

TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG

Institut für Baukonstruktion und Holzbau

Prof. Dr.-Ing. Martin H. Kessel



Abschlussbericht zum Vorhaben

Integrierter Umweltschutz in der Holzwirtschaft

-

Erweiterung der Einsatzmöglichkeiten dünner, klebstoff- und bindemittelfreier
Holzwerkstoffplatten für den Holzbau

Förderkennnummer 0339833

Die Arbeit wird gefördert durch
das Bundesministerium für Bildung und Forschung.

Braunschweig, im Juni 2003

Prof. Dr.-Ing. Martin H. Kessel

Dipl.-Ing. Marc Sandau-Wietfeldt

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung.....	5
1 Einleitung	7
1.1 Wissenschaftlicher und technischer Stand der Forschung	9
1.2 Der Beplankungswerkstoff	10
1.2.1 Historische Entwicklung der Holzfaserverplattenherstellung	10
1.2.2 Beschreibung der Herstellungsverfahren nach Kollmann (1955).....	11
1.3 Wandtafeln	12
1.4 Dachtafeln	14
1.5 Deckentafeln.....	15
2 Mathematisch-mechanische Problembeschreibung.....	16
2.1 Stabilitätsprobleme der Holztafeln	16
2.2 Beanspruchung von Einzelfeldern durch Schubspannungen	18
2.3 Definition der mechanischen Symbole	21
2.3.1 Zentrische globale Lager	22
2.3.2 Exzentrische globale Lager.....	22
3 Nichtlineare Beulanalyse von Wandtafeln.....	23
3.1 Materialeigenschaften und Elementeigenschaften der FE-Bausteine.....	24
3.1.1 Rippen	24
3.1.2 Beplankung.....	25
3.1.3 Verbindungsmittel	26
3.2 Ablauf der Simulation.....	27
3.3 Ideales Schubfeld	27
3.3.1 Lastschritt - max. $u_{\text{Nagel}} = 1,0 \text{ mm}$ bei $F_h = 5360 \text{ N}$	29
3.3.2 Lastschritt - max. $u_x = 50 \text{ mm}$ bei $F_h = 9238 \text{ N}$	34
3.4 Gelenkiger Anschluss der Rippen.....	38
3.4.1 Lastschritt - max. $u_{\text{Nagel}} = 1,0 \text{ mm}$ bei $F_h = 5941 \text{ N}$	39
3.4.2 Lastschritt - max. $u_x = 50 \text{ mm}$ bei $F_h = 9985 \text{ N}$	43
3.5 Ergebnisse der nichtlinearen Beuluntersuchung von Wandtafeln.....	47

4	Nichtlineare Beulanalyse von Dachtafeln	51
4.1	Ergebnisse Dachtafel mit 2 Stielen - ohne Dachlatten	53
4.1.1	Statisches Modell.....	53
4.1.2	Kraft – Weg – Diagramm	54
4.1.3	Schnittgrößen der Rippen	54
4.1.4	Spannungen der Beplankung	55
4.1.5	Beanspruchung der Verbindungsmittel	56
4.2	Dachtafel mit 3 Stielen und ohne Dachlatten	57
4.2.1	Statisches Modell.....	57
4.2.2	Kraft - Weg – Diagramm	58
4.2.3	Schnittgrößen der Rippen	58
4.2.4	Spannungen der Beplankung	59
4.2.5	Beanspruchung der Verbindungsmittel	60
4.3	Dachtafel mit 3 Stielen und 9 Dachlatten	61
4.3.1	Statisches Modell.....	62
4.3.2	Kraft - Weg – Diagramm	62
4.3.3	Schnittgrößen der Rippen und Dachlatten	63
4.3.4	Spannungen der Beplankung	64
4.3.5	Beanspruchung der Verbindungsmittel	65
4.4	Vergleich der Ergebnisse	66
5	Versuchsergebnisse der Kleinversuche	69
5.1	Ermittlung der Materialkennwerte der Holzfaserplatten	69
5.1.1	Lochleibungsversuche	69
5.1.2	Zugfestigkeit	69
5.1.3	Biegefestigkeit	70
5.1.4	Prüfung der Auszugsfestigkeit der Verbindungsmittel	70
5.2	Verbindungsprüfungen	70
6	Versuchsergebnisse der Tafelversuche	72
6.1	Vorversuche	72
6.2	Versuchsplan der Wand- und Dachtafeln.....	73
6.3	Wandtafelversuche	74
6.4	Dachtafeln	76

7	Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse	77
7.1	Wandtafeln	78
7.2	Dachtafeln	80
8	Bemessungsvorschläge von Tafeln mit dünnen Beplankungen.....	82
8.1	Bemessungsbeispiele	93
8.1.1	Wandtafeln	93
8.1.2	Dachtafeln	95
9	Konstruktionsbeispiele	97
9.1	Anwendungsgebiete von Holzfaserverplatten gemäß DIN 68800-2 Holzschutz	97
9.2	Wandtafeln	99
9.2.1	Außenwandtafel mit Installationsebene.....	99
9.2.2	Innenwände von Ausbauhäusern.....	100
9.3	Deckentafeln.....	102
9.4	Dachtafeln	103
10	Weiterführende Untersuchungen	105
11	Literaturverzeichnis	108
12	Anlagenverzeichnis	111

Kurzfassung

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden Holztafelkonstruktionen mit scheibenartiger Beanspruchung untersucht, die mit so dünnen Plattenwerkstoffen beplankt wurden, dass sie unter den aufgetragenen Beanspruchungen planmäßig beulten. Experimentelle und numerische Untersuchungen führten zu dem Ergebnis, dass diese Tafeln im überkritischen Zustand sowohl eine ausreichende Tragfähigkeit als auch Steifigkeit besitzen. Die ideale Beullast der Beplankung stellt also keine Tragfähigkeitsgrenze der Holztafel dar. Sehr wohl wird durch die Verformung der Beplankung senkrecht zu ihrer Ebene die Gebrauchstauglichkeit der Holztafel eingeschränkt. Dünne Beplankungen sind als raumabschließende Bauteilschichten von Holztafeln weder auf der Innen- noch auf der Außenseite geeignet. Dennoch gibt es eine Vielzahl möglicher und sinnvoller Einsatzgebiete, weil bei vielen Wand-, Dach- und Deckenaufbauten neben der statisch wirksamen Beplankung zusätzlich raumabschließende Bauteilschichten wie Dacheindeckung oder Installationsebenen vorhanden sind.

Im Einzelnen wurde gezeigt:

1. Anhand von numerischen Untersuchungen sowie Tafelexperimenten konnte nachgewiesen werden, dass Tafeln mit planmäßig beulender Beplankung, deren Plattenränder allseitig schubsteif mit den Rippen verbunden sind, nach der Schubflussmethode bemessen werden dürfen, weil auch im gebeulten Zustand eine Verbindung der Rippen untereinander nicht erforderlich ist, um statisches Gleichgewicht innerhalb der Tafel herzustellen. Die Beanspruchung der Verbindungsmittel ist im gebeulten Zustand parallel zu den Rippen. Es sind keine vergrößerten Randabstände senkrecht zu den Plattenrändern gegenüber beulsteifen Beplankungen erforderlich.
2. Anhand von numerischen Untersuchungen sowie Tafelexperimenten konnte nachgewiesen werden, dass Tafeln mit planmäßig beulender Beplankung mit einem freien Plattenrand nach der Schubflussmethode bemessen werden dürfen, weil auch im gebeulten Zustand eine Verbindung der Rippen untereinander nicht erforderlich ist, um statisches Gleichgewicht innerhalb der Tafel herstellen zu können. Lasteinleitende bzw. lastverteilende Bauteile parallel zum freien Plattenrand sind erforderlich. Die Beanspruchung der Verbindungsmittel ist im gebeulten Zustand parallel zu den Rippen, außer im Bereich des freien Plattenrandes. Es sind keine vergrößerten Randabstände senkrecht zu den Plattenrändern gegenüber beulsteifen Beplankungen erforderlich.

3. Für die in 1. und 2. genannten Konstruktionen sind Bemessungsvorschläge erarbeitet worden, die an den aktuellen Stand der EDIN 1052 angepasst sind, so dass die Unterschiede in der Bemessung zwischen Tafeln mit planmäßig beulender und beulsteifer Beplankung erkennbar sind. Die entwickelten Nachweisformate sind verallgemeinert, so dass die gewonnenen Erkenntnisse auf andere Holzwerkstoffe übertragen werden können, wenn für den Werkstoff die charakteristischen Festigkeits- und Steifigkeitswerte bekannt sind.
4. Die Verbindungsmittel bei Tafelkonstruktionen mit beulender Beplankung im überkritischen Zustand werden an allen Rippen planmäßig in Schaftrichtung beansprucht. Die Ausziehfestigkeit der Klammer aus dem Holz und der Widerstand der HFH-Platte gegen das Durchziehen des Klammerrückens ist ausreichend groß, um diese Beanspruchungen in die Rippen weiterleiten zu können, wenn die erarbeiteten konstruktiven Regeln beachtet werden. Der Widerstand der Klammern gegen das Durchziehen des Rückens bei Beanspruchung der Klammer in Schaftrichtung ist untersucht worden, weil dieser Parameter nicht bekannt gewesen ist. Die notwendige Prüfvorrichtung und der Versuchsaufbau sind entwickelt worden.
5. Als zentrales konstruktives Problem ist die Lasteinleitung über handelsübliche Klammern in den Plattenwerkstoff erkannt worden. Werden die Klammerrücken, wie in DIN 1052 gefordert, im Beplankungswerkstoff versenkt, so sinkt die Tragfähigkeit der Verbindung, bedingt durch die geringe Bauteildicke der Beplankung, signifikant ab. Durch konstruktive Maßnahmen (Konterlatten) oder mechanische Vorrichtungen am Klammerschussgerät (Einschlagtiefenbegrenzer) kann eine definierte Krafteinleitung sichergestellt werden.
6. Die Materialversuche haben gezeigt, dass Hartfaserplatten, die ohne den Zusatz von Bindemitteln hergestellt werden, ausreichende Steifigkeiten und Festigkeiten haben, um für die Aussteifung von Bauwerken eingesetzt werden zu können. Die in DIN 68754-1 geforderten Festigkeiten und Steifigkeiten wurden von dem hier verwendeten Material nicht erreicht.
7. Die durchgeführten Verbindungsprüfungen bestätigen die rechnerisch gemäß Anhang V der EDIN 1052 5-2000 ermittelte Tragfähigkeit R_d der Verbindung von HFH-Platten mit Holz, wenn die erarbeiteten konstruktiven und produktionstechnischen Regeln beachtet werden.
8. Da HFH-Platten eine Dichte von mindestens 850 kg/m^3 haben, sind sie diffusionsdicht und können als luftdichte Schicht auf der Gebäudeinnenseite eingesetzt werden. Die für Bindemittel freie HFH-Platten möglichen Einsatzgebiete und zugehörige Kombinationen werden angegeben.

1 Einleitung

Wände, Decken und Dächer von Holzhäusern (Bild 1-1) bestehen heute zum überwiegenden Teil aus Holzbauteilen (Wandstielen, Deckenbalken, Sparren), die ein- oder beidseitig mit dünnen Platten aus Holz- oder Gipswerkstoffen beplankt sind. Die in vertikaler Richtung wirkenden Belastungen aus Eigengewicht, Schnee und Verkehr werden in der Regel durch die stabförmigen Holzbauteile in die Unterkonstruktion weitergeleitet. Insbesondere zur Weiterleitung der horizontal wirkenden Windkräfte in die Unterkonstruktion wird zusätzlich zu den Holzbauteilen die auf ihnen befestigte flächige Beplankung herangezogen. Holzbauteile und Beplankung wirken statisch als Scheiben.

