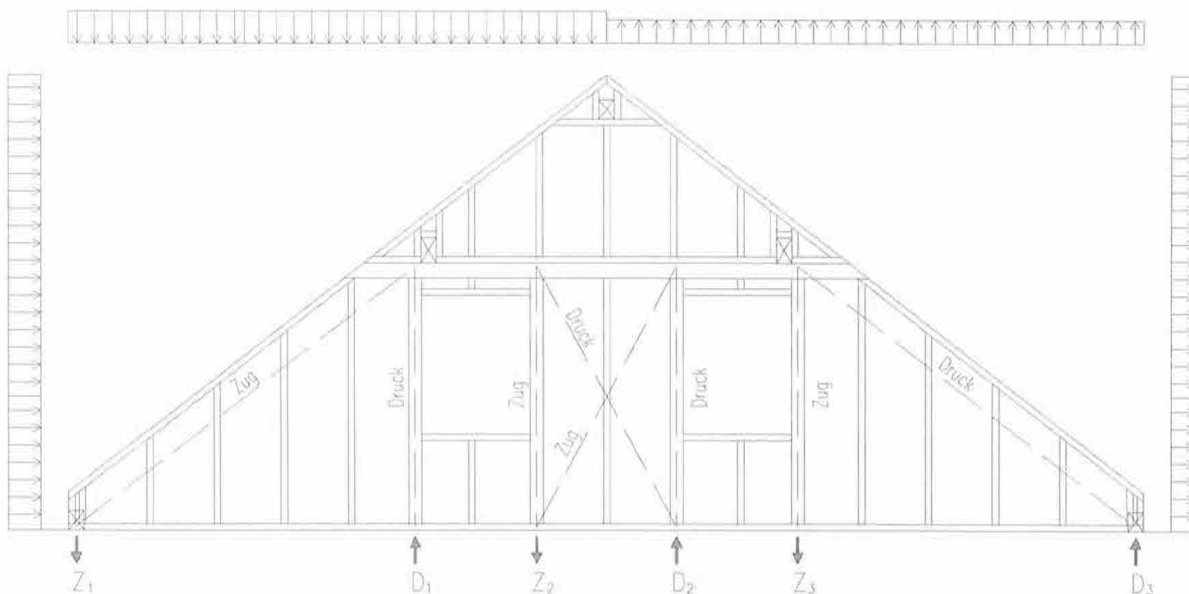


Bild 7: Zweiteilige Giebelwandtafel

Die Konstruktion der Verbindung der Wandtafel mit der Unterkonstruktion in Bild 8 muß es ermöglichen, die in der Ebene der Wandtafel wirkenden Kräfte weiterzuleiten. Hierzu gehören neben Schub- und Druckkräften auch Zugkräfte, wie sie zum Beispiel in Bild 7 eingetragen sind, wenn keine ausreichenden ständigen Lasten vorhanden sind. Zum Einfluß der Verankerung von Wandtafeln auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Holzhäusern siehe Kessel und Drücker (1996).

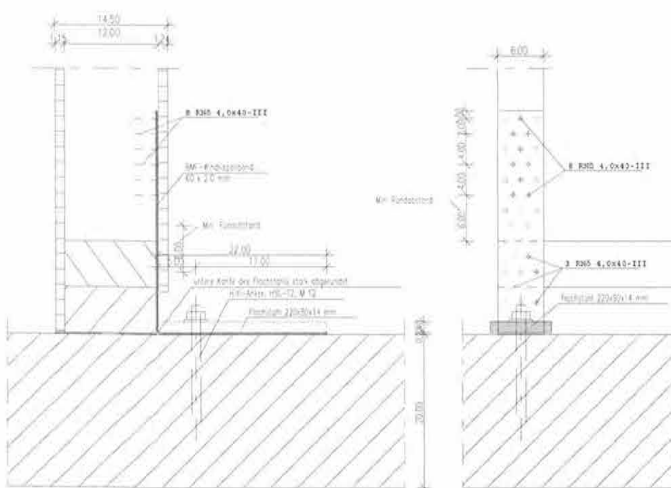


Bild 8: Verbindung der Wandtafel mit der Unterkonstruktion

3 Die Tafel als Verbundbauteil

Die zuvor beschriebenen Dach-, Decken- und Wandtafeln haben gemeinsam, daß sie als Vielecke konstanter Dicke beschreibbar sind und daß sie aus einem Verbund von Rippen und Beplankung bestehen. Die Rippen sind stabförmige Bauteile, z. B. aus Konstruktionsvollholz, Brettschichtholz oder Furnierschichtholz oder in Form von Profilträgern. Die Beplankung, ein- oder beidseitig, ist ein flächiges Bauteil, das aus einzelnen Holz- oder Gipswerkstoffplatten besteht.

3.1 Tafelränder und Beplankungsstöße

Aus statischen, bauphysikalischen und verarbeitungstechnischen Gründen sind bis auf Ausnahmen alle Ränder der Beplankung einer Tafel umlaufend mit Rippen, den Randrippen (Bild 9 und Bild 10), verbunden. Die verbleibenden inneren Ränder der einzelnen Holz- oder Gipswerkstoffplatten, das sind die Beplankungsstöße in Bild 11, können entweder mit Rippen verbunden oder frei von Rippen sein. Zur Beschreibung der Randausbildung der einzelnen Platten wird auch von unterstützten und nicht unterstützten, schubsteifen und schwebenden Beplankungsstößen gesprochen.

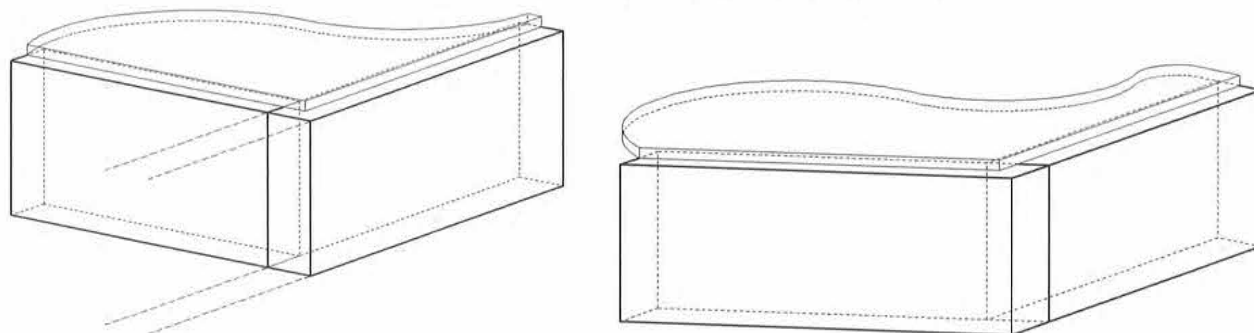


Bild 9: Die möglichen Eckanordnungen der Randrippen

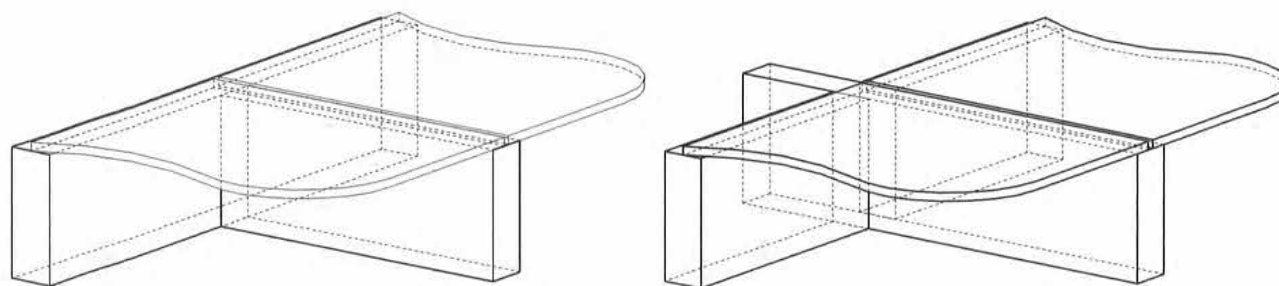
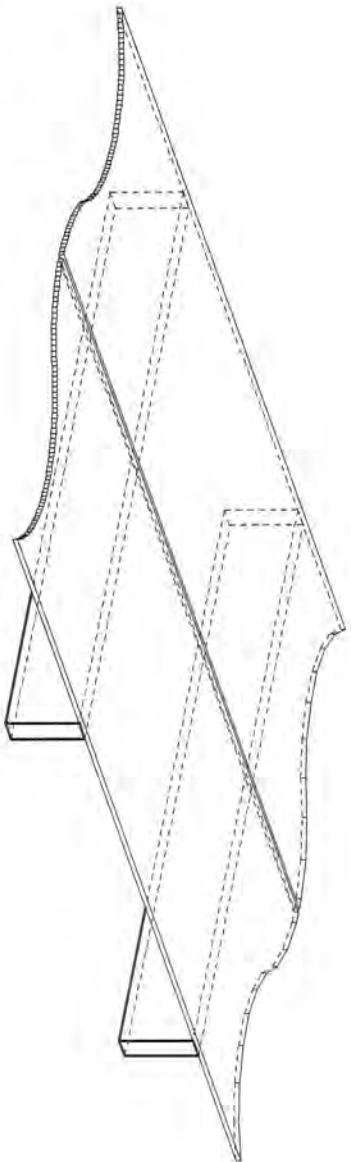
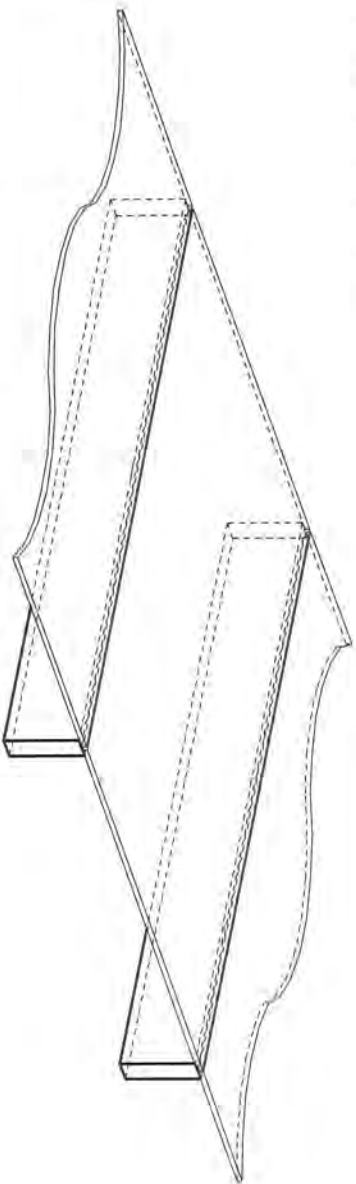


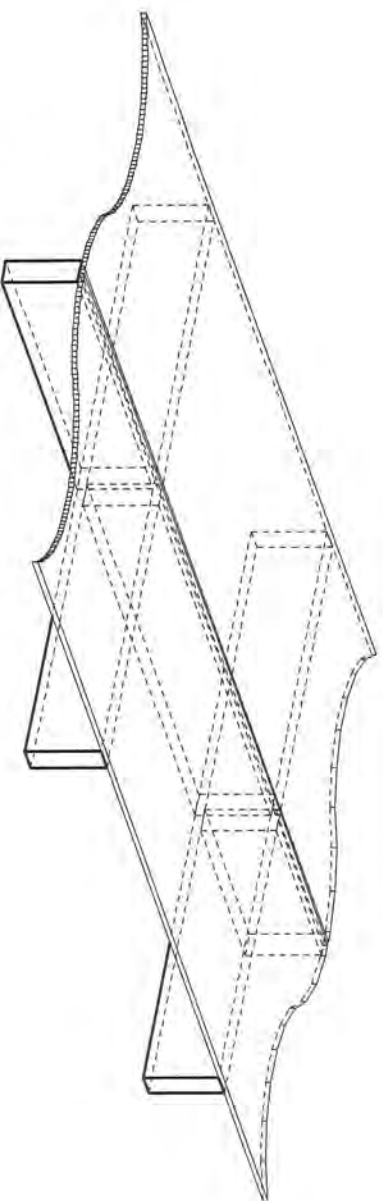
Bild 10: Die möglichen Anordnungen von Rand- und Innenrippen



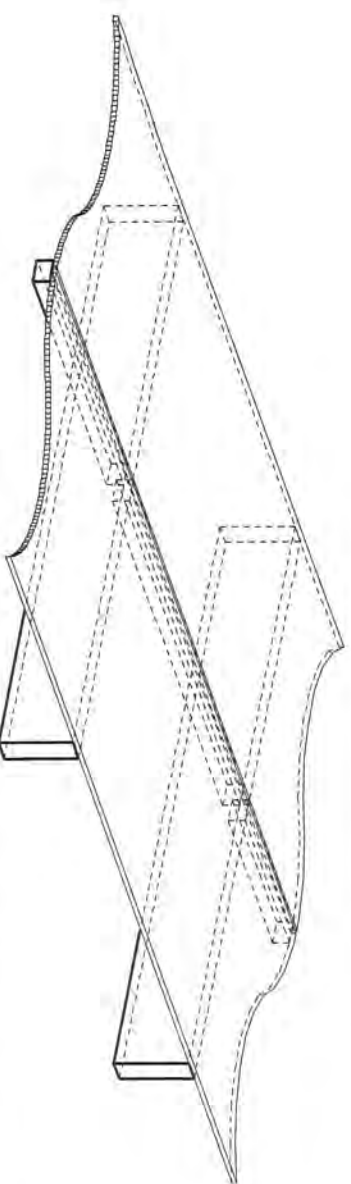
a freie Plattenränder



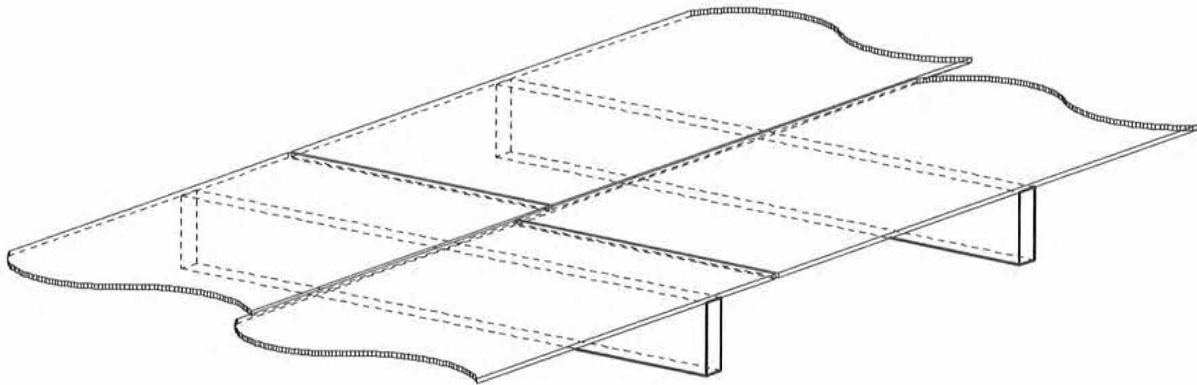
b schubsteife Plattenränder auf durchlaufenden Rippen



c schubsteife Plattenränder mit Stoßholz



d schubsteife Plattenränder mit Stoßlatte



d freie und schwebende Plattenränder

Bild 11: Beplankungsstöße

3.2 Verbund von Rippen und Beplankung

Bei Tafeln wird der Verbund von Rippen und Beplankung durch stiftförmige Verbindungsmittel, das sind Klammern, Nägel oder Schrauben hergestellt. Die Beanspruchbarkeit des Verbundes ergibt sich aus mehreren Material- und Geometrieparametern. Materialparameter sind die Festigkeit des Stahldrahtes des Verbindungsmittels und die Lochleibungsfestigkeit von Holz und Plattenwerkstoff. Letztere kann Bild 12 entnommen werden, in dem beispielhaft die Kraft-Weg-Diagramme für einige wichtige Plattenwerkstoffe dargestellt sind.

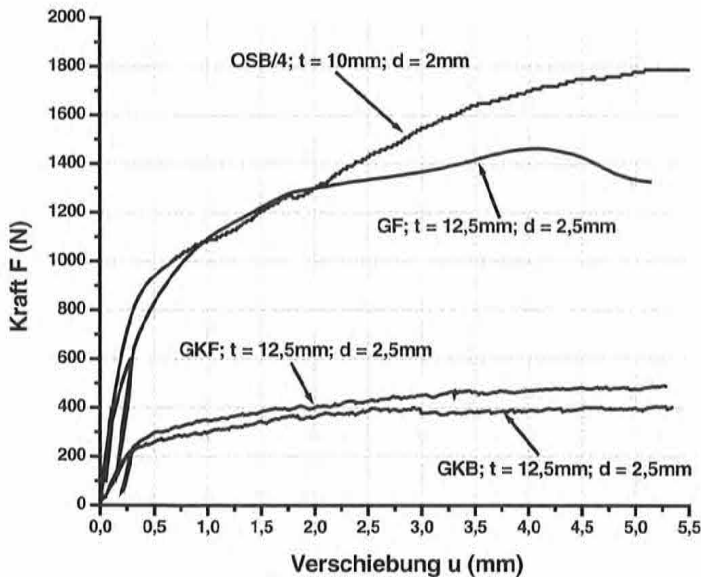


Bild 12: Lochleibungsprüfung nach EN383

Wesentliche Geometrieparameter für die Beanspruchbarkeit des Verbundes sind neben der Plattendicke t und der Eindringtiefe des Verbindungsmittels in das Holz auch der in Bild 13 definierte Abstand a und der dort definierte Winkel ϕ , den die Richtung der durch das Verbindungsmittel übertragenen Kraft F und der Plattenrand einschließen. Gleiches gilt für den Abstand zum Rippenrand.

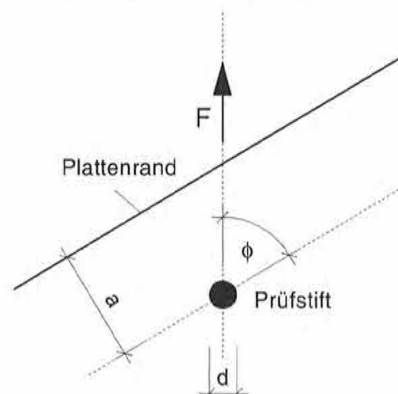


Bild 13: Abstand a des Verbindungsmittels vom Plattenrand und der durch die Richtung der Kraft und des Plattenrandes eingeschlossene Winkel ϕ

Der Einfluß der beiden zuletzt genannten Parameter auf die Randlochfestigkeit $f_{h,a,\phi}$ des Plattenmaterials ist in Bild 14 relativ zur Lochleibungsfestigkeit f_h dargestellt. Zur Definition der Randlochfestigkeit siehe Kessel, Huse und Augustin (2001). In den von Johansen entwickelten mechanischen Modellen zur Bestimmung der Tragfähigkeit stiftförmiger Verbindungsmittel, die ein Randlochversagen nicht berücksichtigen, kann dieser Einfluß näherungsweise dadurch berücksichtigt werden, daß für die Modelle des reinen Lochleibungsversagens

$$R_k = f_{h,k} \cdot t \cdot d$$

anstelle der Lochleibungsfestigkeit f_h die Randlochfestigkeit $f_{h,a,\phi}$ verwendet wird. Dadurch wird es möglich, die Beanspruchbarkeit von Tafeln zu bestimmen, deren Verbindungsmittel die Mindestrandabstände $a_{4,t}$ unterschreiten.

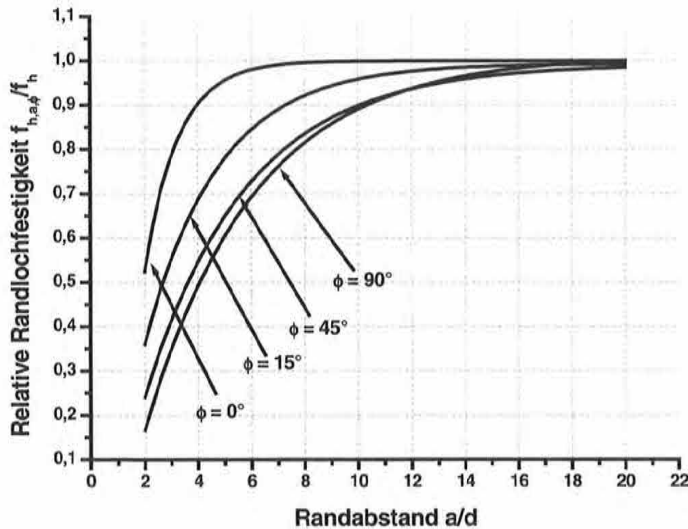


Bild 14: Relative Randlochfestigkeit $f_{h,a,\phi}/f_h$ in Abhängigkeit von Belastungswinkel ϕ und Randabstand a/d

Die beiden Geometrieparameter a und ϕ haben aber nicht nur Einfluß auf die Festigkeit sondern auch auf die Steifigkeit und das Tragverhalten des Verbundes. Zur Erläuterung sind in Bild 15 die Kraft-Weg-Diagramme für Verbindungen von Gipsfaserplatten und Holz mit 4 Nägeln in Abhängigkeit von a/d und ϕ dargestellt. Sie lassen erkennen, daß die Verformungen bei randparalleler Beanspruchung in der Nähe der Tragfähigkeitsgrenze deutlich nichtlinear zunehmen und daß bei ausreichend großem Randabstand eine Art „Fließen“ des Verbundes einsetzt. Im Gegensatz zu diesem duktilen Verhalten ist bei Beanspruchung senkrecht zum Plattenrand mit abnehmendem Randabstand ein eher sprödes Verhalten des Verbundes zu erkennen.

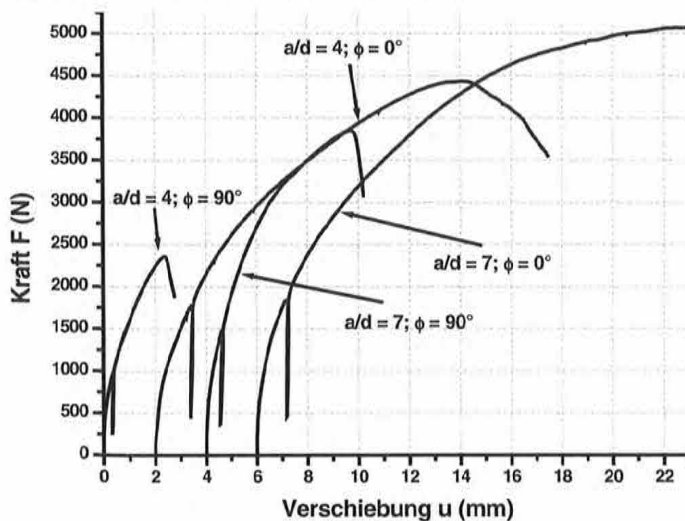


Bild 15: Kraft-Weg-Diagramm für Verbindung Gipsfaserplatte und Holz mit 4 Nägeln in Abhängigkeit vom Winkel ϕ und Randabstand a/d

3.3 Verbindung der Rippen untereinander

Wegen des hohen konstruktiven Aufwandes und der daraus resultierenden Kosten wird im Folgenden angenommen, daß die Rippen untereinander nicht tragend, sondern nur zur Lagesicherung mit Hilfe von Wellennägeln oder Stichnägeln verbunden sind. Andernfalls wird auf eine tragende Verbindung besonders hingewiesen.

Weiterhin wird im Folgenden vorausgesetzt, daß der Rippenabstand klein genug ist, um ein Beulen der Beplankung zu verhindern.

4 Tragwirkungen

Tafeln sind im Holzbau immer ebene flächige Teile eines räumlichen Tragwerks, die mit seinen übrigen Teilen über die umlaufenden Randrippen verbunden sind. Daher werden Kräfte nicht nur über die Beplankung senkrecht zu ihrer Ebene sondern insbesondere über die Randrippen, in der Regel parallel oder senkrecht zu deren Stabachsen, in eine Tafel eingeleitet.

Tafeln können senkrecht ihrer Ebene durch Eigengewicht, Schnee, Wind und Verkehr beansprucht werden. Diese Lasten wirken auf die Beplankung ein, die dann, wie in Bild 16 dargestellt, im statischen Sinne als Platte wirkt, und werden von dort in die unterstützenden Rippen weitergeleitet, die ihrerseits auf ganzer Länge auf Unterzügen, Decken oder Wänden gelagert sind.

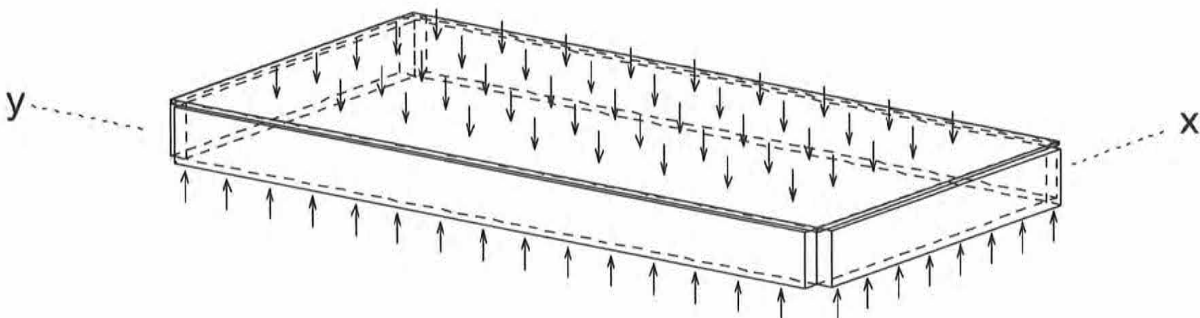


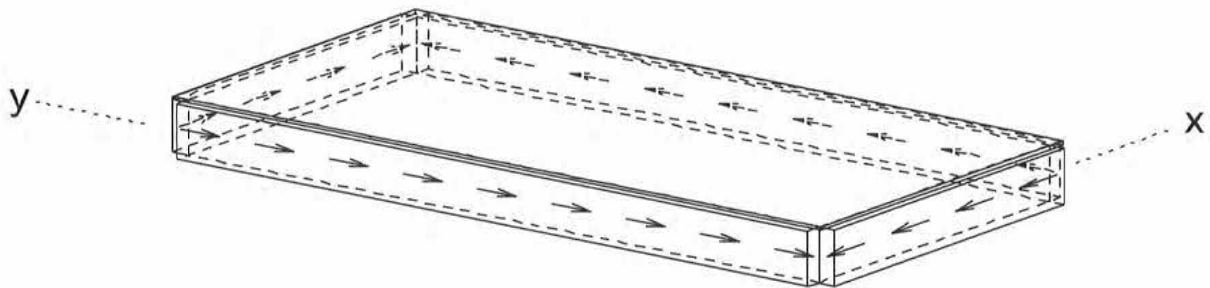
Bild 16: Tragwirkung der Beplankung als Platte

Im Unterschied hierzu wirken Windkräfte oder durch Imperfektionen verursachte Abtriebskräfte zunächst auf die Rippen ein, die die auf ihnen befestigte flächige Beplankung benötigen, die dann, wie

in Bild 17 dargestellt, als Scheibe wirkt, um die Lasten über weitere Rippen in die Unterkonstruktion weiterzuleiten.

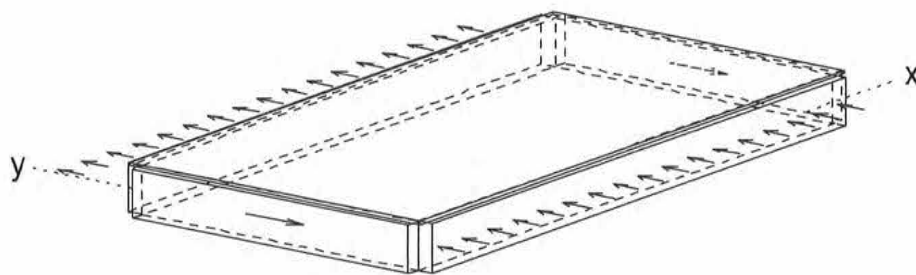


a Reine Zugbeanspruchung der Beplankung, $\sigma_x=0$, $\sigma_y \neq 0$, $\tau=0$

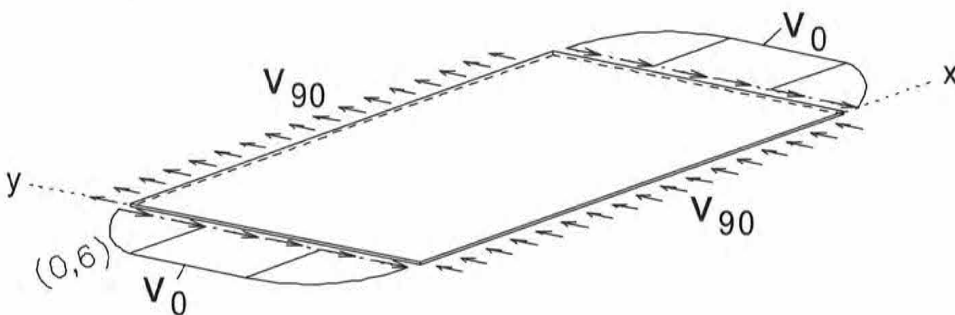


b Reine Schubbeanspruchung der Beplankung, $\sigma_x=0$, $\sigma_y=0$, $\tau \neq 0$

Bild 17: Tragwirkung der Beplankung als Scheibe

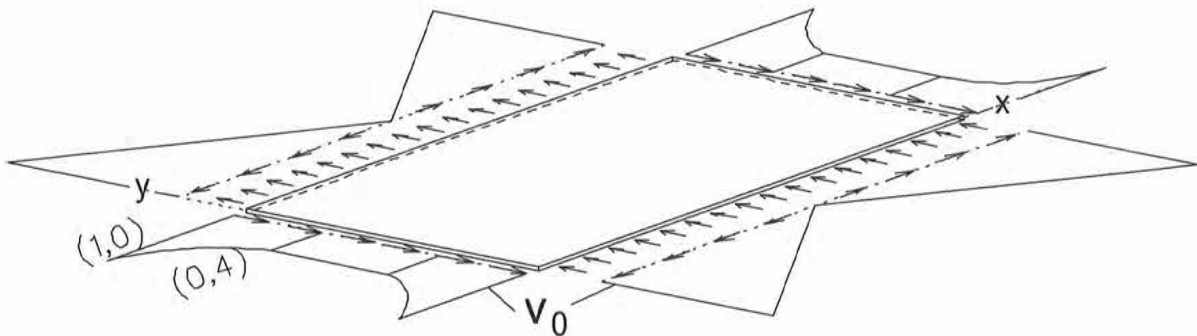


a Beanspruchungen der Tafel



b Beanspruchungen der Beplankung

bei weicher Verbindung mit den Rippen in x-Richtung, $\sigma_x \gg 0$, $\sigma_y \neq 0$, $\tau \neq 0$



c Beanspruchungen der Beplankung

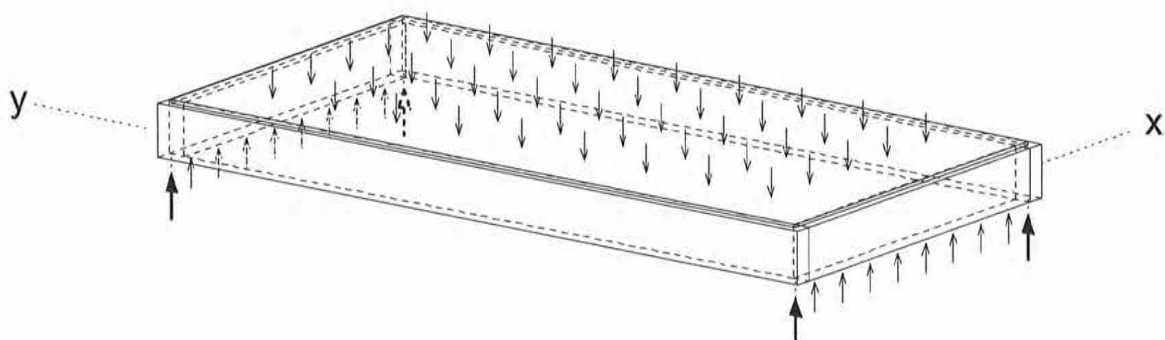
bei steifer Verbindung mit starren Rippen in x-Richtung, $\sigma_x \neq 0$, $\sigma_y \neq 0$, $\tau \neq 0$

Bild 18: Kombinierte Scheibenbeanspruchung der Beplankung, $\sigma_x \neq 0$, $\sigma_y \neq 0$, $\tau \neq 0$

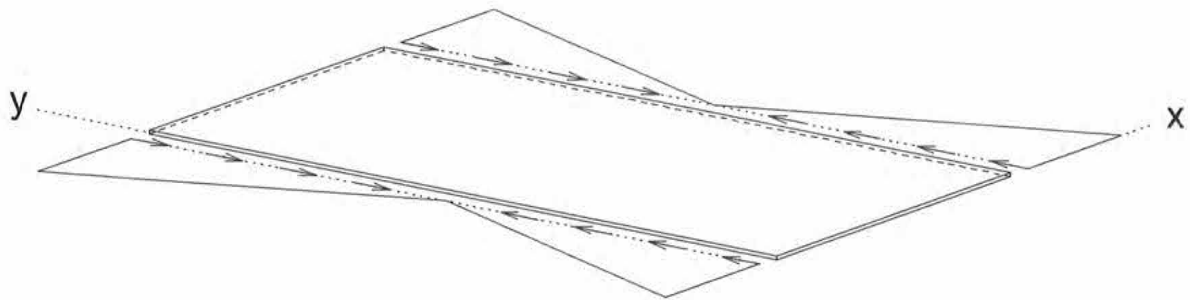
Die Steifigkeit der Verbindungen der Rippen mit der Beplankung im Verhältnis zur Steifigkeit der Rippen und Beplankung selbst hat in Bild 18 erheblichen Einfluß auf die Beanspruchung der Beplankung als Scheibe, wie auch von Schmidt (2000) gezeigt wird.

Wenn auch in Bild 17 und Bild 18 eigentlich nur die Beplankung im statischen Sinne als Scheibe beansprucht wird, wird dennoch von einer Scheibenbeanspruchung der Tafel als Verbundbauteil gesprochen.

Die in Bild 19a dargestellte Plattenbeanspruchung einer Tafel führt für die dort gewählte, von der in Bild 16 abweichende Lagerung zu einer Beanspruchung der Beplankung sowohl als Platte als auch als Scheibe. Die Lasten wirken auf die Beplankung ein, die dann ebenso wie in Bild 16 im statischen Sinne als Platte wirkt, und werden von dort in die Rippen aus Sparren, Deckenbalken, oder Wandstielen, die eine Art von meist einachsig gespannten Trägerrost bilden, weitergeleitet. Diese Trägerroste sind ihrerseits auf Unterzügen, Stützen, Decken oder Wänden gelagert. Bei ausreichend steifer Beplankung und steifer Verbindung der Beplankung mit den Rippen wird die Beplankung zusätzlich als Scheibe beansprucht, wie in Bild 19b dargestellt.



a Beanspruchung der Tafel



b Scheibenbeanspruchung der Beplankung

Bild 19: Kombinierte Tragwirkung der Beplankung als Platte und Scheibe

5 Zusammenwirken von Beplankungen und Rippen

Die folgenden Betrachtungen beschränken sich auf Tafeln von rechteckiger Gestalt, die als Verbundbauteile scheibenartig beansprucht werden. Die Ergebnisse lassen sich nicht ohne Einschränkungen auf beliebige Vielecke übertragen. Die Art des Zusammenwirkens von Beplankung und Rippen wird zunächst für

Tafeln ohne Beplankungsstoß mit $l_p = l_d$ und $h_p = h_d$

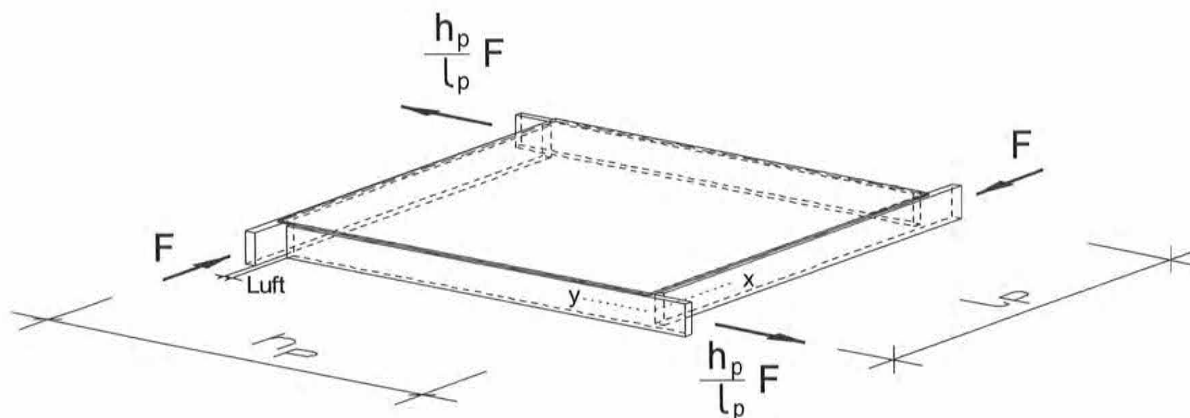
und dann für

Tafeln mit Beplankungsstößen mit $l_{di} \leq l_p$ und $h_{di} \leq h_p$

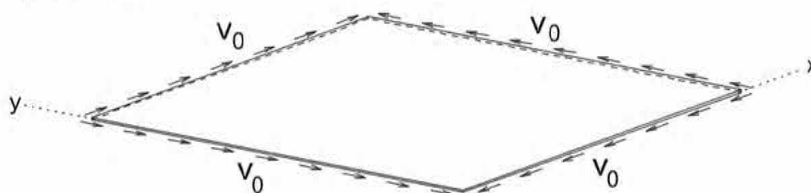
gezeigt. Bei den mit dem Index p (panel) bezeichneten Abmessungen handelt es sich um die der Tafel und bei den mit d oder d_i (diaphragm) gekennzeichneten um die der einzelnen Holz- oder Gipswerkstoffplatte i der Beplankung.

5.1 Tafeln ohne Beplankungsstoß

Die in Bild 17b erläuterte reine Schubbeanspruchung der Beplankung läßt sich durch die in Bild 20 dargestellte Konstruktion realisieren. Ohne Rücksicht auf ihre praktische Relevanz wurde die Konstruktion so gewählt, daß die Rippen der Tafel idealer Weise ausschließlich in Richtung ihrer Stabachse beansprucht werden. Das auf die Tafel einwirkende Kräftesystem besitzt die Eigenschaft,



a Beanspruchung der Tafel



b Reine Schubbeanspruchung der Beplankung

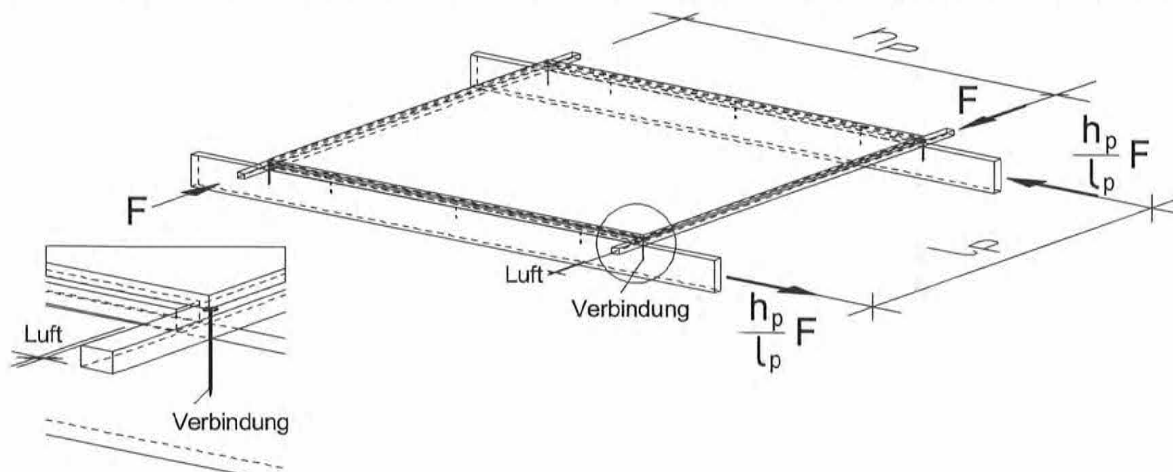
Bild 20: Krafteinleitung in Richtung der Stabachse der in einer Ebene liegenden Randrippen

daß die aus den beiden Kräftepaaren resultierenden Momente im Gleichgewicht stehen. Nur unter diesen Voraussetzungen wird die Beplankung ausschließlich randparallel durch v_0 beansprucht und erleidet reinen Schub. Die aus dem nachgiebigen Verbund von Rippen und Beplankung resultierende Verformung der Tafel, ausgedrückt durch die Verschiebung u_x der Kräfteeinleitungspunkte, hat die Größe

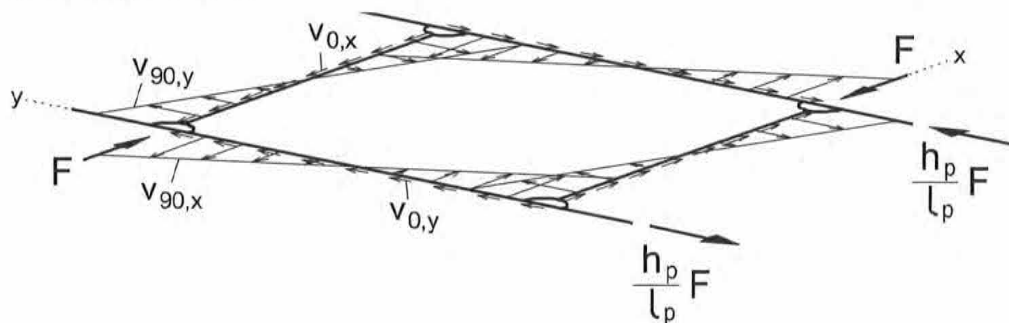
$$u_{x,inst} = \frac{2a_1}{K_{ser}} \frac{h_p}{l_p} \left(\frac{1}{h_p} + \frac{1}{l_p} \right) \cdot F, \quad \text{Gl. 1}$$

wobei K_{ser} der Verschiebungsmodul des einzelnen Verbindungsmittels und a_1 der Abstand der Verbindungsmittel untereinander sind. Für $h_p \rightarrow 0$ verschieben sich nur noch die Rippen gegeneinander, deren Stabachsen parallel zur x-Achse verlaufen. Für $l_p \rightarrow 0$ wächst u_x über alle Grenzen.