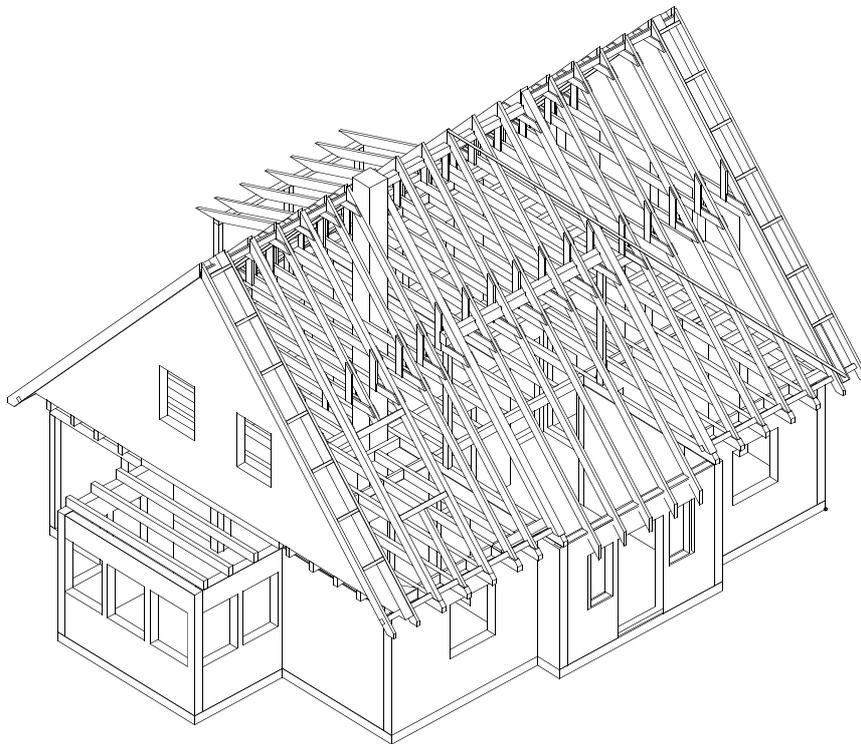


Bild 1-1: Isometrie eines Holzhauses (Decken und Dach ohne Beplankung)

Neben ihrer raumabschließenden Funktion in Form einer möglichst ebenen Oberfläche leisten diese Platten einen Beitrag

- zum Feuchteschutz, Wärmeschutz und zur Luftdichtigkeit
- zum Schallschutz und Brandschutz,
- zur Aussteifung des Gebäudes und zur Lastabtragung von Einbauten.

Üblicherweise werden diese Platten heute mit Dicken $d \geq 12,0$ mm ausgeführt, da dadurch sichergestellt wird, dass obige Anforderungen erfüllt werden. Es gibt aber Anwendungsgebiete für Platten, für die eigentlich nur ein Teil der Anforderungen erfüllt werden

muss. Ein solches Anwendungsgebiet ist die äußere Beplankung von Dächern und Wänden, die von weiter außen liegenden Schichten (Dachpfannen, Holzverschalung etc.) verdeckt wird. Die Ebenheit der Beplankungsoberfläche ist nicht erforderlich, außerdem müssen an ihr keine Einbauten befestigt werden. Es ist zu vermuten, und erste Versuchsergebnisse haben dies eindrucksvoll bestätigt, dass auch wesentlich dünnere und damit wirtschaftlichere Platten verwendet werden könnten, deren Eigenschaften genau auf die begrenzten Anforderungen dieses Anwendungsgebietes abgestimmt sind.

Die Verwendung von Plattenwerkstoffen als tragende und aussteifende Bauteile von Holzkonstruktionen ist in DIN 1052 Teil 1 und 3 geregelt. Sie dürfen statisch als Platte und Scheibe wirken. Für die Wirkung als Platte, die die senkrecht zu ihrer Ebene wirkenden Lasten in die Rippen weiterleitet, können die hier betrachteten dünnen Platten nicht herangezogen werden. In Kombination mit den Rippen können sie aber als Scheibe Lasten in ihrer Ebene übertragen.

Scheibenkonstruktionen bestehen im allgemeinen aus Vollholzrippen, Dachsparren, Deckenbalken oder Wandstielen als Unterkonstruktion, auf denen die Platten als Beplankung ein- oder beidseitig mit Nägeln, Klammern oder Schrauben befestigt sind. Die Berechnung und Ausführung von aussteifenden Scheiben sind in DIN 1052 T1 in den Abschnitten 10 und 11 geregelt. Dort werden jedoch Mindestdicken der Beplankung gefordert, die die Verwendung von dünnen Platten selbst für das zuvor beschriebene Anwendungsgebiet mit reduzierten Anforderungen ausschließen. Die derzeit gültigen Regeln der Technik sind in diesem Punkt zu restriktiv.

Unter der Berücksichtigung von bauphysikalischen Aspekten soll deshalb der Nachweis erbracht werden, dass Wohngebäude auch mit dünnen Plattenwerkstoffen ausgesteift werden können und solche Scheiben einen vollwertigen Ersatz für die Windverbände darstellen. Bei der Ausführung der Scheiben muss unterschieden werden in Scheiben mit und ohne schwebenden Beplankungsstößen. In Kleinversuchen nach EN 383 sollen die Lochleibungsfestigkeit der dünnen Platten (Hartfaserplatte und mittelharte Faserplatte) und die erforderlichen Randabstände der Verbindungsmittel bestimmt werden. Mit den Erkenntnissen aus den Kleinversuche soll an Tafelelementen mit den Abmessungen $b \times h = 1,25 \times 2,50 \text{ m}^2$ das Tragverhalten der Holztafel und insbesondere das Beulverhalten der dünnen Platten untersucht werden. Auf der Grundlage der Versuchsergebnisse soll ein genaueres und ein vereinfachtes Bemessungskonzept für Scheiben mit dünnen Platten (mit und ohne schwebenden Beplankungsstößen) entwickelt werden.

1.1 Wissenschaftlicher und technischer Stand der Forschung

Zur Windaussteifung von Dächern liegen bislang nur wenige Untersuchungen vor. Aus statischer Sicht werden Windrispen oder Verbände gefordert. Die aussteifende Wirkung der Plattenwerkstoffe scheint aber ausreichend zu sein. Die bisher durchgeführten Untersuchungen behandeln in der Regel nur wenige Plattenwerkstoffe, wie z.B. von Cziesielski, Wagner (1981) und Degenkolb, Wyllie (1983) Dachscheiben aus Brettern oder von Cziesielski, Wagner (1983) aus Spanplatten.

Von Pienaar (1983) wird das Tragverhalten von Dachkonstruktionen untersucht, die aus Nagelplattenbindern bestehen und durch Fachwerkverbände ausgesteift sind. Im Unterschied hierzu wird in diesem Projekt die Aussteifung über scheibenartige Bauteile ohne Verbände untersucht. Erste Versuche hierzu wurden in England von Mayo (1982) für die spezifisch englischen Dachkonstruktionen durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass bereits die Dacheindeckung mit Ziegeln einen Beitrag zur Aussteifung liefert. Es wird vermutet, dass zusätzlich ein technisch einwandfrei montiertes Unterdach als Scheibe eine ausreichende Aussteifung sicherstellen könnte.

Die Untersuchungen zur Aussteifung von Hausdächern durch konstruktive Maßnahmen bei Verzicht auf Windrispen oder Rippenbänder wurden 1989 am Labor für Holztechnik LHT der FH Hildesheim durchgeführt und durch das Ministerium für Wissenschaft und Kultur des Landes Niedersachsen gefördert. Die Belastungsversuche von Kessel, Augustin (1990) an einem Sparrendach ergaben, dass sich 3,8 mm dicke Holzfaserplatten hervorragend zur Dachaussteifung eignen. Auf der „Internationalen Konferenz für Ingenieurholzbau“ wurden 1991 zum Themenbereich Wände/Decken/Dächer 11 Vorträge gehalten, von denen sich nur der Vortrag von Kessel, Augustin (1991) mit der Aussteifung von Dächern beschäftigte. Hinweise zur Ausführung von Aussteifung nach DIN 1052 werden von Kessel (1993) gegeben. Die Einsatzmöglichkeiten von Gipskartonplatten zur Aussteifung von Hausdächern haben Kessel, Wirth (1993) untersucht.

Mit dem Tragverhalten von Deckenscheiben hat sich Cziesielski (1982) beschäftigt. Eine Herleitung eines allgemeingültigen Tragmodells von Scheiben in Holztafelbauart wird von Biger (1989) und von Tuomi, McCutcheon (1978) beschrieben. Die mangelhafte Aussteifung eines mehrteiligen Fachwerkobergurtes durch aufgenagelte Brettschalung wird von Hoeft (1994) beschrieben und die Ursachen eines Schadensfalls werden erläutert.

Das Tragverhalten von Wandscheiben haben Schulze, Gebhardt (1996), sowie Schulze, Raschper (1989) beschrieben. Das Tragverhalten von Deckenscheiben haben Schulze, Schönhoff (1989) dargestellt.

1.2 Der Beplankungswerkstoff

In dieser Forschungsarbeit wurden ausschließlich Holzfaserplatten unterschiedlicher Dichte und Dicke der Firma Pavatex als Beplankungsmaterial untersucht, die im Nassverfahren ohne Zusatz von Bindemitteln auf großtechnischen Anlagen hergestellt wurden. Die genaue Werkstoffbeschreibung kann den technischen Produktdatenblättern der Firma Pavatex (siehe Anlage 1 und 2) entnehmen werden.

1.2.1 Historische Entwicklung der Holzfaserplattenherstellung

Die Holzfaserplatten lassen sich in ihrer technischen Entwicklung auf jene schweren Papiersorten zurückführen, die in Japan seit dem 6. Jahrhundert v. Chr. als Baustoff für Hauswände verwendet werden. In Europa hat 1772 der Engländer Clay in einem Patent auf die Verwendung von „papier maché“ im Haus- und Wagenbau hingewiesen. Die eigentliche Faserplattenindustrie ist aber erst nach 1910 in den USA entstanden. Der Amerikaner W. H. Mason, Gründer der Masonite Corporation, und der Schwede A. Asplund haben die industrielle Nutzung der Holzfaserplatten maßgebend beeinflusst. Mason hat erstmals 1926 ohne den Zusatz von künstlichen Bindemitteln hochwertige Platten aus Holzabfällen industriell hergestellt. Asplund hat das Defibratorverfahren entwickelt, das noch heute die Grundlage für die Holzfaserplattenherstellung ist.

1.2.2 Beschreibung der Herstellungsverfahren nach Kollmann (1955)

Grundsätzlich gibt es zwei Verfahren, um Holzfasерplatten herzustellen. Man unterscheidet das Trockenverfahren vom Nassverfahren. Während beim Trockenverfahren die Verleimung der Holzfasern ausschließlich durch den Zusatz von Vergütungs- und Hilfsmitteln geschieht, kann beim Nassverfahren die Selbstverleimung durch Lignin aktiviert werden. Beim Nassverfahren können zusätzlich Bindemittel eingebracht werden. Die Produkte, die im Rahmen dieser Arbeit untersucht werden, enthalten keine zusätzlichen Bindemittel. Bei der Herstellung von Konstruktionsvollhölzern entstehen in den Sägewerken Abfallprodukte wie Schwarten, Säumlänge oder Klötze, aus denen in mehreren Produktionsschritten Holzfasерplatten hergestellt werden. Die Hölzer werden mit Rinde verarbeitet, da der Rindenanteil im Wesentlichen einen Einfluss auf die Farbe des Endproduktes hat. Im ersten Arbeitsgang werden die Ausgangsprodukte in ca. 5-8 cm lange Stücke zerhackt, diese dann in Vorratsbunkern gelagert und gemischt, um eine homogene Zusammensetzung des Hackgutes zu erhalten. Diese Hackschnitzel sind das Ausgangsprodukt bei der Herstellung der Holzfasерplatten nach dem Nass- und dem Trockenverfahren. Im Folgenden wird das Nassverfahren genauer erläutert.

Um die einzelnen Holzfasern voneinander zu trennen, wurde eine Vielzahl von Verfahren entwickelt, die sich in drei Gruppen gliedern lassen.

- Mechanische Zerfaserung
- Chemisches Einweichen des Holzgewebes
- Erweichen des Holzgewebes mit Druck und Hitze

Die ersten beiden Verfahren sind aus ökologischen und ökonomischen Gründen wenig geeignet, um das Hackgut zu zerfasern. In den großtechnischen Anlagen wird das dritte Verfahren eingesetzt. Hierbei werden die feuchten, lignocellulosehaltigen Hackschnitzel bei Temperaturen von 160 bis 180 °C in einzelne Faserfäden gespalten. Der große Vorteil dieses Verfahrens besteht darin, dass bei der gewählten Temperatur die Mittellamellen, die aus Lignin und anderen inkrustierenden Stoffen bestehen und die Fasern im Holzgewebe zusammenbinden, schmelzen. So lassen sich die Fasern zwischen den Mahlscheiben praktisch ohne Beschädigung und mit stark verringertem Energiebedarf freilegen und voneinander lösen. Die so hergestellten Fasern sind dadurch gekennzeichnet, dass sie erstens die ursprüngliche Formbeschaffenheit der natürlich gewachsenen Faser und zweitens den ursprünglichen Ligningehalt ausweisen. Sind die Holzfasern voneinander getrennt, werden sie mit Wasser vermischt, eingedickt, gegebenenfalls nachzerfasert und zu einem Faservlies geformt. Anschließend wird das Faservlies entwässert, in Heizpressen getrocknet und verdichtet, wobei es zu einer erneuten Verklebung der Fasern kommt. Danach werden die Platten thermisch nachbehandelt und konditioniert. Zuletzt werden die Platten geschnitten und sortiert.

1.3 Wandtafeln

Eine Wandtafel besteht in ihrer Grundform aus den Rippen und der beidseitigen Beplankung aus Holzwerkstoffen, wie in Bild 1-2 dargestellt.

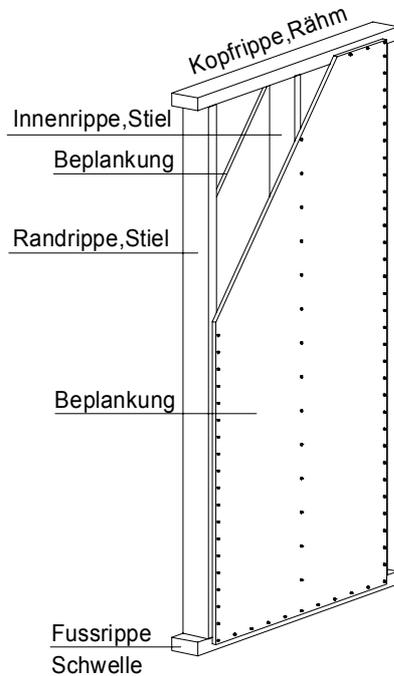


Bild 1-2: Wandtafel

Aufgrund der Vielzahl von konstruktiven und insbesondere bauphysikalischen Anforderungen werden Wandtafeln meist mit mehr als den drei erwähnten, für die Tragfähigkeit und Steifigkeit verantwortlichen Bauteilschichten ausgeführt.

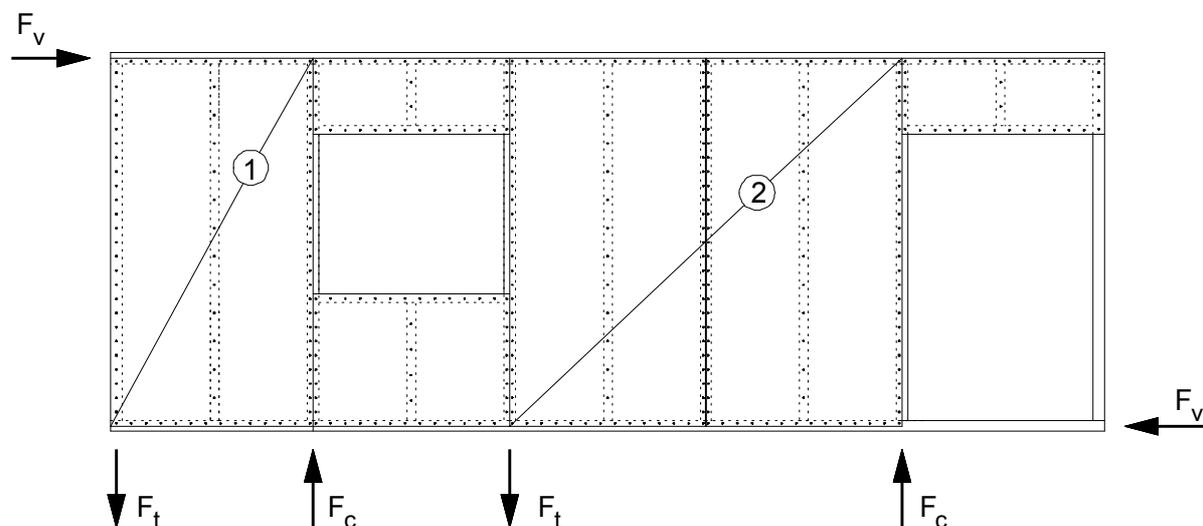


Bild 1-3: Wand bestehend aus einer Gruppe von Wandtafeln

Die Konstruktion der Verbindung der Wandtafeln mit der Unterkonstruktion in Bild 1-4 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 1-3 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).

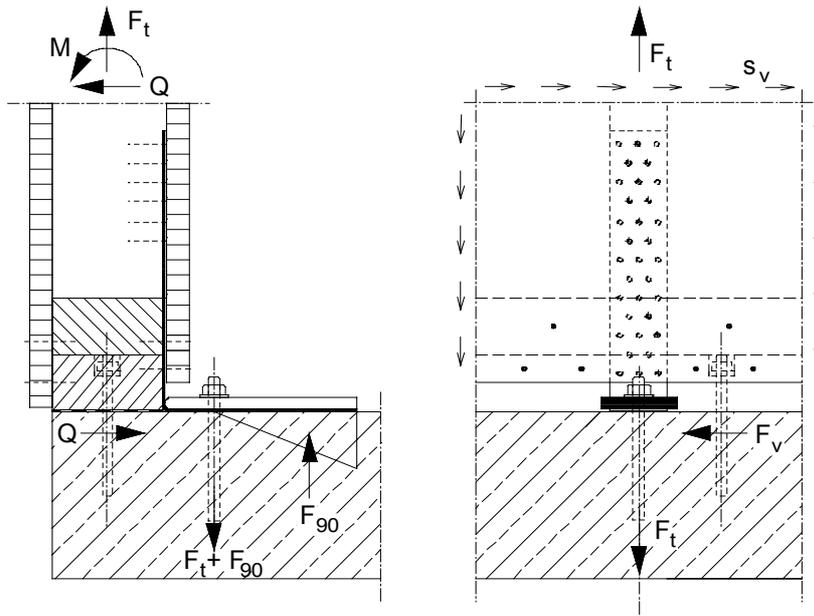


Bild 1-4: Verbindung der Wandtafel mit der Unterkonstruktion

1.4 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 1-5).

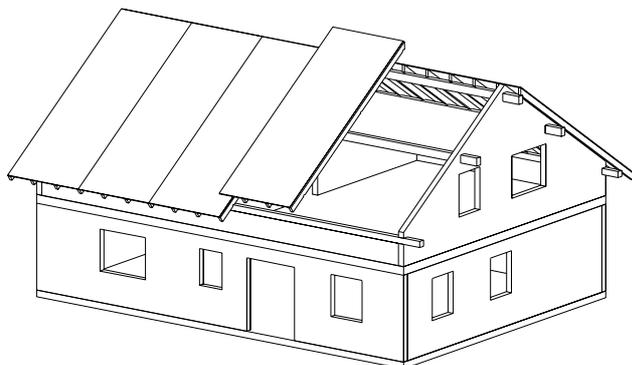
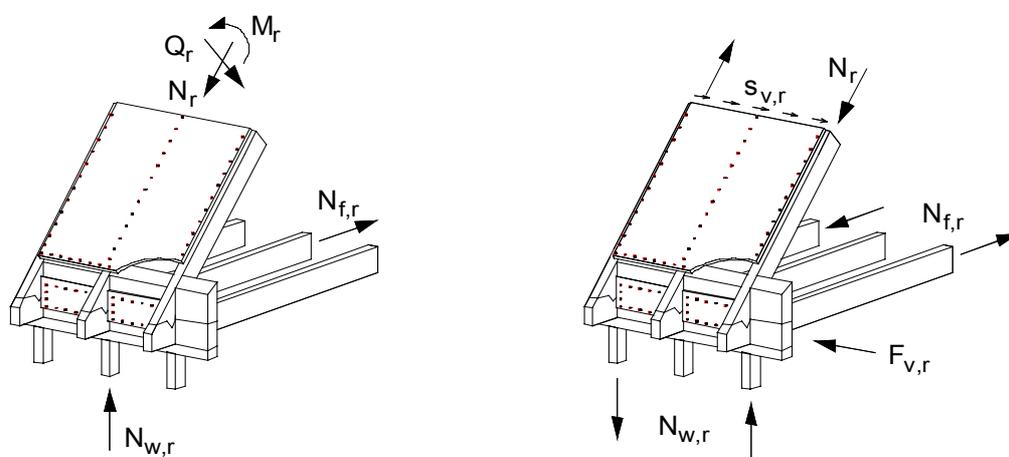


Bild 1-5: Dachtafeln - Rippen als Sparren (Pfettendach)

Neben diesen Dachtafeln mit Rippen als Sparren ist auch die Variante mit querliegenden Dachtafeln zu erwähnen. 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 Breiten 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 muss die Weiterleitung der Kräfte aus dem Dach ermöglichen, auch infolge der in Bild 1-6b eingetragenen scheibenartigen Beanspruchung.



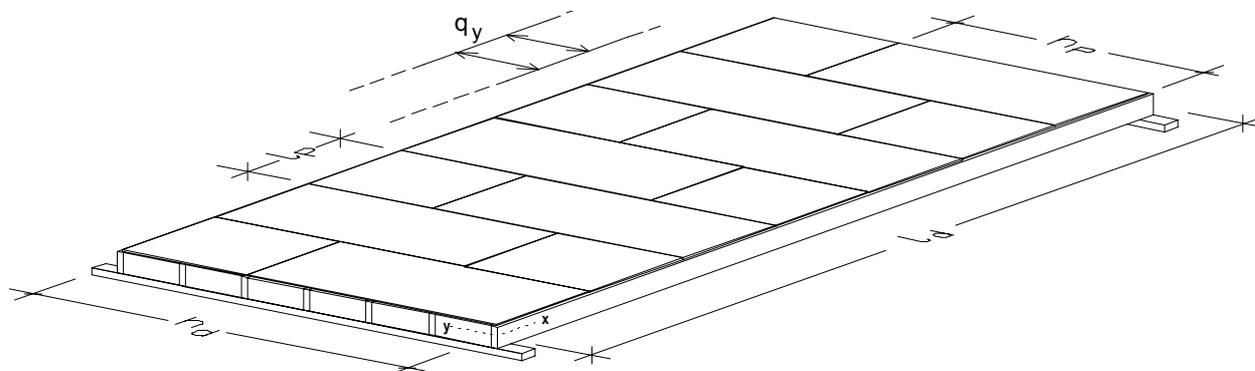
a Biegebeanspruchung der Dachtafel

b scheibenartige Beanspruchung der Dachtafel

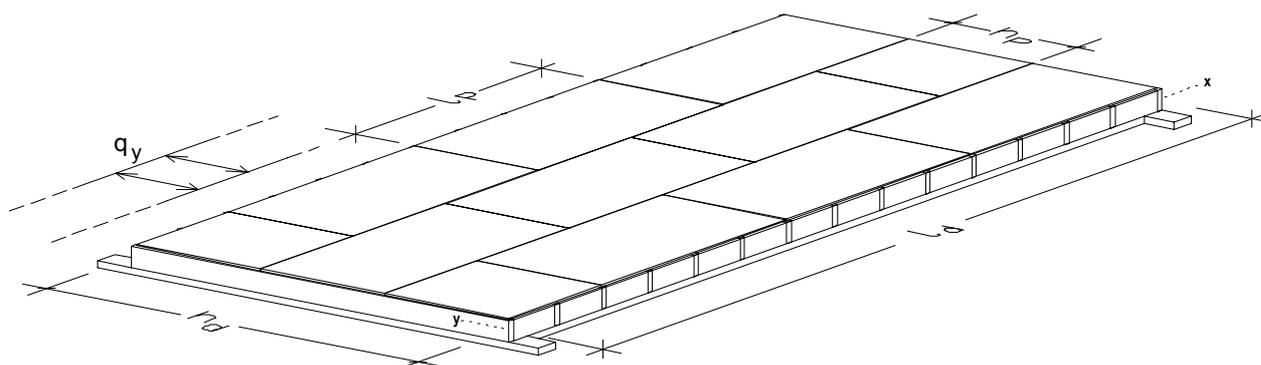
Bild 1-6: Verbindung der Dachtafel mit Decke (f) und Wand (w) für Beanspruchungen aus Dach (r)

1.5 Deckentafeln

Eine Deckentafel besteht aus Rippen und den Deckenbalken, auf denen ein- oder beidseitig Holz- oder Gipswerkstoffplatten mit Nägeln, Klammern oder Schrauben befestigt sind (Bild 1-7).