Das auf die in Bild 21 dargestellte Tafel einwirkende Kräftesystem, unterscheidet sich nicht von dem in Bild 20. Dennoch ergeben sich wesentliche Unterschiede in der Art des Zusammenwirkens von Beplankung und Rippen, da die Rippen in zwei unterschiedlichen Ebenen angeordnet (gestapelt) und in den Eckpunkten der Tafel durch ein stiftförmiges Verbindungsmittel miteinander verbunden sind. Es könnte sich bei dieser Konstruktion zum Beispiel um eine Dachtafel entsprechend Bild 2a handeln,



a Beanspruchung der Tafel



b Beanspruchung der Rippen

Bild 21: Kräfteinleitung in Richtung der Stabachse der in unterschiedlichen Ebenen liegenden Randrippen

deren Rippen aus Sparren und aufgenagelten Latten und deren Beplankung aus einer untergeschraubten Unterdecke bestehen. Die Steifigkeit und Tragfähigkeit von solchen Dachtafeln wurde von Kessel und Augustin (1991) untersucht.

Das statische Modell in Bild 21b ist dadurch gekennzeichnet, daß die Rippen einen Viereckrahmen bilden, der sich infolge des einwirkenden Kräftesystems zu einem Parallelogramm verformt. Werden die Rippen, die Beplankung und die Eckverbindung der Rippen vereinfachend als starr vorausgesetzt, besitzt die Tafel, wie bereits von Tuomi und McCutcheon (1978) und Biger (1989) gezeigt, das Potential

$$\Pi = \Pi_i + \Pi_a = \sum_{i=1}^m \frac{1}{2} k_i u_i^2 - Fu, \quad \text{Gl. 2}$$

wobei m die Anzahl aller Verbindungsmittel, k_i der Verschiebungsmodul und u_i der Verschiebungsweg des Verbindungsmittels i sind. Das Prinzip vom Minimum der potentiellen Energie liefert die Algebraisierung des Problems, die auf die Verschiebung

$$u_{x,ser} = \left(\frac{1}{\beta_x} + \frac{1}{\beta_y} \right) \frac{h^2}{K_{ser}} F \quad \text{mit} \quad \beta_x = \sum_{i=1}^m x_{Di}^2, \quad \beta_y = \sum_{i=1}^m y_{Di}^2 \quad \text{und} \quad k_{i,ser} = K_{ser} \quad \text{Gl. 3}$$

führt. Zur Ermittlung und Bedeutung des Drehpunktes D , auf den die Koordinaten x_{Di} und y_{Di} bezogen sind, wird auf Kessel und Wirth (1993) verwiesen.

Anmerkung 1: Die axialen Momente β_x und β_y haben, sofern h_p und l_p ganzzahlige Vielfache von a_1 sind, die Größe

$$\beta_x = 2 \cdot 2a_1^2 \sum_{i=1}^{\frac{l_p}{2a_1}} i^2 + \frac{h_p l_p^2}{2a_1} = \frac{l_p a_1}{3} + \frac{l_p^2}{2} + \frac{l_p^3}{6a_1} + \frac{h_p l_p^2}{2a_1} = \mu_{m_x} \frac{l_p^3}{6a_1} + \frac{h_p l_p^2}{2a_1},$$

$$\beta_y = 2 \cdot 2a_1^2 \sum_{i=1}^{\frac{h_p}{2a_1}} i^2 + \frac{l_p h_p^2}{2a_1} = \frac{h_p a_1}{3} + \frac{h_p^2}{2} + \frac{h_p^3}{6a_1} + \frac{l_p h_p^2}{2a_1} = \mu_{m_y} \frac{h_p^3}{6a_1} + \frac{l_p h_p^2}{2a_1}.$$

Die Korrekturwerte μ_m haben mit $m_x = \frac{l_p}{2a_1}$ und $m_y = \frac{h_p}{2a_1}$ die Größe

m_x, m_y	5	10	15	∞
μ_m	$\frac{4}{3}$	$\frac{7}{6}$	$\frac{10}{9}$	1

Anmerkung 2: Die Verschiebung in Gl. (3) geht in die von Gl. (1) über, wenn nur randparallele Beanspruchungen der Verbindungsmittel zugelassen werden und damit die axialen Momente die Größe

$$\beta_x = \frac{h_p l_p^2}{2a_1} \quad \text{und} \quad \beta_y = \frac{l_p h_p^2}{2a_1}$$

besitzen.

Bei konsequenter Umsetzung des statischen Modells in Bild 21b folgt für die Randwerte

$$v_{90,x} = \frac{1}{1 + \frac{\mu_{mx}}{3} \frac{h_p}{l_p}} \cdot \frac{F}{l_p} \quad \text{und} \quad v_{90,y} = \frac{1}{1 + \frac{\mu_{my}}{3} \frac{l_p}{h_p}} \cdot \frac{F}{l_p} \quad \text{Gl. 4}$$

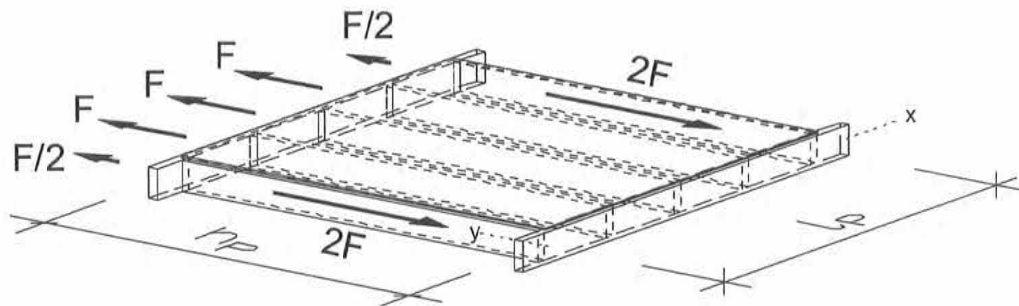
und die Rippen müssen für die Gelenkkräfte

$$S_x = \frac{F}{2\mu_{mx} + 6 \frac{l_p}{h_p}} \quad \text{und} \quad S_y = \frac{F}{2\mu_{my} \frac{l_p}{h_p} + 6} \quad \text{Gl. 5}$$

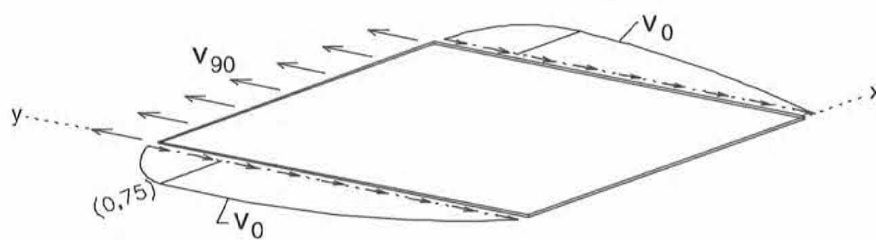
untereinander verbunden werden. Für $\mu_m = 1$ und $h_p / l_p = 2$ ergibt sich $S_x = F/5$ und $S_y = F/7$. Trotz der zweilagigen Rippen der Tafel in Bild 21a ist eine ausreichende Tragfähigkeit ihrer Verbindung untereinander für die Erhaltung des Gleichgewichts nicht zwingend erforderlich, da sich selbst bei einem völligen Versagen das Tragverhalten der Tafel in Bild 20 einstellen könnte. Die Folge wäre eine etwas reduzierte Tragfähigkeit und Steifigkeit. Soll zur Gewährleistung einer größeren Steifigkeit ein Fließen der Verbindung der Rippen Berücksichtigung finden, so ist die Einhaltung ausreichender Randabstände der Verbindungsmittel erforderlich.

So wie bereits die Beplankung der Tafel in Bild 21 keine reine Schubbeanspruchung erfährt, so erfährt auch die Beplankung der Tafel in Bild 22 infolge des dort eingetragenen Kräftesystems eine kombinierte Beanspruchung, wie bereits einführend anhand von Bild 18 erläutert wurde. Der Grund hierfür liegt darin, daß die auf die Tafel einwirkenden Kräfte, hier als Zugkräfte F stellvertretend für Windsog, senkrecht zur Achse der Randrippe gerichtet sind. Dadurch wird die Beplankung senkrecht zum Plattenrand beansprucht, da keine Zugverbindung der Randrippen mit den Innenrippen vorhanden ist. Die Beanspruchung ist in Bild 22 als konstante Linienlast v_{90} angegeben. Wie für den Fall einer relativ schubweichen Verbindung von Beplankung und Innenrippen dort weiter zu erkennen ist, hängt die randparallele Beanspruchung v_0 der Beplankung wesentlich davon ab, wie steif sie mit den in x -Richtung verlaufenden Randrippen, die auch als Gurte bezeichnet werden, verbunden ist. Bei einer sehr steifen Ausführung kommt es zu einer Überlagerung von v_0 mit v_{90} und damit zu einer ungünstigen

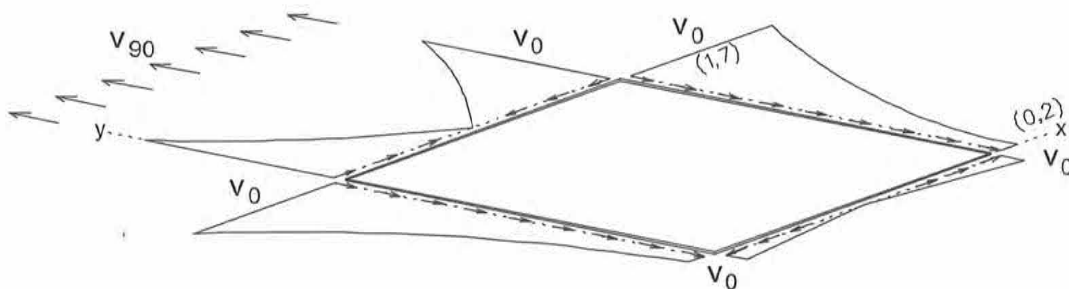
Beanspruchung des Verbundes, während die Spannungen in der Beplankung dadurch reduziert werden.



a Beanspruchungen der Tafel



b Beanspruchungen der Beplankung bei schubweicher Verbindung mit Gurten



c Beanspruchungen der Beplankung bei schubsteifer Verbindung mit starren Gurten

Bild 22: Zugkräfte senkrecht zur Randrippe (z. B. Windsog) und parallel zu den Innenrippen

Die Beanspruchungen von Verbund und Beplankung der Tafel in Bild 22 lassen sich auf die in Bild 23 mit den dort einwirkenden Zugkräften übertragen, wenn sich auch die Innenrippen bei größeren Querschnittsbreiten über die Summe ihrer Einzelbiegesteifigkeiten an der Lastabtragung beteiligen werden. Dies gilt in diesem Fall auch bei einer Umkehr der Kräfte in Druckkräfte, solange die Beplankung nicht beult.

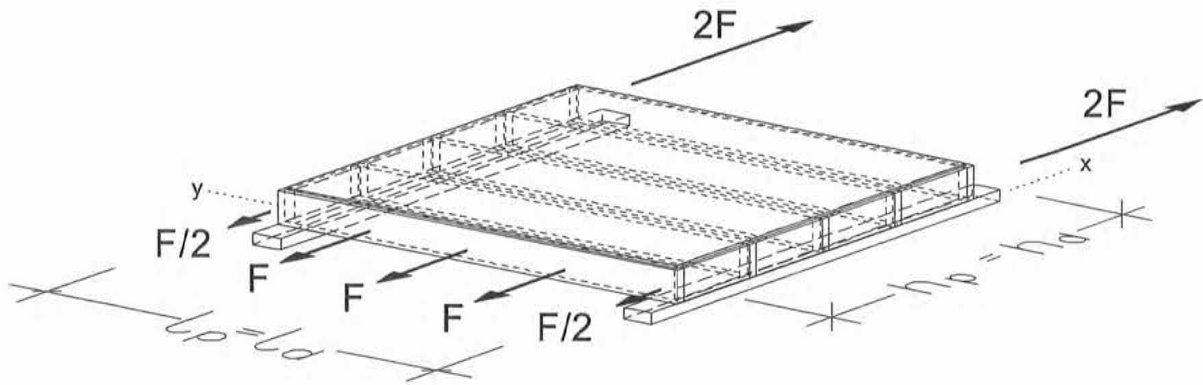
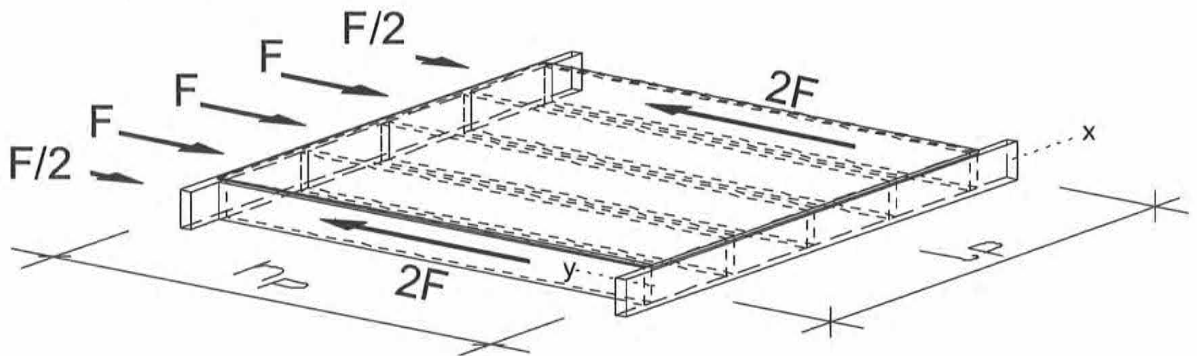
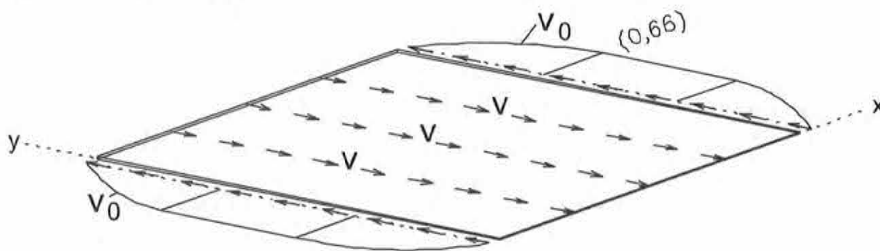


Bild 23: Zugkräfte senkrecht zur Randrippe und den Innenrippen

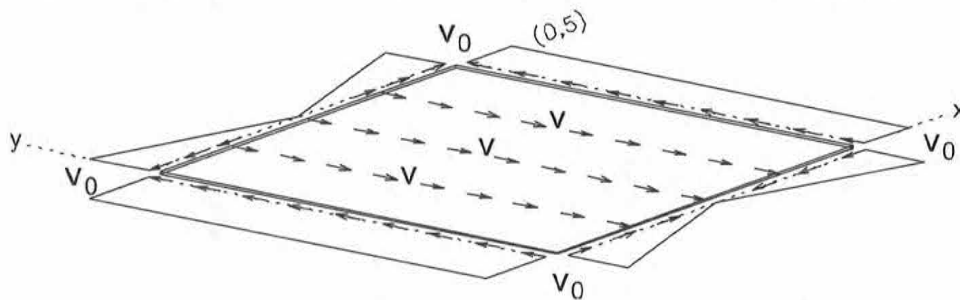
Bei einer Umkehr der Kräfte in Bild 22, wie es in Bild 24 dargestellt ist, kann sich die belastete Randrippe über Druckkontakt auf die Innenrippen abstützen und die Beplankung wird ausschließlich randparallel beansprucht.



a Beanspruchungen der Tafel



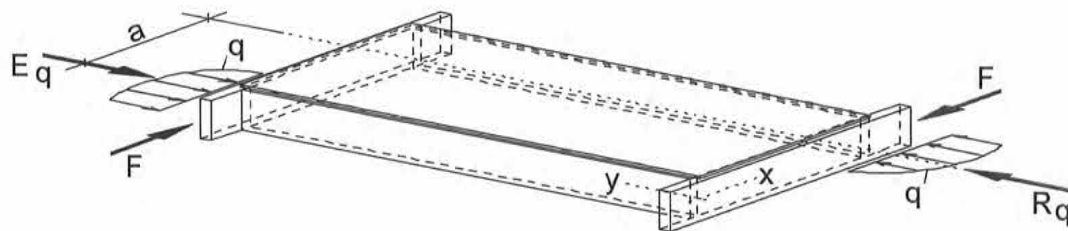
b Beanspruchungen der Beplankung bei schubweicher Verbindung mit Gurten



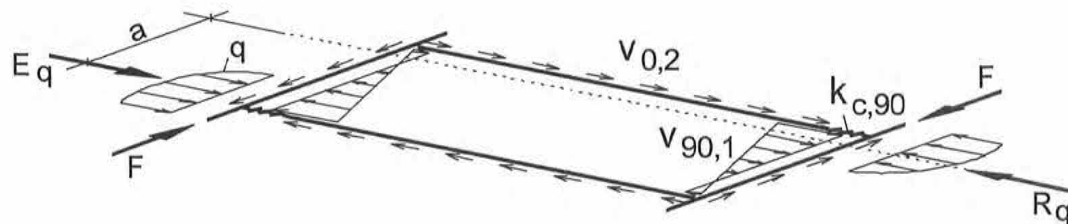
c Beanspruchungen der Beplankung bei schubsteifer Verbindung mit starren Gurten

Bild 24: Druckkräfte senkrecht zur Stabachse einer unterstützten Randrippe

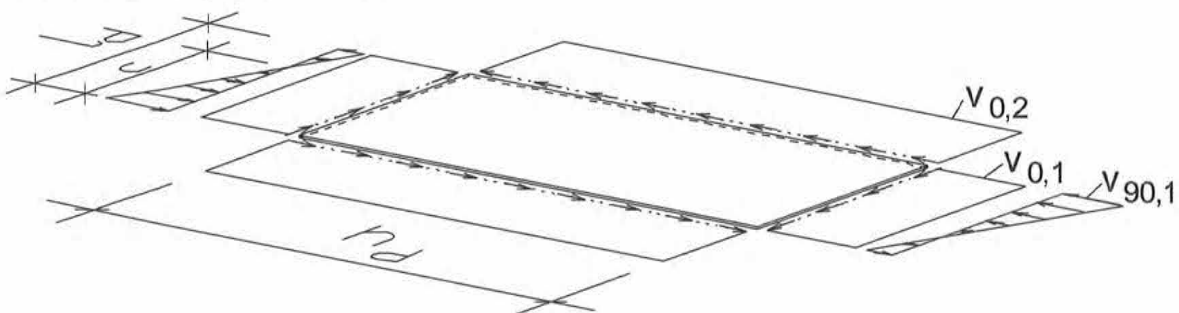
Wenn auch die möglichst wirklichkeitsnahe Modellierung und Beschreibung des Zusammenwirkens von Beplankung und Rippen der bisher behandelten Tafeln bereits einige Annahmen zum Einfluß von Material- und Geometrieparametern erforderte, so waren sie dennoch relativ einfach und gut nachvollziehbar, weil idealisierte Kräftesysteme auf die Tafeln einwirkten. Für die in Bild 25a dargestellte Tafel trifft dies nicht mehr zu, da hier die senkrecht zur Stabachse der Randrippen eingeleiteten Kräfte aus einer deutlich nichtlinearen Bettung q infolge des vorhandenen Druckkontaktes zu benachbarten Teilen des Tragwerks resultieren. Es könnte sich dabei zum Beispiel um eine Wandtafel handeln, die auf einer Unterkonstruktion gelagert ist und durch die ständigen Lasten E_q einer auf ihr auflagernden Decke oder Wand am Kippen infolge der Horizontallast F gehindert wird. Das räumliche Zusammenwirken von Decken und Wänden bei horizontaler Beanspruchung wird von Kessel und Dettmann (2000) behandelt. Für die Scheibenwirkung einer Wandtafel, die dort durch ein einfaches Hrennikoff-Modell simuliert wurde, sollen hier genauere Modelle angegeben werden.



a Beanspruchungen der Tafel



b Beanspruchung der Rippen



c Beanspruchungen der Beplankung

Bild 25: Kräfteinleitung parallel und senkrecht zur Stabachse der Randrippe (Auflast)

Die in Bild 25b und c dargestellten Modelle der Beanspruchungen der Rippen und Beplankung sind Ergebnis einer von Kessel, Huse und Augustin (2001) durchgeführten Untersuchung an Wandtafeln.

Aus Gründen der Kompatibilität der zu den Beanspruchungen $v_{0,2}$ und $v_{90,1}$ gehörigen Verschiebungen $u_{y,2}$ und $u_{y,1}$ und der Eindrückung $u_{y,c,90}$ infolge Querdruck mit der Steifigkeit $k_{c,90}$

$$u_{y,1} = u_{y,2} + u_{y,c,90} \quad \text{Gl. 6}$$

kann angenommen werden, daß der Randwert $v_{90,1}$ 2,5-mal so groß ist wie $v_{0,2}$. Dann liefert das Momentengleichgewicht der Beplankung die Abschätzung

$$v_{0,2} = \frac{1}{1 + \frac{2}{5} \frac{l_p}{h_p}} |v_{0,1}| = \frac{1}{1 + \frac{2}{5} \frac{l_p}{h_p}} \frac{F}{l_p} \quad \text{Gl. 7}$$

Sind keine ausreichenden ständigen Einwirkungen E_q vorhanden, die die Tafel am Kippen hindern, so muß diese, wie in Bild 8 dargestellt, verankert werden. Hierfür zeigt Bild 26 ein Tragmodell mit der Verankerungskraft R_t .

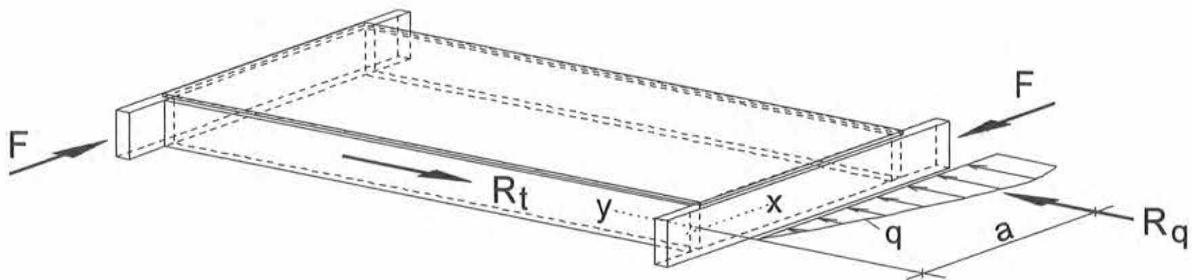


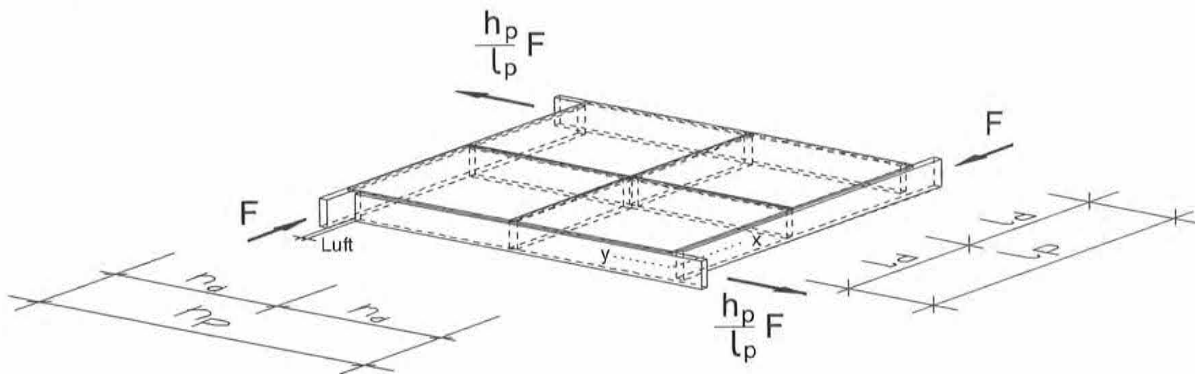
Bild 26: Krafteinleitung parallel und senkrecht zur Stabachse der Randrippe (Verankerung)

5.2 Tafeln mit Beplankungsstößen

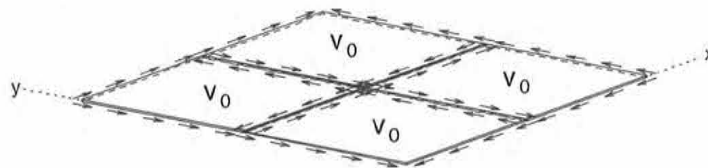
Sind die Abmessungen l_p , h_p der zuvor beschriebenen Tafeln größer als die Abmessungen l_{di} , h_{di} der verfügbaren Holz- oder Gipswerkstoffplatten muß ihre Beplankung gestoßen werden. Da die Beplankung scheibenartig beansprucht wird, müssen die beiden Plattenränder eines Beplankungsstoßes schubsteif für die Beanspruchungen v_0 und v_{90} miteinander verbunden werden. Daraus folgt für die Konstruktion, daß so wie alle Ränder der Beplankung einer Tafel mit umlaufenden Rippen schubsteif verbunden und durch sie unterstützt sein sollten (siehe auch Bild 11), alle Ränder einer einzelnen Platte i mit umlaufenden Rippen zumindest schubsteif verbunden sein sollten. Tafeln, deren Beplankung mit schwebendem Beplankungsstoß nach Bild 11d ausgeführt werden, besitzen in der Regel keine ausreichende Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit und werden daher hier nicht behandelt.

Die Konstruktion der Tafel in Bild 27 unterscheidet sich von der Konstruktion in Bild 20 nur durch die Beplankungsstöße mit den zusätzlichen Innenrippen. Die Innenrippe in y -Richtung ist durchlaufend, während die in x -Richtung aus zwei dazwischenliegenden Stoßhölzern besteht, die untereinander nicht

verbunden sind. Die Innenrippen ermöglichen eine schubsteife Verbindung der Plattenränder untereinander.



a Beanspruchung der Tafel



b Reine Schubbeanspruchung der einzelnen Holz- oder Gipswerkstoffplatte der Beplankung

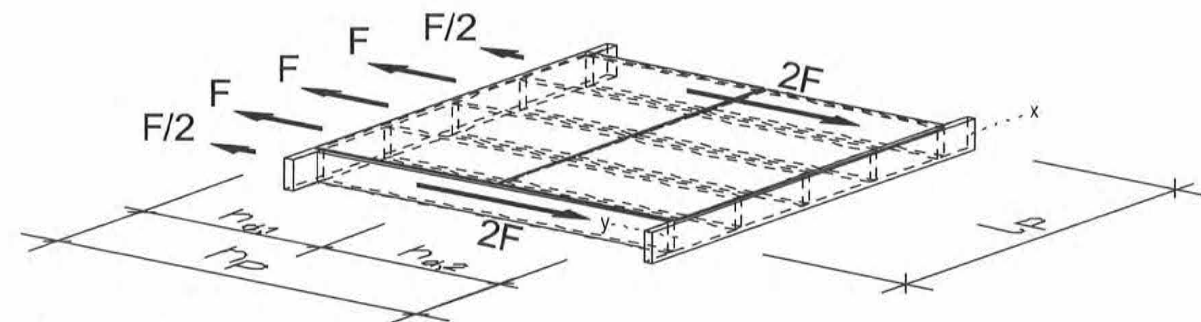
Bild 27: Schubsteife Beplankungsstöße, Krafteinleitung in Richtung der Randrippen

Die gegenseitige Verschiebung der Randrippen in x-Richtung hat die Größe

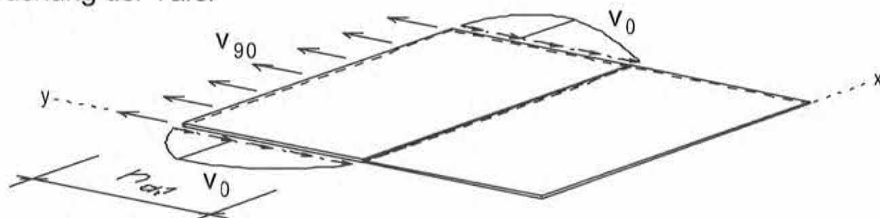
$$u_{x,\text{inst}} = \frac{2a_1}{K_{\text{ser}}} \frac{h_p}{l_p} \left(\frac{n_h}{h_p} + \frac{n_l}{l_p} \right) \cdot F, \quad \text{Gl. 8}$$

wobei $n_h = h_p/h_d$ die Anzahl der Plattenstreifen in y-Richtung und $n_l = l_p/l_d$ die Anzahl der Plattenstreifen in x-Richtung sind.

Die in Bild 28a dargestellte Tafel unterscheidet sich von der in Bild 22a nur durch den senkrecht zur Krafrichtung verlaufenden Beplankungsstoß. Wegen des fehlenden Stoßholzes besitzt der Stoß keine Schubsteifigkeit und ist nicht unterstützt. Da wie zuvor die Innenrippen nicht mit den Randrippen verbunden sind, wird überwiegend die den Einwirkungen zugekehrte Platte beansprucht. Die Beanspruchung der zweiten Platte über den Verbund der beiden Platten mit den Innenrippen kann wegen der geringen Steifigkeit des Verbundes im Verhältnis zur Scheibensteifigkeit der Platte in der Regel vernachlässigt werden. Daher sind in Bild 28b nur Beanspruchungen der Platte 1 eingetragen, die sich qualitativ nicht von denen in Bild 22b unterscheiden.



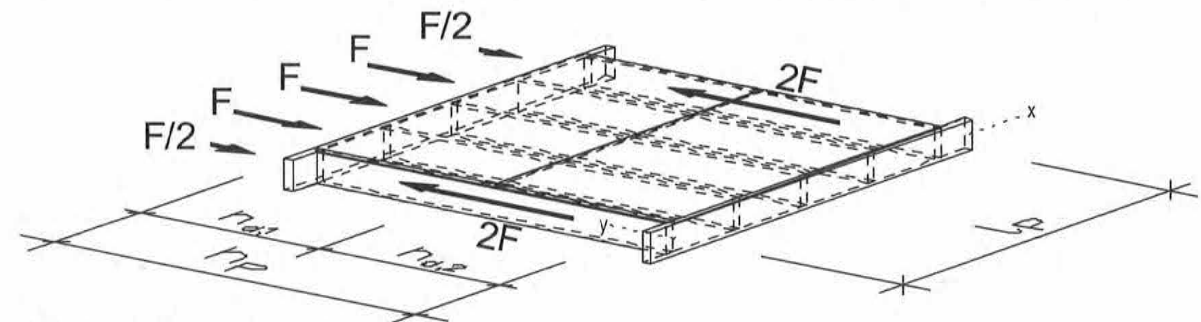
a Beanspruchung der Tafel



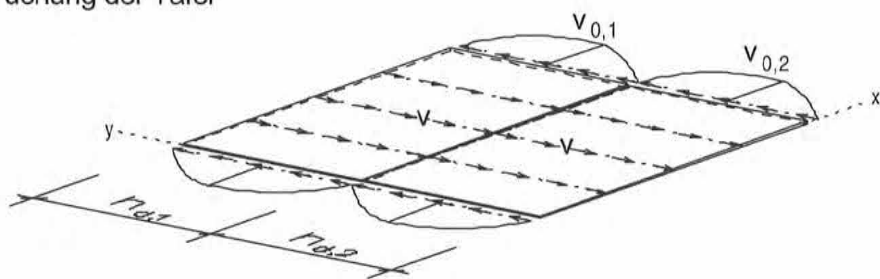
b Beanspruchung der Beplankung

Bild 28: Beplankungsstoß senkrecht zur Krafrichtung mit freien Plattenrändern, Zugkräfte

Wird die zuvor beschriebene Tafel auf Druck beansprucht, wie in Bild 29a dargestellt, werden beide Platten in gleichem Maße beansprucht. Der qualitative Verlauf der Beanspruchung v_0 des einzelnen Plattenrandes unterscheidet sich nicht von dem der ungestoßenen Beplankung in Bild 24b.



a Beanspruchung der Tafel



b Beanspruchung der Beplankung

Bild 29: Beplankungsstoß senkrecht zur Krafrichtung mit freien Plattenrändern, Druckkräfte

Die in Bild 30 dargestellte Tafel unterscheidet sich von der in Bild 22a und in Bild 29a durch den parallel zur Krafrichtung verlaufenden Beplankungsstoß. Der Stoß auf der mittleren Innenrippe ist schubsteif. Eine ausreichende Steifigkeit und Tragfähigkeit von Tafeln dieser Art ist nur gewährleistet, wenn die Randrippen über die ganze Tafellänge l_p durchlaufen, da die Verbindung der Plattenränder im Beplankungsstoß bei Beanspruchung v_{90} senkrecht zum Plattenrand nur geringe Steifigkeit und

Tragfähigkeit besitzt. In Anlehnung an das Tragverhalten von Fachwerkträgern werden diese Randrippen auch als Gurte bezeichnet.

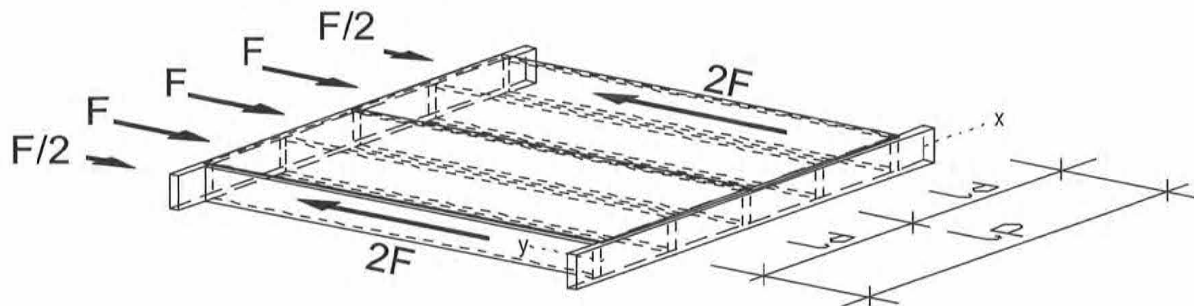
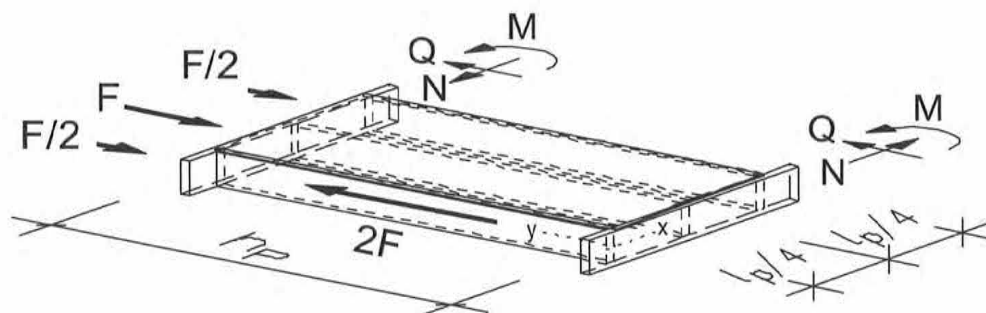
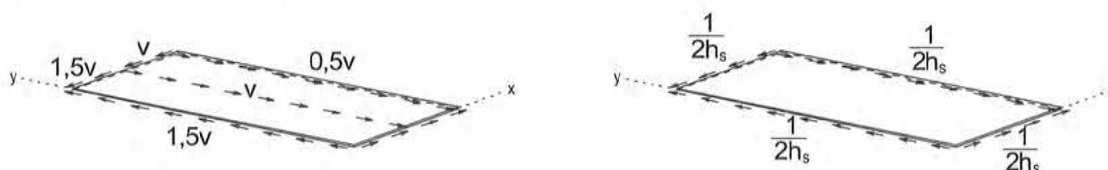


Bild 30: Schubsteifer Beplankungsstoß parallel zur Krafttrichtung, Druckkräfte

Zur Bestimmung der Beanspruchungen und der Verformungen wird die Tafel im Beplankungsstoß aufgeschnitten und der Gleichgewichtszustand einer Symmetriehälfte in Bild 31a betrachtet.



a Gleichgewichtszustand



b Beanspruchung der Platte

Bild 31: Eine Symmetriehälfte der Tafel in Bild 30

Wenn beachtet wird, daß die Schnittkräfte Q aus Symmetriegründen null sind, und wenn angenommen wird, daß das Schnittmoment M wegen der geringen Biegesteifigkeit der Randrippen um die schwache Achse vernachlässigt werden kann, wird erkennbar, daß sich das Tragverhalten einer Symmetriehälfte der Tafel nicht wesentlich von dem der Tafel in Bild 21 unterscheidet. Anstelle des dort gewählten Tragmodells wird hier jedoch das einfachere Modell der Tafel in Bild 20 zur Beschreibung des Tragverhaltens benutzt. Ein mechanisch begründeter Nachweis der Zulässigkeit dieser Vereinfachung wird hier nicht geführt. Einen empirischen Beleg liefert die Verformung in Bild 32, die sich für beide Modelle nicht wesentlich unterscheidet.

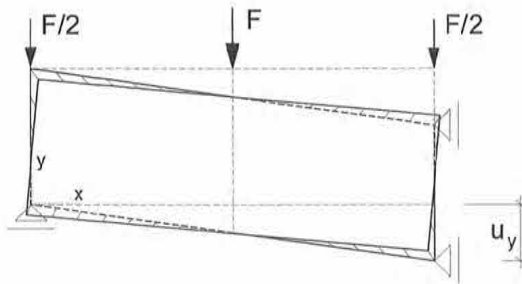


Bild 32: Verformte Symmetriehälfte

Das reine Schubmodell liefert speziell für die Tafel in Bild 30 in Tafelmitte die Verschiebung nur aus der Nachgiebigkeit des Verbundes

$$u_{y,\text{inst}} = \frac{4F}{l_p} \frac{a_l}{K_{\text{ser}}} \frac{l_p}{4h_p} \left(\frac{l_p}{h_p} + \frac{l_p}{l_d} \right)$$

und allgemein für eine Tafel mit einem Beplankungsstoß auf jeder Innenrippe, wenn die Tafel an der Stelle jeder Innenrippe durch F belastet wird,

$$u_{y,\text{inst}} = \frac{F}{l_d} \frac{a_l}{K_{\text{ser}}} \frac{l_p}{4h_p} \left(\frac{l_p}{h_p} + \frac{l_p}{l_d} \right). \quad \text{Gl. 9}$$

Die in Bild 33 dargestellte Tafel besitzt wie die Tafel in Bild 30 einen Beplankungsstoß parallel zur Krafrichtung, der jedoch aus freien nicht schubsteifen Plattenrändern besteht. In dieser Ausführung besitzt die Tafel, selbst wenn ein Beulen der Platten durch Stoßhölzer verhindert wird, eine eher geringere Steifigkeit und Tragfähigkeit, da die Beplankung auch senkrecht zum Plattenrand beansprucht wird. Gleiches gilt bei Beanspruchung der Tafel auf Zug.