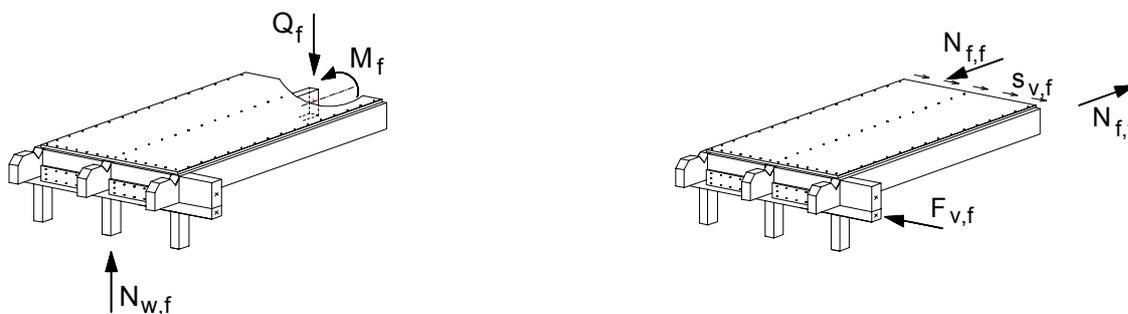
a Variante X-Y, Deckenbalken in x-Richtung, größeres Plattenmaß in y-Richtung



b Variante Y-X, Deckenbalken in y-Richtung, größeres Plattenmaß in x-Richtung

Bild 1-7: Deckentafeln

Die Konstruktion der Verbindung der Deckentafeln mit den Wandtafeln in Bild 1-8 muss es ermöglichen, alle Kräfte aus der Decke in die Ebene der Wandtafel weiterzuleiten.



a Biegebeanspruchung der Deckentafel b scheibenartige Beanspruchung der Deckentafel

Bild 1-8: Verbindung der Deckentafel mit der Wand (w) für Beanspruchungen aus Decke (f)

2 Mathematisch-mechanische Problembeschreibung

2.1 Stabilitätsprobleme der Holztafeln

Bei dem Verbundbauteil Holztafel sind 4 Arten von Stabilitätsversagen denkbar.

- Die gesamte Tafel knickt als nachgiebig verbundener Biegeträger senkrecht zu ihrer Ebene infolge vertikaler Beanspruchungen (Bild 2-1).
- Infolge der vertikalen Beanspruchung beult die Beplankung als Einzelbauteil senkrecht zu ihrer Ebene (Bild 2-2).
- Infolge der vertikalen Beanspruchung beult die Beplankung und die vertikalen Rippen knicken in der Tafelebene (Bild 2-3).
- Die Beplankung beult als Einzelbauteil senkrecht zu ihrer Ebene infolge der Schubbeanspruchung aus der Horizontalkraft F_h (Bild 2-4). Die Rippen verschieben sich zu einem Parallelogramm.

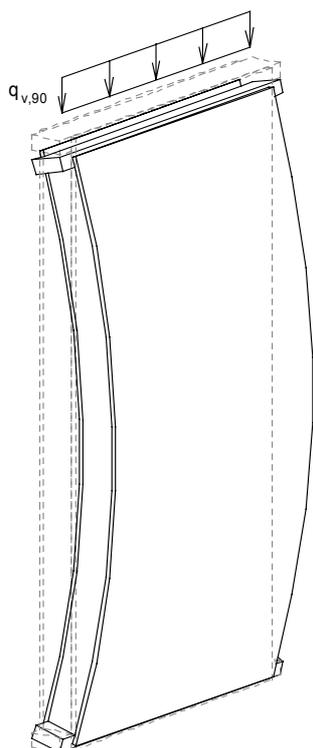


Bild 2-1: Knicken der Tafel als nachgiebig verbundener Biegeträger

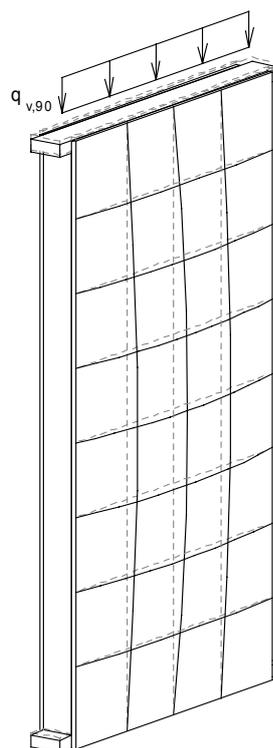


Bild 2-2: Druckbeulen der Beplankung und Querdruck in den horizontalen Rippen

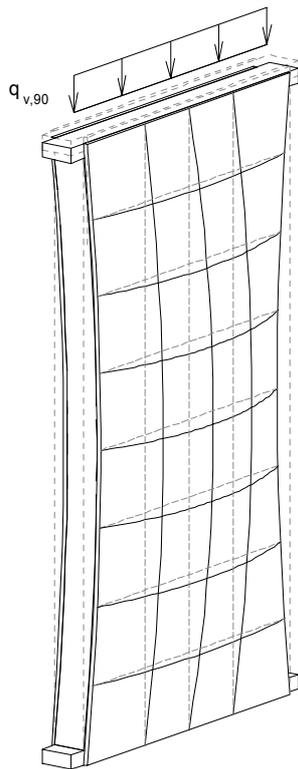


Bild 2-3: Druckbeulen der Beplankung und Knicken der vertikalen Rippen in Tafelebene

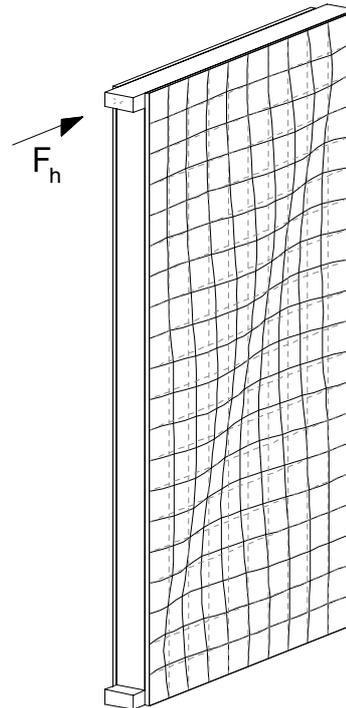


Bild 2-4: Schubbeulen der Beplankung

Gegenstand dieser Arbeit ist ausschließlich das Schubbeulen der Beplankung als Einzelbauteil. Unter den folgenden Voraussetzungen verdrehen und verschieben sich die Rippen der Holztafel nur in der Tafelebene, so dass sie senkrecht zur Tafelebene starre Auflager für die Beplankung darstellen:

- beidseitige Beplankung der Holztafel mit
 - identischem Werkstoff gleicher Plattendicke t_1
 - identischen Verbindungsmitteln und gleichem Verbindungsmittelabstand a_1
- Lagerung aller Randrippen durch flankierende Bauteile
- zentrische Krafteinleitung in die Holztafel über die Schwerachse der Kopfrippe

2.2 Beanspruchung von Einzelfeldern durch Schubspannungen

Die Lösung für die allseitig gelenkig gelagerte Rechteckplatte unter scheibenartiger Schubbeanspruchung wurde von Timoschenko (1921) angegeben. Er konnte zeigen, dass Ansätze, bei denen $m + n$ ungerade ist, höhere Beulwerte ergeben als Ansätze, bei denen die Summe eine gerade Zahl ist. Somit sind nur die letzteren maßgebend.

Die Beulwertkurve nach Petersen (1980) in Bild 2-5 lässt sich für gelenkig gelagerte Rechteckplatten mit dem Seitenverhältnis $\alpha = \frac{a}{b}$ durch die Funktionen

$$\kappa_{\tau} = 5,34 + \frac{4,00}{\alpha^2} \text{ für } \alpha > 1 \quad \text{und} \quad \kappa_{\tau} = 4,00 + \frac{5,34}{\alpha^2} \text{ für } \alpha \leq 1$$

beschreiben. Aus diesem kann die ideale Beulspannung berechnet werden, indem der Beulwert κ_{τ} mit der Bezugsspannung σ_e multipliziert wird. Bild 2-5 zeigt, dass die Annahme einer gelenkigen Lagerung der Beplankung durch die Verbindungsmittel zu einer Abschätzung der idealen Beulspannung führt, die als unterer Grenzwert bezeichnet werden kann (siehe Graph 1). Der obere Grenzwert der idealen Beulspannung kann mit der Annahme einer Volleinspannung der Beplankung in die Rippen beschrieben werden (siehe Graph 2). Durch das Zusammenwirken der Verbindungsmittelbeanspruchung in Schaftrichtung sowie der Kontaktpressung zwischen Beplankung und Rippe kann von einer Teileinspannung der Beplankung in die Rippe ausgegangen werden, die im Folgenden nicht weiter verfolgt wird, weil der Einspanngrad so gering ist, dass die ideale Beulspannung einer gelenkig gelagerten Platte eine ausreichend genaue Abschätzung des Tragverhaltens der Tafel liefert.

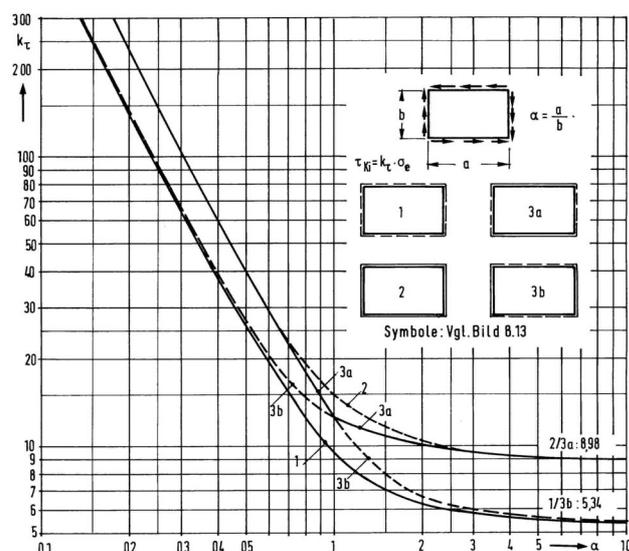


Bild 2-5: Beulwertkurven für gelenkig gelagerte und eingespannte Beulfelder unter konstanter Schubbeanspruchung nach Petersen (1980)

Die Schubsteifigkeit der Platte nimmt bei Spannungen oberhalb der kritischen Schubbeulspannung τ_{krit} plötzlich ab, ohne auf null zu sinken, siehe Bild 2-6 nach Pflüger (1964). Dieser grundlegende Sachverhalt ermöglicht bei scheibenartigen Bauteilen die Weiterleitung von horizontalen Kräften auch im gebeulten Zustand der Beplankung. Im Schubspannungs- Verzerrungsdiagramm bildet die Verzerrungssteifigkeit nach der Zugfeldtheorie die Asymptote für Beanspruchungen oberhalb der kritischen Schubbeulspannung.

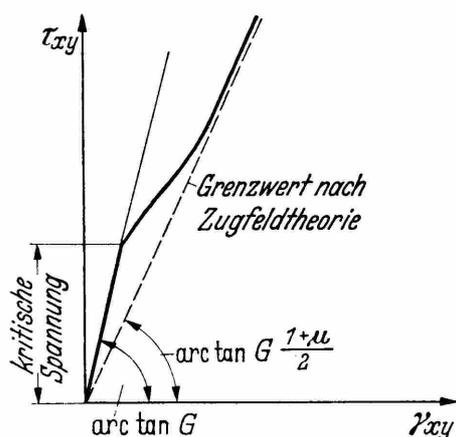


Bild 2-6: Abhängigkeit zwischen der angreifenden Schubspannung τ_{xy} und dem Schubwinkel γ_{xy} bei einer Rechteckplatte nach Pflüger (1964)

Durch die Horizontalkraft F_h (vgl. Bild 2-4) wird in der Beplankung der Holztafel ein ideales Schubfeld erzeugt, solange die aus der Beanspruchung resultierende Schubspannung τ unterhalb der kritischen Beulspannung τ_{krit} liegt. Wird F_h in definierten Schritten gesteigert, so geht das ideale Schubfeld in ein unvollständiges Zugfeld über. Bild 2-7 nach Hertel (1960) zeigt den Hauptspannungs- und Schubspannungszustand in der Beplankung bei unterschiedlichen Laststufen. Dabei stellt das ideale Zugfeld eine Obergrenze für die Normalspannung in der Mittelebene dar. Die Verteilung der Schub- und Normalspannungen in der Mittelebene der Beplankung kann nach Kuhn (1953) über den empirisch ermittelten Ausbildungsfaktor

$k = \tanh\left(0,5 \cdot \log \frac{\tau}{\tau_{\text{krit}}}\right)$ abgeschätzt werden. Dabei ist τ die Schubspannung des idealen

Schubfeldes, die entstehen würde, wenn die Faltenbildung verhindert worden wäre. Das Verhältnis

$\xi = \frac{\tau}{\tau_{\text{krit}}}$ ist der Überschreitungsgrad der kritischen Schubspannung.

Für $k = 0,5$ muss $\xi = 12$ erreicht sein und bei $\xi = 1000$ bleiben noch 10% der Nennspannung als effektive Schubspannung erhalten. Anhand dieser Rechenbeispiele wird deutlich, dass die Spannungszustände des idealen und vollständigen Zugfeldes rein akademisch sind, weil sich in keinem im Holztafelbau verwendeten Beplankungswerkstoff ein ausreichend großer Überschreitungsgrad der kritischen Schubspannung einstellen kann, ohne vorher zum Gewaltbruch der Beplankung zu führen.