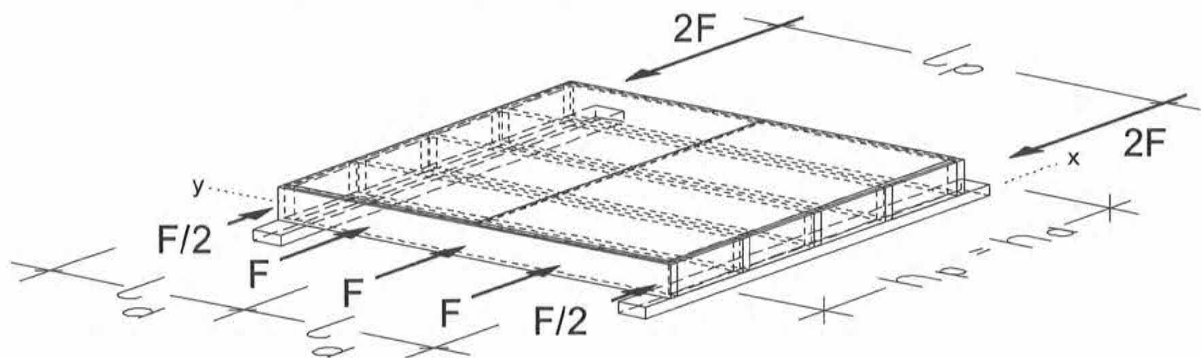


Bild 33: Beplankungsstoß parallel zur Krafrichtung mit freien Plattenrändern

Daß solche freien Plattenränder im Vergleich zu schubsteifen Plattenrändern die Steifigkeit und Tragfähigkeit einer Tafel dramatisch herabsetzen, wird schließlich an der Tafel in Bild 34 mit mehreren Beplankungsstößen besonders deutlich. Bei dieser wirken sich die beiden zusätzlichen Beplankungsstöße in den Viertelpunkten deshalb besonders ungünstig aus, weil dort die Querkraft deutlich von null verschieden ist.

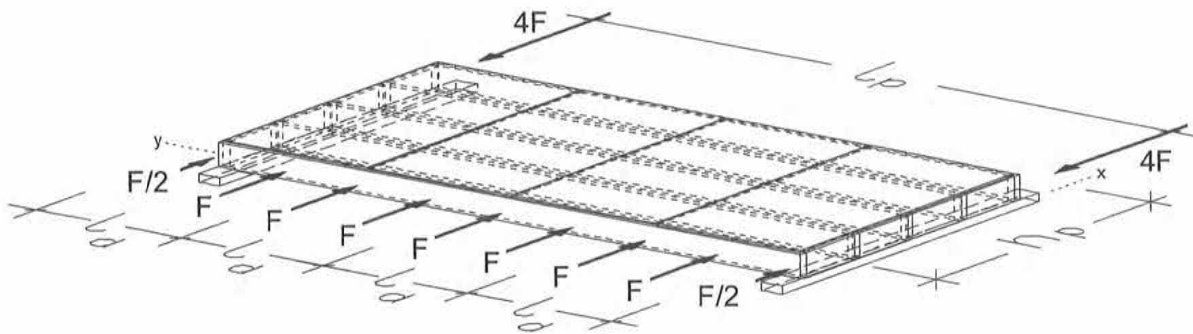


Bild 34: Mehrere Beplankungsstöße mit freien Rändern parallel zur Krafrichtung

Ein Vergleich mit der Tafel in Bild 29 führt zunächst zu dem Ergebnis, daß Tafeln mit freien Rändern senkrecht zur Krafrichtung ein günstigeres Tragverhalten besitzen, da zumindest die Summe der Steifigkeit und Tragfähigkeit ihrer einzelnen Platten genutzt werden kann. Bei großflächigen Tafeln mit Beplankungsstößen in x- und y-Richtung, wie in Bild 35 dargestellt, ist es jedoch unerheblich, ob die freien Plattenränder parallel oder senkrecht zur Krafrichtung verlaufen, da die in den schubsteifen Beplankungsstößen einer Tafel zu übertragenden Schubkräfte unabhängig von der Krafrichtung in x- und y-Richtung gleich groß sind.

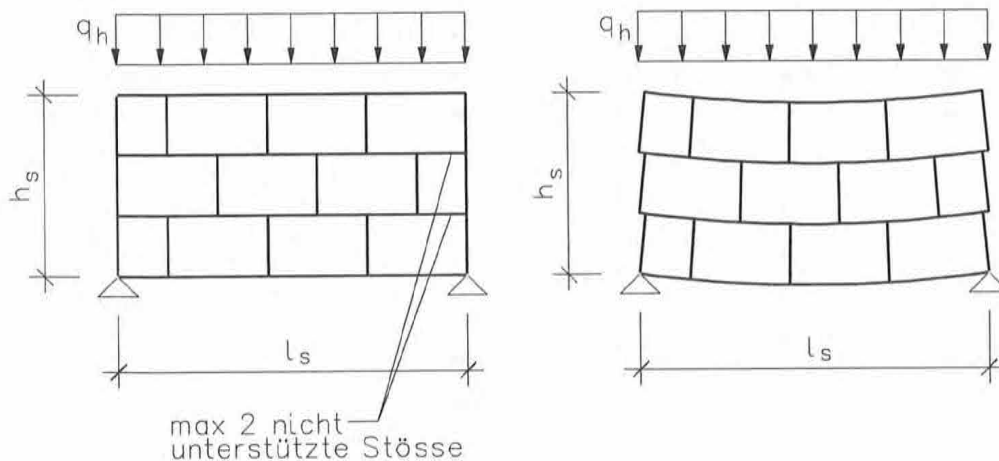


Bild 35: Schubsteife Beplankungsstöße parallel und freie Plattenränder senkrecht zur Krafrichtung

5.3 Tafel mit Öffnung

Die in Bild 36 dargestellte Tafel besitzt eine Öffnung der Größe $l_o \times h_o$. Alle Plattenränder sind schubsteif mit den Rippen verbunden. Die Innenrippen sind in y-Richtung durchlaufend und in x-Richtung, das sind die dazwischenliegenden Stoßhölzer, untereinander entsprechend Bild 37 zugsteif verbunden, so daß auch diese im statischen Sinne als durchlaufend betrachtet werden können.

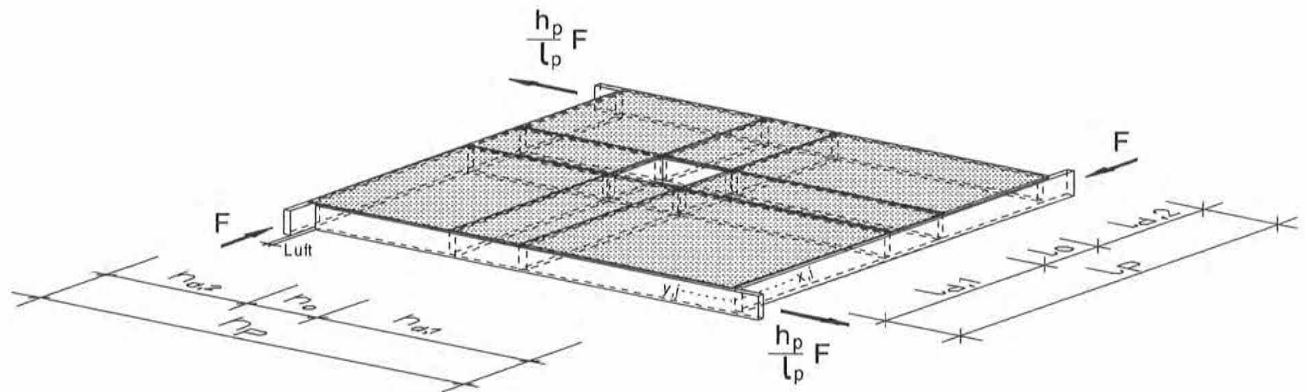
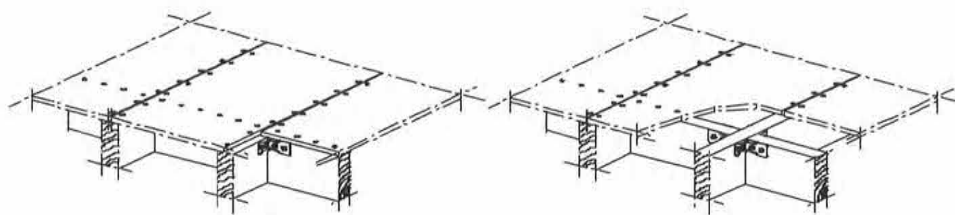
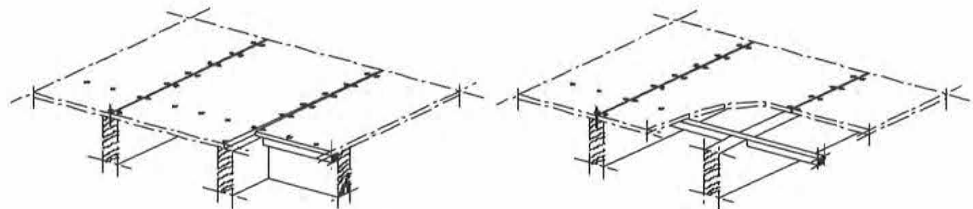


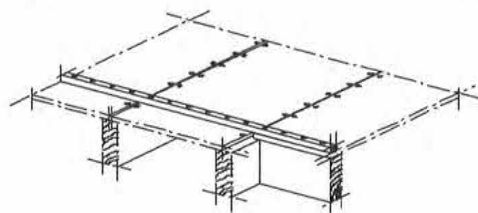
Bild 36: Tafel mit Öffnung, Kräfteinleitung in Richtung der Randrippen



a Verbindung mit Winkeln und Bolzen



b in die durchlaufenden Rippen eingelassene durchlaufende Latte



c auf die Beplankung aufgelegte durchlaufende Latte

Bild 37: Varianten zugsteifer Verbindungen der Stoßhölzer untereinander

Die Schubbeanspruchung $v_{0,ij}$ der Ränder der einzelnen Platten ij der Beplankung ($i=1,0,2$ in x -Richtung und $j=1,0,2$ in y -Richtung) ist nun nicht mehr wie in Bild 27 über die Tafel konstant, sondern ergibt sich, wie von Kamiya und Itani (1998) und von Kessel und Schönhoff (2001) gezeigt wurde, aus dem Gleichgewicht jeder einzelnen über die Länge l oder Höhe h durchlaufenden Rippe zu

$$v_{0,ij} = A_{i,j} v_0 \quad \text{mit} \quad v_0 = \frac{F}{l_p},$$

Gl. 10

$$A_{i,j} = \begin{pmatrix} A_{1,2} & A_{o,2} & A_{2,2} \\ A_{1,o} & - & A_{2,o} \\ A_{1,1} & A_{o,1} & A_{2,1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 - \alpha\beta & 1 + \alpha & 1 - \alpha\beta \\ 1 + \beta & - & 1 + \beta \\ 1 - \alpha\beta & 1 + \alpha & 1 - \alpha\beta \end{pmatrix} \text{ und } \alpha = \frac{h_o}{h_{d,1} + h_{d,2}}, \beta = \frac{l_o}{l_{d,1} + l_{d,2}}.$$

Daraus folgt, daß sich die maximale Schubbeanspruchung $v_{0,max}$ aus der Nettolänge $l_n = l_{d,1} + l_{d,2}$ und der Nettohöhe $h_n = h_{d,1} + h_{d,2}$

$$v_{0,max} = \begin{cases} \frac{F}{l_n} \text{ in } x\text{-Richtung} \\ \frac{l_p}{h_p} \frac{F}{h_n} \text{ in } y\text{-Richtung} \end{cases} \quad \text{Gl. 11}$$

berechnen läßt.

Für die Verschiebung infolge der Nachgiebigkeit der Verbindung von Platten und Rippen mit konstantem K_{ser} und a_1 ergibt sich für die Tafel in Bild 36 ohne Öffnung nach Gl.8 mit $n_f=n_h=3$

$$u_{x,inst} = \frac{a_1}{K_{ser}} \frac{F}{l_p} \left(6 + 6 \frac{h_p}{l_p}\right)$$

und für die dort dargestellte Tafel mit Öffnung

$$u_{o,x,inst} = \frac{a_1}{K_{ser}} \frac{F}{l_p} \left(4 + 2 \frac{l_p}{l_n} + \frac{h_p}{l_p} \left(4 + 2 \frac{h_p}{h_n}\right)\right). \quad \text{Gl. 12}$$

Der Einfluß der Größe der Öffnung auf die Verschiebung läßt sich dann für eine quadratische Tafel mit quadratischer Öffnung darstellen in der Form

$$k_o = \frac{u_{o,x,inst}}{u_{x,inst}} = \frac{2}{3} + \frac{1}{3 - 3 \frac{h_o}{h_p}}. \quad \text{Gl. 13}$$

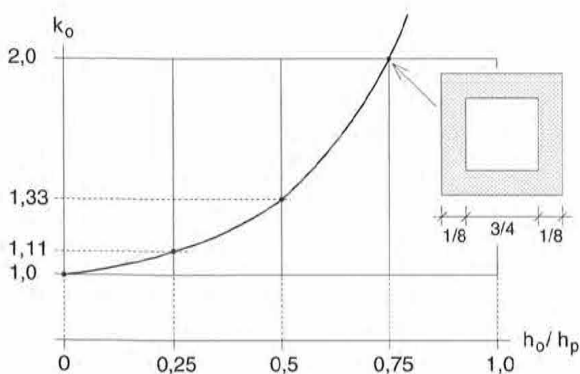


Bild 38: Beiwert k_o zur Berücksichtigung des Einflusses der Öffnungsgröße $h_o=l_o$ auf die Verformung einer quadratischen Tafel

6 Literatur

Biger J.-P. (1989): Résistance au contreventement des mur en ossature bois. Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, série 307, no.476, 38-68.

Bund Deutscher Zimmermeister (2001): Holzrahmenbau. BRUDERVERLAG, Karlsruhe

Bundesverband Deutscher Fertigbau e. V. (2001): Moderner Holzhausbau in Fertigbauweise. WEKA MEDIA Verlag, Kissing

Kamiya F., Itani R. Y. (1998): Design of Wood Diaphragms with Openings. J.Struct. Eng. 839-848

Kessel M.H., Augustin R. (1991): Lateral Stability of Roofs. Proceedings of the 1991 Timber Engineering Conference, London (UK) Vol.4 362-369.

Kessel M. H., Wirth H. (1993): Gipskartonplatten zur Aussteifung von Hausdächern (Dachscheiben) - Zulassungsantrag. Fassung 1/1993, unveröffentlicht.

Kessel M. H., Drücker K. (1996): Zur Verankerung der Wandscheiben von Holzhäusern bei Windeinwirkung. Bauen mit Holz H 10, 779-782.

Kessel M. H., Dettmann O. (2000): Ermittlung des Einflusses der Verankerung von Wandscheiben auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Holzhäusern. Schlußbericht an die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen AiF, Institut für Baukonstruktion und Holzbau, Braunschweig

Kessel M. H., Huse M., Augustin R. (2001): Einfluß der Verbindungsmittelabstände auf die Tragfähigkeit von Wandtafeln. Schlußbericht an die Arbeitsgruppe Innovative Projekte AGIP beim MWK des Landes Niedersachsen, Labor für Holztechnik LHT, Hildesheim

Kessel M. H., Schönhoff T. (2001): Entwicklung eines Nachweisverfahrens für Scheiben auf der Grundlage von Eurocode 5 und DIN 1052 neu. Schlußbericht an die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen AiF, Institut für Baukonstruktion und Holzbau, Braunschweig

Schmidt R. J. (2000): Finite Element Analysis of Horizontal Diaphragms. Unveröffentlichter Forschungsbericht, Institut für Baukonstruktion und Holzbau, Braunschweig

Schulze H., Schönhoff Th., Lietz S. (1989): „Bemessungsvorschläge für Deckenscheiben in Holzbauart mit dreiseitiger Lagerung.“ Bauen mit Holz 2/89, 96-101.

Schulze H., Gebhardt M. (1994): „Tragverhalten von Mehrresterwandscheiben mit Öffnungen.“ Bauen mit Holz 8/96 635-641.

Tuomi R. L., McCutcheon W. J. (1978): Racking strength of light frame nailed walls. J. Struct. Eng. ASCE, 104(7) 1131-1140.

Wachsmann K. (1930): Holzhausbau Technik und Gestaltung. Birkhäuser Verlag, Basel

Dr.-Ing. Bernhard Mohr

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Bauphysik
und Baudynamik
An der Stadtmauer 13
87435 Kempten
Tel.: 0831/52197-19
Fax: 0831/52197-25



privat:
Bahnweg 5
87448 Waltenhofen
Tel.: 08379/7796

- | | |
|-------------|---|
| 1964 | Geboren in Stiefenhofen / Allgäu |
| 1983 – 1985 | Maurerlehre |
| 1985 – 1991 | Studium Bauingenieurwesen an der TU München |
| 1991 – 1992 | Mitarbeiter im Ingenieur-Büro PBU, Kempten |
| 1992 – 1999 | Wissenschaftlicher Angestellter und Assistent am
Fachgebiet Holzbau der TU München |
| 2000 | Promotion |
| ab 1999 | Mitarbeiter beim Ing.-Büro Dr.-Ing. Schütz,
Kempten |
| ab 2001 | Leitender Angestellter beim Ing.-Büro Dr.-Ing.
Schütz, Kempten |

Schwingungen von Wohnungsdecken aus Holz, Stahl und Beton

Vorschläge für eine zutreffende Bewertung

Dr.-Ing. Bernhard Mohr, Waltenhofen-Oberdorf

1. Einleitung

Die Gebrauchstauglichkeit wird durch den Einsatz von Materialien mit größeren Festigkeiten, neuen flächigen Bauarten und dem Wunsch, größere Spannweiten zu überbrücken, immer häufiger maßgebend. Neben den Durchbiegungsanforderungen ist vor allem die Schwingungsanfälligkeit zu beachten. Deckenschwingungen sind kein spezielles Problem für den Holzbau. Sie betreffen auch Stahl- (/11/, /15/) und Stahlbetondecken (/1/, /2/, /5/, /10/). Das Empfinden der Schwingungen ist baustoffunabhängig, wobei bei Leichtbauweisen (i.d.R.: Stahl und Holz) andere Probleme im Gegensatz zum Massivbau (Stahlbeton, Stahlverbund) auftreten.

In diesem Beitrag werden nur Wohnungsdecken behandelt. Decken von Bürogebäuden, Kaufhäusern, Sportstätten, Fabrikationsstätten etc. unterliegen anderen Anforderungen und werden hier nicht erörtert.

Im Eurocode 5 /6/ finden sich im Vergleich zu anderen Eurocodes ausführliche Regelungen zur Schwingungsproblematik. Hier werden für Wohnungsdecken mit einer 1. Eigenfrequenz $f_1 < 8$ Hz "besondere Untersuchungen", die nicht genauer beschrieben sind, verlangt. Die weiter geforderte Berechnung der Durchbiegung unter Einzellast ist für Holzbalkendecken, die als Trägerrost angesehen werden müssen, nicht in Standardtabellenwerken enthalten und somit nur mit großem Aufwand lösbar. Zur Lösung dieser Problemstellungen wurde 1998 ein Forschungsvorhaben an der TU München unter Leitung von Prof. Kreuzinger /8/ durchgeführt. Mehrere Ergebnisse werden hier veröffentlicht.

Im Gelbdruck der neuen DIN 1052 /4/ wird ein vereinfachter Schwingungsnachweis in Form eines Durchbiegungsnachweis verlangt. Mit diesem Nachweis wird für Einfeldträger sichergestellt, dass die 1. Eigenfrequenz f_1 der Decke größer als 8 Hz ist. Ansonsten werden "besondere Untersuchungen" erforderlich. Nach Meinung des Verfassers ist der Schwingungsnachweis des Gelbdruckes nicht ausreichend, alle Schwingungsprobleme auszuschließen. Neben dieser Frequenzanforderung hält er auch eine Steifigkeits- und Massenanforderung für den Schwingungsnachweis für notwendig. Die Frequenzanforderung alleine ist nur für schwere Decken ausreichend. Probleme treten bei relativ leichten, und daher meist wenig steifen Decken auf. Verschiedene Ergebnisse des Forschungsvorhabens /8/ beziehen sich nicht auf ein Material. Sie sind auch auf andere Deckenmaterialien (Stahl, Stahlbeton) übertragbar. Messungen wurden allerdings nur an Holzbalkendecken durchgeführt.

2. Grundlagen aus Normen und internationaler Literatur

2.1. Empfindlichkeit des Menschen gegenüber Schwingungen

Das menschliche Empfinden gegenüber Schwingungen

- ist abhängig von der Schwing*beschleunigung* bei Frequenzen geringer als etwa 8 Hz (vgl. **Bild 1**),
- ist abhängig von der Schwing*geschwindigkeit* bei Frequenzen von mehr als etwa 8 Hz,
- nimmt mit der Schwingdauer zu,
- nimmt zu mit zunehmender Anzahl der Impulse
- nimmt ab mit der Nähe zur und dem Bewusstsein über die Schwingungsursache
- nimmt ab mit zunehmender Körpertätigkeit (vgl. /12/)
- nimmt ab mit größerer Dämpfung
- hat, wie das subjektive Empfinden der Lautstärke, logarithmischen Charakter,
- ist stark subjektiv.

2.2. Bemessungswerte für das menschliche Empfinden

Für die Bemessung werden - nach Studium der Literatur (insbes. /14/) und mehreren eigenen Messungen mit Befragung der Benutzer - folgende Grenzwerte bei abklingenden Schwingungen für Decken in Wohngebäuden vorgeschlagen (vgl. **Bild 1**).

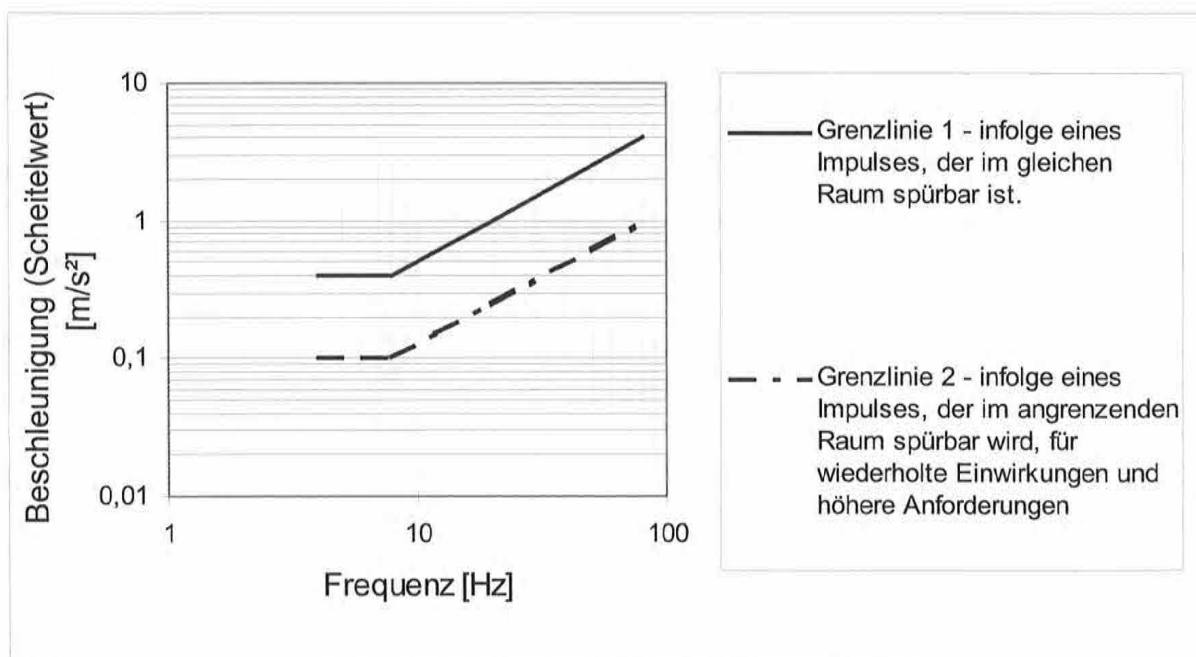


Bild 1: Abhängigkeit der Schwingbeschleunigung von der Frequenz

Es gibt einen Unterschied zwischen:

- der Möglichkeit der Übertragung in einen benachbarten Raum
- der Anzahl der Impulse - einen oder mehrere
- den Ansprüchen der Benutzer - niedrig oder hoch

2.3. Dämpfungswerte

Aus der Literatur, der DIN 1055, Teil 4 /16/ und aufgrund eigener Messungen kristallisieren sich folgende Dämpfungskonstanten D heraus, die dem Verfasser sinnvoll erscheinen und für die Bemessung von verschiedenen Konstruktionen vorgeschlagen werden.

- $D=0,003$ für geschweißte, $D=0,008$ für geschraubte Stahlkonstruktionen /16/, ohne Aufbau
- $D=0,006$ für Betondecken (Zustand I), $D=0,02$ (Zustand II) /16/, ohne Aufbau
- $D=0,01$ für „nackte“ Holzdecken mit einfacher Beplankung ohne Aufbau
- $D=0,02$ für Decken aus verleimten Brettstapelelementen mit zusätzlichen Aufbauten (Estrich). Dieser Wert stammt nicht aus der Literatur. Er wird aufgrund eigener Messungen vorgeschlagen.
- $D=0,03$ für alle Holzbalkendecken und mechanisch verbundene Brettstapeldecken mit zusätzlichen Aufbauten (Estrich)

Die Werte aus Bild 1 beziehen sich auf $D=0,01$ und dürfen oder müssen mit folgenden Faktoren erhöht bzw. abgemindert werden:

$$k_D = 0,80 \text{ für } D=0,003 \quad k_D = 0,90 \text{ für } 0,006 \quad k_D = 0,95 \text{ für } D=0,008$$

$$k_D = 1,15 \text{ für } D=0,02 \quad k_D = 1,25 \text{ für } D=0,03$$

Diese Werte wurden anhand der Arbeiten von Wiss und Parmelee (/14/) ermittelt.

2.4. Bemessungsregeln aus der Literatur

Aus den Bemessungsvorschlägen der internationalen Literatur lassen sich folgende Zielrichtungen ableiten:

- Die Decken dürfen bei oft wiederholten Einwirkungen (i.d.R. Fußstritte) nicht durch Resonanz zu unzulässigen Schwingungsamplituden angeregt werden. Dazu wird entweder ein Mindestwert für die 1. Eigenfrequenz der Decken gefordert, oder es muss eine dynamische Rechnung durchgeführt werden, die einen Beschleunigungswert infolge dieser Einwirkungen ermittelt und diesen mit einem Grenzwert vergleicht. (/3/, /10/, /11/, /15/)
- Die Decke muss eine Mindeststeifigkeit besitzen (/5/, /6/, /11/). Damit sollen in erster Linie Einwirkungen aus Impulsen mit einer längeren Einwirkungsdauer (z.B. ein einzelner Fußauftritt) begrenzt werden.
- Die Decke muss auch für Impulse von kurzer Einwirkungsdauer bemessen sein. Hier kommt der Deckenmasse eine erhebliche Bedeutung zu (/6/, /12/).

Daraus ergeben sich drei voneinander unabhängige Anforderungen:

- Frequenzanforderung
- Steifigkeitsanforderung
- Massenanforderung

3. Theoretische Untersuchungen an Tragwerken

3.1. Frequenzanforderung

Mit der Frequenzanforderung soll verhindert werden, dass mehrere Schritte hintereinander die Decke aufgrund ihrer Resonanznähe zu unzulässigen Schwingungen anregen. Die für einen Nachweis erforderlichen dynamischen Rechnungen (siehe auch 3.3) wurden für mehrere, übliche Deckenkonfigurationen im Holzbau durchgeführt und sind auf Wohnungsdecken aus anderen Materialien mit ähnlichen Dämpfungskonstanten und Massen übertragbar. Es ergibt sich, dass für Decken unter 8 Hz ein deutlicher Anstieg der Schwingbeschleunigung eintritt (vgl. Bild 2).

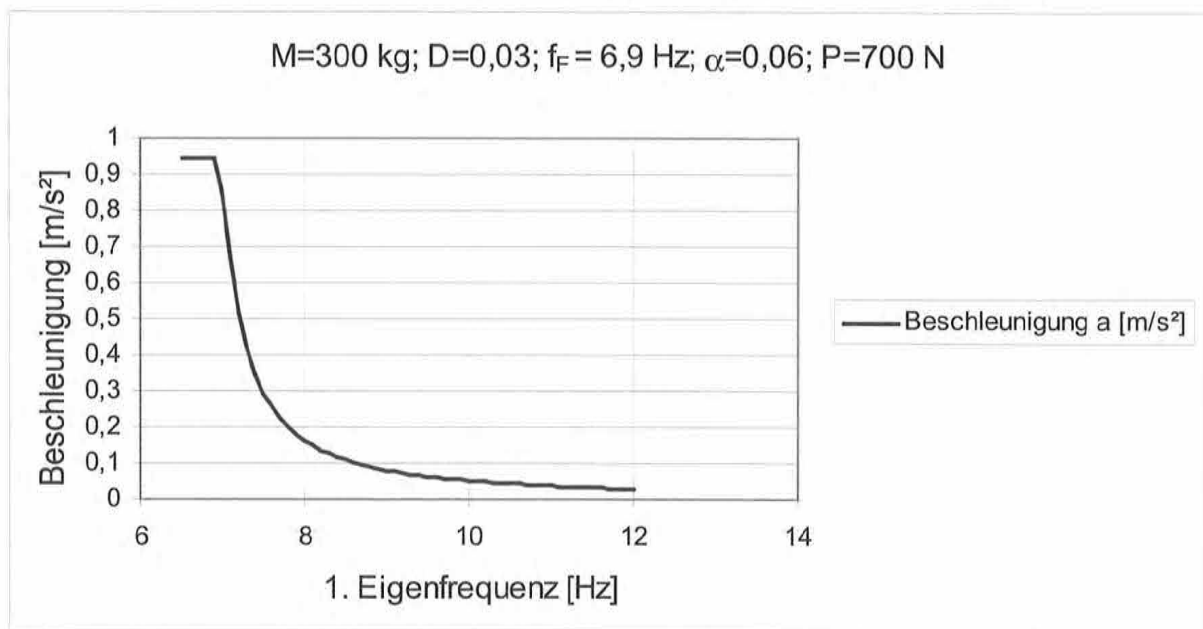


Bild 2: Abhängigkeit der Beschleunigung von der 1. Eigenfrequenz

Kreuzinger und Mohr /8/ halten deswegen bei Wohnungsdecken eine Grenzfrequenz von 8 Hz (Gl. 1) für sinnvoll, um die Resonanzgefahr infolge mehrerer Schritte zu beschränken.

$$f_1 \geq 8 \text{ Hz} \quad (\text{Gl. 1})$$

Ansonsten ist eine dynamische Rechnung (siehe 3.3) durchzuführen.

Es lässt sich für Einfeldsysteme aus der Durchbiegungsgleichung (Gl. 4) und der Berechnungsgleichung für die 1. Eigenfrequenz f_1 (Gl. 5) eine Beziehung zwischen Durchbiegung w_g und der 1. Eigenfrequenz herleiten. Die Massenbelegung \bar{m} sowie die Dauerlast q_d ergeben sich aus der Eigenlast g und der quasiständigen Verkehrslast $\psi_2 * p$:

$$\bar{m} = 100 * q_d = 100 * (g + \psi_2 * p) \quad (\text{Gl. 2})$$

$$\text{Die Frequenzanforderung } f_1 \geq 8 \text{ Hz führt dann zur Bedingung } w_g \leq 5 \text{ mm,} \quad (\text{Gl. 3})$$

die Eingang in den Gelbdruck der DIN 1052 gefunden hat.

$$\text{mit: } w_g = \frac{5}{384} * \frac{(g + \psi_2 * p) * \ell^4}{(EI)_\ell} \quad (\text{Gl. 4})$$

- ℓ : Deckenlänge
 ψ_2 : Kombinationsbeiwert für quasiständige Einwirkungen (z.B. Möbel)
 $(EI)_\ell$: Äquivalente Plattensteifigkeit in Längsrichtung. Hier wird die Steifigkeit der Längsträger, bezogen auf ihren Abstand eingesetzt.

$$(EI)_\ell = EI_x / e_1 = \frac{E * bh^3 / 12}{e_1} \quad b, h : \text{Abmessungen der Längsträger}$$

3.2. Eigenfrequenzbestimmung

Dem Praktiker ist es natürlich wichtig, die 1. Eigenfrequenz schnell und einfach berechnen zu können. Für Einfeldträger ist dies gut durchzuführen:

$$f_1 = \frac{\pi}{2\ell^2} \sqrt{\frac{(EI)_\ell}{m}} \quad (\text{Gl. 5})$$

Es ist darauf zu achten, dass SI-Einheiten (N, kg, m, s) verwendet werden.

Beispiel:

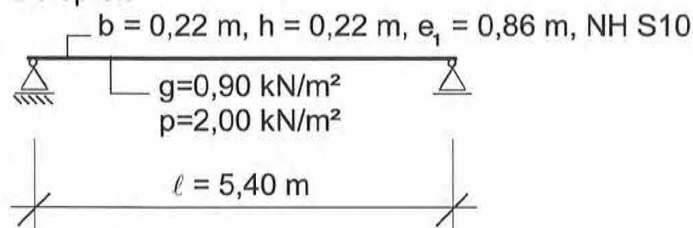


Bild 3: Einfeldträger

Ständige Last (Eigengewicht und quasiständige Verkehrslast):

$$\bar{m} = 100 * q_d = 100 * (g + \psi_2 * p) = 100 * (0,9 + 0,3 * 2,0) = 150 \text{ kg} / \text{m}^2 \quad (\text{Gl. 2})$$

Die äquivalente Plattensteifigkeit in Längsrichtung $(EI)_\ell$ ergibt sich aus der Steifigkeit der Balken $(EI)_x$ und deren Abstand e_1 untereinander zu:

$$(EI)_\ell = EI_x / e_1 = 10000 * \frac{0,22 * 0,22^3}{12} / 0,86 = 2,270 \text{ MNm}^2 / \text{m} = 2,270 * 10^6 \text{ Nm}^2 / \text{m}$$

$$f_1 = \frac{\pi}{2\ell^2} \sqrt{\frac{(EI)_\ell}{m}} = \frac{\pi}{2 * 5,40^2} \sqrt{\frac{2,270 * 10^6}{150}} = 6,63 \text{ Hz} \quad (\text{Gl. 5})$$

$$w_g = \frac{5}{384} * \frac{q_d * \ell^4}{(EI)_\ell} = \frac{5}{384} * \frac{1,5 * 10^{-3} * 5,40^4}{2,270} = 7,3 * 10^{-3} \text{ m} = 7,3 \text{ mm} > 5 \text{ mm} \quad (\text{Gl. 4})$$

Die 1. Eigenfrequenz für einen Zweifeldträger mit gleichen Stützweiten (**Bild 4**), symmetrischen Einwirkungen und Steifigkeiten ermittelt sich wie beim Einfeldträger:

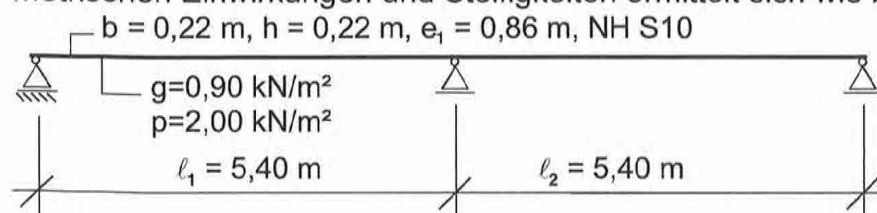


Bild 4: Zweifeldträger mit gleichen Stützweiten

$$f_1 = \frac{\pi}{2\ell^2} \sqrt{\frac{(EI)_\ell}{m}} = \frac{\pi}{2 * 5,40^2} \sqrt{\frac{2,270 * 10^6}{150}} = 6,63 \text{ Hz} \quad (\text{Gl. 5})$$

Die Berechnung der Eigenfrequenzen f_n für Zweifeldträger mit ungleichen Stützweiten (**Bild 5**) erscheint etwas schwieriger zu sein. Sie lassen sich jedoch durchaus mit vertretbarem Rechenaufwand berechnen:

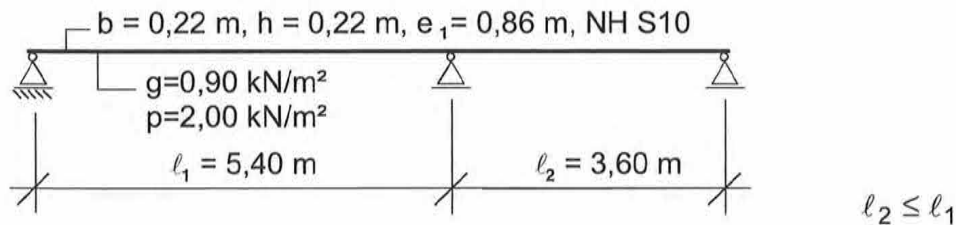


Bild 5: Zweifeldträger mit ungleichen Stützweiten

$$f_n = \frac{\lambda_n^2}{2\pi * \ell_{\text{ges}}^2} \sqrt{\frac{(EI)_\ell}{m}} \quad (\text{Gl. 6})$$

Tabelle 1: λ -Werte für Zweifeldträger mit unterschiedlichen Stützweiten

l_2 / ℓ_{ges}	0,5	0,4	0,3	0,2
λ_1	6,2832	5,7826	5,1318	4,6183
λ_2	7,5832	8,7679	9,2769	8,3915
λ_3	12,5664	11,3129	11,7804	12,1617
λ_4	14,3172	15,7080	14,2845	15,7080
λ_5	18,8496	17,3296	18,4048	17,8725

Beispiel:

$l_1 = 5,40 \text{ m}$, $l_2 = 3,60 \text{ m}$, $\ell_{\text{ges}} = 3,60 + 5,40 = 9,00 \text{ m}$, ansonsten wie oben

$l_2 / \ell_{\text{ges}} = 3,60 / 9,00 = 0,4 \Rightarrow \lambda_1 = 5,7826$

Die 1. Eigenfrequenz errechnet sich zu:

$$f_1 = \frac{\lambda_1^2}{2\pi * \ell_{\text{ges}}^2} \sqrt{\frac{(EI)_\ell}{m}} = \frac{5,7826^2}{2\pi * 9,00^2} \sqrt{\frac{2,270 * 10^6}{150}} = 8,08 \text{ Hz}$$

Für isotrope und orthotrope Deckenplatten, die allseitig gelenkig gelagert werden, wird die 1. Eigenfrequenz folgendermaßen ermittelt:

$$f_1 \approx \frac{\pi}{2\ell^2} \sqrt{\frac{(EI)_\ell}{m}} * \left(1 + \frac{\sqrt{(EI)_b}}{\sqrt{(EI)_\ell}} * \frac{\ell^2}{b^2} \right) \quad (\text{Gl. 7})$$

$(EI)_b$: Äquivalente Biegesteifigkeit in Querrichtung. Sie ergibt sich aus der Summe aller quer zur Spannrichtung verlaufende Biegesteifigkeiten (z.B.: Bohlenbelag, Estrich in Querrichtung).

b : Deckenbreite

3.3. Dynamische Rechnung

Wenn die Frequenzanforderung $f_1 \geq 8\text{Hz}$ nicht eingehalten wird, ist ein dynamischer Nachweis der resultierenden Schwingbeschleunigung zu führen. Die Schwingbeschleunigung infolge oft wiederholter Einwirkungen muss begrenzt werden. Dazu wird die Beschleunigung infolge wiederholter Schritte nach Gleichung 8 berechnet. Im Faktor 0,4 ist der Einfluss unterschiedlicher Lastangriffspunkte während des Gehens und die begrenzte Anzahl der Impulse (Deckengröße ca. 5 m) eingearbeitet.

$$a \approx 0,4 \frac{P_0 * \alpha_i(f_1)}{M_{\text{gen}}} * \frac{1}{\sqrt{\left[\left(\frac{f_1}{f_F}\right)^2 - 1\right]^2 + \left(2D \frac{f_1}{f_F}\right)^2}} \leq a_{\text{grenz}} \quad (\text{Gl. 8})$$

- P_0 : Gewichtskraft der Person (i.d.R. $P_0 = 700\text{ N}$)
 f_F : Anregungsfrequenz nach Tabelle 2
 D : Dämpfungsconstanten (siehe 2.3)
 $\alpha_i(f_1)$: Fourierkoeffizient nach Tabelle 2 in Abhängigkeit der 1. Eigenfrequenz f_1 der Decke.