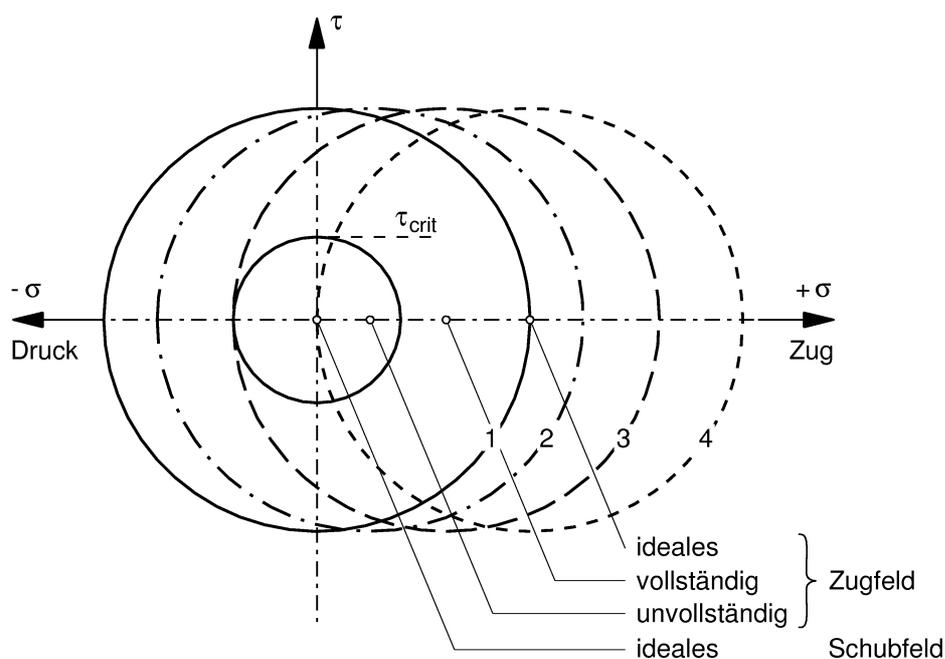


Bild 2-7: Schubfeld – Zugfeld – Theorien anhand des Mohr'schen Spannungskreises nach Hertel (1960)

In den soeben zitierten Literaturquellen wird das Tragverhalten von Scheiben unter Schubbeanspruchung dargestellt. Da die Holztafel ein Verbundbauteil aus Rippen, Verbindungsmittel und Beplankung ist, kann ihr Tragverhalten unter horizontaler Beanspruchung mit dem Tragverhalten der Beplankung nicht vollständig beschrieben werden. Es müssen zusätzlich die Verformungen der Rippen und der Verbindungsmittel berücksichtigt werden.

Bei der Beplankung und den Rippen wird ein linear elastisches Materialgesetz gewählt. Werden bei der Konstruktion von Holztafeln ausreichend duktile Verbindungsmittel eingesetzt (Anforderungen s. Kapitel 5.1), so ist beim Erreichen der elastischen Grenzkraft eine Kraftumlagerung möglich, dass erst im Bruchzustand der Tafel alle Verbindungsmittel einer Rippe mit der gleichen Kraft bei unterschiedlicher Verschiebung und Richtung beansprucht werden. Zur Simulation der Verbindungsmittel wird ein ideal elastisch-plastisches Materialgesetz gewählt (siehe Bild 3-4).

2.3 Definition der mechanischen Symbole

Neben der Geometrie der Tafel, der Abmessungen der einzelnen Bauteile, sowie deren Steifigkeiten hat die Anordnung der globalen Lager sowie deren Steifigkeiten und die Verbindung der Rippen untereinander sowie deren Steifigkeiten einen erheblichen Einfluss auf die innere Verteilung der Schnittgrößen. Zusätzlich ist das Kraft-Verformungsverhalten der Verbindungsmittel zu berücksichtigen. Um die der Berechnung zugrunde liegenden statischen Modelle eindeutig beschreiben zu können, muss zuerst eine Symbolik definiert werden, mit deren Hilfe die globale Lagerung der Tafeln und die Verbindung der Rippen untereinander eindeutig beschrieben werden kann.

In einer Modellstudie werden Ort und Art der globalen Lagerung sowie Ort und Art der Verbindung der Rippen untereinander variiert. An jedem Schnittpunkt von zwei oder mehreren Stäben müssen alle wichtigen Modelleigenschaften aus dem Symbol abgelesen werden können. Es werden ausschließlich globale Lager und innerer Verbindungen der Rippen untereinander in der x, y-Ebene dargestellt. Alle Modelle werden kontinuierlich am Rand in z-Richtung starr gelagert. Um den Übergang von einfachen mechanischen Modellen zu Modellen für baupraktisch / versuchstechnisch üblichen Konstruktionen zu ermöglichen, werden neben starren auch steife Lager simuliert. Die verwendeten Lagersymbole kann man sich anschaulich als starre oder steife Blattfedern vorstellen. Die jeweiligen Federsteifigkeiten wurde aus der Literatur entnommen oder mit Hilfe von Kleinversuchen am LHT ermittelt.

2.3.1 Zentrische globale Lager

Bei der zentrischen Lagerung eines Stabes nach Bild 2-8 wird das jeweilige globale Lager in der Stabachse des Stabes angeordnet. Es wird zwischen starren und steifen Lagern unterschieden. Die Verbindung der Rippen untereinander wird im Kasten angegeben. Die globalen Lagerungen sind an den Stabenden dargestellt.

2.3.2 Exzentrische globale Lager

Bei der exzentrischen Lagerung eines Stabes nach Bild 2-8 wird das jeweilige globale Lager mit einer definierten Ausmitte zur Stabachse des Stabes angeordnet. Es wird zwischen starren und steifen exzentrischen Lagern unterschieden. Die Verbindung der Rippen untereinander wird im Kasten angegeben. Die globalen Lagerungen sind an den Stabenden dargestellt.

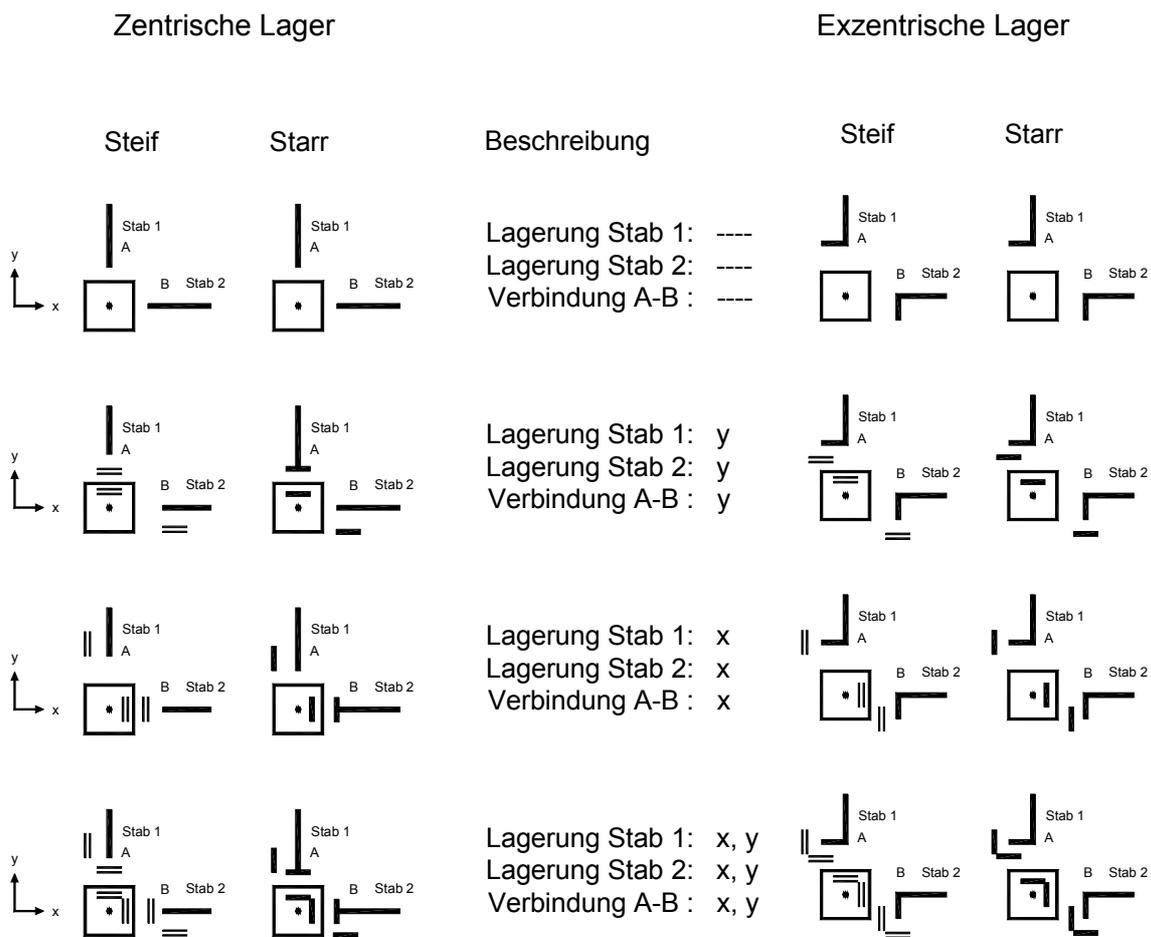


Bild 2-8: Definition der Lager sowie der Verbindung der Rippen untereinander

3 Nichtlineare Beulanalyse von Wandtafeln

Im folgenden Abschnitt wird der Aufbau des FE-Modells beschrieben, an dem die nichtlinearen Beulanalysen durchgeführt werden. Da eine Modellierung immer eine zweckgerichtete Vereinfachung darstellt, müssen zunächst diese beschrieben werden, um die erzielten Ergebnisse interpretieren zu können.

Das Grundprinzip der „Finiten-Element-Methode“ (FEM) zur Lösung von Problemen der Strukturmechanik besteht in der Unterteilung einer Gesamtstruktur in diskrete Elemente, die in den Elementknoten miteinander verbunden sind. Die FEM ist ein numerisches Verfahren, das die Differentialgleichungen des Kontinuums in ein algebraisches Gleichungssystem mit endlich vielen Unbekannten überführt.

Als unbekannte Freiwerte treten je Knoten die globalen Verschiebungen u_x , u_y , u_z , und Verdrehungen φ_x , φ_y , φ_z auf. Die zu diesen Knotenfreiwerten gehörigen lokalen Elementsteifigkeitsmatrizen werden auf globale Koordinaten transformiert und zur Gesamtsteifigkeitsmatrix des Systems zusammengebaut. Nach Transformation der Lasten auf globale Koordinaten und Einführung der Lagerungsbedingungen des Tragwerks ergibt sich ein Gleichungssystem zur Bestimmung der unbekanntenen Knotenfreiwerte. Sie führen in der Nachlaufrechnung auf die Spannungen, Knotenkräfte und -momente des jeweiligen Elementes.

Die folgenden Untersuchungen wurden mit Hilfe des FE-Programmes ANSYS durchgeführt. Dazu ist vom iBHolz eine interaktives Eingabedatei entwickelt worden, um die im Folgenden beschriebenen Untersuchungen fehlerfrei und effizient durchführen zu können.

Da bei allen betrachteten Tafелеlementen von einer zweiseitigen Beplankung mit identischem Material, Plattendicke, Verbindungsmittel und Verbindungsmittelabstand ausgegangen wird, entstehen bei zentrischer Krafteinleitung von F_h keine äußeren Auflagerkräfte senkrecht zur Holztafel (Bild 3-1). Es ist deshalb möglich, nur eine halbe Tafel (in Tafelquerrichtung) zu simulieren, bei der im unverformten Zustand die Schwerachsen der halben Rippen und die Mittelfläche der Beplankung in einer Ebene liegen (Bild 3-2).