Die generalisierte Masse M_{gen} wird folgendermaßen bestimmt:

$$M_{\text{gen}} \approx \bar{m} * \frac{\ell}{2} * b_m \quad (\text{Gl. 9})$$

Die mitwirkende Breite b_m wird mangels genauerer Untersuchungen wie die mitwirkende Breite einer Durchbiegung unter Einzellast F nach Gleichung 11 ermittelt /8/. Sie wird in Abschnitt 3.4 genauer erläutert. Es wird folgender Grenzwert zur Begrenzung der Beschleunigung nach Gleichung 8 vorgeschlagen:

$$a_{\text{grenz}} = 0,10 \text{ m/s}^2 \quad (\text{vgl. Abschnitt 2, Grenzlinie 2})$$

Tabelle 2: Fourierkoeffizienten und Anregungsfrequenz in Abhängigkeit der 1. Eigenfrequenz f_1 :

Frequenzbereich	Fourierkoeffizient	Anregungsfrequenz f_F	Bemerkungen
$3,4 < f_1 \leq 4,6$	$\alpha_2 = 0,2$	$f_F = f_1$	/7/
$4,6 < f_1 \leq 5,1\text{ Hz}$	$\alpha_2 = 0,2$	$f_F = f_1$	Vereinfachung
$5,1 < f_1 \leq 6,9\text{ Hz}$	$\alpha_3 = 0,06$	$f_F = f_1$	/7/
$f_1 > 6,9\text{ Hz}$	$\alpha_3 = 0,06$	$f_F = 6,9\text{ Hz}$	/7/

Beispiel:

Die oben behandelte Beispieldecke (Einfeldträger) wird von einem Bohlenbelag aus NH S10 (30mm) bedeckt. Über der Trittschalldämmung sind OSB-Platten (19mm) eingebaut.

Daraus ist die äquivalente Plattensteifigkeit in Querrichtung der Decke zu ermitteln:

$$(EI)_b = \sum_i (EI)_{b,i} = 10000 * \frac{0,03^3}{12} + 5000 * \frac{0,019^3}{12} = 0,02536 \text{ MNm}^2/\text{m}$$

$$b_m \approx \frac{1}{1,1} * 4 \sqrt{\frac{(EI)_b}{(EI)_\ell}} * \ell = \frac{1}{1,1} * 4 \sqrt{\frac{0,02536}{2,270}} * 5,40 \text{ m} = 1,596 \text{ m}$$

$$M_{\text{gen}} \approx \bar{m} * \frac{\ell}{2} * b_m = 150 * \frac{5,40}{2} * 1,596 = 646,4 \text{ kg}$$

$$a \approx 0,4 \frac{P_0 * \alpha_i(f_1)}{M_{\text{gen}}} * \frac{1}{2D} = 0,4 \frac{700 * 0,06}{646,4} * \frac{1}{2 * 0,03} = 0,43 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} > a_{\text{grenz}} = 0,10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Nachweis nicht erfüllt!

Bei diesem Beispiel handelt es sich um einen barocken, denkmalgeschützten Pfarrhof. Deswegen werden die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit mit den Anforderungen an den Denkmalschutz abgewogen. Das Ergebnis ist, dass hier - mit Rücksicht an die historische Bausubstanz - die Frequenzanforderung nicht eingehalten werden muss. Bei Neubauten bestehen dagegen Möglichkeiten die Deckensteifigkeiten zu erhöhen.

3.4. Steifigkeitsanforderung beim Einfeldträger

Die Schwingungen einer Wohnungsdecke infolge von sechs Fußaufritten sind in **Bild 6** aufgezeichnet worden. Die gemessenen Beschleunigungen liegen zwischen Grenzlinie 1 und 2 von **Bild 1** und sind daher nicht zu vernachlässigen.

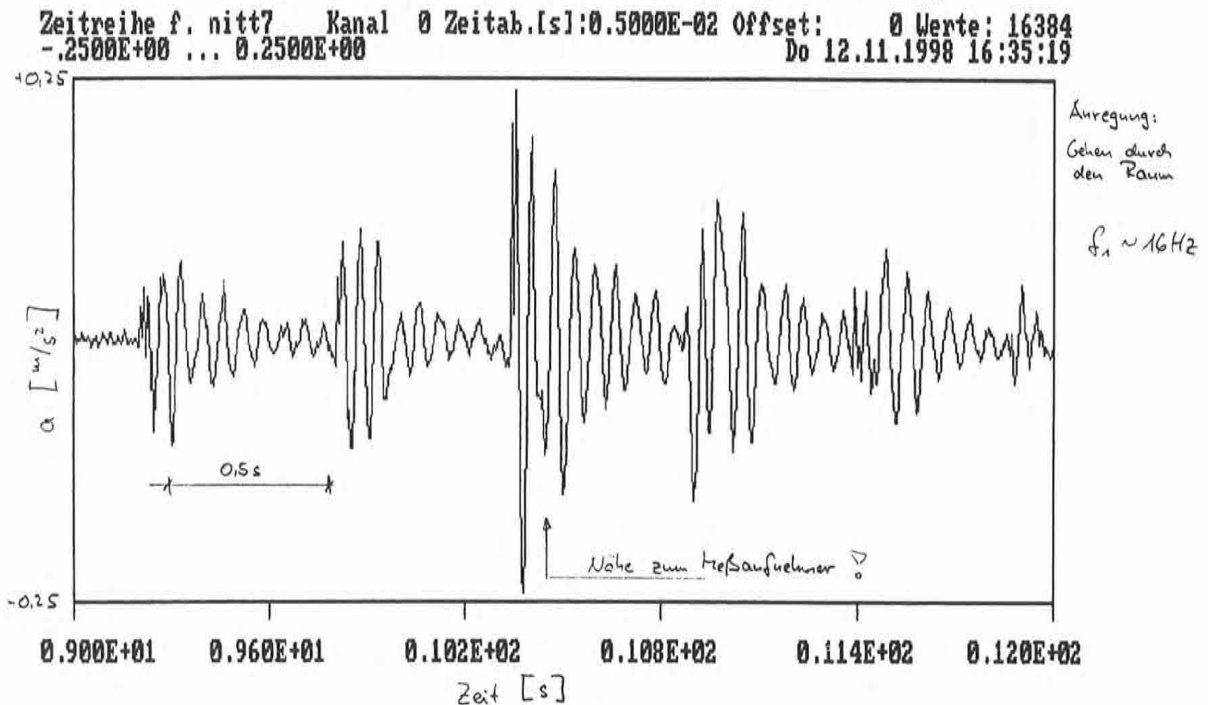


Bild 6: Gehen durch den Raum

Untersuchungen [8] haben gezeigt, dass die Grenzbeschleunigungen nach **Bild 1** dann eingehalten werden, wenn die Durchbiegung w unter einer Einzellast F folgende Bedingung erfüllt:

$$\frac{w}{F} \leq \frac{1,0 \text{ mm}}{1 \text{ kN}} \quad (\text{Gl. 10})$$

Da es sich hier um abklingende Schwingungen handelt (vgl. **Bild 6**), ist die Grenzbeschleunigung und damit die Durchbiegung bei abweichenden Dämpfungskonstanten von $D=0,01$ mit dem Faktor k_D zu multiplizieren.

Als Problem für die Anwendung der Steifigkeitsanforderung erwies sich die Tatsache, dass übliche Balkendecken als Trägerroste zu berechnen sind und die gängigen tabellierten Durchbiegungsgleichungen hierfür keine Angaben liefern. Um dafür eine Bemessungshilfe anzugeben, wurden im Zuge des Forschungsberichtes /8/ verschiedenartige Tragsysteme mit Finiten Elementen abgebildet, die Auswirkungen berechnet und auch analytische Näherungslösungen untersucht. Als Ergebnis wird eine Berechnungsgleichung für eine mitwirkende Breite b_m für die Durchbiegungen unter einer Einzellast F angegeben:

$$b_m = \frac{1}{1,1} * 4 \sqrt{\frac{(EI)_b}{(EI)_\ell}} * \ell \quad (\text{Gl. 11})$$

Mit Hilfe der mitwirkenden Breite b_m ist die Durchbiegung unter Einzellast sehr anschaulich zu berechnen:

$$w = \frac{1}{48} * \frac{F * \ell^3}{b_m * (EI)_\ell}$$

Die Abweichungen zwischen den Ergebnissen aus der Regressionsgleichung und aus den numerischen Versuchen waren bei den durchgeführten Untersuchungen /8/ gering. Nur bei Decken mit geringen Breiten und hohen Steifigkeiten in Querrichtung traten etwas größere Differenzen auf.

Die mitwirkende Breite im Beispiel ergibt sich zu:

$$b_m = \frac{1}{1,1} * 4 \sqrt{\frac{(EI)_b}{(EI)_\ell}} * \ell = \frac{1}{1,1} * 4 \sqrt{\frac{0,02536}{2,270}} * 5,40\text{m} = 1,596 \text{ m}$$

Die Durchbiegung unter einer Einzellast von 1 kN berechnet sich somit zu:

$$w = \frac{1}{48} * \frac{F * \ell^3}{b_m * (EI)_\ell} = \frac{1}{48} * \frac{1 * 10^{-3} * 5,40^3}{1,596 * 2,270} = 9,05 * 10^{-4} \text{ m} = 0,9 \text{ mm} < 1,0\text{mm} * 1,25$$

Der Nachweis der Steifigkeitsanforderung ist eingehalten.

3.5. Steifigkeitsanforderung bei Zweifeldträgern

Die Einwirkung Fußauftritt wurde auch bei Zweifeldträgern mit gleichen Spannweiten untersucht /8/. Durch die größere Steifigkeit ergeben sich günstigere Verhältnisse, solange nicht die verschärfte Bedingung für das Nachbarfeld nach Grenzlinie 2 von **Bild 1** eingehalten werden muss. Es ergibt sich dann folgende Bedingung:

$$\frac{w_{EF}}{F} \leq \frac{1,4 \text{ mm}}{1 \text{ kN}} \quad (\text{Gl. 12})$$

w_{EF} ist die Durchbiegung eines ideellen Einfeldträgers mit der Spannweite eines Feldes unter der Einzellast F :

$$w_{EF} = \frac{1}{48} * \frac{F * \ell_1^3}{b_m * (EI)_\ell} \quad (\text{Gl. 13})$$

Die günstige Wirkung des Zweifeldträgers kehrt sich jedoch ins Gegenteil um, wenn im 2. Feld eine (ruhende) Person durch die Aktivitäten im 1. Feld gestört werden kann. In diesem Fall darf nur ein Viertel der Schwingbeschleunigung nach Grenzlinie 2 im Nachbarfeld zugelassen werden. Unter diesem Gesichtspunkt lautet die Anforderung:

$$\frac{w_{EF}}{F} \leq \frac{0,35 \text{ mm}}{1 \text{ kN}} \quad (\text{Gl. 14})$$

Diese Anforderung ist für durchlaufende Deckensysteme, die verschiedene Wohnungen verbinden, einzuhalten. Innerhalb einer Wohnung erscheint die Einhaltung dieser hohen Anforderung nicht angebracht zu sein.

Der Einfluss ungleicher Stützweiten wirkt sich, wenn Grenzlinie 2 gefordert wird, folgendermaßen aus: (Gleichung 12 muss immer eingehalten sein.)

$$w_{EF} \leq 1,4 * \frac{1}{3 \left(\frac{l_2}{l_1} \right)^2 + \frac{l_2}{l_1}} [\text{mm/kN}] \quad \text{mit} \quad w_{EF} = \frac{1}{48} * \frac{F * l_1^3}{b_m * (EI)_\ell} \quad (l_2 \leq l_1 = l_{\max}) \quad (\text{Gl. 15})$$

Die maximalen Durchbiegungswerte dürfen bei höheren Dämpfungskonstanten mit k_D vervielfacht werden.

Beispiel:

$$w_{EF} \leq 1,4 * \frac{1}{3 \left(\frac{l_2}{l_1} \right)^2 + \frac{l_2}{l_1}} [\text{mm/kN}] = 1,4 * \frac{1}{3 \left(\frac{3,60}{5,40} \right)^2 + \frac{3,60}{5,40}} = 0,70 [\text{mm/kN}]$$

Nachweise:

$$w_{EF} = 0,90 \text{ mm/kN (s. oben)} < 1,4 * 1,25 = 1,75 \text{ mm/kN (Nachweis eingehalten)}$$

$$w_{EF} = 0,90 \text{ mm/kN (s. oben)} > 0,7 * 1,25 = 0,875 \text{ mm/kN (Nachweis für erhöhte Anforderungen nicht eingehalten)}$$

3.6. Massenanforderung

Für den Nachweis der Massenanforderung wurden bei Kreuzinger und Mohr /8/ zwei Lösungen diskutiert. Eine davon wird hier zur Anwendung empfohlen. Dabei wird die Schwinggeschwindigkeit v infolge eines "heel drops" mit Gleichung 16 näherungsweise ermittelt. Beim "heel drop" stellt sich eine Person auf die Zehen und lässt sich auf die Ferse fallen. Er stellt eine Einwirkung mit relativ kurzer Einwirkungsdauer dar:

$$v_{\text{heel drop}} \approx \frac{0,6}{m^{-0,5} (EI)_\ell^{0,25} (EI)_b^{0,25}} [\text{m/s}] \quad (\text{Gl. 16})$$

(Einheiten: kg/m^2 , MNm^2/m , m/s)

Als Grenzwerte für diese Beanspruchung werden in /8/ folgende Geschwindigkeiten angegeben:

$$v_{\text{heel drop, grenz}} = 6 * 100^{(f_1 * D - 1)} \quad (\text{Gl. 17})$$

Beispiel:

$$v_{\text{heel drop}} \approx \frac{0,6}{m^{-0,5} (EI)_\ell^{0,25} (EI)_b^{0,25}} = \frac{0,6}{150^{0,5} * 2,270^{0,25} * 0,02536^{0,25}} = 0,10 \text{ m/s}$$

$$v_{\text{heel drop,grenz}} = 6 * 100^{(f_1 * D - 1)} = 6 * 100^{(6,63 * 0,03 - 1)} = 0,15 \text{ m/s} > 0,10 \text{ m/s}$$

Nachweis eingehalten

4. Messungen

4.1. Allgemeines

Es wurden 20 Decken in Holzbauweise in der Schweiz und in Deutschland untersucht. Sie waren vorher vom Benutzer und von der Person, welche die Messungen durchführte, mit den Ziffern 1 (nicht schwingungsanfällig bzw. keine Vibrationen) bis 4 (stark schwingungsanfällig, starke Vibrationen) bewertet worden. Das Messsystem bestand aus einem tragbaren Computer (**Bild 7**) mit entsprechenden Karten und Programmen sowie zwei Beschleunigungsaufnehmern (vgl. **Bild 8**). Sie nahmen alle 0,005s insgesamt 16384 Werte auf. Die Messdaten wurden mit einem speziellen Auswertungsprogramm bearbeitet und es konnten Schwingungsgeschwindigkeiten und -wege sowie Dämpfungskonstanten bestimmt werden. Zur Untersuchung von Decken wurden Einzelmessungen mit folgenden Anregungen durchgeführt:

- Eigenfrequenzmessung
- Gehen durch den Raum, einzelne Schritte
- heel drop
- Abwurf eines Sandsackes mit 2kg Gewicht aus ca. 1,5m Höhe
- Anregung der Decke durch Schritte oder Tritte, deren Einwirkungsfrequenz ein ganzzahliger Bruchteil der 1. Eigenfrequenz der Decke ist.



Bild 7: Messcomputer



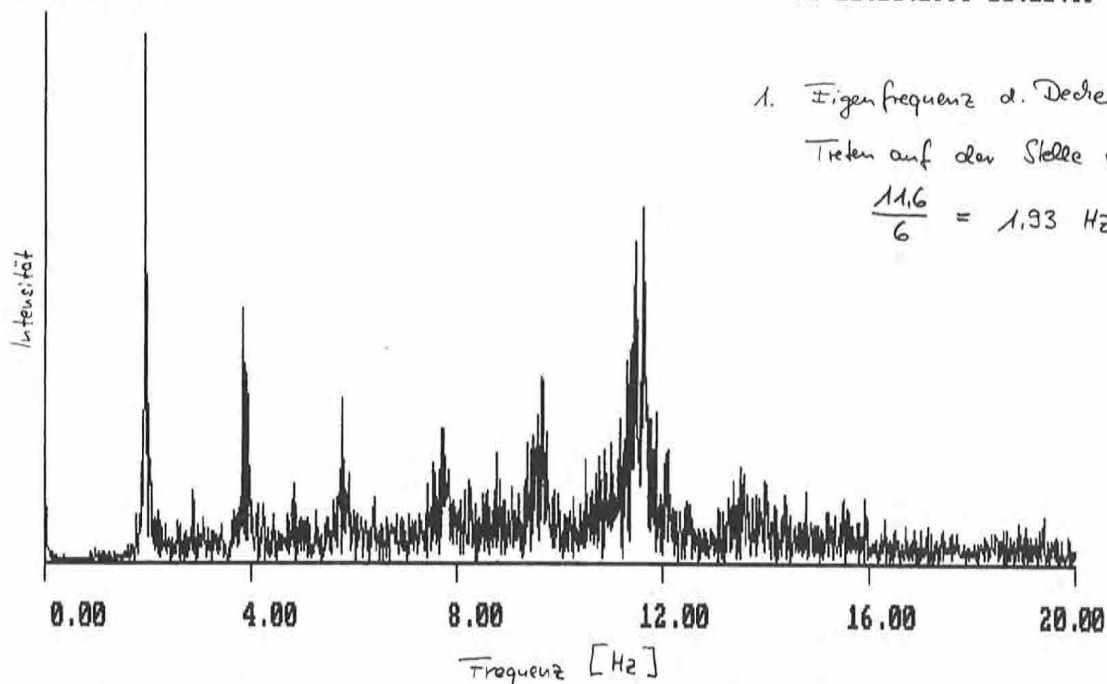
Bild 8: Beschleunigungsaufnehmer zur Bestimmung vertikaler Schwingungen

4.2. Beurteilung der Frequenzanforderung

Die meisten gemessenen Wohnungsdecken haben Frequenzen über 8 Hz. Im Bereich zwischen 8 und 10 Hz konnte eine geringfügige Erhöhung der Schwingungsgrößen festgestellt werden, wenn die Decke mit einer sehr gezielten Anregungsfrequenz beansprucht wurde (vgl. **Bild 9**).

FFT fuer zenk7
0.1000E-01

Kanal 1 Freq.ab.[Hz]:0.1221E-01 Offset: 0 Werte: 16384
Do 22.10.1998 12:21:36



1. Eigenfrequenz d. Decke $f_1 = 11,6 \text{ Hz}$

Treten auf der Stelle mit

$$\frac{11,6}{6} = 1,93 \text{ Hz}$$

Bild 9: Erhöhung der Schwingungsgeschwindigkeit durch gezieltes Anregen

Bei einer üblichen Nutzung der Wohnungsdecke ist diese Form der Anregung unwahrscheinlich. Deswegen wird es von Kreuzinger und Mohr [8] als ausreichend erachtet, die Anforderung

$$f_1 \geq 8 \text{ Hz} \quad (\text{Gl. 1})$$

zur Begrenzung der Resonanz infolge wiederholter Einwirkungen (Gehen) vorgeschlagen. Wenn diese Bedingung nicht eingehalten wird, sind die Beschleunigungen infolge mehrerer Schritte zu begrenzen.

Da die Abmessungen von Wohnungsdecken so gering sind, dass die wiederholten Einwirkungen (Schritte) nur eine geringe Anzahl haben, weil die anregende Person schnell an der Wand anlangt bzw. den Raum durch die Tür verlässt, und die Anregung ganz speziell auf die Eigenfrequenz der Decke abgestimmt sein muss - was selten zutrifft -, darf nach Meinung des Verfassers in begründeten Fällen (z.B.: denkmalrechtliche Anforderungen) von dieser Anforderung abgewichen werden.

Die Messergebnisse zeigten, dass die gemessenen Eigenfrequenzen größer als die rechnerisch ermittelten sind. Die rechnerische Dimensionierung liegt somit auf der sicheren Seite. Dieser Effekt ist bislang im Nachweiskonzept nicht berücksichtigt worden.

4.3. Beurteilung der Steifigkeitsanforderung

Bei jeder untersuchten Decke wurde die Durchbiegung unter einer Einzellast von 1 kN mit Finiten Elementen berechnet. Die Quertragrichtung war somit berücksichtigt worden. Die Abhängigkeit der gesamten Deckenbeurteilung von dieser rechnerischen Durchbiegung wird in **Bild 10** dargestellt:

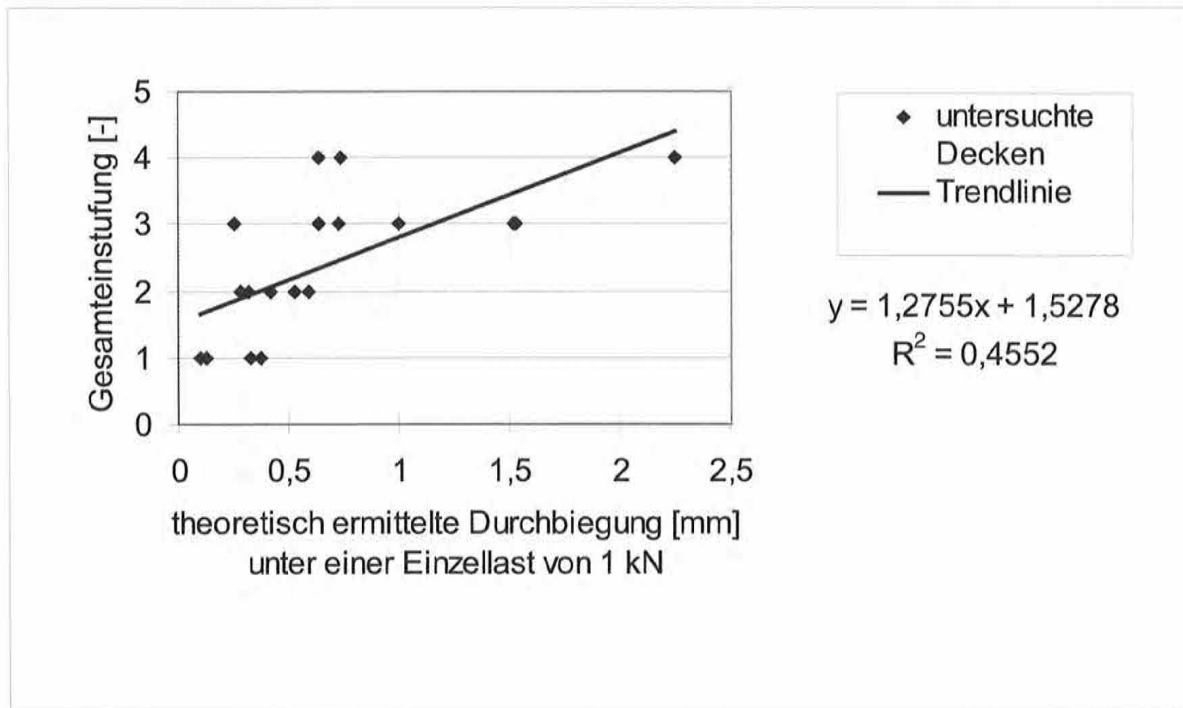


Bild 10: Bewertung der Steifigkeitsanforderung

Es ist eine mäßige Korrelation festzustellen. Die quantitative Auswertung ergibt jedoch, dass Decken bezüglich der Gesamteinstufung mit einer Durchbiegung unter Einzellast von

- 1,0 mm / 1 kN als schwingungsanfällig
- 0,5 mm / 1 kN als leicht schwingungsanfällig und unter
- 0,25 mm / 1 kN als nicht schwingungsanfällig eingestuft werden können.

Die Steifigkeitsanforderung ist für die Bewertung der Decken bezüglich ihrer Schwingungsanfälligkeit maßgebend. Es ist zu beachten, dass die Einstufung "nicht schwingungsanfällig" mit einer sehr hohen Steifigkeitsanforderung verbunden ist. Nach Meinung des Verfassers ist eine solche hohe und gleichzeitig verpflichtende Anforderung nicht angebracht, da es Nutzer gibt, die eine "weiche Decke" wünschen.

4.4. Bewertung der Massenanforderung

Das Vibrationsverhalten wurde unabhängig vom Gesamtverhalten der Decke in die oben genannten Bewertungsklassen eingestuft. Es wurde der Quotient aus der berechneten Geschwindigkeit und der sechsfachen Grenzggeschwindigkeit nach Eurocode 5 /6/ (Gl. 17) ermittelt und den Bewertungsklassen gegenübergestellt (**Bild 11**).

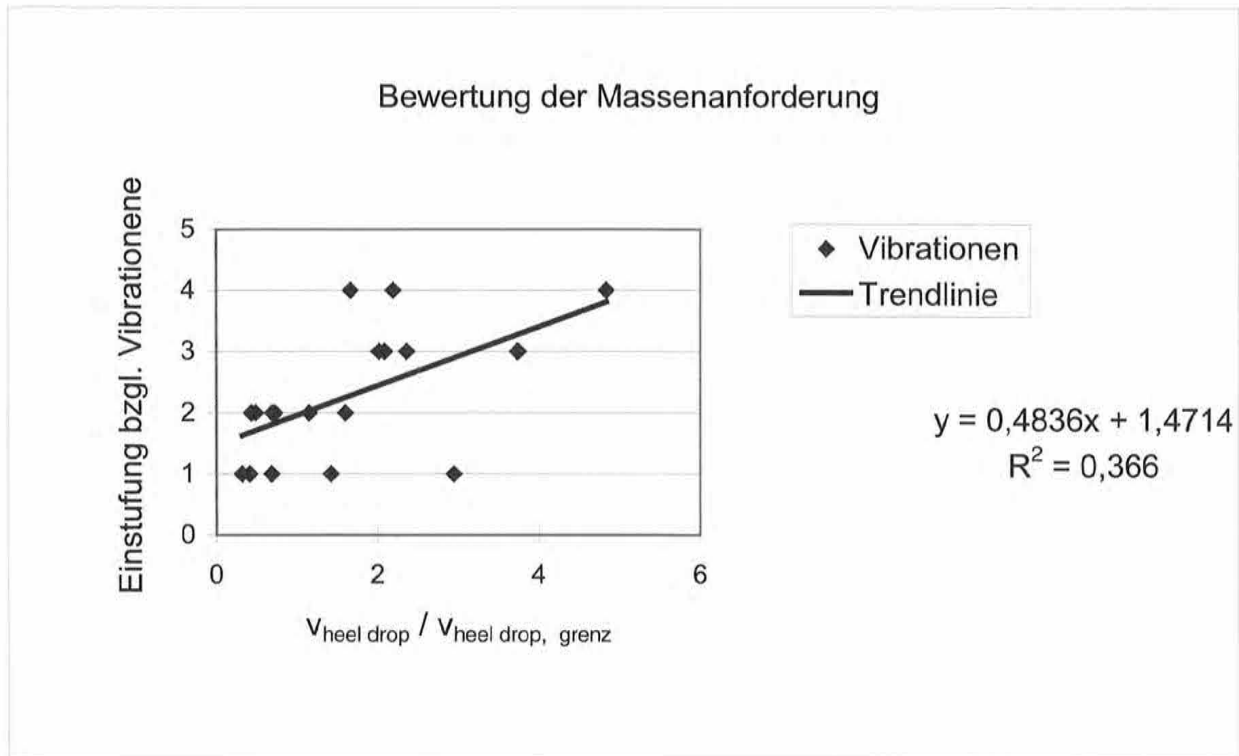


Bild 11: Bewertung der Massenanforderung

Es zeigt sich, dass eine mäßige Korrelation zwischen diesem Quotienten und der Einstufung bezüglich den Vibrationen existiert.

4.5. Konstruktive Maßnahmen

Die Übertragung von Schwingungen über das Tragwerk in benachbarte Räume ist möglich. Dies wird an Durchlaufsystemen deutlich. Diese Problematik existiert auch bei anderen Konstruktionen. Es ergeben sich folgende Empfehlungen:

- Rahmenkonstruktionen zwischen Wand- und Deckenelementen sollten vermieden werden.
- Die Tragelemente für vertikale Lasten (Wände, Stützen) sollten übereinander stehen und ihre Lasten direkt in das Fundament ableiten. „Weiche“ Biegeträger, die Lasten aus Stützen und Wänden aufnehmen, übertragen auch Schwingungen aus den Decken, die durch diese vertikalen Bauteile gestützt werden.
- Leichte Trennwände, die auf leichten Decken stehen sowie oben und unten an den Decken befestigt sind, können je nach Befestigungsart Schwingungen in die obere oder untere Decke übertragen. Sie sollten ggf. übereinander stehen.
- Die Durchlaufträgerwirkung zwischen Wohnungen sollte vermieden werden, da hier eine Übertragung in das Nachbarfeld stattfindet (vgl. Bild 12).

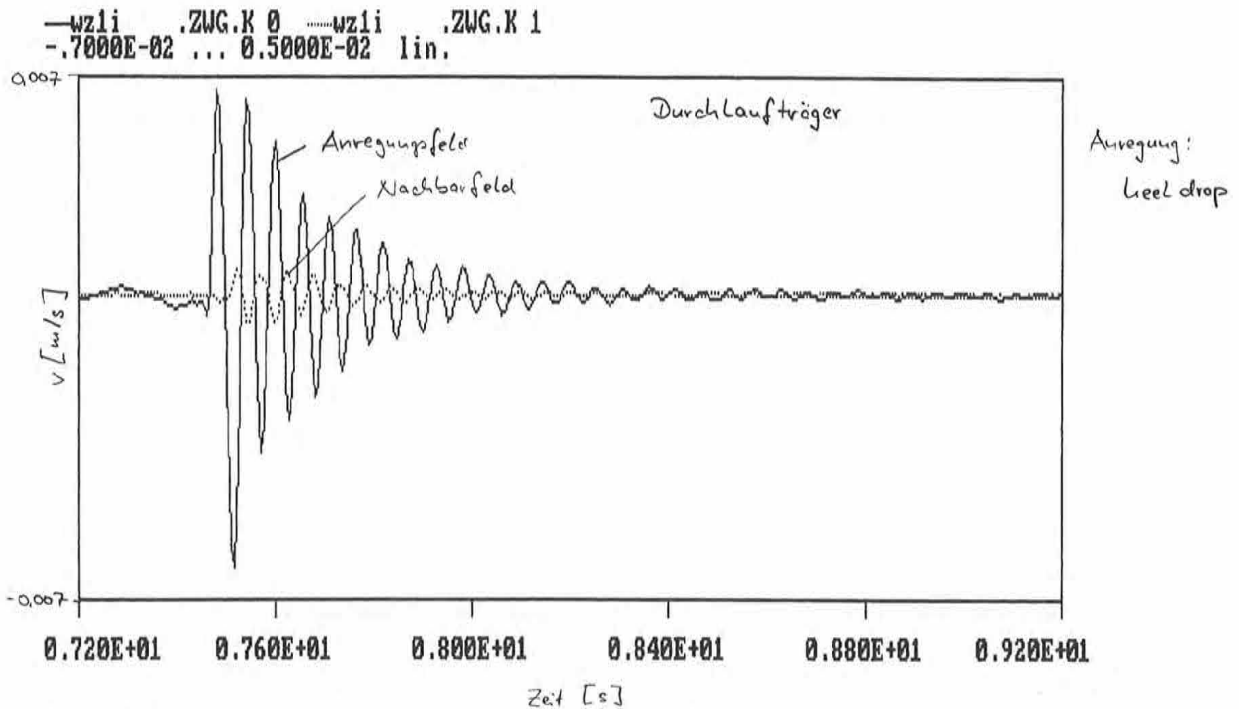


Bild 12: Schwingungsverhalten eines Durchlaufträgers

- Unterzüge als Zwischenaufleger sollten möglichst steif ausgeführt werden. Die Übertragung der Schwingungen zwischen zwei Einfeldträgern ist durch einen gemeinsamen „weichen“ Unterzug möglich (vgl. Bild 13). Unterzüge und vergleichbare Bauteile sind für erhöhte Anforderungen nach **Bild 1** zu bemessen. Nach Meinung der Verfasser ist hier eine Steifigkeitsanforderung von $0,25\text{mm} / 1\text{kN}$ erforderlich.

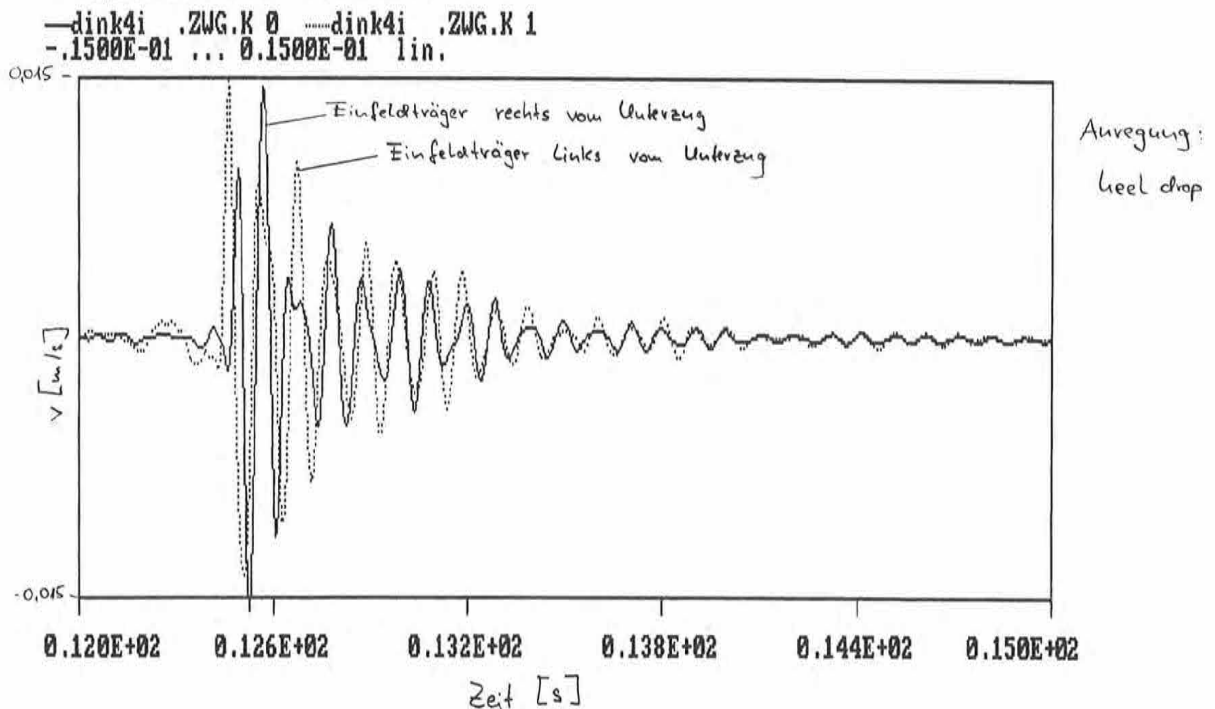


Bild 13: Schwingungen, die durch einen gemeinsamen Unterzug übertragen werden

5. Zusammenfassende Bewertung

Beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit muss die Schwingungsproblematik berücksichtigt werden. Dazu existieren drei voneinander unabhängige Anforderungen. Die Grenzwerte wurden sowohl theoretisch und damit baustoffunabhängig, als auch mit Schwingungsmessungen an unterschiedlichen Wohnungsdecken in Holz- oder Holz-mischbauweise bestimmt. Zur Berechnung wurden im Rahmen eines Forschungsvorhabens Gleichungen abgeleitet, die es erlauben, diese drei Anforderungen mit einem begrenzten Aufwand nachzuweisen. Dies wird in Beispielen dargestellt.

Maßgebend für die Schwingungsanfälligkeit ist die Steifigkeit der Decke.

Nach Abschluss des Forschungsvorhabens und der Anwendung in der Praxis werden die einzelnen Kriterien folgendermaßen bewertet:

- Die Steifigkeitsanforderung von mindestens 1mm/ 1kN ist einzuhalten.
- Bei Durchlaufsystemen zwischen Wohnungen sind höhere Anforderungen an die Steifigkeit zu stellen (0,25mm/1kN).
- Die Frequenzanforderung ist bei Wohnungsdecken (Abmessungen bis ca. 5m/5m) nicht unbedingt einzuhalten, wenn die Steifigkeitsanforderung erfüllt ist und andere Gründe dagegen sprechen.

6. Literatur

- /1/ Allen, D. E.; Rainer, J. H. : Vibration criteria for long-span floors. In: Canadian Journal of Civil Engineering 3 (1976), S. 165-173.
- /2/ Allen, D. E.: Vibrational behaviour of long-span floor slabs. In: Canadian Journal of Civil Engineering 1 (1974), S. 108-115.
- /3/ Bachmann et al. (Autorenkollektiv): Vibration Problems in Structures. Birkhäuser Verlag, Basel Boston Berlin. 1995.
- /4/ E-DIN 1052: Holzbauwerke - Berechnung und Ausführung (Ausgabe: 1999).
- /5/ Ellingwood, B.; Tallin, A.: Structural Serviceability: Floor Vibration. In: Journal of the Structural Engineering 110 (1984), Nr. 2, S. 401-418.
- /6/ ENV 1995-1: Eurocode 5: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holztragwerken. Teil 1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau. Deutsche Fassung Oktober 1993.
- /7/ ISO 10137: Bases for design of structures; serviceability of buildings against vibration. 1992-04.
- /8/ Kreuzinger, H.; Mohr, B. : Gebrauchstauglichkeit von Wohnungsdecken aus Holz. München, Technische Universität, Fachgebiet Holzbau. Forschungsbericht Januar 1999.
- /9/ Meister, F. J. : Die Empfindlichkeit des Menschen gegen Erschütterungen. In: Forschung 6 (1935), Nr. 3, S. 116-120.
- /10/ Murray, T. M.; Allen, D. E.: Floor vibrations - A new design approach. In: Report of the International Colloquium Goeteborg 1993: Structural Serviceability of Buildings. S. 119-124, IABSE Report 69.

- /11/ Ohlsson, S.: Springiness and human-induced floor vibrations floor vibrations - A Design Guide. Swedish Council for Building Research. Stockholm, Sweden 1988.
- /12/ Ohlsson, S.: Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit - Schwingungen. In: Arge Holz e.V. (Hrsg.): Holzbauwerke, STEP1: Bemessung und Baustoffe nach Eurocode 5. (1995), Fachverlag Holz Düsseldorf 1995.
- /13/ Reiher, H.; Meister, F. J. : Die Empfindlichkeit des Menschen gegen Erschütterungen. In: Forschung 2 (1931), Nr. 11, S. 381-386.
- /14/ Wiss, J. F.; Parmlee, R. A.: Human Perception of Transient Vibrations. In: Journal of the Structural Division 100 (1974), ST4, S. 773-787.
- /15/ DIN V ENV 1993 Teil 1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau, Deutsche Fassung, 1992, Vornorm April 1993.
- /16/ DIN 1055, Teil 4: Lastannahmen für Bauten - Verkehrslasten: Windlasten bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken

Dr.-Ing. Norbert Burger

Barthel & Maus Beratende Ingenieure
Türkenstraße 38
80799 München
Tel.: 089/286860-0
Fax: 089/286860-20
E-Mail: glos@holz.forst.tu-muenchen.de



1965	Geboren in Nördlingen/Ries
1987 – 1992	Bauingenieurstudium an der TU München
1993 – 1997	Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Holzforschung, Universität München
1998	Promotion an der TU München
1997 – 2000	Projektleiter im Ingenieurbüro IES Natterer
seit 2000	Projektleiter im Ingenieurbüro Barthel & Maus, München

Holzschalen in Brettrippenbauweise

Konstruktion und Berechnung

1 Einführung

Mit der Errichtung des EXPO-Daches zur Weltausstellung auf dem Messegelände in Hannover ist die Brettrippenbauweise als Konstruktionsweise für Holzschalentragwerke in den Blick einer breiteren Öffentlichkeit gerückt. Die Bauweise bietet vielfältige architektonisch und konstruktiv interessante Gestaltungsmöglichkeiten. Optische Leichtigkeit und Transparenz der Lastabtragung, zusammen mit dem Witterungsschutz Hauptaufgabe eines Dachtragwerks, prägen das Erscheinungsbild der Konstruktion.

Durch Übereinanderstapeln von dünnen, verformbaren Brettern, die üblicherweise nachgiebig miteinander verbunden werden, lassen sich vergleichsweise einfach gekrümmte Flächen herstellen. Beim Entwurf der Konstruktion und der Berechnung von Brettrippenschalen müssen die Besonderheiten der Bauweise beachtet werden. Die netzartig angeordneten Rippen bestehen aus mehreren flach aufeinander liegenden Brettern. Sie sind abhängig von der Schalenform räumlich gekrümmt und verdrillt. Der Herstellbarkeit der Schalen ist bereits bei den ersten Entwurfsüberlegungen Beachtung zu schenken.

Im vorliegenden Beitrag wird das Konstruktionsprinzip der Bauweise dargestellt und ein Überblick der wesentlichen Aspekte für die Planung und Berechnung gegeben.

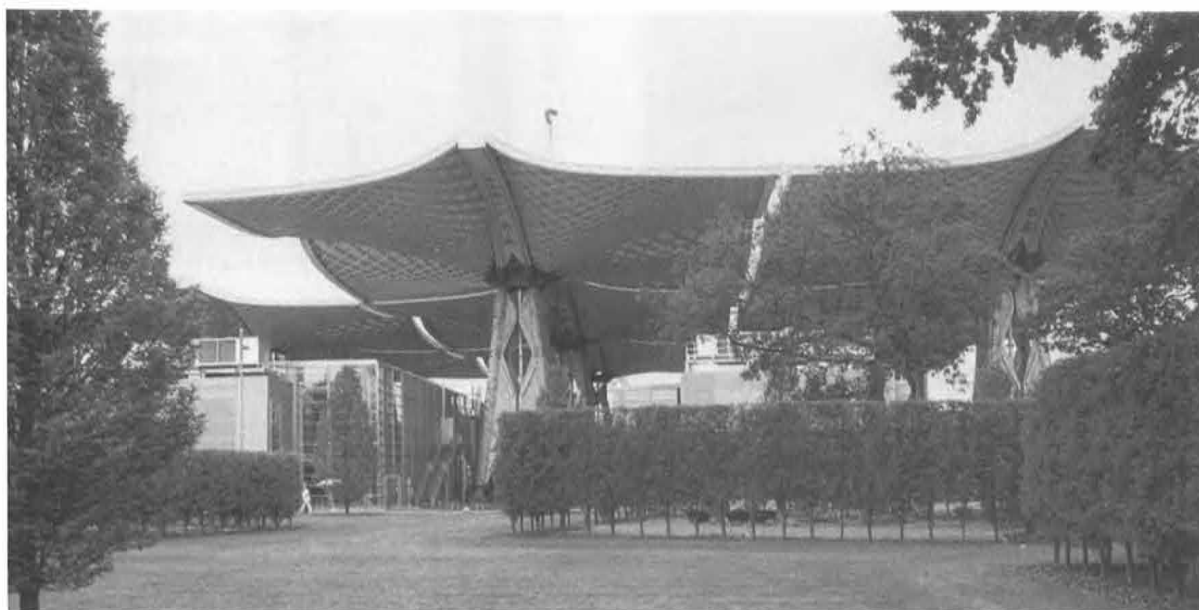


Bild 1: Ansicht des EXPO-Daches während der Weltausstellung EXPO 2000 auf dem Messegelände in Hannover.

2 Historisches

Vorläufer der Brettruppenbauweise sind die Bohlenbinder von de l'Orme und Emy aus dem 17. und 18. Jahrhundert sowie die Zollingerbauweise, die Anfang des 20. Jahrhunderts entwickelt wurde.

Bereits im 17. Jahrhundert wurden gerade und gebogene Träger aus nebeneinander gestellten und mit Nägeln oder Bolzen nachgiebig verbundenen Brettern und Bohlen konstruiert. Die Querschnitte wurden z.T. bereits mit der entsprechenden Krümmung hergestellt. Dadurch ergab sich ein in weiten Bereichen schräger Faserverlauf mit entsprechend ungünstiger Auswirkung auf die Festigkeiten. Durch Drehung der Bohlen in die Horizontale und Biegung um die schwache Achse konnte dieses Problem umgangen werden. Die Biegesteifigkeit der mehrteiligen und nachgiebig verbundenen Querschnitte ist allerdings eingeschränkt, so daß die Bogenträger nicht als Einzeltragglieder, sondern stets mit aussteifenden Elementen eingesetzt wurden (Bild 2). Noch heute existieren einige dieser Hallenkonstruktionen.

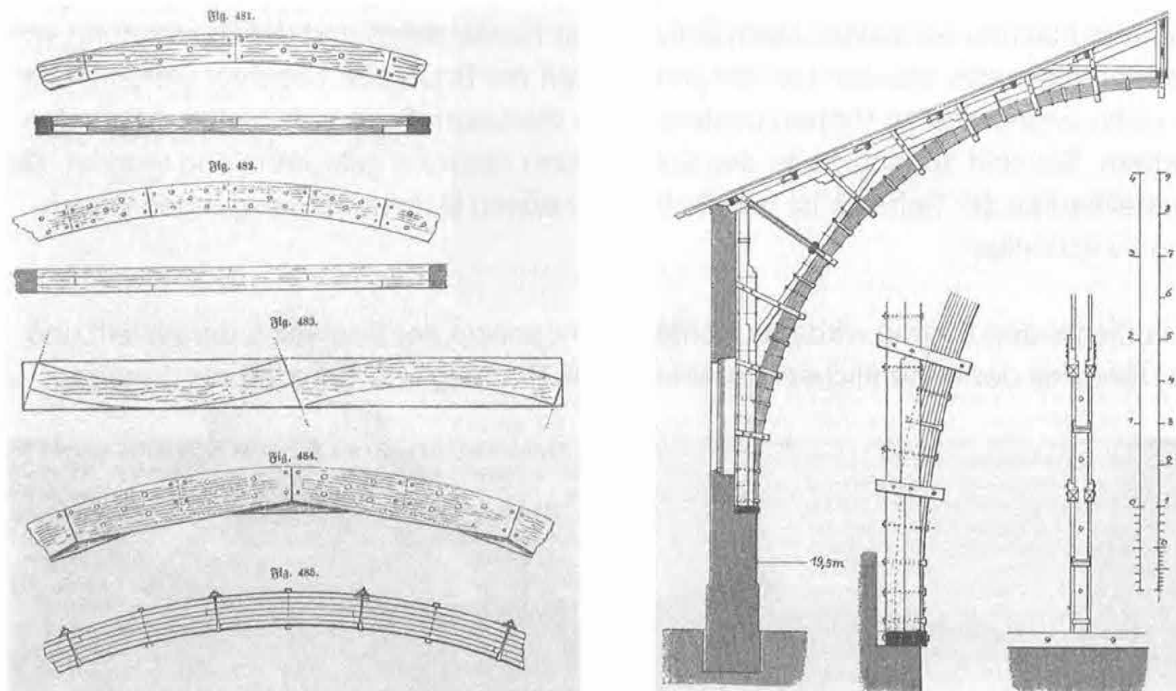


Bild 2: Aufbau und Konstruktion von historischen Bohlenbindern und Ansicht eines Bohlenbinders mit flach liegenden, nachgiebig verbundenen Querschnittsteilen (aus: Breymann).

Bei der Anfang des 20. Jahrhunderts entwickelten Zollingerbauweise werden Bohlen- oder Balkenquerschnitte rautenförmig angeordnet. Die Struktur wird durch ein Aufspreizen von Bohlenträgern mit vertikal angeordneten Bohlen erreicht. Die Querschnitte laufen an den Knotenpunkten abwechselnd durch bzw. sind gelenkig gestoßen (Bild 3). Dadurch ergibt sich ein flächiges, einsinnig gekrümmtes System, das als Übergang

von rein stabwerksorientierten Bauweisen zu Schalenkonstruktionen angesehen werden kann. Durch den gelenkigen Anschluß der Bohlen treten aber v.a. bei größeren Spannweiten größere Verformungen auf, so daß gelegentlich ausgeführte neuere Bauwerke in Zollingerbauweise üblicherweise mit biegesteifen Stößen hergestellt werden.

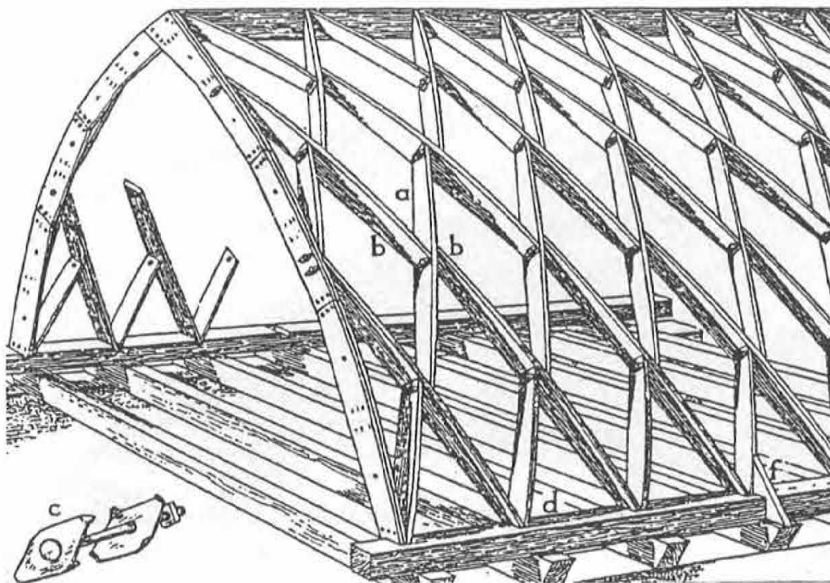


Bild 3: Konstruktionsprinzip der Zollingerbauweise.

Holzschalen in HP-Form wurden vereinzelt seit Mitte, häufiger in den 60er und 70er Jahren des 20. Jahrhunderts aus 3 bis 5 vollflächigen und verleimten Brettlagen hergestellt. Probleme waren hier die Verleimung auf der Baustelle und die Herstellung einer geschlossenen Oberfläche aus verdrillten und ggf. räumlich gekrümmten Brettern. Für eine ordnungsgemäße und dauerhafte Leimverbindung muß bei der Herstellung und in der Erhärtungsphase eine Umgebungstemperatur von 20°C eingehalten werden. Auch dürfen in dieser Zeit keine Erschütterungen auftreten.

Für die Bundesgartenschau 1968 in Dortmund wurde eine Hängeschale mit Brettschichtholzrippen in Richtung der Zugtrajektorien ausgeführt. Die Schalenfläche wurde aus drei miteinander verschraubten Brettlagen hergestellt, die im Winkel von jeweils 45° angeordnet waren. Ein 1969 in Freiburg errichteter Musikpavillon wurde aus verleimten, aber bereits gekreuzten Brettrippen mit zwei aussteifenden Brettlagen hergestellt. Der Zusammenbau erfolgte vollständig im Werk. Holzschalen als räumlich gekrümmte Lattenroste wurden vor 30 bis 35 Jahren in Montreal, Mannheim und München ausgeführt (Bild 4). Jüngstes Beispiel ist der Odate-Dome in Japan, der zusätzlich mit Seilen ausgesteift und stabilisiert wird. Die Latten sind an den Kreuzungspunkten mechanisch verbunden. Die doppelte Krümmung kann zu lokalen Überbeanspruchungen führen.

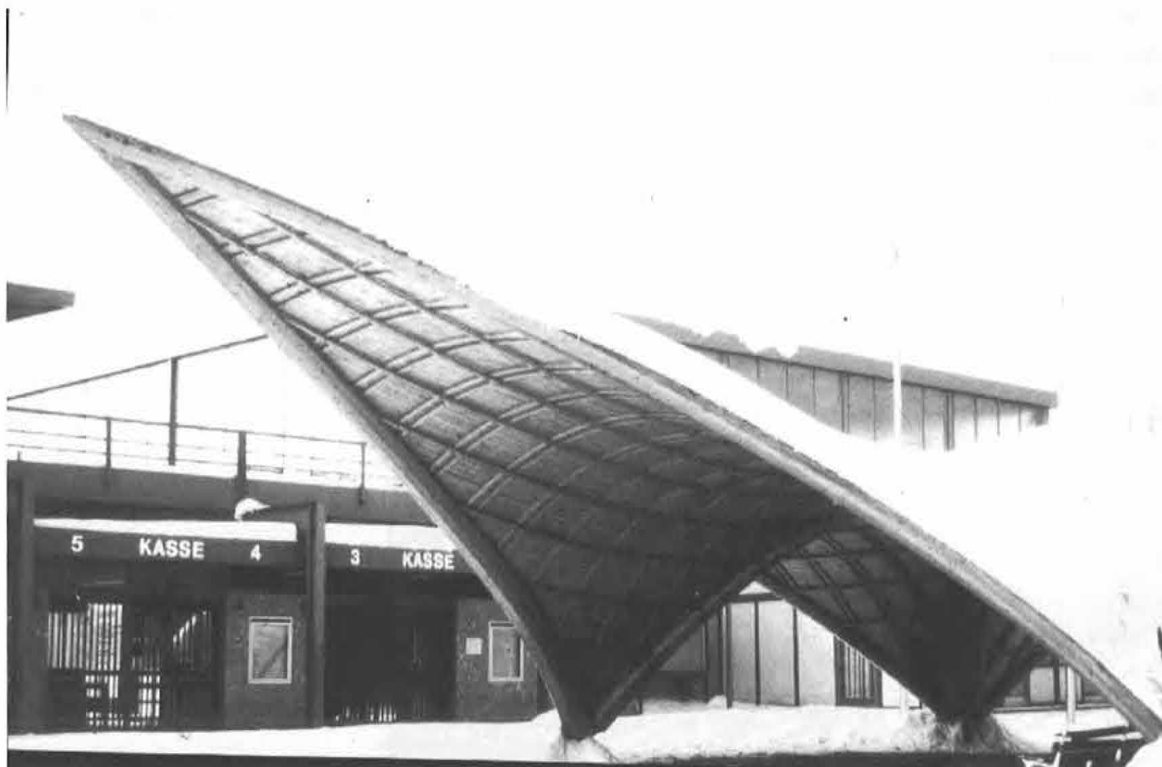


Bild 4: Rippenschale aus einem Lattenrost mit verschraubten, diagonal verlaufenden Brettlagen. Ausstellungspavillon auf dem alten Messegelände München (abgebaut).

Rippenschalen wurden auch mit Brettschichtholzrippen ausgeführt, wie z.B. das Solebad in Bad Dürkheim. Die Rippen sind gekrümmt und verdrillt verleimt, entsprechend schwierig ist die Vorbereitung und Herstellung der Rippenquerschnitte.

3 Grundidee und Konstruktionsprinzip

Anstoß der Entwicklung der Brettrippenbauweise war die möglichst einfache Herstellung eines Netzes aus gekrümmten und ggf. verdrillten Rippen. Dies erfordert in erster Linie eine wenig aufwendige Herstellung der Rippenkreuzungspunkte und eine einfach und schnell ausführbare Verbindung der Brettlagen ohne Verleimung. In den vergangenen 15 Jahren wurden mehrere Tonnen- und Kuppelschalen nach diesem Prinzip ausgeführt.

Ähnlich der gedanklichen Aufspreizung der Bohlenbinder mit vertikal angeordneten Bohlen ergibt sich das Rippennetz in Brettstapelbauweise durch Aufspreizen von Bohlenbindern mit horizontal angeordneten Bohlen. An den Rippenkreuzungspunkten laufen die Bohlen- bzw. Brettlagen abwechseln von Lage zu Lage durch. Die Zwischenräume werden durch Füllbretter zu einem vollflächigen Gesamtquerschnitt ergänzt (Bild 5). Auf diese Weise sind an den Kreuzungspunkten keine Anschlußbleche zur Kraftüberleitung erforderlich. Aus dem Bogen ergibt sich als einfachste Schalenform

eine Tonne, aber auch Kuppeln und Sattelflächen lassen sich mit dieser Rippenkonstruktion herstellen. Die Aussteifung der Schalen erfolgt durch eine oder zwei auf die Rippen aufgenagelte oder aufgeschraubte, diagonal verlaufende Brettlagen.

Die Brettrippen bestehen aus i.d.R. 4 bis 6 Brettlagen. Die einzelnen Lagen sind über die gesamte Länge kontinuierlich im Abstand von ca. 10-20 cm zweireihig verschraubt oder vernagelt. An den Kreuzungspunkten laufen die Brettlagen abwechselnd durch. Die jeweilige Querlage besteht aus stumpf gestoßenen Füllbrettern. Die Brettstapel werden an den Kreuzungspunkten durch einen Bolzen zusammen gehalten.

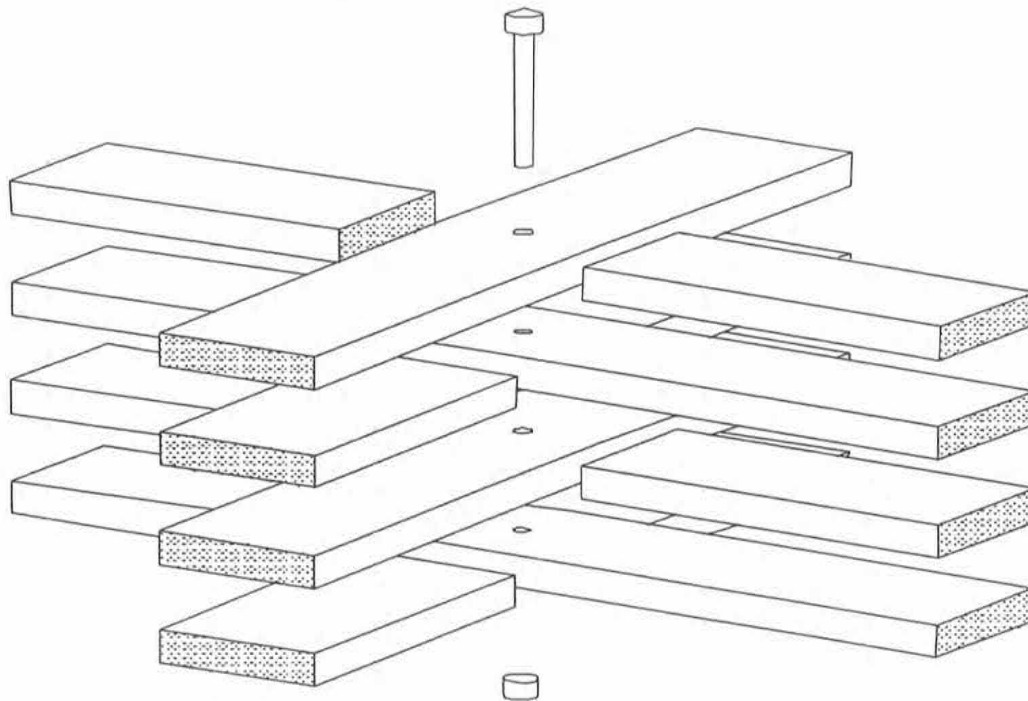


Bild 5: Aufbau einer Brettrippenschale am Kreuzungspunkt der Rippen. Abwechselnd von Lage zu Lage durchlaufende Brettlamellen und stumpf gestoßene Bretter werden kontinuierlich verschraubt oder vernagelt und am Kreuzungspunkt mit einem Bolzen zusammengehalten.

4 Tragverhalten

Die Bolzen an den Kreuzungspunkten ermöglichen Kraftüberleitungen zwischen den einzelnen Rippen. Als Gesamtsystem ergibt sich ein hochgradig statisch unbestimmtes Tragwerk, das ein großes Lastumlagerungspotential aufweist. Es stellt sich ein sogen. soziales Tragverhalten ein, d.h. weniger belastete Bereiche übernehmen durch Verformungen Lasten von höher belasteten Bereichen. Ebenso werden Bereiche mit lokal geringerer Holzqualität durch Bereiche mit höherer Holzqualität und damit höherer Tragfähigkeit unterstützt. Ermöglicht und begünstigt wird dieses intelligente Tragwerksverhalten zum einen durch die nachgiebigen Verbindungen der Brettlagen

und der Rippen und zum anderen durch die gleichgerichtete Abhängigkeit der Festigkeit und des Elastizitätsmoduls von der Holzqualität.

Um eine möglichst gleichmäßige Auslastung der einzelnen Rippenquerschnitte zu erreichen, werden die Rippen in Bereichen mit höheren Beanspruchungen verdichtet angeordnet (Bild 6). Die Rippenstruktur gibt so den Kraftverlauf im Tragwerk wider, der damit unmittelbar erkennbar und optisch nachvollziehbar wird. Die konstruktive Anordnung der Rippen und die Tragwerksstruktur prägt das Erscheinungsbild und wird zur Architektur. Die Verdichtung der Rippen wirkt sich allerdings auch negativ aus, da durch die damit verbundene Versteifung in diesem Bereich zusätzlich Lasten aus den weniger steifen Bereichen angezogen werden. Häufig muß die günstigste Anordnung der Rippen in mehreren Schritten ermittelt werden.



Bild 6: Verdichtete Anordnung der Rippen in Bereichen höherer Beanspruchungen und größerer Auflagersteifigkeiten am Beispiel einer Rippenkuppel.

Die Schalenflächen werden durch steife Randträger, z.B. aus Brettschichtholz, begrenzt. Bei der Festlegung der Rippenachsen ist darauf zu achten, daß sich die Rippenachsen beider Richtungen und die Achse des Randträgers in einem Punkt schneiden. Dadurch werden zusätzliche Spannungen aus exzentrischen Anschlüssen vermieden. Die Rippen werden mit Stabdübeln und Schlitzblechen gelenkig an die Randträger angeschlossen. Durch die Nachgiebigkeit des Anschlusses werden auch hier hohe Lasten gleichmäßiger auf mehrere Rippen verteilt.

Ein weiterer Vorteil der nachgiebigen Verbindungen zeigt sich im dynamischen Verhalten von Brettrippenschalen. Durch eine sehr hohe Dämpfung klingen Schwingungen sehr schnell ab, was besonders bei bei schwingungsanfälligen Tragwerksformen wie z.B. der Schirmstruktur des Expo-Daches von Bedeutung ist.

5 Formfindung und Herstellung

Bei der Formfindung und Geometrieermittlung ist das Augenmerk nicht nur auf eine für die Tragwirkung günstige Form der Schale zu richten. Der Verlauf der Rippen muß so definiert werden, daß die Brettrippen in ihrem gekrümmten und verdrillten Verlauf hergestellt werden können (Bild 7). Die einzelnen Brettlamellen lassen sich nur um ihre schwache Achse biegen und um ihre Längsachse verdrillen. Eine Biegung um die starke Achse ist nicht möglich. Um diese Bedingung zu erfüllen, müssen die Rippenachsen sogen. geodätischen Linien folgen, der kürzesten Verbindung zweier Punkte auf der Schalenoberfläche. Mathematische Bedingung dafür ist, daß die Hauptnormale der Linie (d.h. die Senkrechte zur Tangente der Rippenachse) in jedem Punkt parallel oder antiparallel zur Flächennormalen in diesen Punkten ist.

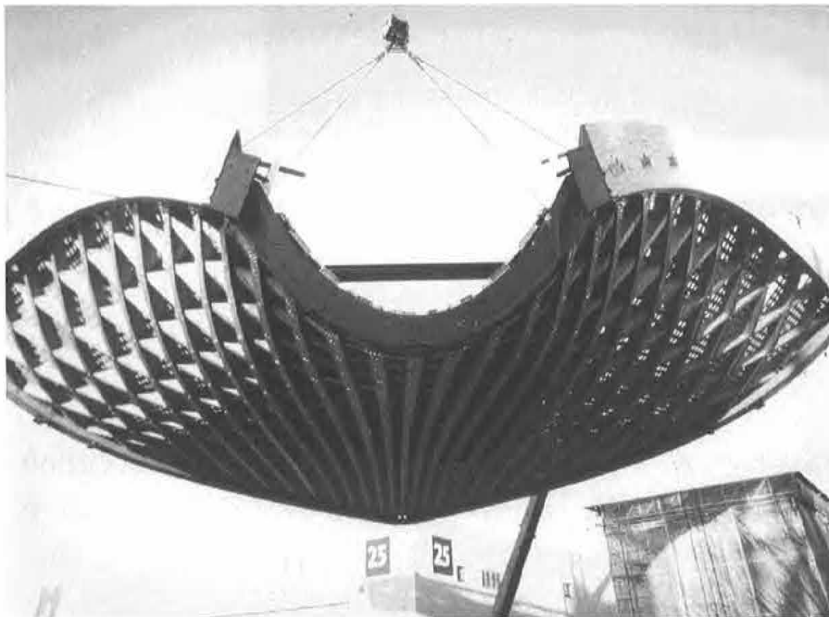


Bild 7: Räumlich gekrümmter und verdrillter Verlauf der Brettrippen bei der Schale des EXPO-Daches.

Die Fertigung der Schalen erfolgt mit Hilfe von Lehrgerüsten, die je nach Schalenform linien- und punktförmig oder auch vollflächig sein können. Bei Tonnenschalen werden linienförmige Abstützungen eingesetzt (Bild 8). Bei Kuppeln über einem rechteckigen Grundriß werden die Hauptdiagonalen verstärkt unterstützt. In den übrigen Bereichen sind nur noch punktuelle Abstützungen notwendig. Vollflächige Lehrgerüste werden bei komplexeren Schalenformen, wie z.B. dem EXPO-Dach, eingesetzt. Bei den Schalen für das EXPO-Dach wurde damit auch die für eine Verleimung erforderliche erschütterungsfreie Aushärtezeit gewährleistet.

Bei der Planung der Lehrgerüste sind auch ggf. erforderliche Überhöhungen der Schalen zu berücksichtigen. Um die notwendige Genauigkeit der Lehrgerüste sicherzu-

stellen, muß die Form der Lehrgerüste vor Beginn der Schalenfertigung durch eine Vermessung kontrolliert werden.

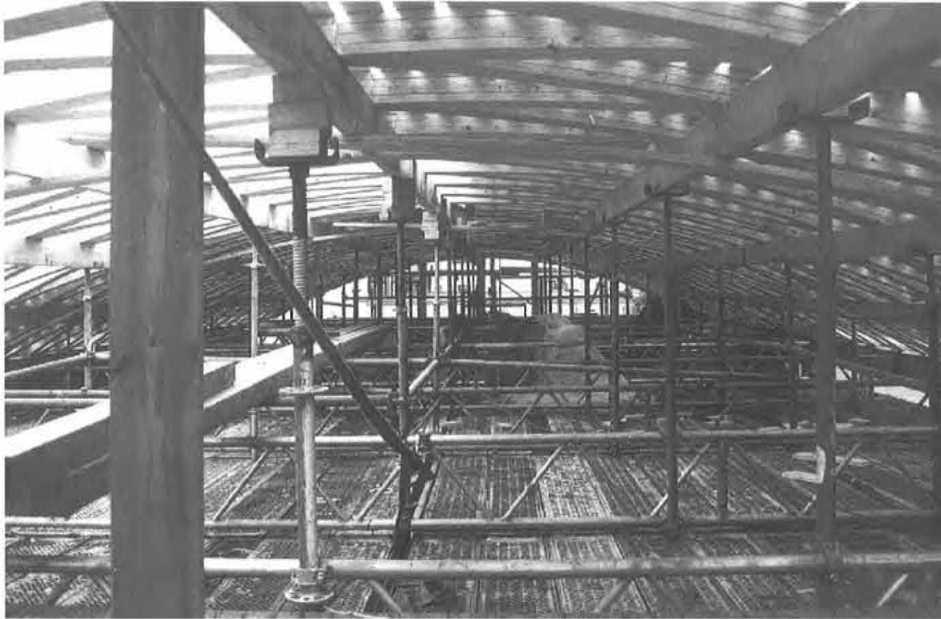


Bild 8: Linienförmiges Lehrgerüst beim Bau einer Tonnenschale als Brettrippenkonstruktion.

6 Berechnung

Die Berechnung von Rippenschalen erfolgt anhand von Rechenmodellen, mit denen die Rippenstruktur nachgebildet wird (Bild 9). Der Modellierung können folgende Annahmen zugrunde gelegt werden:

- Die einzelnen Rippen werden als Balkenstäbe mit biegesteifer Verbindung an den Kreuzungspunkten idealisiert.
- Die Biegesteifigkeit wird für den nachgiebigen Verbund der Brettlamellen unter Berücksichtigung eines reduzierten Querschnittes an den Kreuzungspunkten und ggf. freier Stöße der durchlaufenden Brettlamellen bestimmt.
- Die Dehnsteifigkeit wird für den Gesamtquerschnitt unter Berücksichtigung eines reduzierten Querschnittes an den Kreuzungspunkten und ggf. freier Stöße der durchlaufenden Brettlamellen bestimmt.
- Die Drillsteifigkeit wird für einen starren Verbund der Brettlamellen berechnet.
- Die aussteifenden Brettlagen werden als diagonal verlaufende Fachwerkstäbe idealisiert.
- Die Nachgiebigkeit der Rippenanschlüsse kann durch Gelenkfedern oder Querschnittsreduzierungen berücksichtigt werden.
- Die Auflagerbedingungen sind durch entsprechende Freiheitsgrade und Ersatzfedern an die gegebene Situation anzupassen.

- Veränderungen der ausgeführten Konstruktion sind durch entsprechende Anpassungen im Rechenmodell zu berücksichtigen.

Die Anwendbarkeit von Rechenmodellen mit den oben formulierten Annahmen wurde durch umfangreiche Vergleichsrechnungen nachgewiesen. Auch Schwingungsmessungen an einem einzelnen Schirm des EXPO-Daches, deren Ergebnisse sehr gut mit den Berechnungen am Rechenmodell übereinstimmten, bestätigten das beschriebene Rechenmodell.

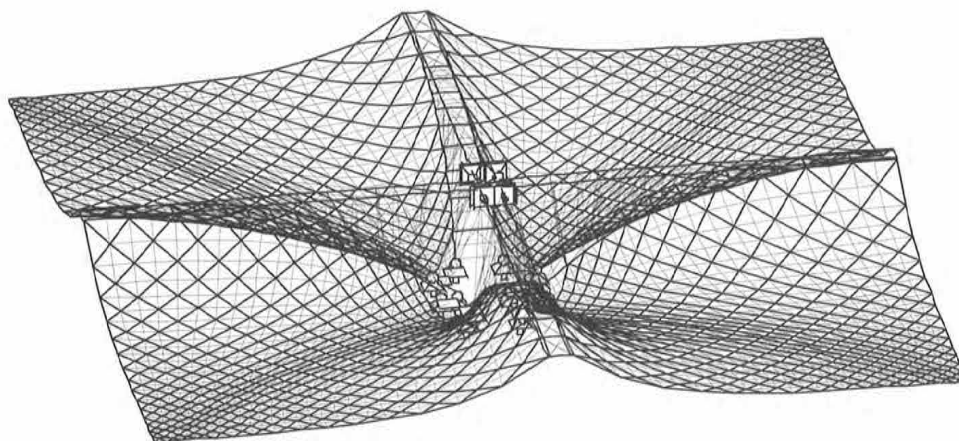


Bild 9: Struktur des Stabwerksmodells zur Berechnung der Schirmstruktur des EXPO-Daches.

Zur Berechnung von Querschnitten mit mehreren nachgiebig verbundenen Querschnittsteilen stehen das γ -Verfahren und seit neuerem das Verfahren der Schub-analogie zur Verfügung, das auch als Alternative im Entwurf zur Neufassung der DIN 1052 angegeben ist..

Beim γ -Verfahren werden für jeden Teilquerschnitt Nachgiebigkeitsfaktoren berechnet, mit denen der jeweilige Steiner-Anteil abgemindert wird. Für bis zu drei Querschnittsteile sind die Berechnungsformeln in DIN 1052 angegeben. Bei mehr als drei Querschnittsteilen sind die Nachgiebigkeitsfaktoren über die Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen an jedem Teilquerschnitt zu bestimmen. Bei der Berechnung der Nachgiebigkeitsfaktoren wird von einem Einfeldträger mit sinusförmiger Belastung ausgegangen. Für diesen Fall kann die zugrunde liegende Differentialgleichung geschlossen gelöst werden. Für andere Belastungen und Systeme das Verfahren nur eine Näherungslösung dar.

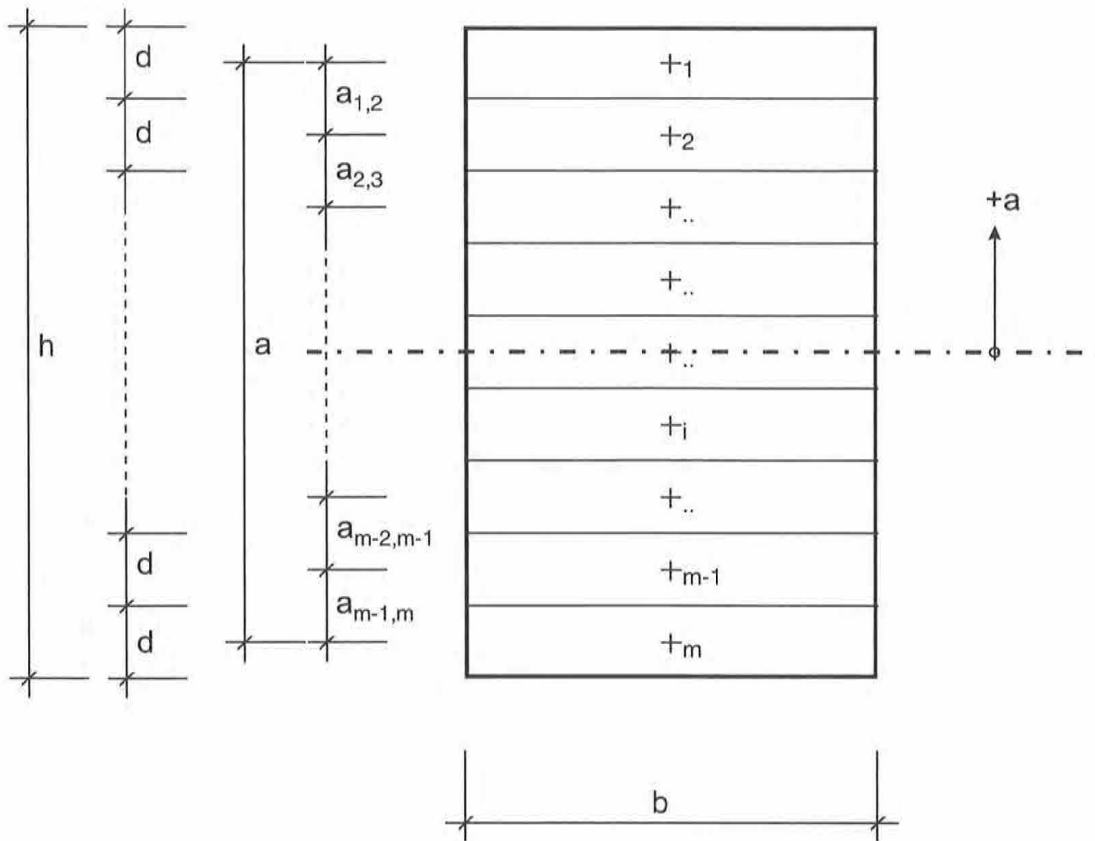


Bild 10: Querschnittsaufbau einer Brettrippe aus Brettlamellen gleicher Abmessungen.

Für in der Geometrie und den Materialeigenschaften übereinstimmende Teilquerschnitte nach Bild 10 ergibt sich bei gleichen Fugensteifigkeiten das folgende Gleichungssystem:

$$\begin{bmatrix}
 (2K-1)a_1 & -a_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 -a_1 & 2K \cdot a_2 & -a_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & \dots & \dots & \dots & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & -a_{i-1} & 2K \cdot a_i & -a_{i+1} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & -a_{m-2} & 2K \cdot a_{m-1} & -a_m \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -a_{m-1} & (2K-1)a_m
 \end{bmatrix}
 \cdot
 \begin{bmatrix}
 \gamma_1 \\
 \gamma_2 \\
 \dots \\
 \gamma_i \\
 \dots \\
 \gamma_{m-1} \\
 \gamma_m
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 d \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 -d
 \end{bmatrix}$$

mit
$$K = \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot EA}{l^2 \cdot 2 \cdot \bar{C}} \right)$$

$E_i = E = \text{konstant}$

$b_i \cdot d_i = b \cdot d = A = \text{konstant}$

$\bar{C} = \frac{C_i}{e'} = \text{konstant}$

Nach Berechnung der Nachgiebigkeitsfaktoren γ_i lassen sich die effektiven Querschnittswerte bestimmen:

$$ef I = \sum_{i=1}^n I_i + \sum_{i=1}^n (\gamma_i \cdot A_i \cdot a_i^2) = n \cdot I + A \cdot \sum_{i=1}^n (\gamma_i \cdot a_i^2)$$

$$ef S_{i,i+1} = \sum_{j=1}^i (\gamma_j \cdot A_j \cdot a_j)$$

Als Eingangsgröße für die Berechnung ist die Systemlänge l erforderlich. Dafür kann bei allgemeinen Systemen näherungsweise der Abstand der Momenten-Nullpunkte eingesetzt werden. Dieser Abstand ist aber von der Verteilung der Lastwirkungen abhängig, so daß sich für verschiedene Lastfälle auch unterschiedliche Systemlängen ergeben können. Da die Abstände der Momenten-Nullpunkte bei statisch unbestimmten Systemen von den Steifigkeitsverhältnissen abhängen und vor der Berechnung nicht bekannt sind, stellt die Bestimmung der Systemlänge ein iteratives Verfahren dar. Als Folge müssen bei der Berechnung verschiedener Lastfälle möglicherweise auch unterschiedliche Rippensteifigkeiten angesetzt werden.

Das Verfahren der Schubanalogie ist ein rechnerorientiertes Verfahren, bei dem der mehrteilige Querschnitt durch einen ideellen Querschnitt aus zwei Trägern A und B idealisiert wird (Bild 11). Die beiden ideellen Träger sind durch Kopplungen oder Fachwerkstäbe verbunden, um eine gleiche Verformung der beiden Träger zu erzwingen. Dem Träger A werden alle Eigenbiegesteifigkeiten und die Dehnsteifigkeiten der einzelnen Teilquerschnitte sowie die Drillsteifigkeit des Gesamtquerschnittes zugewiesen. Träger B enthält die Steiner-Anteile und in einer Ersatz-Schubsteifigkeit die Fugensteifigkeiten und die Schubsteifigkeiten der Teilquerschnitte.

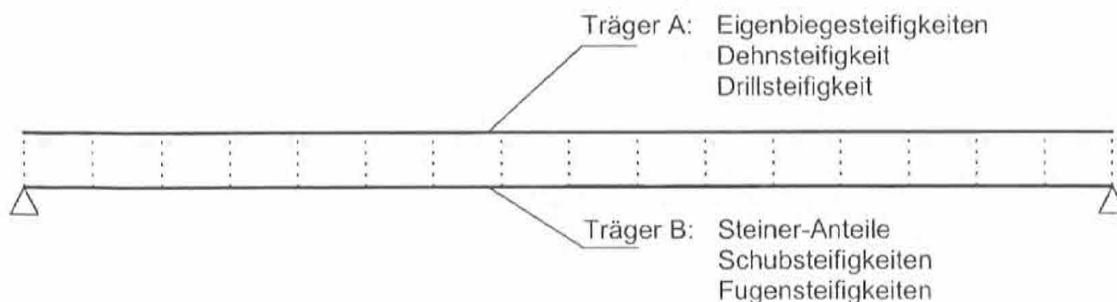


Bild 11: Verfahren der Schubanalogie. Modell des ideellen Trägers aus zwei Teilträgern

Für in der Geometrie und den Materialeigenschaften übereinstimmende Teilquerschnitte werden die Biegesteifigkeiten und die Ersatz-Schubsteifigkeit folgendermaßen berechnet:

$$\begin{aligned}
 B_A &= \sum_{i=1}^m (E_i \cdot I_i) = m \cdot E \cdot \frac{b \cdot d^3}{12} \\
 B_B &= \sum_{i=1}^m (E_i \cdot A_i \cdot a_i^2) = E \cdot b \cdot d \cdot \sum_{i=1}^m a_i^2 \\
 \frac{1}{S} &= \frac{1}{a^2} \cdot \left[\sum_{i=1}^{m-1} \frac{1}{C_i} + \frac{d_1}{2 \cdot G_1 \cdot b_i} + \sum_{i=2}^{m-1} \frac{d_i}{G_i \cdot b_i} + \frac{d_m}{2 \cdot G_m \cdot b_i} \right] = \frac{1}{(m-1) \cdot d^2} \cdot \left[\frac{1}{C} + \frac{d}{G \cdot b} \right]
 \end{aligned}$$

Mit dem Verfahren der Schubanalogie können beliebige Lastanordnungen und Systeme berechnet werden. Die Systemlänge als Eingangsgröße ist nicht erforderlich. Nachteil des Verfahrens ist jedoch mindestens eine Verdopplung der Stabanzahl im Rechenmodell.

7 Nachweise

Brettrippenschalen werden nach Theorie II. Ordnung berechnet. Die Tragfähigkeit der Brettrippenschalen ist durch

- Nachweis der Normalspannungen im Schwerpunkt der Teilquerschnitte
- Nachweis der Normalspannungen an den Rändern der Teilquerschnitte
- Nachweis der Schubspannungen in den Teilquerschnitten
- Nachweis der Verbindungsmittel in den Verbundfugen
- Nachweis der Verformungen unter γ -fachen Lasten

zu untersuchen. Zu betrachten ist aber nicht nur die globale Stabilität der Schale, sondern auch die lokale Stabilität der einzelnen Rippenabschnitte. Auswirkungen von Imperfektionen bei der Herstellung der Schale müssen durch Vorgabe von Vorverformungen einzelner Schalenabschnitte oder durch Belastung mit Gleichgewichtsgruppen untersucht werden..