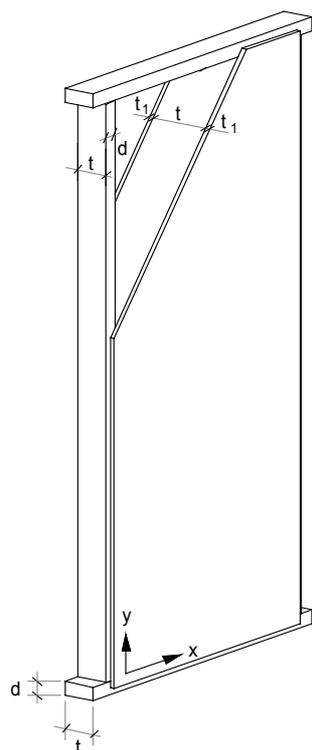


Bild 3-1: Reale Tafel

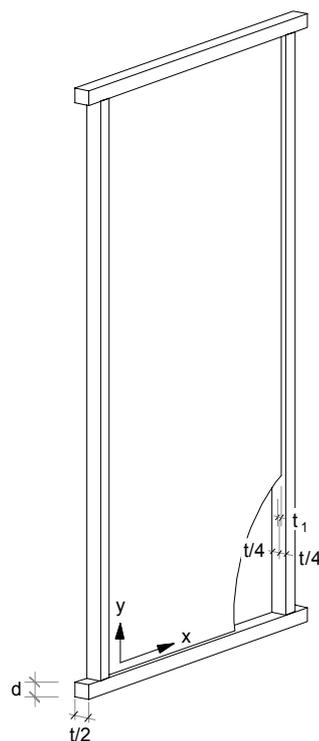


Bild 3-2: Virtuelle „halbe“ Tafel

3.1 Materialeigenschaften und Elementeigenschaften der FE-Bausteine

Um eine Holztafel in einer FE-Simulation abbilden zu können, müssen verschiedene FE-Bausteine so miteinander kombiniert werden, dass die Kompatibilität der Bausteine untereinander entsprechend der realen Holztafel gewährleistet bleibt.

3.1.1 Rippen

Die Rippen erhalten die charakteristischen Steifigkeiten und Festigkeiten von Nadelholz C24 (S10) nach EDIN 1052 Mai 2000. Wie bereits erwähnt, wird im FE-Modell die Symmetrie zur xy -Ebene ausgenutzt. Deshalb haben die Rippen im Modell nur die halbe Höhe gegenüber dem realen Bauteil.

Halbe Höhe:	$t/2$	=	90 mm
Breite:	d	=	60 mm
E-Modul:	$E_{0,mean}$	=	11.000 N/mm ²
Schubmodul:	G	=	690 N/mm ²

Beam3 ist ein 2D-Balkenelement mit 2 Knoten. Jeder Knoten besitzt drei Freiheitsgrade. Verschiebung in lokaler x- und y-Richtung und eine Verdrehung um die lokale z-Achse. Beam3 besitzt Zug-, Druck- und Biegetragfähigkeiten. Die Verwendung eines zweidimensionalen Balkenelementes ist möglich, weil das Ausweichen der Rippen aus der Tafelebene im FE-Modell nicht berücksichtigt werden muss, da die reale Tafeln durch flankierende Bauteile gehalten werden.

Elementtyp: beam 3
Elementlänge: $l_{\text{Element}} = 62,5 \text{ mm}$

3.1.2 Beplankung

Die Beplankung wird mit den charakteristischen Steifigkeiten und Festigkeiten von Holzfaserplatten in Anlehnung an die EDIN 1052 Mai 2000 simuliert. Als FEM-Baustein wird ein hochwertiges 8 Knoten Schalenelement (shell93) mit 6 Freiheitsgraden, den Verschiebungen in x-, y- und z Richtung sowie den Verdrehungen um die x-, y- und z-Achse, je Knoten verwendet, um eine anschauliche Darstellung der verformten Struktur bei geringer Elementanzahl zu erhalten. Das Element hat quadratische Ansatzfunktionen für die Verschiebungen in lokaler x- und y-Richtung. Die Anordnung der Knoten ist in Bild 3-3 dargestellt. Zuerst werden die vier Randknoten entgegen des Uhrzeigersinns angegeben und danach die vier Seitenknoten. Bei dem Shell93 Element können die Schubverformungen berücksichtigt werden.

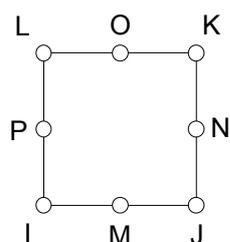


Bild 3-3 Anordnung der Knoten beim Shell 93 Element

Elementtyp: Shell93
Elementlänge: $l_{\text{Element}} = 62,5 \text{ mm}$
Elementbreite: $b_{\text{Element}} = 62,5 \text{ mm}$
Elementdicke: $t_1 = 4 \text{ mm}$
Biege-E-Modul: $E_{0,\text{mean}} = 5000 \text{ N/mm}^2$
Scheibenschubmodul: $G = 1250 \text{ N/mm}^2$

3.1.3 Verbindungsmittel

In der FE-Analyse werden für die Simulation der Verbindungsmittel zwei Federelemente benötigt, weil programmtechnisch kein Element bereit gestellt wird, bei dem die Anfangs- und Endknoten koinzident sein dürfen, wenn die Feder eine bilineare Federkennlinie hat und sich ausschließlich in der xy-Ebene verformt.

- lineare Feder (combin7):

Combin7 ist ein dreidimensionaler Stift zum Verbinden von zwei Knoten. Im perfekten FE-Modell (Erläuterung siehe Kapitel 3.2) sind die Knoten der Rippen (Beam3) und die Randknoten der Beplankung (Shell93) koinzident und bilden die Anfangs- bzw. Endknoten der Federelemente (combin7). Mit diesem Element können Reibung, Dämpfung sowie Federeigenschaften simuliert werden. Im vorliegenden Fall werden nur die Federeigenschaften abgebildet. Das lokale Koordinatensystem von Combin7 folgt der Translation und Rotation seiner Knoten, wenn große Verformungen bei der Simulation berücksichtigt werden. Das Element Combin7 kann als Translations- oder Rotationsfeder mit definierten Freiheitsgraden eingesetzt werden. Bei den folgenden Berechnungen wird nur die Federsteifigkeit $K_1 = 500 \text{ N/mm}$ in der xy-Ebene berücksichtigt. Die Beanspruchung der Verbindungsmittel in Stabachse wird durch starre Auflager in z-Richtung abgebildet.

- bilineare Translationsfeder (combin39):

Combin39 ist ein dreidimensionaler Stift zum Verbinden von zwei Knoten. Im imperfekten FE-Modell (Erläuterung siehe Kapitel 3.2) sind die Knoten der Rippen (Beam3) und die Randknoten der Beplankung (Shell93) nicht koinzident und bilden die Anfangs- bzw. Endknoten der Federelemente (combin39). Bei den folgenden Berechnungen wird nur die Anfangssteifigkeit der Feder $K_1 = 500 \text{ N/mm}$ in der xy-Ebene bis Tragfähigkeitsgrenze $R_d = 500 \text{ N}$ berücksichtigt. Nach dem Überschreiten dieser Grenze wird die Steifigkeit auf $K_2 = 1/10.000 K_1$ herabgesetzt, wodurch ein Fließen der Verbindungsmittel simuliert wird. Die Kraft-Verformungskurve des Verbindungsmittels ist in Bild 3-4 dargestellt. Die Beanspruchung in ihrer Stabachse wird durch starre Auflager in z-Richtung abgebildet.

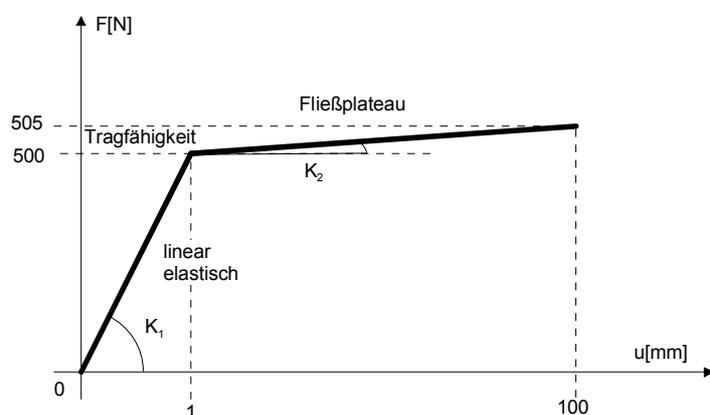


Bild 3-4 Bilineare Kraft-Verformungskurve des Federelementes Combin39

3.2 Ablauf der Simulation

Nacheinander werden folgende Arbeitsschritte durchlaufen.

- Generieren des perfekten, statischen Modells durch Definition der Knoten, der Elemente, der Materialeigenschaften, der Lagerung und der Beanspruchung.
- Durchführen der linearen Beulanalyse zur Generierung des imperfekten, statischen Modells.
- Durchführen der nichtlinearen Beulanalyse.
- Darstellung der Ergebnisse.

Im Folgenden werden die beiden einfachsten statischen Modelle vorgestellt. Hierbei handelt es sich um rein akademische Tragmodelle, an denen die wesentlichen Effekte ablesbar sind, ohne dass diese durch zusätzliche Effekte verwässert werden. Anders als bei baupraktischen Tafeln, die am Fußpunkt horizontal und vertikal verankert sind, werden die hier betrachteten Tafeln am oberen Ende der linken Rippe vertikal, am rechten Ende der Fußrippe horizontal und am unteren Ende der rechten Rippe vertikal gehalten. Die Tafeln haben die Abmessungen $b \times h = 1250 \times 2500$ mm.

3.3 Ideales Schubfeld

Bei einem idealen Schubfeld wird die horizontale Kraft F_h ausschließlich aus der Kopfriple der Holztafel über die Verbindungsmittel in die Beplankung eingeleitet. Da die Rippen untereinander nicht verbunden sind und somit von Rippe zu Rippe keine Kräfte direkt übertragen werden können, erfahren die Verbindungsmittel fast ausschließlich Beanspruchungen parallel zu den Rippen. Das bedeutet, dass die Beplankung mit einer nahezu konstanten Schubspannung an allen 4 Ränder beansprucht wird.

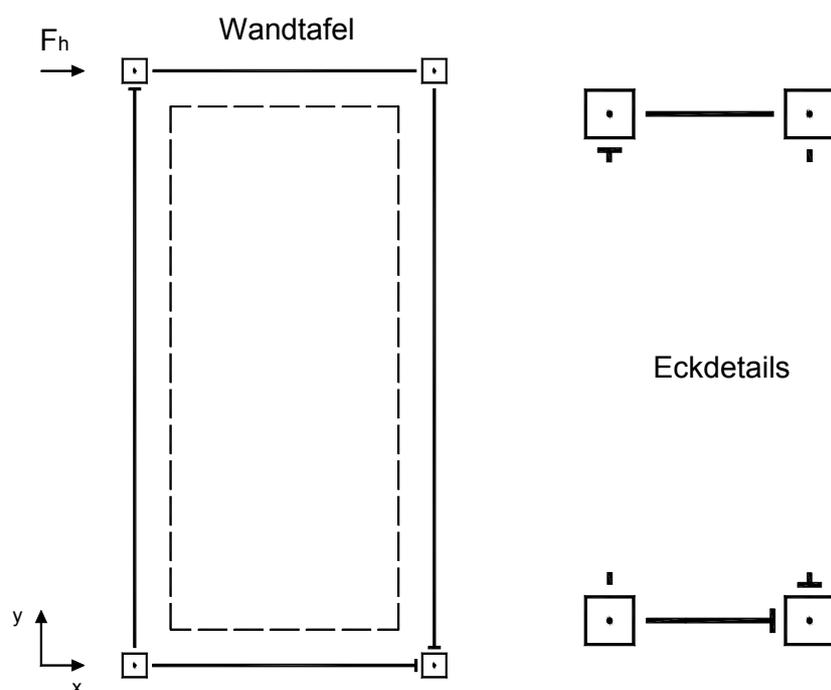


Bild 3-5: Statisches Modell des idealen Schubfelds ohne Verbindungsmittel

Lediglich durch die globalen Lager gibt es schnell abklingende örtliche Störungen, d. h. kleine Beanspruchungen senkrecht zum Plattenrand, siehe Bild 3-19. Da diese Berechnung rein akademischer Natur ist, macht Bild 3-6 deutlich, weil sich die Rippen im verformten Zustand durchdringen können.

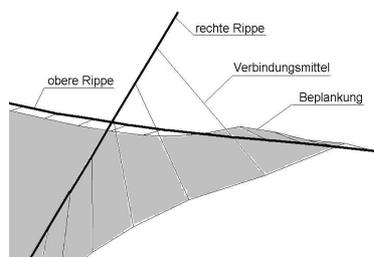


Bild 3-6 Verformte Wandtafel mit nicht untereinander verbundenen Rippen

Das Verformungsverhalten der Tafel parallel zur Horizontalkraft F_h und senkrecht zur Tafelebene ist im Bild 3-7 dargestellt. Man erkennt das Beulen der Beplankung bei einem geringen Lastniveau. Zudem wird deutlich, dass die Verformungen in der Tafelebene sowie senkrecht zu dieser von gleicher Größe sind. Im Bild 3-8 ist die Verschiebung des am meisten beanspruchten Verbindungsmittels sowie die maximale 1. Hauptspannung und die maximale von Mises Vergleichsspannung an der Oberseite der Beplankung dargestellt. Dieses Bild gibt Aufschluss darüber, bei welcher Kraft F_h Tragfähigkeitsgrenzen der Tafel überschritten werden. Die genaue Beobachtung der Spannungen in der Beplankung ist notwendig, weil mit dem verwendeten Werkstoffgesetz der Schalenelemente deren Bruchmechanik nicht abgebildet werden kann.