Die Steifigkeit und die Tragfähigkeit der Brettrippenschalen werden von mehreren Faktoren bestimmt:

- Abstände der Rippen
- Anzahl und Abmessungen der Brettlamellen
- Fugensteifigkeit
- Anteil der Kreuzungspunkte an der Gesamtlänge der Rippen
- Art, Anzahl und Ausbildung der Brettlängsstöße
- Holzqualität
- Lastverteilung und Systemlänge der Konstruktion
- Eigenspannungen durch Vorverformungen
- Steifigkeit und Anordnung der Auflager

Im folgenden werden zwei Aspekte näher betrachtet: die Eigenspannungen aus Vorverformungen sowie Anzahl und Abmessungen der Brettlamellen. Beides spielt bereits bei den ersten Überlegungen zum Entwurf der Konstruktion eine Rolle.

Die Bilder 12 und 13 zeigen den Zusammenhang zwischen der Anzahl der Teilquerschnitte, der Systemlänge und der Steifigkeit von Querschnitten mit mehreren flach übereinander liegenden, nachgiebig verbundenen Querschnittsteilen. Mit zunehmender Anzahl der Teilquerschnitte nimmt die Steifigkeit erwartungsgemäß zu (Bild 12). Die Steifigkeitszunahme hängt von der Systemlänge ab und ist im Vergleich mit der Zunahme bei einem Querschnitt gleicher Abmessungen mit starrem Verbund zum Teil deutlich geringer. Der Steifigkeitsverlust gegenüber einem Querschnitt mit starrem Verbund nimmt mit zunehmender Anzahl der Teilquerschnitte zu.

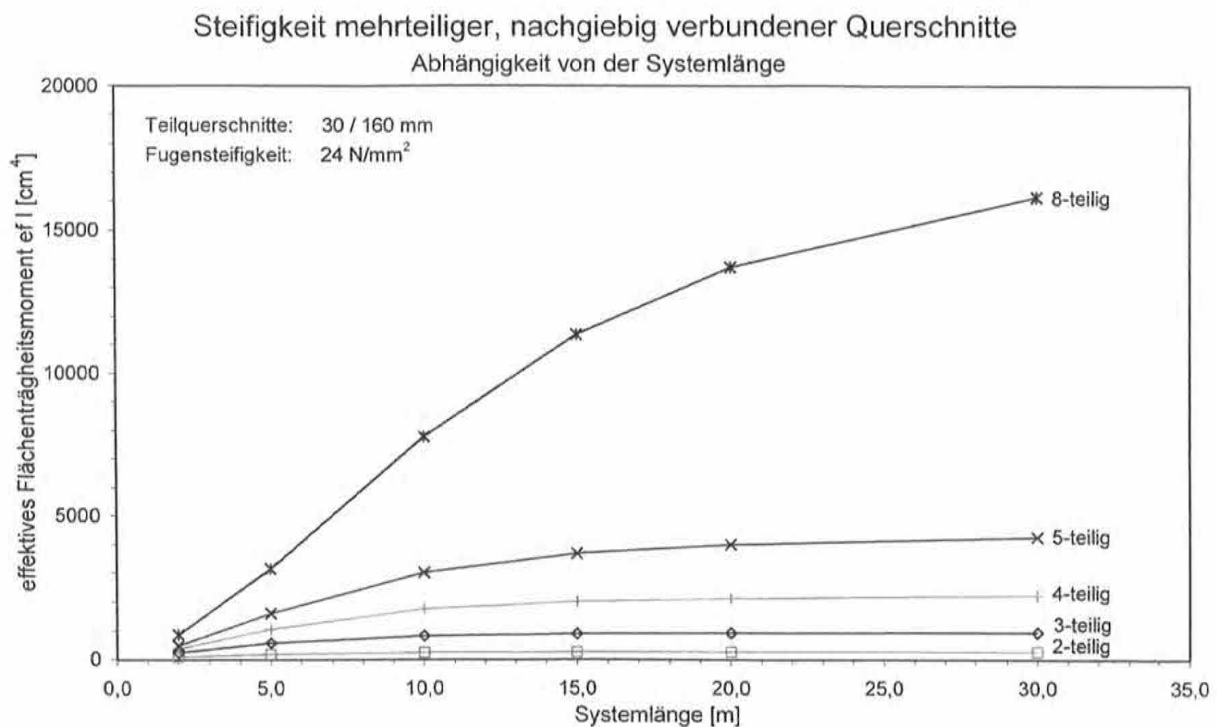


Bild 12: Zusammenhang zwischen der Anzahl der Teilquerschnitte, der Systemlänge und der Steifigkeit bei Querschnitten aus mehreren nachgiebig verbundenen Querschnittsteilen. Effektives Flächenträgheitsmoment in Abhängigkeit von der Anzahl der Teilquerschnitte.

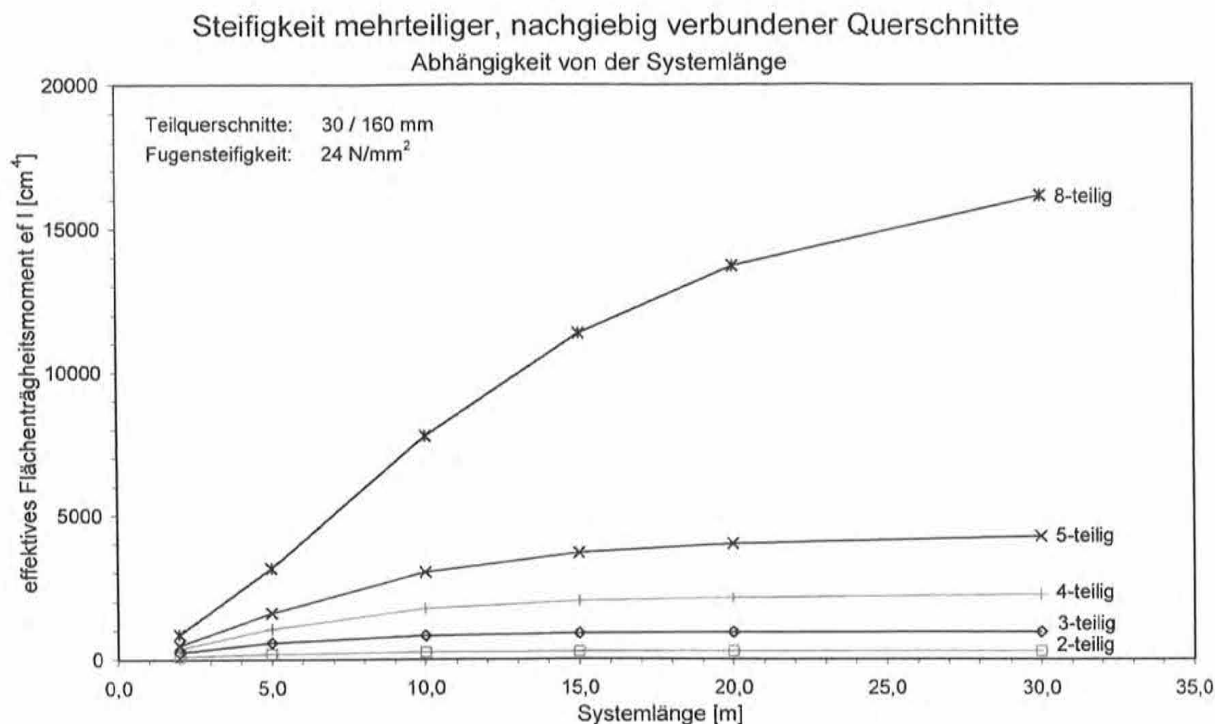


Bild 13: Zusammenhang zwischen der Anzahl der Teilquerschnitte, der Systemlänge und der Steifigkeit bei Querschnitten aus mehreren nachgiebig verbundenen Querschnittsteilen. Effektives Flächenträgheitsmoment in Abhängigkeit von der Systemlänge.

Aus diesen Zusammenhängen lassen sich zwei Aussagen für den Entwurf und die Konstruktion von Brettrippenschalen gewinnen:

1. Mit zunehmender Anzahl der Teilquerschnitte werden die Querschnitte unwirtschaftlicher. Brettrippenschalen werden daher üblicherweise mit 4 bis 6 Brettlagen ausgeführt.
2. Mit zunehmender Systemlänge nimmt der Steifigkeitsverlust gegenüber einem starren Querschnitt zu. Brettrippenkonstruktionen sind daher nur bei mittleren bis größeren Systemlängen wirtschaftlich. Mit zunehmender Systemlänge verliert dieser Einfluß an Bedeutung.

Durch den gekrümmten Verlauf der Rippen treten Eigenspannungen aus der Vorverformung der Brettlamellen auf: Biegespannungen aus der Vorkrümmung um die schwache Achse und Schubspannungen aus der Verdrillung um die Längsachse. Bei der Wahl der Schalenengeometrie bzw. der Abmessungen für die Brettquerschnitte muß darauf geachtet werden, daß diese Eigenspannungen nicht zu groß werden.

Bild 14 und 15 stellt am Beispiel einer Tonnenschale die Biege- und Schubspannungen aus den Vorverformungen in Abhängigkeit der Neigung der Rippenachsen gegen-

über der Vertikalen dar. Das obere Kurvenpaar zeigt die rechnerischen Eigenspannungen, wenn der Tonnenradius gemäß den Anforderungen bei gekrümmtem Brett-schichtholz an den Mindestradius der 200-fachen Brettstärke d entspricht. Die dabei auftretenden Spannungen liegen zum Teil erheblich über den rechnerisch zulässigen Spannungen.

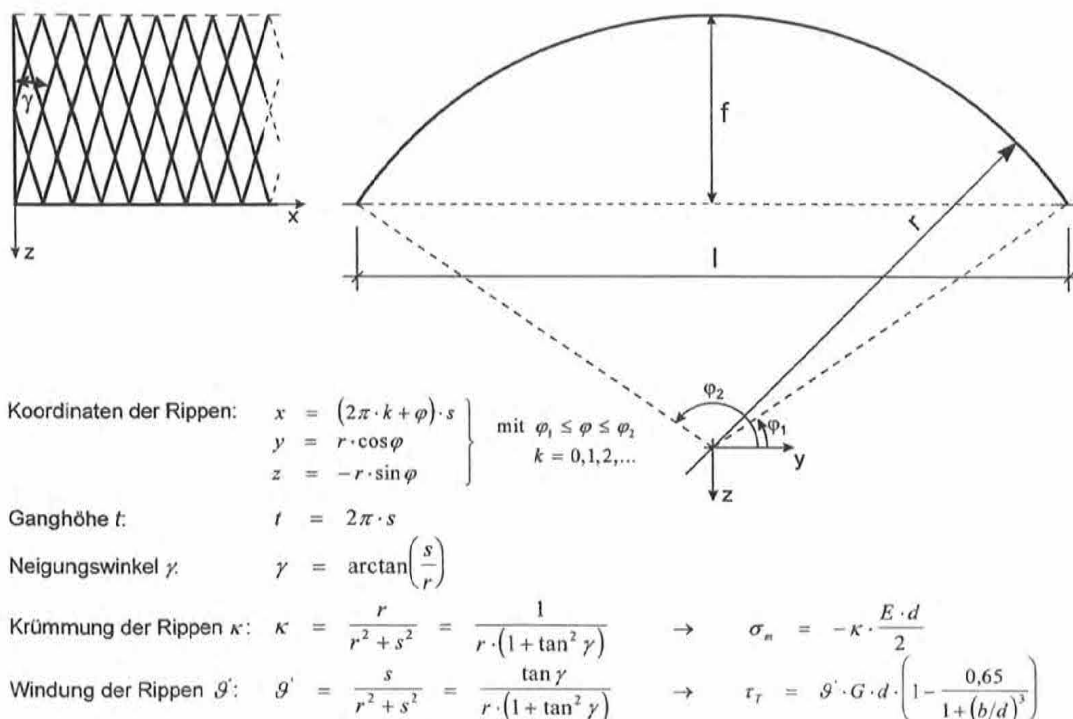


Bild 14: Rippengeometrie einer Tonnenschale. Koordinaten, Vorkrümmung und Verdrillung.

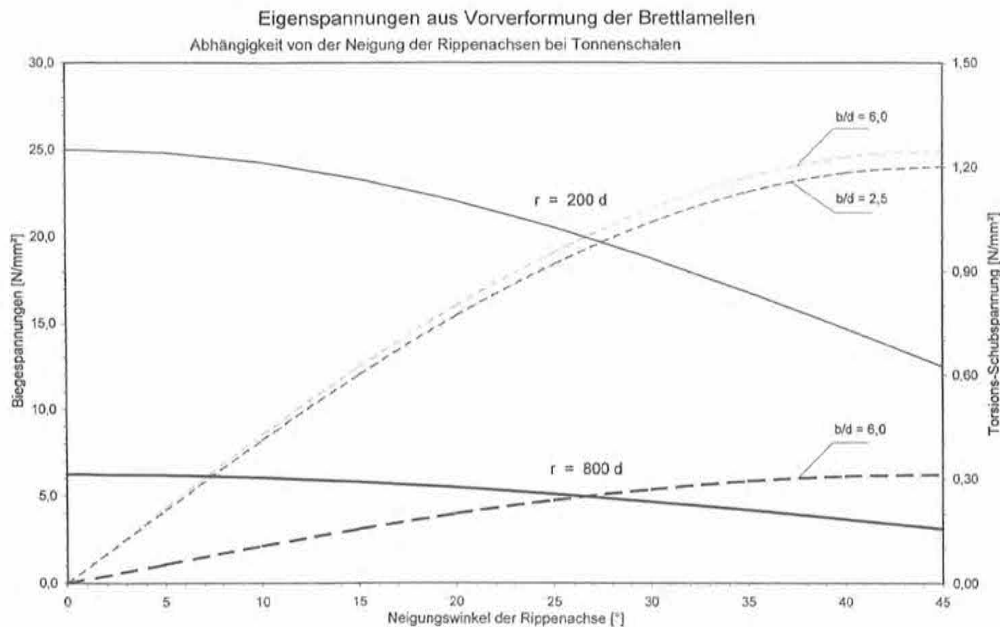


Bild 15: Biege- und Torsionsschubspannungen aus der Vorkrümmung bzw. der Verdrehung der Brettlamellen für zwei verschiedene Krümmungsradien in Abhängigkeit der Rippenneigung bei einer Tonnenschale.

Bei Brettschichtholz werden die Eigenspannungszustände durch Verleimung der Brettlamellen starr festgehalten. Ein gewisser Abbau erfolgt durch Kriechvorgänge und Plastifizierungen in der Druckzone. Auch unter Ansatz eines Kriechfaktors von 2,0 werden aber noch Biegespannungen in der Größenordnung der rechnerisch zulässigen Spannungen erreicht.

Durch die starre Verbindung der stark zug- und stark druckbeanspruchten Randfasern der Brettlamellen wirken bei zusätzlicher äußerer Belastung alle Fasern zusammen. Die Anwendbarkeit der Konstruktionsregel $\min r = 200 \cdot d$ wurde in der Vergangenheit mehrfach durch Versuche und langjährige praktische Erfahrungen bestätigt.

Auch bei nachgiebig verbundenen Brettlamellen tritt ein entsprechender Spannungsabbau durch Kriechen und Plastifizieren ein, ein direktes Zusammenwirken der Randfasern ist aber im Gegensatz zu Brettschichtholz nicht gegeben. Es ist zu vermuten, daß die Tragfähigkeit des Gesamtquerschnittes hier stärker von der Rest-Tragfähigkeit der gekrümmten Brettlamellen abhängt. Entsprechende Versuche liegen nicht vor.

Holztechnologische Untersuchungen haben gezeigt, daß der Elastizitätsmodul von Brett- und Bohlenquerschnitten bei Biegung um die schwache Achse (Biegebeanspruchung flachkant) um annähernd 20 % geringer ist als bei hochkant biegebeanspruchten Querschnitten. Die Rechenwerte für den Elastizitätsmoduls wurden anhand von Biegeversuchen mit hochkant orientierten Querschnitten festgelegt. Es ist daher

davon auszugehen, daß durch die Vorkrümmung der Brettlamellen auch entsprechend geringere Eigenspannungen entstehen.

Bei den bisher ausgeführten Tonnen- und Kuppelschalen liegt der Krümmungsradius bei ungefähr der 700- bis 1000-fachen Brettstärke, so daß sich bei den Eigenspannungen bereits deutlich günstigere Verhältnisse einstellen (Bild 15). Die vorhandene Biege-Eigenspannung aus Vorkrümmung beträgt bei $r = 800 \cdot d$ ca. $5,5 \text{ N/mm}^2$. Unter Ansatz eines Kriechfaktors von 2,0 und eines um 20 % geringeren Elastizitätsmoduls bei Flachkant-Biegung bleiben davon $2,2 \text{ N/mm}^2$ als Biegespannung aus Vorkrümmung. Wird ein Vergütungseffekt für mehrteilige Querschnitte berücksichtigt, der allerdings bei der Bemessung bislang nicht honoriert wird, erscheinen die Eigenspannungen vertretbar.

Aufgrund der dargestellten Überlegungen und mangels vorliegender Versuche ist davon auszugehen, daß ein Mindestbiegeradius von $\min r = 200 \cdot d$ bei der Herstellung von Brettrippenschalen mit nachgiebig verbundenen Brettlamellen nicht ausreichend ist. Gesicherte Angaben zum erforderlichen Mindestradius und dem tatsächlich vorhandene Sicherheitsniveau von Brettrippenschalen mit nachgiebig verbundenen Brettlamellen können erst nach Durchführung entsprechender Tragfähigkeitsversuche gegeben werden.

8 Ausgeführte Beispiele

Tonnenschalen	Baujahr	Architekt	Tragwerksplanung	Spannweite	Stich Kreisradius:
Schulgebäude Chaumont, Frankreich	1993	Ph. Guyard, J.-B. Michel	ICS Bois Sàrl mit M. Flach	19,5 m	
Bootshalle Morges, Schweiz	1995		Bois Consult Natterer SA mit Ch.Eggenberger	19 m	f = 9.5 m R = 9.5 m
Reithalle bei Berlin, Deutschland	1996	Sasse und Fröde, Berlin	Bois Consult Natterer SA mit Pirmin Jung	17 m	f = 1.3m R = 27.6 m
Turnhalle Berlin, Deutschland	1997	Sasse und Fröde, Berlin	IEZ Natterer GmbH mit J. Nischwitz	25,4 m	f = 2.7 m R = 31.2
Turnhalle Arlesheim, Schweiz	1999/2000	MAJ Architekten, Düdingen	Bois Consult Natterer SA mit A. Müller	33 m	f = 4.2m R = 41 m
Seminarpavillon Gernsbach, Deutschland	2000	U. Knapp AAI, Baden-Baden	IEZ Natterer GmbH mit A. Müller	10 m	

Tab. 1: Zusammenstellung der als Brettrippkonstruktion ausgeführten Tonnenschalen.

Kuppeln	Baujahr	Architekt	Tragwerksplanung	Spannweite Grundriß	Stich/ Kreisradius
Polydome Lausanne, Schweiz	1991	D. Badic und E. Stierli, CH- St. Sulpice	Bois Consult Natterer SA mit U. Kälin, Höft	35.4 m 24 x 24 m	6.8 m 27.5 m
Kirche Altötting, Deutschland	1994	H. Zeitler, München	Planungsges. Natterer und Dittrich mit P. Jung und J. Nischwitz	D = 20 m	
Holzfachschule Nantes, Frankreich	1995	P. Logerai F- Anger	ICS Bois Sàrl mit J. Natterer, M. Flach		
Schulungsraum Oberramstadt, Deutschland	1997/98	T. Schmidt, Freiburg H. Braun, Darmstadt	IEZ Natterer GmbH mit J. Nischwitz	32 m 20 x 25 m	10.5 m 23.5 m
Kindergarten Triesen, Liechtenstein	1998	EFFEFF AG Triesen mit M. Freund	Bois Consult Natterer SA mit A. Müller	24 m 17 x 17 m	4.8 m 16.5 m

Tab. 2: Zusammenstellung der als Brettrippenkonstruktion ausgeführten Kuppel-schalen.

Sonstige Schalenformen	Baujahr	Architekt	Tragwerksplanung	Spannweite Grundfläche	Stich/ Kreisradius
Schwimmbad St. Quentin, Frankreich	1995	P. Logerai F- Anger	ICS Bois Sàrl mit J. Natterer und M. Flach	24.1m D = 69.2 m	10.3 m 55.7 m
EXPO-Dach Hannover, Deutschland	1999/2000	Herzog + Partner, München	IEZ Natterer GmbH, mit N. Burger Ing.-Büro Bertsche, Prackebach	10 x 39 x 39 m	Stich 6 m

Tab. 3: Zusammenstellung der als Brettrippenkonstruktion ausgeführten Schalentragswerke mit sonstigen Schalenformen..

9 Schrifttum

Breymann: Die Konstruktionen in Holz. Engelhardt Verlag, Leipzig, 1900. Reprint: Verlag Th. Schäfer, Hannover, 1998

Burger, N.; Glos, P.: Verhältnis zwischen Zug- und Biege-Elastizitätsmoduln von Vollholz. Holz als Roh- und Werkstoff 53, 1995, 73-74

Schelling, W.: Zur Berechnung nachgiebig zusammengesetzter Biegeträger aus beliebig vielen Einzelquerschnitten. Ingenieurholzbau in Forschung und Praxis, Karlsruhe: Bruderverlag, 1982.

Kreuzinger, H.: Platten, Scheiben und Schalen - Ein Berechnungsmodell für gängige Statikprogramme. Bauen mit Holz, Heft 1, 1999, 34-39.

Herzog, Th. (Hrsg.): EXPO-Dach - Symbolbauwerk zur Weltausstellung Hannover 2000, Prestel Verlag, München, 2000

Natterer, J.; Burger, N.; Müller, A.; Natterer, Joh.: Holzrippendächer in Brettstapelbauweise - Raumerlebnis durch filigrane Tragwerke. Bautechnik 77, Heft 11, 2000, 783-792

Prof. Dipl.-Ing. Erich Milbrandt

Ingenieurbüro für Baustatik
Prüfingenieur für Baustatik VPI
Orplidstraße 28
70597 Stuttgart
Tel.: 0711/769621-40
Fax: 0711/769621-55



- | | |
|-------------|---|
| 1942 | Geboren in Glocken, Westpreußen |
| 1961 – 1966 | Studium an der Staatsbauschule Stuttgart, staatlich geprüfter Bauingenieur, Ing. (grad) |
| 1966 – 1972 | Praktische Tätigkeit als Statiker / Tragwerksplaner in einem Ingenieurbüro für Baustatik |
| 1972 – 1977 | Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Stuttgart, Dipl.-Ing. |
| seit 1977 | Führung eines Ingenieurbüros für Statik im Bauwesen / Tragwerksplanung |
| seit 1980 | Professor für Baustatik und Ingenieurholzbau an der Fachhochschule Stuttgart – Hochschule für Technik |
| seit 1993 | Prüfingenieur für Baustatik, Fachrichtung Holzbau |

Eine vergleichende Betrachtung zur Verwendung der Baustoffe Holz und Stahl bei weitgespannten Dachtragwerken – diskutiert an einem Beispiel

Erich Milbrandt, Stuttgart

1 Einleitung

Bekanntermaßen ist Holz ein sehr leistungsfähiger Baustoff, der sich aufgrund seiner spezifischen Eigenschaften besonders auch für Dachtragwerke mit großen Spannweiten eignet. Die bekannten Vorteile des Baustoffes Holz sind

- hohe Zug-, Druck- und Biegefestigkeiten bei vergleichsweise geringem Gewicht;
- leichte Bearbeitbarkeit und Formbarkeit, hierzu gehört auch die gute Kombinationsfähigkeit mit anderen Baustoffen (zusammengesetzte Bauteile, Holz-Beton-Verbund, Holz-Stahl-Verbund usw.);
- hohe Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einwirkungen (Anwendung beim Bau von Salzlagerhallen, bei Solebädern, bei Bauwerken für die chemische Industrie usw.);
- günstiges Temperaturverhalten (geringe Wärmedehnungen, relativ hohe Feuerwiderstandsdauer);
- gute psychologische Wirkung als natürlicher Baustoff, geeignet für sichtbar belassene Konstruktionsteile;
- gute ökologische und energiepolitische Eigenschaften.

Brettschichtholz, verschiedene Vollholzprodukte und eine Vielzahl von Holzwerkstoffen erweitern die Einsatzmöglichkeiten für leistungsfähige Holzbaukonstruktionen.

Tragsysteme

Bei kleineren und mittleren Spannweiten (bis ca. 30 .. 35 m) ergeben in der Regel Vollwandträger aus Brettschichtholz oder fachwerkartige Sonderbauarten (z.B. Nagelplatten- oder Stahlblech-Holz-Nagelbauweisen) die wirtschaftlichsten Tragsysteme.

Für weitgespannte Tragwerke sind biegebeanspruchte Elemente nicht mehr wirtschaftlich. Es ist dann grundsätzlich anzustreben, daß die Lasten über Normal-

kräfte abgetragen werden, somit kommen hier häufig Fachwerksysteme (Fachwerkträger und evtl. räumliche Stabtragwerke) zur Anwendung.

Sehr weit gespannte Tragwerke werden in aller Regel als bogen-, kuppel- oder schalenförmige Konstruktionen ausgeführt.

Beim Entwurf des Tragsystems sind natürlich noch zahlreiche weitere Aspekte zu berücksichtigen, so zum Beispiel der angestrebte Vorfertigungsgrad, die Transportmöglichkeiten für die Tragwerksteile, Montagemöglichkeiten usw.

Verbindungstechnik

Bei weitgespannten Tragwerken führen die auftretenden großen Stabkräfte, evtl. in Verbindung mit einer schwierigen Geometrie der anzuschließenden Stäbe, oft zu sehr komplexen Anschluß- und Knotendetails. Die Qualität und die Wirtschaftlichkeit des gesamten Tragwerks hängt ganz wesentlich von der richtigen Wahl der Verbindungsmittel und von der konstruktiven Ausbildung der Anschlüsse ab, hier ist die Erfahrung und das Augenmaß des Holzbauingenieurs besonders gefordert.

Die Anschlüsse sollen statisch leistungsfähig und einfach sein; für Fachwerkstrukturen gelten folgende Regeln:

- Weitmaschige Fachwerksysteme mit wenigen Knotenpunkten sind vorteilhaft, auch wenn durch größere Stablängen größere Einzelquerschnitte erforderlich werden. Empfohlen werden innerlich statisch bestimmte Systeme, bei denen je Knotenpunkt zwei oder höchstens drei Füllstäbe anzuschließen sind;
- Stabanschlüsse sind zentrisch auszuführen, um die Nebenspannungen in den Stäben und Anschlüssen gering zu halten;
- Kontakt-Druckanschlüsse, z.B. in langen Gurtstäben, werden vorteilhaft mit einem geeigneten Kunstharzmörtel kraftschlüssig hergestellt; Je nach Beanspruchung in den einzelnen Transport- oder Montagezuständen sind Druck-Kontaktstöße auch für eine angemessene Zugkraft zu bemessen;
- Möglichst gleichartige Verbindungsmittel für ein Tragwerk wählen, d.h. es sollen auch möglichst wenig verschiedene Dübel-, Stabdübel- oder Nageldurchmesser verwendet werden.

Mischkonstruktionen

Der Entwurfsprozeß zwischen den planungsbeteiligten Architekten, Tragwerksplanern und Holzbaufirmen führt bei Abwägung aller für das spezielle Tragwerk maßgeblichen Faktoren oftmals zu sogenannten „Mischkonstruktionen“.

Häufig steht bei der Objektplanung das optische Erscheinungsbild im Vordergrund. Bei aufgelösten Systemen werden aus diesem Grunde oftmals Holz-Stahl-Kombinationen gewünscht, bei denen schlanke Stahlprofile für zugbeanspruchte Konstruktionsteile (Unter-spannungen, Zugdiagonalen) und gedrungene Holzquerschnitte für druckbeanspruchte Stäbe den Kraftfluß anschaulich zeigen sollen.

Diese Entscheidung hat in technischer Hinsicht sowohl Vor- als auch Nachteile gegenüber einer „reinen“ Holzkonstruktion:

- bei kurzen Zugstäben ist ein durchgehender Stahlstab evtl. sinnvoller als ein Holzstab mit aufwendigen Anschlüssen an beiden Stabenden;
- das Temperaturverhalten der Stahlstäbe wirkt sich auf das gesamte Tragsystem aus und kann evtl. zu hohen Nebenspannungen in den Fachwerkstäben und in den Stabanschlüssen führen;
- bei leichten Dachkonstruktionen können einseitige Schneelasten oder (insbesondere bei seitlich offenen Überdachungen) Windsogkräfte zum Vorzeichenwechsel der Stabkräfte führen, das Tragsystem kann dadurch instabil werden.

In wirtschaftlicher Hinsicht kann die Frage „reine Holzkonstruktion“ oder „Mischkonstruktion“ nicht generell beantwortet werden.

In folgendem Referat soll exemplarisch ein spezielles Tragwerk, nämlich die fachwerkartige Dachkonstruktion der Messehalle 7A in Nürnberg *) detailliert besprochen werden. Das im Jahr 2000 realisierte Dachtragwerk ist eine „Mischkonstruktion“ aus Holz- und Stahlstäben. Aufgrund einer alternativ durchgeführten Dimensionierung der Stäbe und Anschlüsse soll in technischer und in wirtschaftlicher Hinsicht der Vergleich mit einer „reinen Holzkonstruktion“ und einer „reinen Stahlkonstruktion“ hergestellt werden.

*) Der Vortragende bedankt sich an dieser Stelle bei den an der Planung und Realisierung der Messehalle beteiligten Architekten und Ingenieuren für die außerordentlich gute und kollegiale Zusammenarbeit während der Bauphase und für die zur Verfügung gestellten Daten und Unterlagen. Dieser Dank gebührt insbesondere Herrn Architekt Seipel, dem Tragwerksplaner Dipl.-Ing. Herbert von der Planungsgesellschaft Rieger und Brandt und den Herren Freudenthaler und Sauter von der bauausführenden Firma Paul Stephan GmbH+ Co.

Messe Nürnberg, Halle 7A

Balken und Fachwerk

Die stützenfreie Überdachung einer Fläche von rund 100 x 85 m² stellt heute keine sonderliche Herausforderung dar, wenn die Dachhöhe nicht begrenzt ist. Eine gedrungene Bauwerks-Kubatur erzwingt jedoch „Balken“. Es ist wohl kein Zufall, dass der Begriff „Balken“ vom „Holzbalken“ ausgehend in die Begrifflichkeit der bautechnischen Statik fand. Ebenso unzufällig dürfte wohl der Begriff „Fachwerk“ in die Begriffswelt der materialneutralen Statik hinein gewachsen sein. Bei der neuen Messehalle Nürnberg handelt es sich statisch um ein Balken-System in Fachwerk-Bauweise (**Bild 1**).



Bild 1: In der Achse der Obergurte wird mit Stahlrohren ein zug- und druckfester Verband ausgebildet zur Aussteifung und zur Aufnahme der Windlasten quer zu den Fachwerkbindern. In Längsrichtung der Dachbinder erfolgt die Stabilisierung durch auskragende Stahlbetonstützen.



Bild 2: Die Halle 7 A - ein architektonischer Höhepunkt im wahrsten Sinne des Wortes: Mit ihrer Höhe von 21 Metern überragt sie die meisten Hallen des Messegeländes um das Doppelte.



Bild 3: Während der Bindermontage. Insgesamt sechs Fachwerkbinder werden das Dachtragwerk bilden. Der Zusammenbau der Fachwerkbinder erfolgte auf der Baustelle.

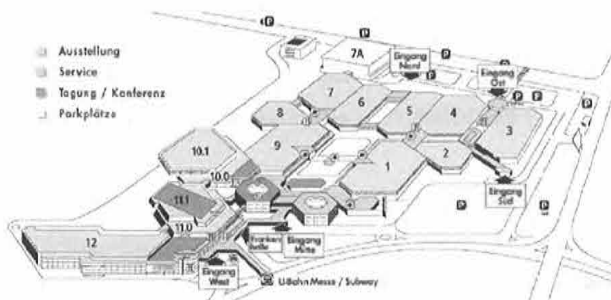


Bild 4: Die neue Messehalle (weiß) an der Ostseite des Geländes zur Großen Straße hin.

Material und Geometrie

Bei Tragwerken in Grenzbereichen treffen Gestaltungswille, Materialeigenschaften und Baukosten in einen sehr spannenden Zusammenhang. Die Wahl von Gestalt, Materialien und Konstruktion wird zur Optimierung gezwungen. Bis vor etwa zwei Jahrzehnten waren nicht nach rechtwinkligen Grundsätzen konzipierte Tragwerke der hier gegebenen Größenordnung mit erheblichen Mehrkosten durch die „ungewöhnliche“ Geometrie verbunden, nicht nur beim Holzbau. Die Herstellungsmöglichkeiten haben sich zuerst beim Stahlbau, dann beim Holzbau so verändert, dass nicht rechtwinklige Grundkonzepte bei geschickter Detail-Ausbildung wenig kostenintensiv sind. Bei allen hoch beanspruchten Biegetragwerken wirkt sich „Spreizung“ der Normalkraft-Komponenten Druck und Zug unmittelbar Material sparend aus. Bei der Druckkomponente wirkt sich „Spreizung“ quer zur Hauptbeanspruchungsrichtung zusätzlich Material sparend aus. Bei weit spannenden Tragwerken mit geringen äußeren Lasten – wie hier bei einem Dach – wirkt Material- und somit Eigenlast-Ersparnis noch einmal Material minimierend.

Die Systemwahl fiel hier geradezu „ideal klassisch“ aus: parallelgurtige Fachwerke mit dreieckigem Querschnitt (**Bild 5**). Wer kennt nicht die höchst funktionale Form der Ausleger von Turm

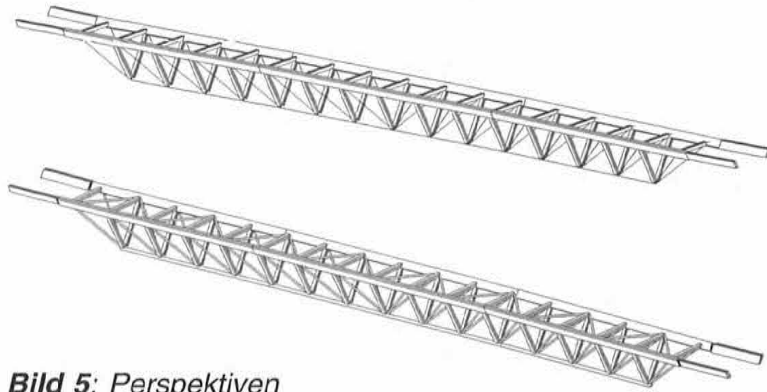


Bild 5: Perspektiven

drehkränen? Hier ist sie auf ein Hallendach übertragen und dabei weiter verfeinert worden. Durch die grundsätzliche Formwahl der Dachträger, zwei gedrückte Obergurte, stabilisiert durch die dazwischen liegende Ausfachung, und im Querschnitt diagonal zum Untergurt reichende Ausfachungen zum sich selbst (Zug) stabilisierenden Untergurt. Die Grundform des Prismas, eine (Zug-) Spitze Last abgewandt nach unten gerichtet, erlaubt ohne zusätzliche Stabilisierungsmaßnahmen (insbesondere „Durchschlagen“ bei Last abgewandtem Auflager) ein Hauptfachwerk mit Zugdiagonalen und Druckpfosten. Die Frage, ob unten eingespannte Kragstützen bis zur Unter- oder Oberkante der Dachhauptträger reichen, wird angesichts der Stützweiten bedingter hoher Eigenlasten gegenüber den Windlasten nebensächlich.

„Zug“ wurde hier durchgängig mit dem Material Stahl bewältigt, Stahl pur. Für „Druck mit Biegung“ und „Biegedrillknicken“ wurde ebenso konsequent Holz gewählt. Das Ergebnis ist verblüffend: Die Massen des gezogenen Stahls und die des gedrückten Holzes sind annähernd gleich groß (**Bild 6**). (Bei Ersatz des Holzes durch „gedrückten“ Stahl dürfen Mehrmassen = Eigenlasten vermutet werden.)



Bild 6: In jedem Fachwerkträger sind 60 t Holz und 60 t Stahl verbaut.

Die Massenbelegung fällt bei St 52, wie hier eingesetzt, bei den Zuggliedern eindeutig, aber nicht so sehr zu Gunsten des Stahls aus. Die Druckglieder, Obergurte und Fachwerkpfosten, haben erwartungsgemäß gedrungene Querschnitte. Die Querschnitte sind weitgehend gleich bleibend gewählt, je nach Beanspruchung wurde die BS-Holz-Klasse von BS 14 bis BS 18 vari

iert. Hier konnte der Vorteil differenzierter Holzsortierung gut genutzt werden. Auch die Stahlstäbe – durchweg Rohre – wurden mit einheitlichen Außendurchmessern gewählt, je nach Beanspruchung wurden die Wanddicken der Rohre variiert.

Konstruktive Besonderheiten

Die Querschnittsbreiten der BS-Holz-Obergurte von 2 x 22/100 cm und der Fachwerkdruckstäbe von 2 x 20/40 cm wären prinzipiell einteilig (entweder versetzte Lamellenlagen oder Blockverleimung) herstellbar gewesen. Hier wählte man eine sehr geschickte dritte Variante: zwei 22 bzw. 20 cm breite Querschnittshälften wurden mit einer 2 cm dicken Zwischenlage verleimt. Auf diese Weise ergaben sich folgende wesentliche Vorteile:

- Die BS-Holz-Teilquerschnitte konnten ganz normal hergestellt werden.
- Für die innenliegenden ebenfalls 20 mm dicken Stahlknotenbleche brauchten keine Schlitz eingebracht werden.
- Die diagonal abgehenden Blech-Anschluss-Fahnen für die Zug-Füllstäbe in Dachebene konnten „durchgesteckt“ werden (**Bilder 8 und 9**).

Dadurch war es möglich, sie an den Knotenblechen der Hauptträger-Ausfachung anzuschweißen. Die Holz-Druckstäbe sind in Obergurtnähe durch aufgeschraubte T-Profile mit angeschweißten Stahllaschen über Paßbolzen angeschlossen (**Bilder 7 und 8**).

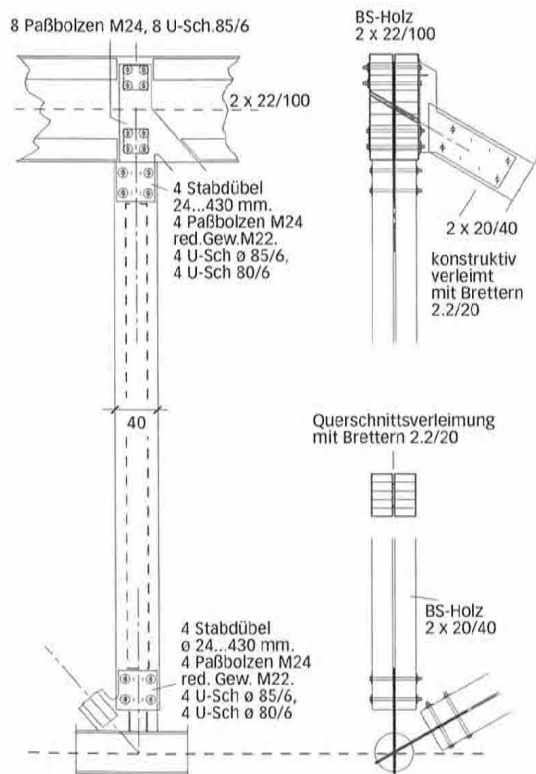


Bild 7: Knotenzeichnung

Die Stahldübel-Löcher, durchweg $\text{AE } 24 \text{ mm}$, konnten unproblematisch zunächst vom Knotenblech aus durch die eine Querschnittshälfte gebohrt werden. Nach der Verleimung zum Gesamtquerschnitt wurde dann durch die vorhandenen „Halblöcher“ durchgebohrt. Als Nebeneffekt war so höchste Passgenauigkeit der Stabdübel sichergestellt.

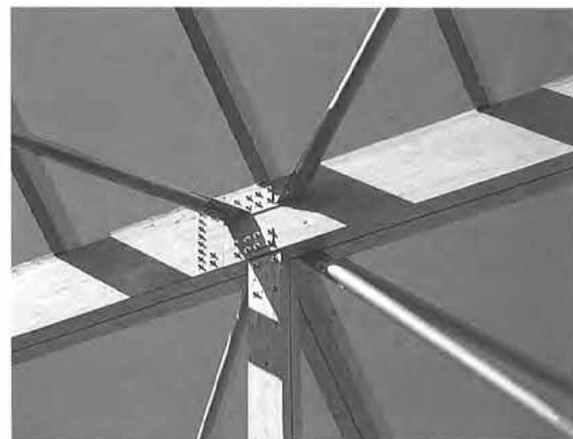


Bild 8: In den Knotenpunkten stecken zwischen 6 und 30 Stabdübel und Paßbolzen je angeschlossenem Stab.

Transport und Montage bedingten Stöße, die grundsätzlich nicht erforderlich gewesen wären. Die Feldweite von rund 85 m wurde gedrittelt, was Transportlängen inklusive Fahrzeug von etwas über 30 m ergab. Die beidseitigen Kragarme von je rund 10 m Länge wurden über Knotenbleche und Stahl-Stahl-Bolzenanschlüsse über Vollstöße außen „angehängt“ (**Bild 9**).



Bild 9: Die durchgesteckten Blech-Anschluß-Fahnen der stählernen Zugstäbe ragen aus dem Obergurt.



Bild 11: Trotz der riesigen Dimensionen ein filigranes Dachwerk. Errichtet in zwei Monaten.



Bild 10: Montage der Auflagertraversen. Die riesigen Dimensionen werden erst im Vergleich mit dem menschlichen Maß deutlich.

Das Gewicht eines Dachträgers von rund 120 t, Montagehöhe 20 m, erzwang eine möglichst ortsnahe Vormontage der Fachwerke, damit sie mit möglichst geringer Kranausladung hoch gehievt werden konnten. Die Betoneinbauten zwischen den Stützen in den Fassadenachsen ließen eine Vormontage parallel zu den Stützenachsen, direkt neben den Stützen nicht zu. So wurden möglichst knappe Diagonalen im verfügbaren Halleninneren für die Vormontage gewählt. Auf dem Planum des Hallenbodens wurden Stahlbetonfertigteile als „Gründung“ für die Montageböcke ausgelegt. Nach präzisiertem Ausrichten der Hilfskonstruktion wurden die Tragwerksteile am Boden zusammengefertigt. Der Entwurf sah zunächst vor, dass die Stahlteile untereinander (Untergurt, Zugdiagonalen) durch die Baustellenschweißungen zusammengefügt werden sollten. Trotz des Mehraufwandes gab der ausführende Holzbaubetrieb, die Fa. Paul Stephan geschraubten Baustellenverbindungen den Vorzug. Die Vormontage konnte so wesentlich zügiger erfolgen und provisorische Fixierungen bis zum Legen der Schweißnähte entfielen. Außerdem konnte der Korrosionsschutz werkseitig vollständig ausgeführt werden.

Das Hochhieven selbst war auf Grund der stählernen Auflagertraversen ohne Montagebehelfe recht einfach möglich. Die Verankerung der Auflagertraversen an den Sützenköpfen wurde erst nach dem Aufsetzen der Binder ausbetoniert (**Bild 10**). Dadurch waren einerseits Maßtoleranzprobleme ausgeschaltet, andererseits wurden die Traversen auf Holzkeilen gesetzt, die anschließend herausgeschlagen wurden. Die beidseitigen Vordach-Kragarme wurden – wie bereits erwähnt – über Stahl-Stahl-Lochleibungsverbindungen mit Großbolzen nach außen „angehängt“.

Fazit

Das Dach der Messehalle Nürnberg weist eindrucksvoll nach, dass die Massenbelegung bei sehr weit gespannten Tragwerken mit geringer Auflast zu Gunsten des Holzes ausfällt. Selten ergibt sich die Gelegenheit so direkt wie hier vergleichen zu können. Die reine Kombination Zug = Stahl, Holz = Druck und geringe Biegung erlaubt auch den sehr direkten Vergleich der Stahlstäbe mit entsprechenden Holzstäben. Das höchst belastete Untergurt-Rohr \varnothing 406 mm, Wanddicke 20-30 mm, Gewicht ca. 280 kg/m hätte unter der Berücksichtigung der Fehlflächen für die Anschlüsse z. B. durch einen BS 18-Rundstab \varnothing 910 mm, Gewicht 292 kg/m ersetzt werden können. Ein Vergleich, der ausnahmsweise nicht hinkt. KF



Bauherrin: Nürnberger Messe GmbH

Architekt: Büro Heinz Seipel, Nürnberg

Tragwerksplaner: Rieger + Brand, Nürnberg

Prüfingenieur: Prof. E. Milbrand, Stuttgart

Ausführende Holzbaufirma: Paul Stephan GmbH + Co., Gaildorf

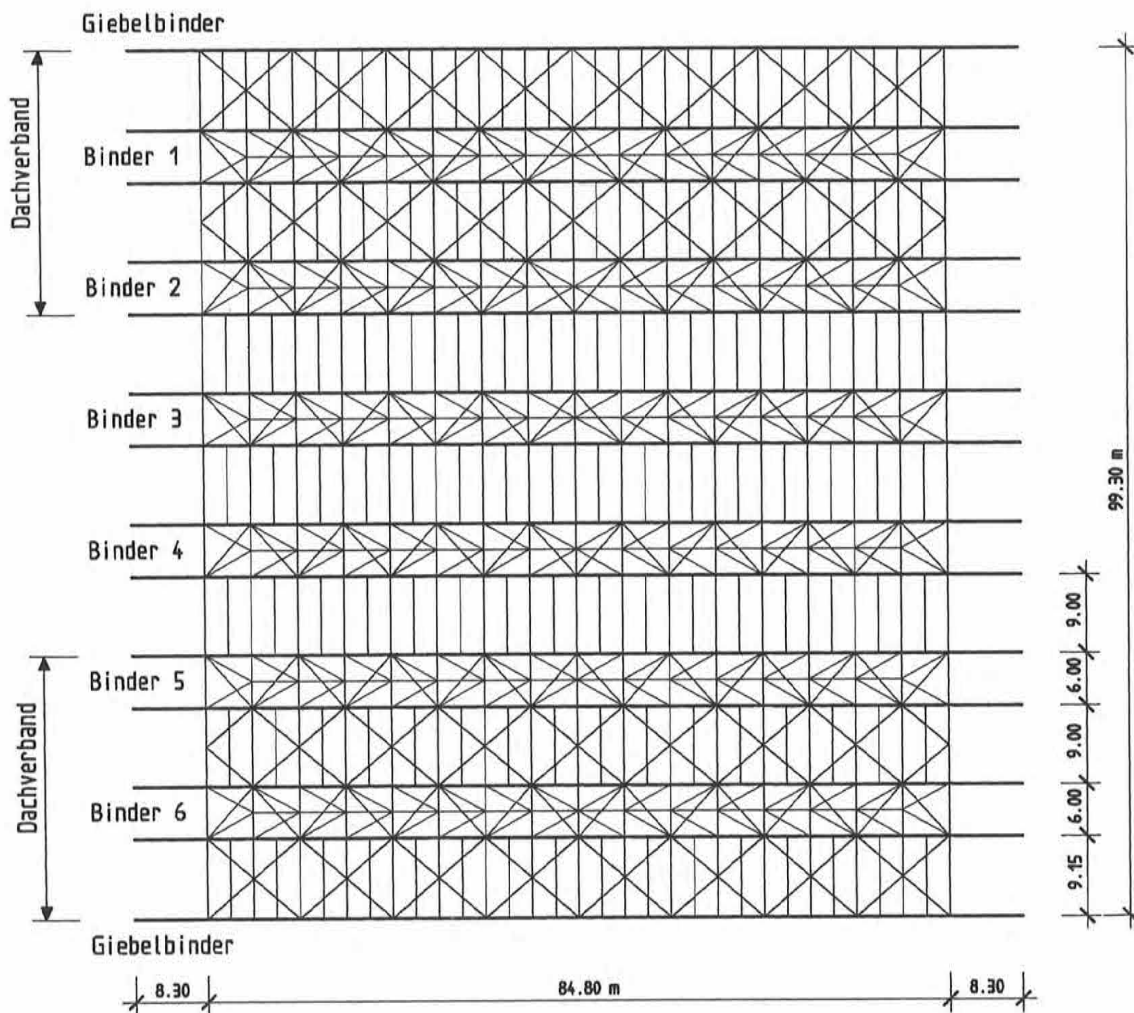
Fotos und Zeichnungen:

Paul Stephan GmbH + Co., Gaildorf

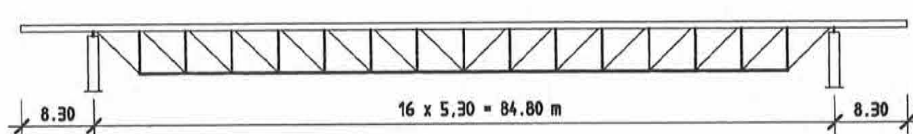
Bild 12: Nach 15 Monaten Bauzeit wurde im Januar diesen Jahres die Halle 7 A eingeweiht.

2 Messe Nürnberg, Halle 7A

Eine vergleichende Betrachtung zur Verwendung der Baustoffe Holz und Stahl für das Dachtragwerk



Draufsicht mit Dachverbänden



Ansicht Dachbinder

Baubeschreibung

Das Dachtragwerk besteht aus 6 räumlichen Fachwerkträgern (Dreigurtbindern) und obenliegenden Dachpfetten aus Brettschichtholz, die Aussteifung und Stabilisierung des Systems erfolgt über Rundrohr-Dachverbände in Obergurtebene der Hauptträger. Die vertikalen und horizontalen Lasten aus dem Dachtragwerk werden in ca 19,9 m Höhe über dem Hallenboden auf Stahlbetonbauteile abgegeben.

Als Eindeckung werden Stahltrapezprofile mit obenliegender Dämmung ausgeführt. In den Bereichen oberhalb der Hauptbinder wird der spätere Einbau von satteldachförmigen Glasoberlichtern als Option berücksichtigt.

Baustoffe für tragende Konstruktionsteile

- Brettschichtholz BS11, BS14, BS16 und BS18 nach DIN 1052-1/A1;
- Baustahl S235 JRG2 und S355 J2G3 nach DIN EN 10 025 (bzw. St 37-2 und St52-3: Bezeichnungen nach DIN 18 800,11/90);
- Trapezblechprofile nach DIN 18 807;
- Elastomerlager Typ V1 und V1G nach DIN 4141-1.

Lastannahmen (charakteristische Werte der Einwirkungen)

- Ständige Dachlasten:

Trapezblech + Dämmung + Abdichtung	$g = 0,50 \text{ kN/m}^2$
Installationen (im Bereich zwischen den Hauptbindern)	$g = 0,50 \text{ kN/m}^2$
Glasoberlichter (Dachbereiche über den Hauptbindern)	$g = 1,00 \text{ kN/m}^2$
- Angehängte Einzellasten für Veranstaltungstechnik im Raster 5,0 m x 5,3 m zwischen den Hauptbindern:

„Punktzüge“, einschl. Gewicht der Aufhängekonstruktion	$P = 10,0 \text{ kN}$
--	-----------------------
- Schneelastgundwert (Zone II, ca 330 m ü.NN) $s_0 = 0,75 \text{ kN/m}^2$
Für Einzelbauteile innerhalb der Dachfläche wurde eine örtliche Schneelasterhöhung / Schneesackbildung berücksichtigt:
bei Stützweiten $< 5 \text{ m} = 2 s_0$ und bei Stützweiten $5 \text{ m} < l < 10 \text{ m} = 1,5 s_0$.
- Temperaturschwankungen gegenüber einer angenommenen Aufstelltemperatur von $+ 15 \text{ }^\circ\text{C}$ $\Delta T = \pm 20 \text{ K}$

Die weiteren Lastannahmen entsprechen DIN 1055.

Montage

Die Montage des Dachtragwerks wurde von der ausführenden Holzbaufirma ingenieurmäßig geplant, für alle maßgeblichen Montagezustände wurden sowohl für das Tragwerk als auch für die erforderlichen Hilfskonstruktionen statische Berechnungen und Montagepläne erstellt.

Brandschutzkonzept

In der Planungs- und ersten Genehmigungsphase für die Messehalle wurde für das gesamte Dachtragwerk eine Feuerwiderstandsklasse F30 (bauaufsichtliche Benennung „feuerhemmend“) konzipiert.

Die ausgeführte Holz-Tragkonstruktion erfüllt diese Brandschutzanforderung aufgrund der ohnehin erforderlichen Bauteilabmessungen und der konstruktiven Durchbildung ohne Zusatzaufwendungen; für die freiliegenden Stahlteile (Stahlrohre und zugehörige tragende Anschlußteile) war eine F30-Brandschutzbeschichtung geplant.

Wegen der relativ hohen Kosten für eine derartige Beschichtung der Stahlteile wurde im Zuge der weiteren Planungen ein Brandschutzkonzept mit einem Maßnahmenkatalog erarbeitet, aufgrund dessen an das Dachtragwerk (vorerst) keine brandschutztechnischen Anforderungen gestellt werden. Dieser Maßnahmenkatalog enthält u.a. folgende Punkte:

- die Halle wird ausschließlich zu Messezwecken – ohne Tribünen – genutzt (keine Versammlungsstätte),
- an die Rettungswege, Brandmelde- und RWA-Anlagen werden entsprechende Anforderungen gestellt.

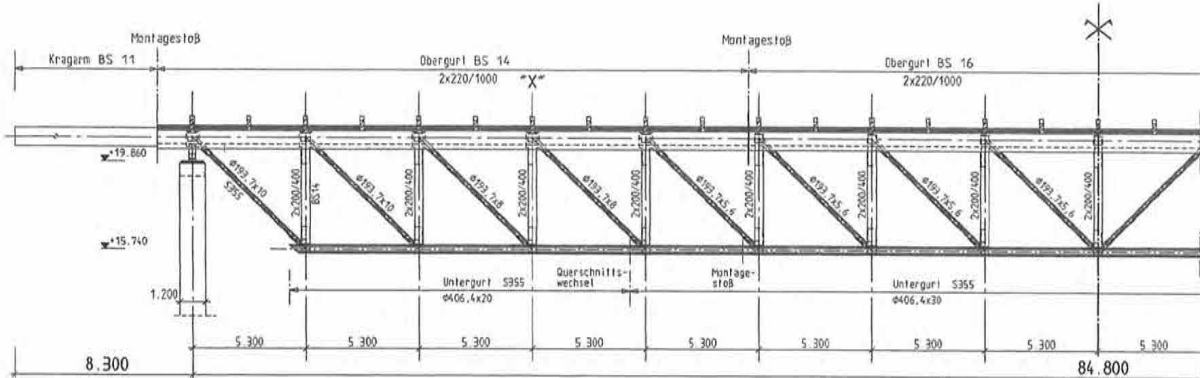
Im Zuge der Genehmigungs- und Ausführungsplanung wurde für alle Holzbauteile die Feuerwiderstandsklasse F30-B nachgewiesen. Die freiliegenden Stahlteile müßten – sofern dies durch eine Nutzungsänderung irgendwann erforderlich werden sollte – durch eine Brandschutzbeschichtung nachgerüstet werden.

Hinweise für die nachstehenden Gewichts- und Preisangaben

- Das Gewicht (Eigengewicht) der BSH-Bauteile wird aus den Nennmaßen und den um 20 kg/m^3 erhöhten Rohdichtekennwerten (EDIN 1052) ermittelt.
- Die von Fa. Paul Stephan zur Verfügung gestellten Einheitspreise gelten für die fix und fertige Bauleistung, einschließlich Montage und Oberflächenbehandlung (ohne MWSt).

2.1 Hauptträger: „Normalbinder“ Nr. 3

Ansicht M=1:300



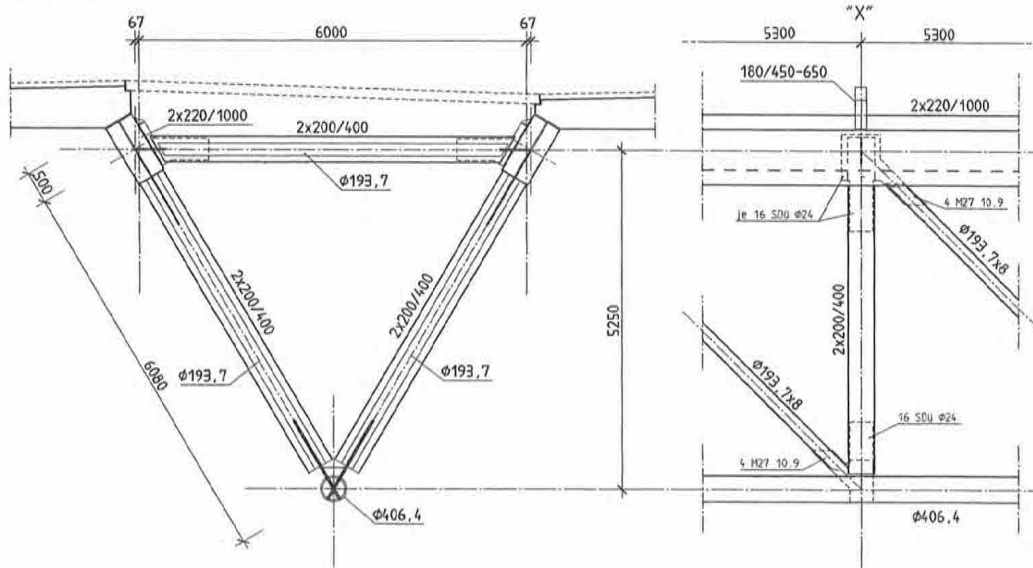
Schnittgrößen im Auflagerbereich

Stab	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
O ₁	- 770	-139	-95
V ₁	-1003		
D ₁	+1273		
U ₁	+1670	+12	~ 0

Schnittgrößen in Bindermitte

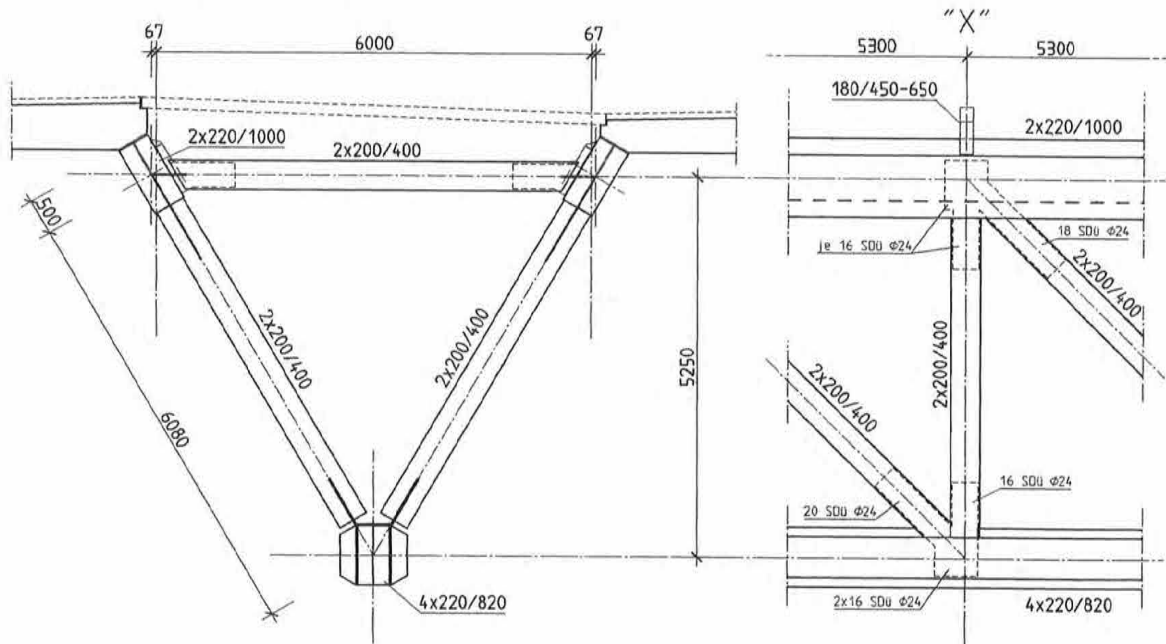
Stab	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
O ₈	- 3554	+ 250	+42
V ₈	-113		
D ₈	+73		
U ₇	+7285	+94	~ 0

Regelquerschnitt M=1:100

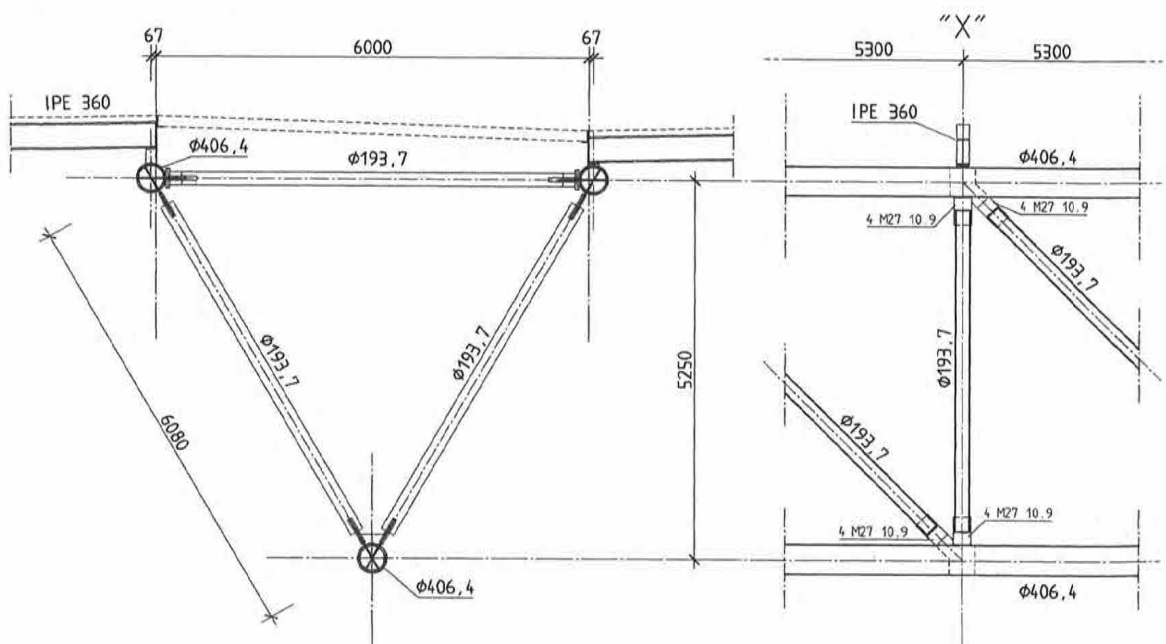


Konstruktionsschema für Alternativausführungen

Variante 1: Holzbaulösung M=1:100



Variante 2: Stahlbaulösung M=1:100



Massen- und Preisvergleich für den „Normalbinder“ Nr. 3

a) Ausgeführte Holz - Stahl - „Mischkonstruktion“

Element	Vol. m ³	Gewicht kg	Einheitspreis DM/Einh.	Gesamtpreis DM (netto)
BSH-Obergurte BS11-BS16 2 x 220 / 1000 - konst.	91,2	39 450	1 390,-- ... 1 670,--	140 040,--
BSH-Füllstäbe: Pfosten + Riegel BS14 2 x 200/400 - konst.	42,1	18 100	1 600,--	67 360,--
		(57 550)		(207 400,--)
Stahl-Untergurte S355 (St52) Rohre Ø 406,4 x 30 ... 20	---	18 540	4,75	88 060,--
Stahl-Diagonalen S355 (St52) Rohre Ø 193,7 x 10 ... 5,6	---	9 860	5,00	49 300,--
	---	(28 400)		(137 360,--)
Auflagerträger S 235 (St37) Profil HEB 700	---	3 070	3,80	11 670,--
Knotenbleche, Stoß- und Stirnbleche S 355 (St 52)	---	20 190	4,40	88 840,--
Zuschlag zum Stahlgewicht, Schrauben + Schweißnähte	---	1 030	---	---
	---	(24 290)		(100 510,--)
Stabdübel, Paßbolzen, Holz- schrauben, ...	---	6 310	8,10	51 110,--
		(6 310)		(51 110,--)
Elastomer-Lager DIN 4141-1 2 x 2 Lager Typ V1	---	---	750,--	3 000,--
	133,3	116 550		499 380,--

Mehrpreis für F30-Ausführung:
Brandschutzbeschichtung der Stahlteile

Untergurte, Diagonalen, Auflagerträger	A =	323 m ²	120,--	38 760,--
Freiliegende Knotenbleche, Stoß- und Stirnbleche	A =	60 m ²	120,--	7 200,--
				45 960,--

b) Alternativ: Ausführung als „reine“ Holzkonstruktion

Element	Vol. m ³	Gewicht kg	Einheitspreis DM/Einh.	Gesamtpreis DM (netto)
BSH-Obergurte BS11–BS16 2 x 220/1000 – konst.	91,2	39 450	1 390,-- ... 1 670,--	140 040,--
BSH-Untergurte BS14-BS18 4 x 220/820 - konst.	50,0	22 340	1 490,-- ... 1 990,--	85 280,--
BSH-Füllstäbe, Pfosten + Riegel BS11 2 x 200/400 ... 2 x 160/300	36,0	14 400	1 500,--	54 000,--
Diagonalen BS11-BS16 2 x 200/400 ... 2 x 120/300	35,5	15 210	1 500,-- ... 1 850,--	58 400,--
		(91 400)		(337 720,--)
Auflagerträger S 235 (St 37) Profil HEB 700	---	3 070	3,80	11 670,--
Knotenbleche, Stoß- und Stirnbleche, vorw. S 235	---	20 920	4,20	87 860,--
Zuschlag zum Stahlgewicht Schrauben + Schweißnähte	---	480	---	---
	---	(24 470)		(99 530,--)
Stabdübel, Paßbolzen, Holz- schrauben, ...	---	10 640	8,10	86 180,--
		(10 640)		(86 180,--)
Elastomer-Lager DIN 4141-1 2 x 2 Lager Typ V1	---	---	750,--	3 000,--
	212,7	126 510		526 430,--

Mehrpreis für F30-Ausführung:
Brandschutzbeschichtung der Stahlteile

Auflagerträger	A =	33 m ²	120,--	3 960,--
Freiliegende Knotenbleche, Stoß- und Stirnbleche	A =	50 m ²	120,--	6 000,--
				9 960,--

c) Alternativ: Ausführung als „reine“ Stahlkonstruktion

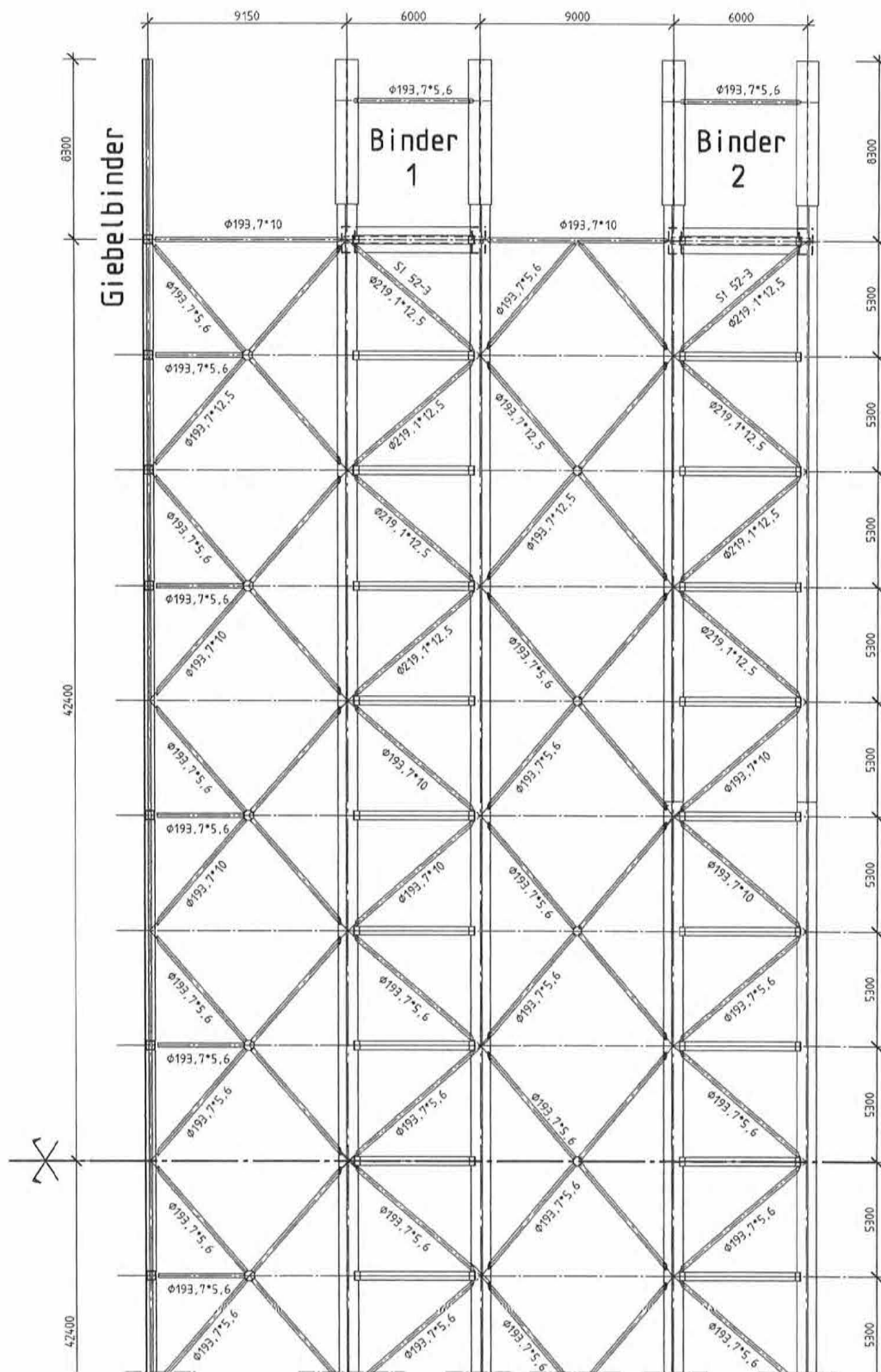
Element	Gewicht kg	Einheitspreis DM/Einh.	Gesamtpreis DM (netto)
Obergurte S 355 (St52) Rohre Ø 406,4 x 25 ... 16	40 640	4,75	193 040,--
Untergurte S 355 (St52) Rohre Ø 406,4 x 30 ... 20	18 540	4,75	88 060,--
Füllstäbe, Pfosten + Riegel S 355 (St52) Rohre Ø 193,7 x 16 ... 5,6	10 800	5,00	54 000,--
Diagonalen S 235 (St37) Rohre Ø 193,7 x 10 ... 5,6	9 860	5,00	49 300,--
	(79 840)		(384 400,--)
Auflagerträger S 235 (St 37) Profil HEB 700	3 070	3,80	11 670,--
Knotenbleche, Stoß- und Stirnbleche, vorw. S355	18 400	4,40	80 960,--
Zuschlag zum Stahlgewicht, Schrauben + Schweißnähte	2 020	---	---
	(23 490)		(92 630,--)
Elastomer-Lager DIN 4141-1 2 x 2 Lager Typ V1	---	750,--	3 000,--
	(103 330)		480 030,--

Mehrpreis für F30-Ausführung:
Brandschutzbeschichtung der Stahlteile

Fachwerkgurte und Füllstäbe, Auflagerträger	A = 448 m ²	120,--	53 760,--
Freiliegende Knotenbleche, Stoß- und Stirnbleche	A = 40 m ²	120,--	4 800,--
			58 560,--

2.2 Dachverbände

Draufsicht M=1:300



Massen- und Preisvergleich für 1 Dachverband

a) Ausgeführte Stahlrohrkonstruktion

Element	Gewicht kg	Einheitspreis DM/Einh.	Gesamtpreis DM(netto)
Diagonalen S355 (St52) Rohre Ø 193,7 x 12,5 ... 5,6	19 080	5,00	95 400,--
Knotenbleche, Stoß- und Stirnbleche, vorw. S 355	10 030	4,50	45 130,--
Zuschlag zum Stahlgewicht, Schrauben + Schweißnähte	580	----	---
	29 690		140 530,--

Mehrpreis für F30-Ausführung: Brandschutzbeschichtung

Diagonalen, Knotenbleche, Stoß- und Stirnbleche	A = 300 m ²	120,--	36 000,--
--	------------------------	--------	-----------

b) Alternativ: Ausführung als „reine“ Holzkonstruktion

Element	Vol. m ³	Gewicht kg	Einheitspreis DM/Einh.	Gesamtpreis DM(netto)
BSH-Diagonalen BS11-BS14 2 x 160/300 ... 2 x 120/240	34,6	14 730	1 530,-- ... 1 630,--	54 800,--
Knotenbleche, Stoß- und Stirnbleche S235 (St37)	---	11 890	4,20	49 940,--
Zuschlag zum Stahlgewicht, Schrauben + Schweißnähte	---	240	---	---
Verbindungsmitel, Paßbolzen + Stabdübel	---	1 040	9,00	9 360,--
	34,6	27 900		114 100,--

Mehrpreis für F30-Ausführung: Brandschutzbeschichtung

Freiliegende Knotenbleche, Stoß- und Stirnbleche	ca 15 m ²	120,--	1 800,--
---	----------------------	--------	----------

2.3 Darstellung der Gewichts- und Kostenverteilungen

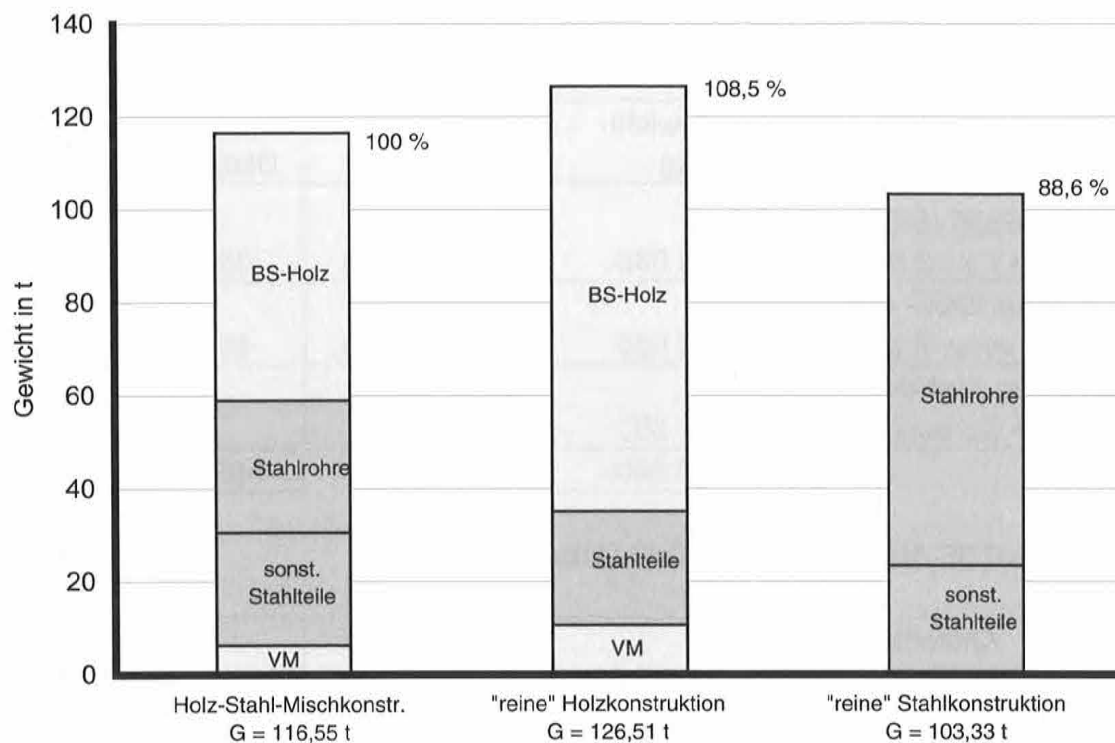


Bild 1: Gewichtsverteilung für den Normalbinder Nr. 3 (100 % = 116,55 t)

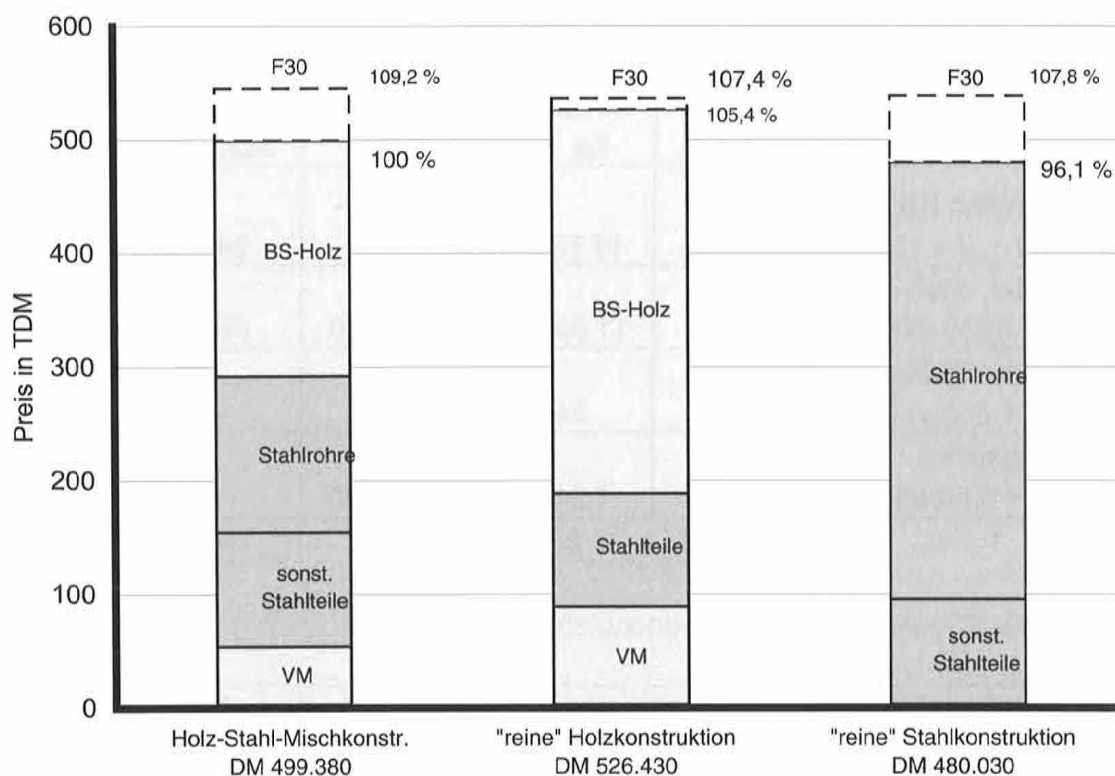


Bild 2: Kostenverteilung für den Normalbinder Nr. 3 (100 % = 499380 DM)

Darstellung der Gewichts- und Kostenverteilungen

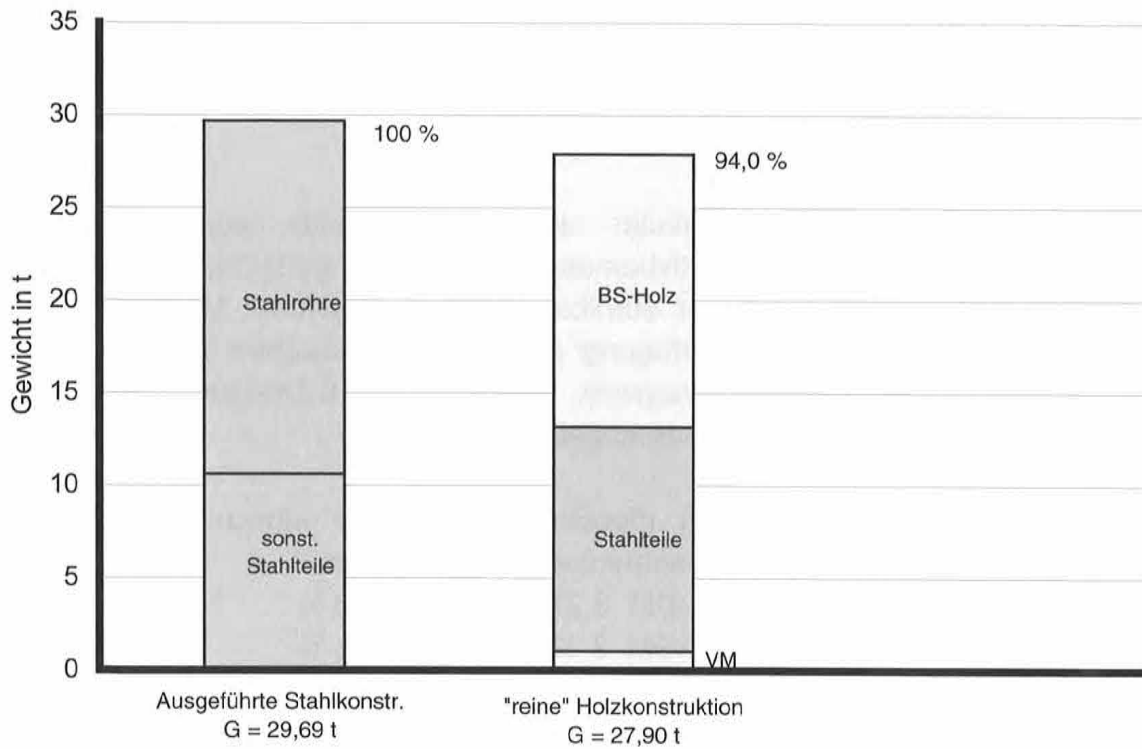


Bild 3: Gewichtsverteilung für 1 Dachverband (100 % = 29.690 kg)

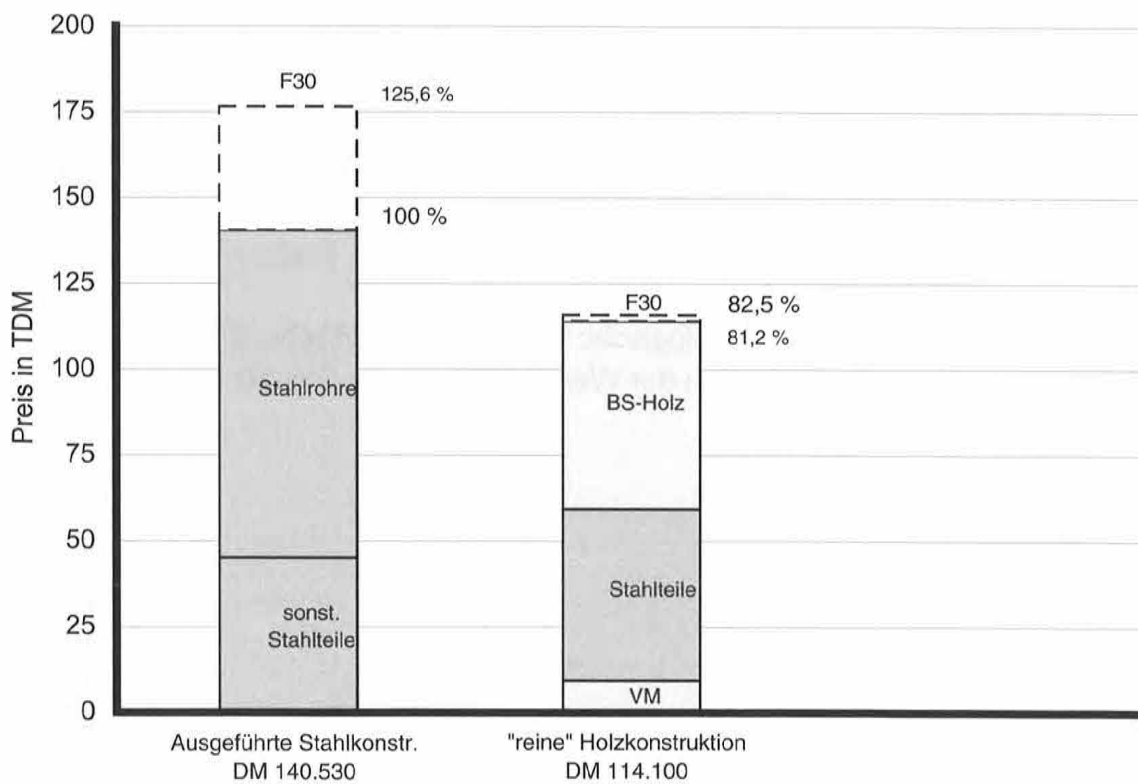


Bild 4: Kostenverteilung für 1 Dachverband (100 % = 140.530 DM)

2.4 Zusammenfassung

Das 84,8 m weit gespannte Dachtragwerk der Messehalle 7A in Nürnberg wurde in Holz-Stahl-Mischbauweise ausgeführt, es erfüllt in hohem Maße alle in gestalterischer und in technischer Hinsicht gestellten Anforderungen.