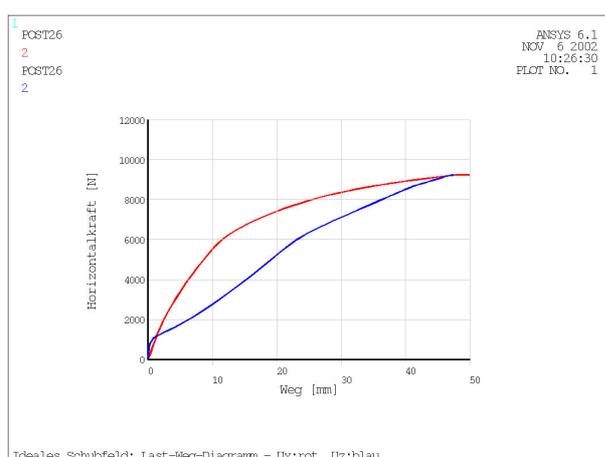


Bild 3-7: Rippen u_x : rot; Beplankung u_z : blau

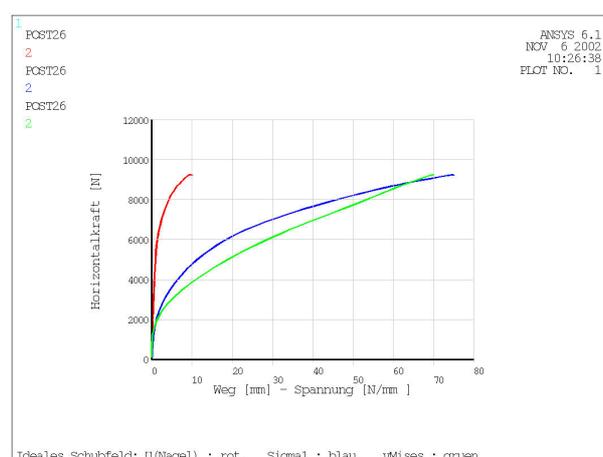


Bild 3-8: u_N : rot; S_1 : blau; v_{Mis} : grün

Die Ergebnisse der nichtlinearen Beulanalyse werden auf zwei signifikanten Lastniveaus für die Rippen, die Beplankung und die Verbindungsmittel ausgewertet.

3.3.1 Lastschritt - max. $u_{\text{Nagel}} = 1,0 \text{ mm}$ bei $F_h = 5360 \text{ N}$

Weil die Nagelkennlinie genau so gewählt worden ist, dass die elastische Tragfähigkeit der Verbindungsmittel genau bei einer Verschiebung von 1mm erreicht wird, kann der Lastschritt, bei dem das 1. Verbindungsmittel eine Verschiebung von 1mm erreicht, als elastische Grenzlast der Holztafel bezeichnet werden. Die zugehörigen Schnittgrößen der einzelnen Bauteile sind im Folgenden dargestellt.

Schnittgrößen der Rippen

Die aus der Kraft F_h resultierenden Beanspruchungen, werden als Normalkraft über die Rippen abgetragen, während die Biegetragfähigkeit der Rippen von untergeordneter Bedeutung ist. Die Schnittkraftlinien sind untereinander nicht im gleichen Maßstab erstellt worden, so dass die jeweilige Legende beachtet werden muss, um den Einfluss der einzelnen Schnittgröße auf die Steifigkeit der Tafel beurteilen zu können.

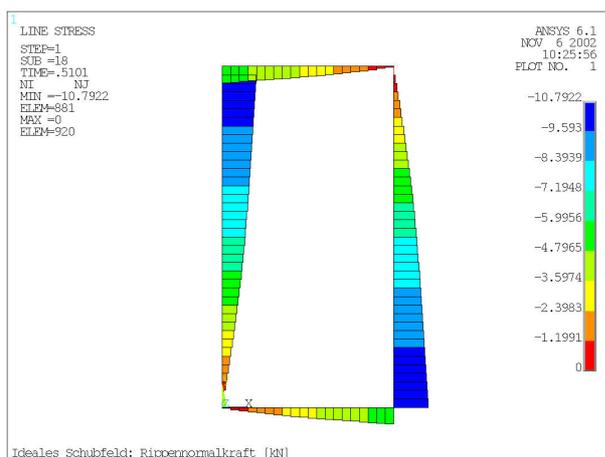


Bild 3-9: Normalkraft [kN]

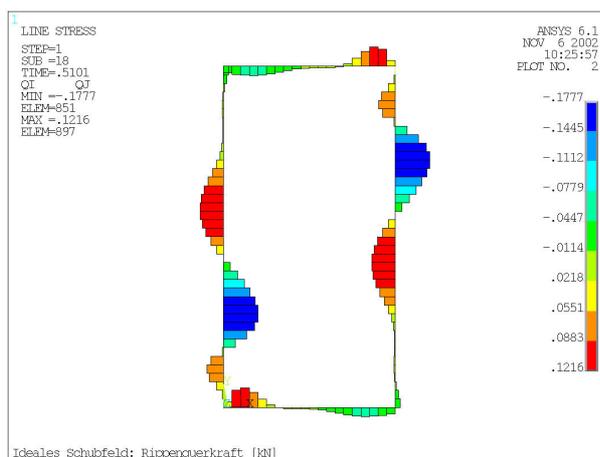


Bild 3-10: Querkraft [kN]

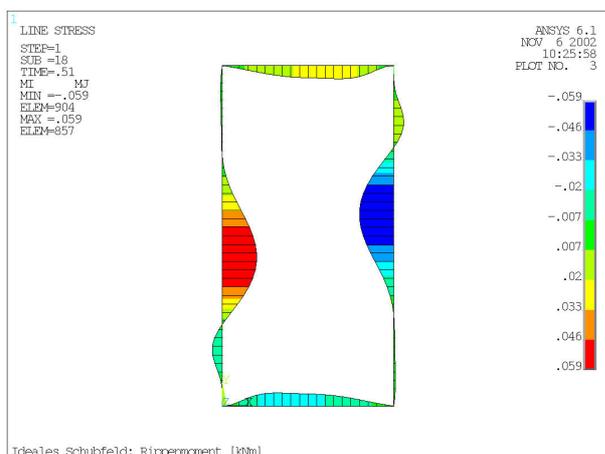


Bild 3-11: Momentenlinie [kNm]

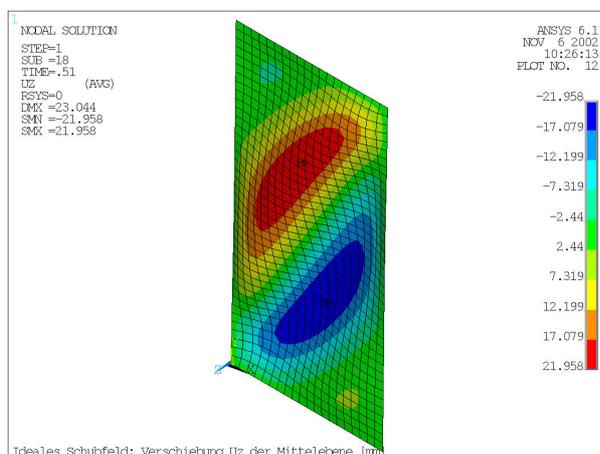


Bild 3-12: u_z [mm] der Beplankung

Beim Erreichen der elastischen Grenzlast ist in Bild 3-12 eine Verschiebung der Beplankung $u_z > 20\text{mm}$ zu erkennen. Der Rippenabstand ist offensichtlich zu groß.

Spannungen der Beplankung

Aufgrund der Verschiebung u_z unterscheiden sich bei planmäßig beulenden Beplankungen die Spannungen an den Oberflächen von denen in der Mittelebene, weil es zu einer Überlagerung von Membran- und Biegespannungen kommt. Dabei stellt die Mittelebene durch ihre Symmetrieeigenschaften den reinen Membranspannungszustand dar.

Vergleicht man das Bild 3-13 mit dem Bild 3-14, so ist eine deutlich unterschiedliche Orientierung der Hauptspannungsvektoren zu erkennen. In der Mittelebene ist ein klares Zugfeld zu erkennen. Der Plattenrand im Einzugsbereich dieses Zugfeldes ist durch einen mitwirkenden Druckstreifen gekennzeichnet, was dazu führt, dass die Verbindungsmittel trotz Zugfeld im Wesentlichen randparallel beansprucht werden. Das ist ein deutlicher Hinweis darauf, dass planmäßig beulende Beplankungen ebenfalls nach der Schubfeldtheorie bemessen werden dürfen. Dass dieses statische Modell überhaupt Ergebnisse liefert, macht deutlich, dass die Verbindung der Rippen untereinander für das innere statische Gleichgewicht der Tafel nicht erforderlich ist. Die Vektoren auf der Plattenoberfläche verlaufen quer zu den Beulen und kennzeichnen Bereiche großer Biegespannungen.

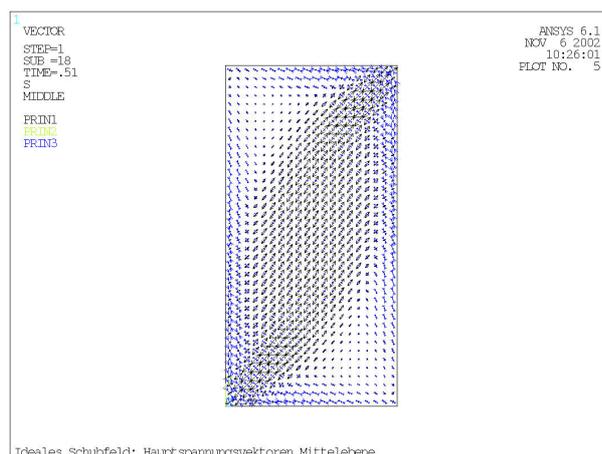
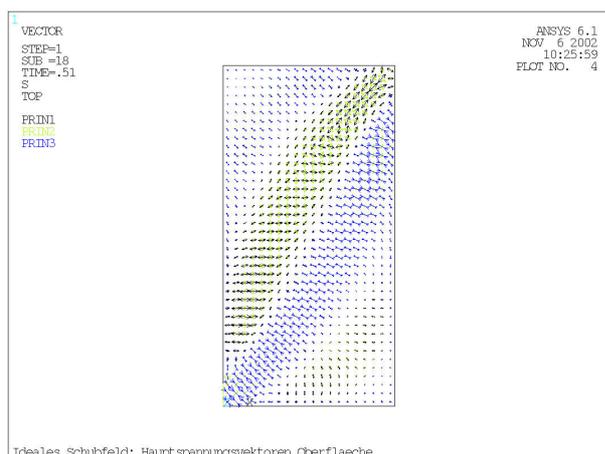


Bild 3-13: Hauptspannungsvektoren Oberfläche Bild 3-14: Hauptspannungsvektoren Mittelebene

Durch die Darstellung der Hauptspannungsvektoren werden qualitative Aussagen über die Beanspruchung der Beplankung gegeben, die durch die folgenden 6 Bilder quantifiziert werden.