Für die Primärstruktur (Dreigurtbinder und Dachverband) wurden statische Vergleichsberechnungen und Alternativbemessungen für eine gedachte Ausführung in „reiner Holzbauweise“ bzw. in „reiner Stahlbauweise“ durchgeführt. Mit den von der ausführenden Holzbaufirma zur Verfügung gestellten realistischen Einheitspreisen konnte somit für das gesamte Dachtragwerk, bestehend aus 6 Dreigurtbindern und 2 Dachverbänden, ein Kostenvergleich durchgeführt werden.

Die Netto-Herstellkosten des fertig montierten Tragwerks einschl. Oberflächenbehandlung (ohne Brandschutzmaßnahmen) ergeben sich damit:

- Stahl-Holz-Mischkonstruktion DM 3 277 340 = 100,0 %
- Ausführung in Holzbauweise DM 3 386 780 = 103,3 %
- Ausführung in Stahlbauweise DM 3 161 240 = 96,5 %

Die Netto-Herstellkosten des Tragwerks wie vor, jedoch in feuerhemmender Ausführung (mit F30-Beschichtung der freiliegenden Stahlteile) wären:

- Stahl-Holz-Mischkonstruktion DM 3 625 100 = 100,0 %
- Ausführung in Holzbauweise DM 3 450 140 = 95,2 %
- Ausführung in Stahlbauweise DM 3 584 600 = 98,9 %

Der durchgeführte Vergleich zeigt, daß die statische und wirtschaftliche Leistungsfähigkeit der Baustoffe Holz und Stahl auch bei Tragwerken mit großen Spannweiten vergleichbar ist.

Berücksichtigt man ästhetische, ökologische und energiepolitische Eigenschaften, so muß in vielen künftigen Bauaufgaben der Werkstoff Holz zum Einsatz kommen.

Dipl.-Ing. Hermann Kaufmann

Architekturbüro Hermann Kaufmann
Sportplatzweg 5
A-6858 Schwarzach
Tel.: 0043/5572/8174

- | | |
|-------------|---|
| 1955 | Geboren in Reuthe Bregenzerwald (Österreich) |
| 1975 – 1981 | Architekturstudium in Innsbruck und Wien |
| seit 1983 | eigenes Architektur-Büro in Partnerschaft mit
Dipl.-Ing. Christian Lenz in Schwarzach |
| 1995/1996 | Dozent für Holzbau an der Liechtensteinischen
Ingenieurschule im Wintersemester |
| 1998 | Sommersemester: Gastprofessur an der TU Graz
am Institut für Hochbau und Entwerfen |
| 2000 | im April: Gasprofessor an der Universität Ljubljana
auf Einladung von Professor Ales Vordropivec |
- Zahlreiche öffentliche Bauten, Privat- und Gewerbebauten

BAUEN IST TEAMWORK

Bauen ist eine ausgesprochen interdisziplinäre Tätigkeit. Die Komplexität der Aufgabenstellung sowie die bereits unüberschaubaren technischen Möglichkeiten überfordern auch genialste Einzelkötter. Somit ist die Entwicklung von Bauten, die am Puls der Zeit stehen ausschließlich im Team möglich. Jedes Team ist so gut wie seine Mitspieler und deren Zusammenspiel, d. h. deren Kommunikationsfähigkeit sowie deren Bereitschaft, ihr Ego dem Teamspiel unterzuordnen. In meiner eigenen Arbeit gibt es zahlreiche Beispiele, die aufzeigen, wie wichtig die interdisziplinäre Kooperation ist. Dabei ist meine Rolle die des Teamkapitäns, der zwar seine klare Aufgabe zu erfüllen hat, dennoch der Koordinator und letztlich Entscheidungsverantwortlicher ist. Hauptaufgabe jedoch ist es, die Mitspieler zu Höchstleistungen zu motivieren. Die Aufgabenstellung ist daher klar zu definieren, und die Gesetzmäßigkeiten des Teamworks sind zu beachten:

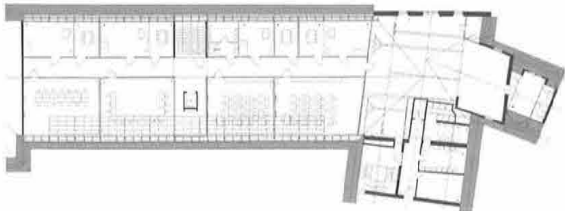
- Zuhören
- „nichts ist a priori unmöglich“
- jeder hat die Probleme der anderen ernst zu nehmen.

Im Folgenden exemplarisch einige Bauten, deren Qualität nur durch intensive interdisziplinäre Zusammenarbeit entstehen konnten.

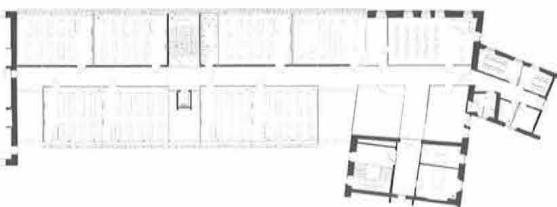
Hermann
Kaufmann



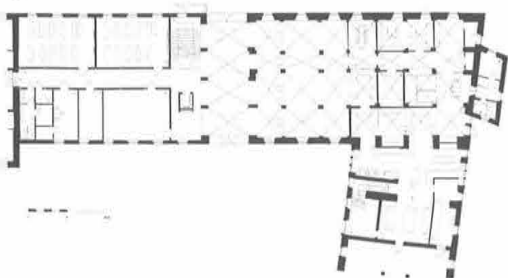
D6

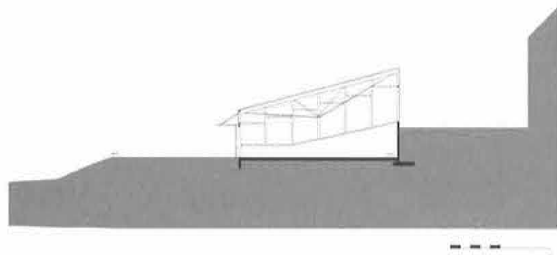
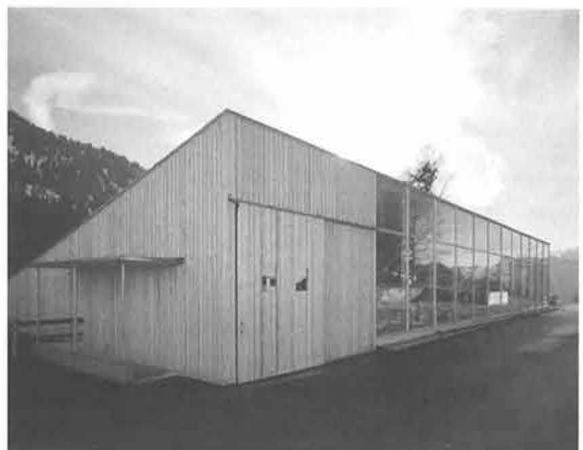
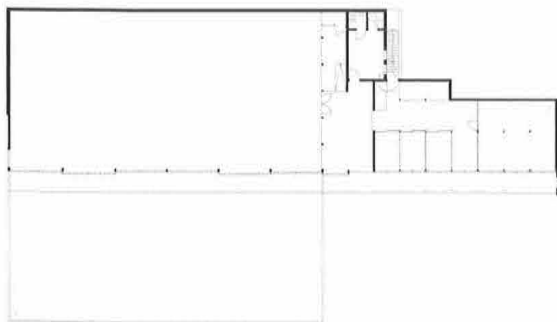
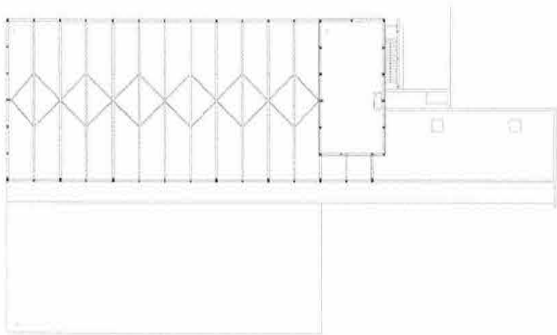
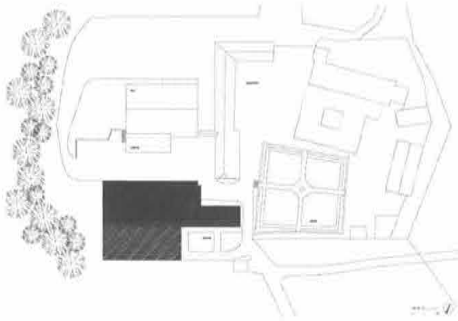


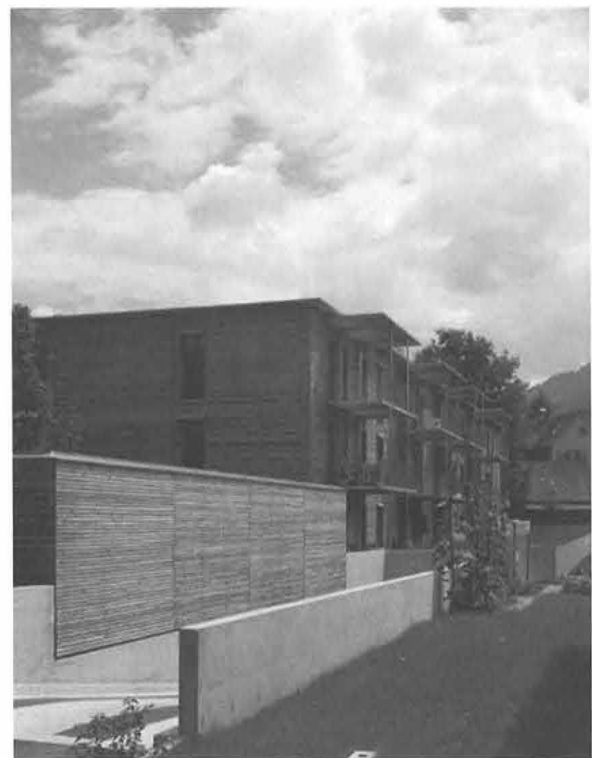
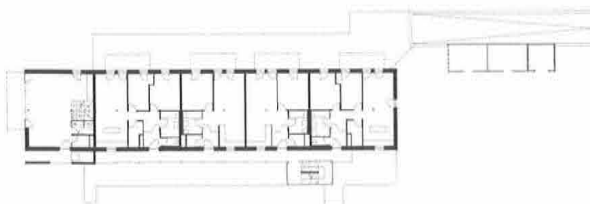
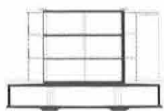
1:200



B0







Dipl.-Ing. (FH) Konrad Merz

merz kaufmann partner GmbH
Bauingenieure
Sägerstraße 4
A-6850 Dornbirn
Tel.: 0043/5572/36031-0
Fax: 0043/5572/36031-40



1984	Diplom als Bauingenieur
bis 1986	Mitarbeit bei einem Brettschichtholzhersteller
bis 1990	Assistent am Lehrstuhl für Holzkonstruktionen ETH Lausanne
bis 1993	bei MacMillan Bloedel Research, Vancouver, Ka- nada
ab 1994	Merz Kaufmann Partner Bauingenieure GmbH, Dornbirn (Österreich)

Gesamtheitliche Qualität durch Zusammenwirken von Architekt und Ingenieur

Bauhof und Zollamt Hohenems

Konrad Merz, merz kaufmann partner, Bauingenieure, Dornbirn

1 Überdachung Zollstation in Hohenems, A

Die kürzeste Verbindung der vom Bodensee bis Feldkirch parallellaufenden österreichischen bzw. schweizerischen Autobahnen A 14 und A 13 liegt zwischen den Orten Hohenems und Diepoldsau. Der Übergang von der Schweiz ins Land Vorarlberg bildet auch den Übergang zwischen zwei Regionen mit einer grossen und sehr lebendigen Holzbautradition. Der Entwurf versucht diesem Aspekt Rechnung zu tragen, indem auf eine Stahlkonstruktion gefaltete Holzträger aus dünnen Furnierschichtholz-Platten angeordnet werden. Die fingerartigen Holzträger öffnen sich zum Rand der Auskragung hin, wo sie mit einer Scheibe aus Dreischicht-Platten verbunden sind. Die einzelnen dünnwandigen Kragträger sind als gleichseitige und unten offene Dreiecke konzipiert. Durch die Faltung entstehen auf der Oberseite der gereihten Träger parallel verlaufende Grate, die einfach verglast werden können. Die Selbstreinigung von Glas funktioniert ab ca. 12-13% Neigung. Diesem Aspekt wurde mit einer 14%igen Neigung der Glasebene Rechnung getragen. Es entsteht somit im mittleren Bereich ein Wechselspiel zwischen offener und geschlossener Fläche, ohne dass es dabei zu unerwünschten Spiegelungen der Fahrzeuglichter kommen kann. Die Tragwerksgliederung spiegelt die Aufteilung der Fahrspuren wieder. Wobei die wichtigen Abfertigungsspuren jeweils mit dem darüberliegenden Glas versehen sind.

Fakten zum Projekt:

Bauherr: Bundesgebäudeverwaltung 1, Wien
Architekt: Architekt Dipl. Ing. Reinhard Drexel, Hohenems
Baujahr: 1999/2000
Grundfläche: 18 m x 18 m



Bild 1: Zollamt Hohenems

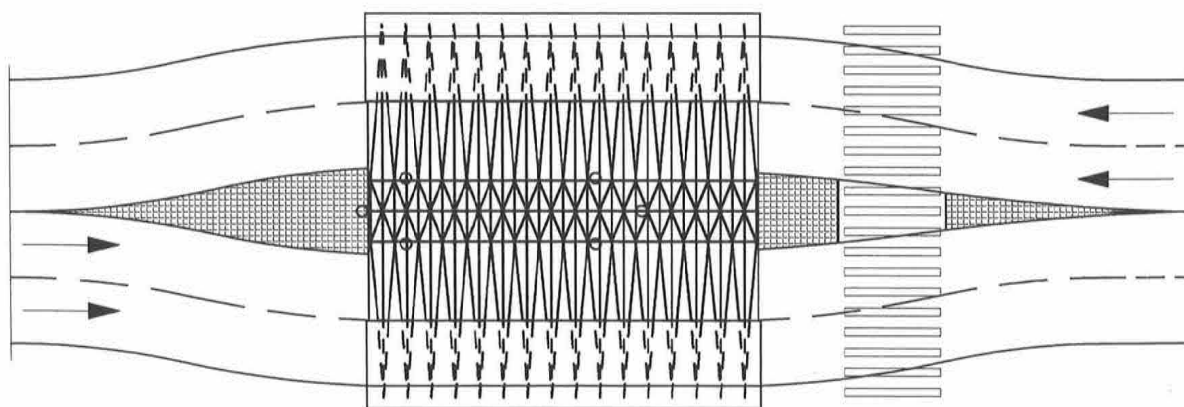


Bild 2: Draufsicht mit Verkehrsführung

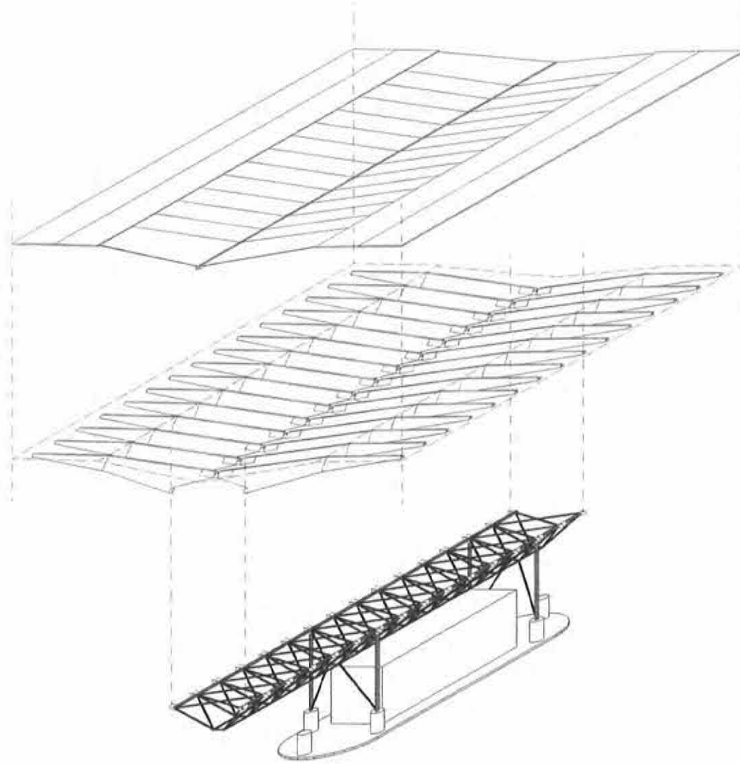


Bild 3: Isometrie der Tragkonstruktion

Ebene 1: Dreischichtplatten und Glas

Ebene 2: Kragträger aus Furnierschichtplatten

Ebene 3: Stahlfachwerk

2 Bauhof in Hohenems, A

Die Überdachung der Fahrzeughalle beim städtischen Bauhof in Hohenems ist ein Beispiel wie aus einer vorgegebenen Form eine effiziente Tragkonstruktion entwickelt werden kann.

Die Fahrzeughalle liegt zwischen einem zweigeschossigen Bürotrakt und einem ebenfalls zweigeschossigen Lagertrakt. Aus funktionalen Gründen waren die Randbedingungen für die Geometrie des Daches sehr einengend. Einerseits musste eine Bewirtschaftung des oberen Geschosses des Lagertraktes mit Hubstaplern von der Fahrzeughalle aus möglich sein. Andererseits sollte das obere Geschoss des Bürotraktes direkt von aussen zu beleuchten und zu belüften sein. Dies und eine minimale Durchfahrtshöhe von 4 m war nur mit einer sehr schlanken Konstruktion realisierbar. Eine auf Biegung beanspruchte Konstruktion schied von vornherein aus, hingegen drängten sich die beiden Flügelbauten als Widerlager für ein Hängedach auf.

Tragendes Element bildet eine 39 mm starke Furnierschichtholz-Platte. Auf dieser wurden im Werk bahnenartig 5 cm Splitt zwischen Polsterhölzern aufgebracht und anschließend mit OSB-Platten eingeschlossen. Ein Element hat eine Größe von 1,8 x 20 m und wird beidseitig von zwei vernagelten Stahlplatten gehalten. 28 Stk dieser Elemente wurden in der Halle ebene Elemente vorgefertigt, gestapelt, verladen und zur Baustelle transportiert. Ihre eigentliche Form erhielten sie erst auf der Baustelle. Dieser Umstand war mitentscheidend für die Wirtschaftlichkeit dieser Konstruktion. Um die Wasseransammlung am tiefsten Punkt zu verhindern, wurden die Elemente mit unterschiedlichen Längen produziert. Das kürzeste Element ist in der Mitte, das längste am Rand, so dass das Wasser zu den seitlichen Rändern hinfließt. Das Randelement am Übergang zur vollständig verglasten Fassade wird auf die zu erwartende Schneelast vorgespannt, um unerwünschte Verformungen zu vermeiden.

Die Zugkräfte aus der Dachschale sind entlang der Trakte linear und gleichmäßig verteilt. Um diese Kräfte in die Fundamente zu führen, bzw. über die Masse zu neutralisieren mussten sie zuerst gebündelt werden. Auf der Seite des Werkstatttraktes geschieht dies mit einem ebenfalls "hängenden" Fachwerkträgers aus Stahl, der die linearen Kräfte auf die Stahlbetonrahmen im Abstand von 7 x 7,20 m überträgt. Auf der Seite des Lagertraktes werden die linearen Auflagerkräfte über ein feingliedriges Stahlgerippe auf vier Hauptabspannungen bestehend aus 2 Zugseilen DN 52 mm gebracht und über Druckstreben in die Fundamente umgelenkt.



Bild 4: Querschnitt mit (rechts nach links) Lagertrakt, Fahrzeughalle mit Hängedach und Bürotrakt

Fakten zum Projekt:

Bauherr: Stadt Hohenems
Architekt: Architekt Dipl. Ing. Reinhard Drexel, Hohenems
Baujahr: 2000
Grundfläche: 20 m x 50 m



Bild 5: Fahrzeughalle mit Hängedach



Bild 6: Ansicht

Dipl.-Ing. (FH) Jürgen Schaffitzel

Schaffitzel Holzindustrie
Herdweg 23
74523 Schwäbisch Hall



1954	Geboren in Schwäbisch Hall
1975 –1979	Studium Bauingenieurwesen an der FH Biberach
1979 – 1980	Vertiefung Holzbau an der Uni Karlsruhe
1980 – 1983	Bauingenieur bei einer Holzleimbaufirma im Münsterland
seit 1983	bei Schaffitzel Holzindustrie
seit 1989	Geschäftsführer
seit 1994	geschäftsführender Gesellschafter

Obmann der Gütegemeinschaft BS-Holz

Stv. Vorsitzender der EGH, München

Mitglied des Landesbeirates Holz Baden-Württemberg

Mitglied im Fachausschuss Ingenieurholzbau beim BDZ

Moderne Holzbrücken, Erfahrungen aus der Praxis

1. Einleitung

Holzbrücken haben eine Jahrhunderte alte Tradition.

Doch schon zu Beginn der zwanziger Jahre des letzten Jahrhunderts hatten Beton und Stahl das Holz als Baumaterial aus dem Brückenbau verdrängt.

Allein für die beim Brückenbau oftmals spektakulären Lehrgerüste fand Holz noch Verwendung.

Mit der Entwicklung der Leimbautechnik und der Möglichkeit große Spannweiten auch ohne Fachwerkstrukturen durchführen zu können brachte das Holz im Brückenbau wieder ins Spiel.

Dabei vergaß man jedoch meist den Grundsatz der alten Baumeister die tragende Konstruktion vor Witterungseinflüssen zu schützen. Heraus kamen unzählige freibewitterte billige Trogbriickenkonstruktionen, die meist schon wieder kaputt sind und sukzessive ersetzt werden müssen.

Mit der Blockverleimung von BS-Holzelementen entwickelten sich wieder neue Möglichkeiten im Holzbrückenbau. Durch Gussasphaltbeläge und entsprechende Zwischenunterstützungen sind heute auch Straßenbrücken in Holzbauweise hervorragende, wirtschaftliche Alternativen zu Stahl- und Stahlbetonbrücken. Aus der Blockverleimung weiterentwickelt haben sich Hohlkastenquerschnitte mit technisch hervorragenden und vor allem materialsparenden und damit wirtschaftlichen Konstruktionen.

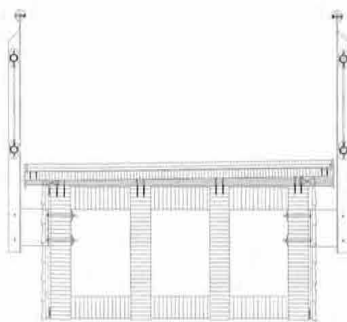


Bild1: Querschnitt einer Hohlkastenbrücke

Ich möchte nun auf die einzelnen Elemente im Brückenbau eingehen und sowohl positive Entwicklungen als auch negative Erfahrungen aus der Praxis aufzeigen.

2. Querschnitte

Nach wie vor sind überdachte Brücken von der Langlebigkeit unbestritten die Nr. 1 im Holzbrückenbau.

Ob Ziegeleindeckung, oder Schindeln, Kupfer- oder Zinkblech, der Witterungsschutz von oben ist entscheidend.

Das der konstruktive Holzschutz trotzdem bis ins Detail beachtet werden muss, versteht sich von selbst.

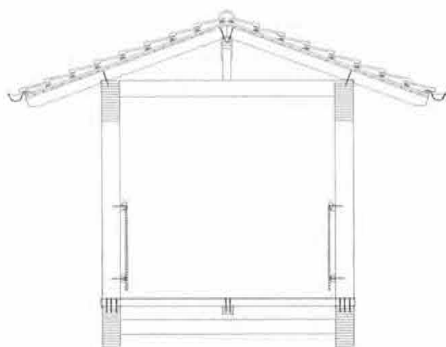


Bild 2: Überdachte Brücke mit Ziegeleindeckung

Entsprechend große Dachüberstände, seitliche Verkleidungen und Hirnholzabdeckungen sind von größter Wichtigkeit.

Ob die Tragelemente unten, oben oder verteilt angeordnet sind ist dabei zweitrangig.

Ob Ausbildung als klassisches Fachwerk, mit einteiligem Ober- oder Untergurt, oder als zweiteilige Konstruktion, hat dabei eine untergeordnete Bedeutung.

Einzigster Nachteil der überdachten Brücken sind die im Vergleich zur unüberdachten Brücken relativ hohen Anschaffungskosten. Dass sich dies durch längere Lebensdauer und geringe Unterhaltskosten auf lange Sicht amortisiert, wird meist nicht gesehen. In den meisten Fällen sind beim Bau einer Brücke die entscheidenden Kriterien, die im Haushaltsplan eingestellten Kosten. Damit steckt der Planer in der Zwickmühle, er soll einerseits eine technisch hervorragende Brücke konzipieren, die Kosten für ein schützendes Dach reichen in den seltensten Fällen jedoch aus. Die Lösung heißt das Dach muss in irgendeiner Form nach unten gelegt werden.

Hier bietet sich die „billige“ Trogbrücke mit konstruktiver Verkleidung der tragenden Elemente als kostengünstige Alternative an.

Ob Deckel- Stülp-, oder Schweinsrückenschalung in kesseldruckimprägnierter Fichte, Douglasie oder Lärche, mit Kupfer- oder Zinkblechabdeckung oder eine „hinterlüftete“ Abdeckbohle, Variationsmöglichkeiten gibt es genügend.

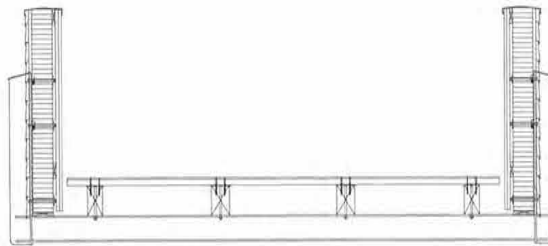


Bild 3: verkleidete Trogbrücke

.Ob ein offener Belag auf Längstraghölzern oder ein geschlossener Belag auf flachliegenden Brettschichtholz- oder Furnierschichtholzelementen mit Einfasswinkeln und Gussasphalt oder einen wesentlich leichteren Belag von der Rolle ist Geschmacks- und Kostensache.

Wichtigstes Kriterium ist wieder die Längs- oder Querentwässerung der Brückenbelagsfläche.

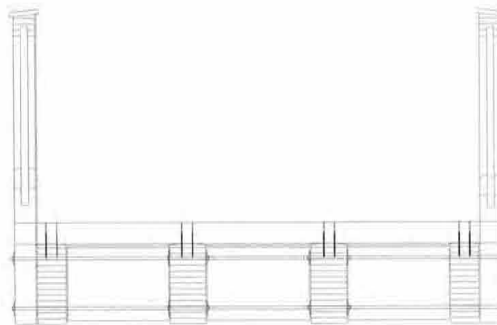


Bild 4: obenliegender Belag

Preislich gleich zusetzen sind diese verkleideten Trogbrücken mit den Brücken mit obenliegendem Belag.

Ob Holzstaketengeländer oder ein Stahlgeländer oder gar einer Kombination beider Materialien, ist nicht sehr kostenentscheidend.

Das Geländer ungeschützt ist und bleibt ein Verschleißelement und die Anschaffungskosten eines günstigeren Holzstaketengeländers gegenüber einem Stahlgeländer egalisiert sich sehr schnell im Pflegeaufwand.

Bei offenen Belägen ist der Schutz der darunter liegenden Tragkonstruktion durch Abschrägen und Abdecken mittels Neoprenfolie, Bitumenpappe oder einer Blechabdeckung wichtigstes Kriterium.

Auch der Anschluss der erforderlichen Querschott, muss unter Beachtung der konstruktiven Gesichtspunkte, dass nie Wasser stehen bleiben kann, erfolgen.

Der konstruktive Holzschutz bis ins letzte Detail ist von größter Wichtigkeit.

Eine ganz neue Art von Brückenkonstruktionen ermöglicht die Blockverleimung. Bis jetzt nur mit Zulassung im Einzelfall ermöglicht, wird diese Konstruktionsart in der neuen DIN 1052 verankert sein. Jedoch auch bei diesen massiven Elementen ist der konstruktive Holzschutz von oben und möglichst auch von der Seite von wichtiger Bedeutung. Selbst im Grundriss gekrümmte Elemente sind mit einer solchen Blockverleimung möglich. Die Grenzen der möglichen Radien liegen jedoch bei $> 30,00$ m. Durch eine konstruktive Verbindung einzelner Blockelemente mit

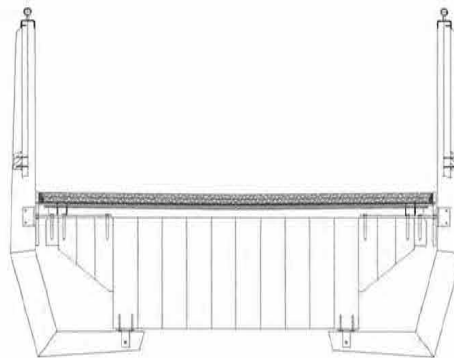


Bild 5: Blockverleimte Brücke

Stahlteilen lassen sich Elemente im Werk vorfertigen und auf der Baustelle schnell zusammenfügen, um eine entsprechende Brückenbreite zu erhalten. Die Stützmomente lassen sich durch erhöhen der Querschnitte mittels Vouten abtragen.

Der große Vorteil im Holzbrückenbau liegt im geringen, spezifischen Gewicht und damit im hohen Vorfertigungsgrad im Werk.

Kurze Montagezeiten ohne aufwendige Einrüstung lassen dem Betonbau in wirtschaftlicher Hinsicht keine Chance.

Mit blockverleimten Trägern beginnt der Bau von hölzernen Straßenbrücken der Klasse SLW 30 und auch SLW 60.

Sie als Planer müssen den Mut haben solche Brücken zu konzipieren. Der Ingenieurholzbau ist zwischenzeitig in der Lage dies umzusetzen. Gemeinsam müssen wir den Mut haben, neue Wege zu gehen, um Straßenbrücken aus Holz salonfähig zu machen.

Wir brauchen kein Tropenholz, um resistente Brücken bauen zu können. Mit konsequentem, konstruktivem Holzschutz können wir mit unseren deutschen Nadelholzarten Fichte, Douglasie, Lärche und Kiefer, die alle hervorragend verleimbar sind, vielfältige Konstruktionen erstellen.

Derzeit laufen intensive Forschungen mit verleimter Buche und auch kesseldruck-imprägnierter Buche, bis jetzt mit hervorragenden Ergebnissen.

Ich bin mir sicher, dass wir in naher Zukunft Brückenkonstruktionen aus deutscher Buche verleimen werden. Das wäre im Brückenbau ein weiterer Fortschritt, da bis jetzt nur Nadelhölzer verleimbar sind.

3. Geländer

Die letzten Jahre war es häufig so, dass zu einer Holzbrücke auch ein Holzgeländer konzipiert wurde. Dass dieses Holz voll der Witterung, vor allem aber der Sonnenbestrahlung ausgesetzt ist, wurde wenig bedacht.

Ein Holzgeländer gilt als Verschleißelement und ist sehr pflegeintensiv.

Die Gefahr von Vandalismus an solchen Holzgeländern ist unbestritten deutlich größer als bei einem Stahlgeländer.

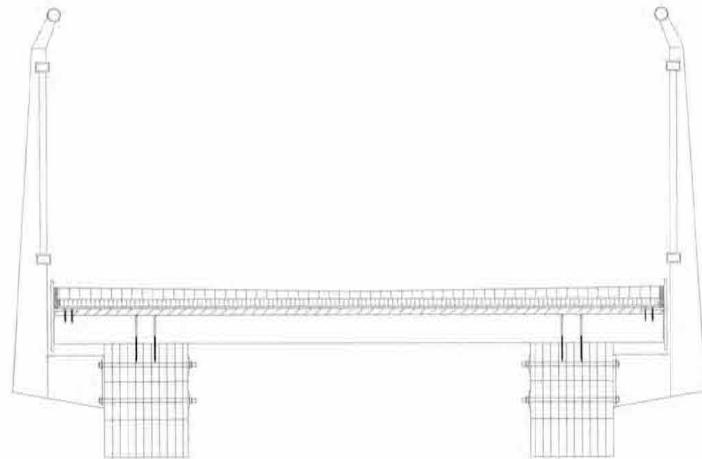


Bild 6: *Brücke mit Stahlgeländer*

Meine Empfehlung, sollte es ein Holzgeländer werden, Lärchen-, Douglasien- oder Kiefern Kernholz kesseldruckimprägniert, verleimt ohne, Lasuranstrich bringt die besten Voraussetzungen. Sobald Lasuren aufgebracht werden, müssen diese gepflegt und erneuert werden.

Warum soll ein Geländer nicht natürlich vergrauen und die sich bildende Patina das Holz selbst schützen. Versuche, Eichen- oder Bongossiholz zu verwenden und dieses noch anzustreichen sind alle fehlgeschlagen.

Mit etwas mehr Kostenaufwand lassen sich heute sehr filigrane Stahlstabgeländer mit Rundhandlauf, feuerverzinkt, mit zusätzlicher Beschichtung, die der Witterung jahrzehntelang trotzen, einsetzen.

Mit noch etwas mehr Investition für die Geländer kann auch Edelstahl oder Aluminium verwendet werden, um jeglichen Rost zu verhindern.

Häufig wird von den Bauherren oder Planern jedoch ein Holzhandlauf gewünscht. Hier lässt sich in ein Stahlgeländer ein Douglasienrundholz als oberer Abschluss bestens integrieren, was natürlich in den Wintermonaten bei Frost und im Sommer bei großer Hitze, Vorteile bringt.

4. Beläge

Hier hat der Planer zunächst die grundsätzliche Entscheidung zu treffen, ob ein geschlossener Belag oder ein offener Belag zur Ausführung kommt.

Ein offener Bohlenbelag ist kostengünstiger als ein geschlossener Belag.

Der geschlossene Belag jedoch schützt die darunter liegende Konstruktionshölzer vor Witterung und bringt der Brücke weniger Pflegeaufwand und eine deutlich höhere Lebensdauer. Im Prinzip ist eine Brücke mit geschlossenem Belag als überdachte Brücke zu werten.

Wichtig beim geschlossenen Belag ist die Entwässerung in Längs- und Querrichtung.

Beim offenen Belag ist die Rutschfestigkeit ein viel diskutiertes Thema.

Viele Versuche mit Epoxidharzbeschichtungen und Quarzsandeinstreuungen sind schon fehlgeschlagen.

Mit einer s.g. vdw-Beschichtung haben wir bei trockenem Holz bis jetzt gute Erfahrungen gemacht. Wir haben werkseigene Versuche mit unterschiedlichen Hölzern durchgeführt, die im Druckkessel mit Wasser vollgedrückt wurden, anschließend in der Trockenkammer heruntergetrocknet wurden und hatten keine Probleme mit der Haftung dieser Beschichtung.

Negative Erfahrungen haben wir auf frisch gesägten Eichenbohlen machen müssen, wo diese Beschichtung abgeplatzt ist.

Meiner Meinung nach ist grundsätzliche Voraussetzung der Einsatz von trockenem Holz, was bei Eiche meist nicht möglich ist.

Wir haben mit profilierten, getrockneten Douglasien- oder Lärchenbohlen die besten Erfahrungen gemacht. Eine Alternative zum Gussasphalt stellt der Belag von der Rolle dar, der deutlich weniger Gewicht auf die Brücke bringt und trotzdem einen dichten Belag garantiert.

Nachteil dieses Belages von der Rolle sind die relativ hohen Kosten.

5. Zukunft

Mit resistenten deutschen Holzarten, konstruktiven Verkleidungen, wo möglich und konstruktivem Holzschutz bis ins letzte Detail, hat der Holzbrückenbau große Zukunftschancen.

Der Einsatz von Chemie und Anstrichsystemen, die oft witterungsanfällig sind, ist abzuraten.

Holz ist ein natürlicher und ökologischer Baustoff und muss nicht durch Injizieren von Gift zum Sondermüllbauteil verdammt werden.

Der Straßenbrückenbau in Holzkonstruktionen steckt noch in den Kinderschuhen. Hier sind wir alle gefordert Entwicklungshilfe zu leisten. Der Holzeinsatz im Straßenbrückenbau ist deutlich höher als bei Fuß- und Radwegbrücken, was der notwendigen Holzabsatzförderung von großem Nutzen ist.

Meiner Meinung nach brauchen wir einige Prototypen von Brückenkonstruktionen die überzeugen und sich dann schnell vervielfältigen.

Ich hoffe, ich konnte Ihnen mit diesem Vortrag dazu einige Anregungen geben und stehe Ihnen mit meiner Erfahrung und der meiner Mitarbeiter gerne zur Verfügung.

Notizen

Notizen