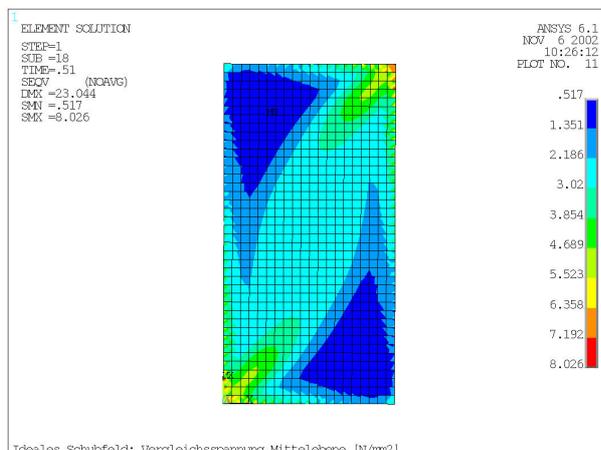
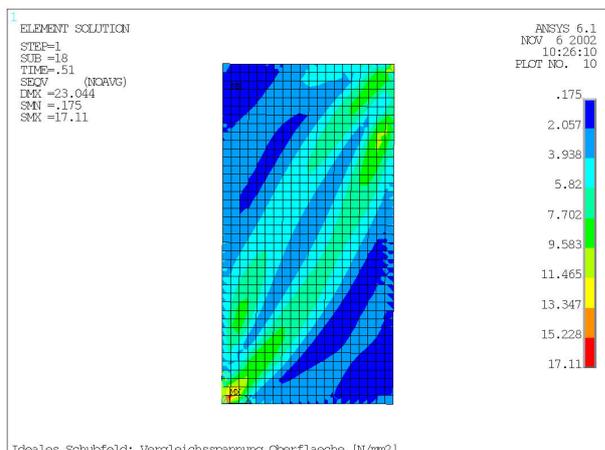
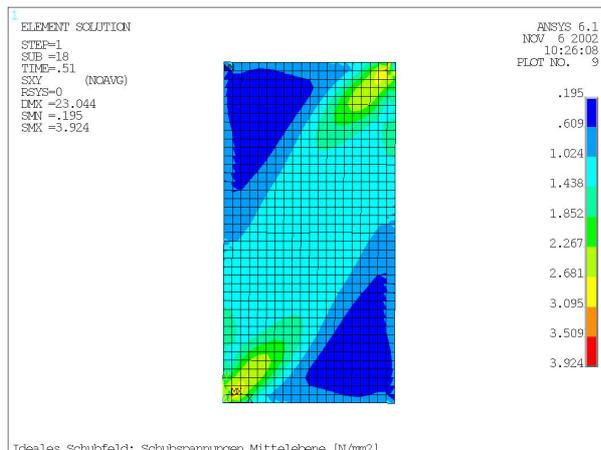
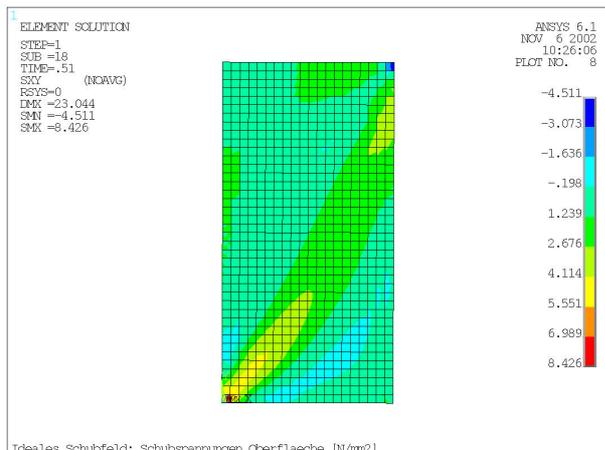
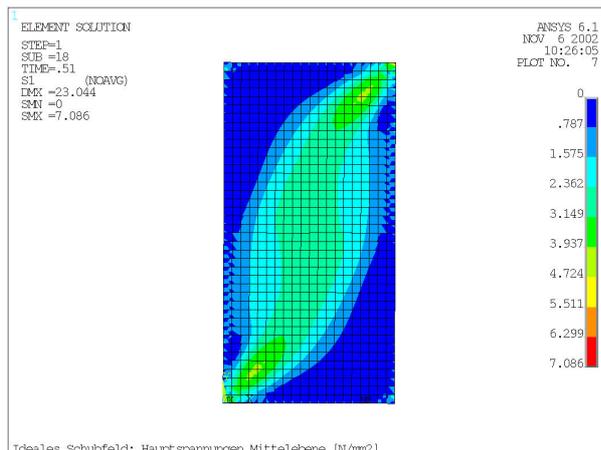
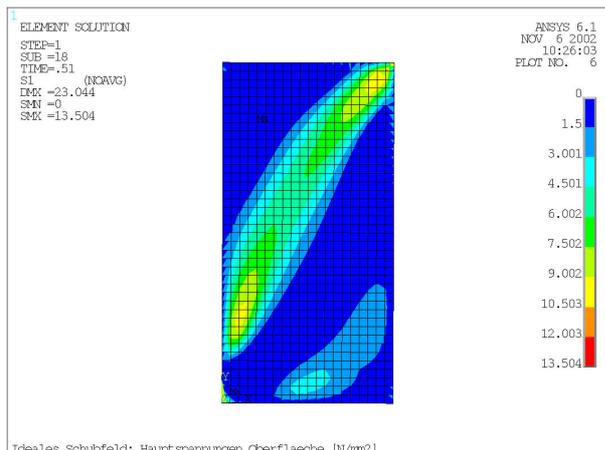


Bild 3-15 a-c: Plattenspannungen Oberfläche

Bild 3-16 a-c: Plattenspannungen Mittelebene

Der Vergleich von Bild 3-15 mit Bild 3-16 ergibt, dass die Spannungen an der Plattenoberfläche in diesem Lastschritt etwa doppelt so groß sind wie in der Mittelebene. Es ist deshalb zu erwarten, dass die Beplankungen nicht durch Schub- sondern durch Biegungbruch versagen.

Beanspruchung der Verbindungsmittel

Die Verbindungsmittel in den Zugecken werden erwartungsgemäß am stärksten beansprucht. Da die Beplankung bereits gebeult ist und somit nicht mehr das mit Abstand steifste Bauteil der Holztafel darstellt, verteilen sich die Nagelkräfte an allen Rippen, anders als bei nicht beulenden Beplankungen, im elastischen Grenzfall nicht konstant (vgl. Anhang 6). Die Kräfte wachsen in guter Näherung linear zu den Zugecken an. Bild 3-17 und Bild 3-18 kann entnommen werden, dass die Tafelbreite bei $y = h/2$ abnimmt, so dass von einem Einschnüreffekt gesprochen werden kann. Die Tafelränder sind offensichtlich biegeweich.

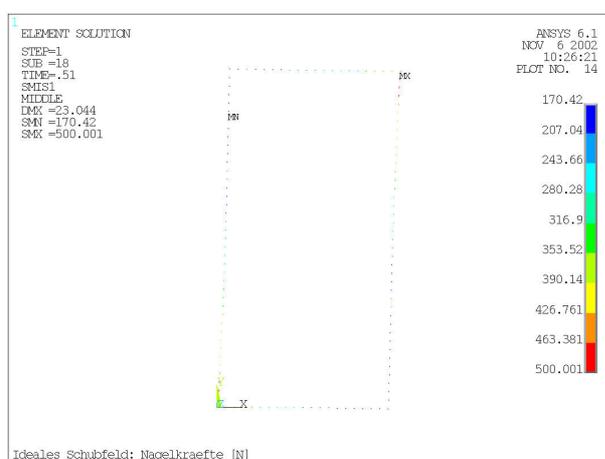


Bild 3-17: Nagelkraft [N]

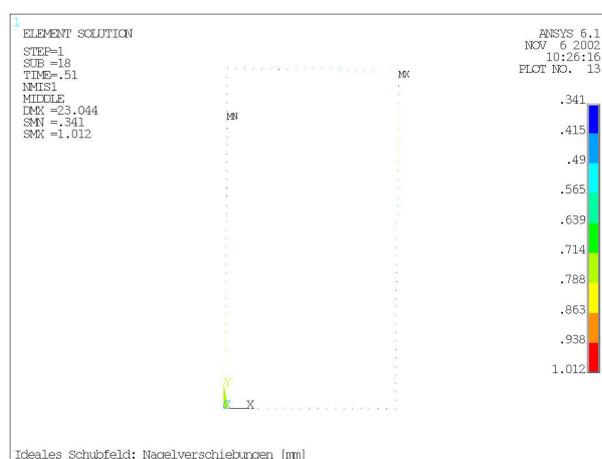


Bild 3-18: Nagelverschiebung [mm]

Für die Bemessung der Holztafel ist neben der Kenntnis der resultierenden Nagelkraft auch deren Orientierung zum Beplankungsrand wichtig, weil diese den erforderlichen Abstand des Verbindungsmitteldrehpunkts zum Beplankungsrand beeinflusst. In Bild 3-19a-d ist die resultierende Nagelkraft F aller Verbindungsmittel sowie die randparallele und randsenkrechte Komponente $S_{v,0}$ bzw. $S_{v,90}$ dargestellt.

Die Anordnung der Verbindungsmittel in den Diagrammen der horizontalen Rippen entspricht ihrer wirklichen Lage in der Tafel, während die Diagramme der vertikalen Rippen um 90° gegen den Uhrzeigersinn gedreht werden müssen, um die wirkliche Lage der Verbindungsmittel in der Tafel zu erhalten.

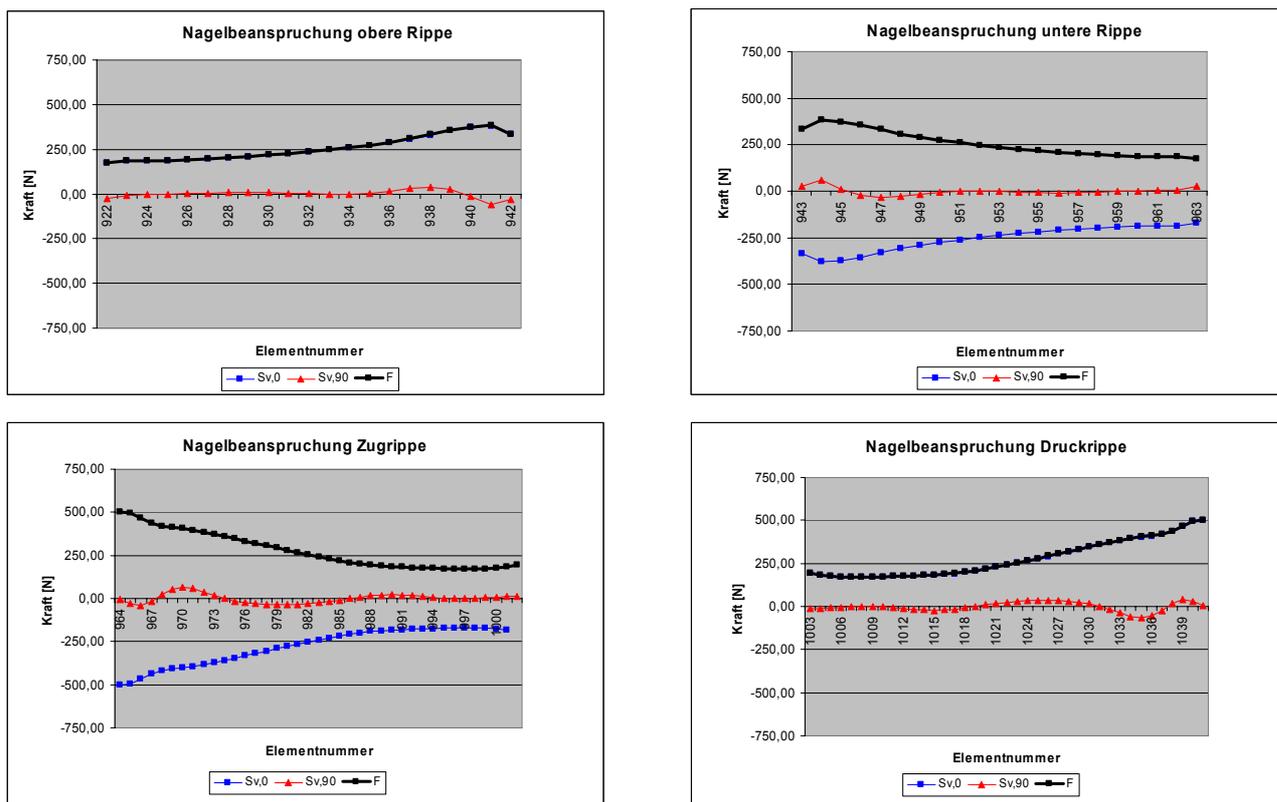


Bild 3-19: a-d Nagelkräfte der Rippen [N]

Man erkennt deutlich die fast ausschließlich randparallele Beanspruchung der Verbindungsmittel. Gleichgewicht am Plattenrand wird durch den vorher beschriebenen Druckstreifen (s. Bild 3-14) in der Platte hergestellt. In den Zugecken entsteht ein Druckbogen. Zur Verdeutlichung zeigt Bild 3-20 die Hauptspannungen in der Mittelebene der rechten oberen Beplankungsecke vergrößert.

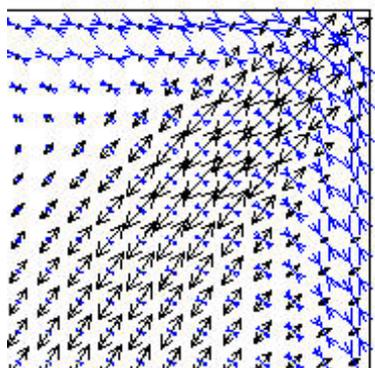


Bild 3-20: Hauptspannungsvektoren in der Mittelebene – rechte obere Ecke

3.3.2 Lastschritt - max. $u_x = 50$ mm bei $F_h = 9238$ N

Im Folgenden wird der Lastschritt, bei dem sich die Tafel parallel zur Kraft F_h um 50mm verschiebt, ausgewertet. Dieser Verschiebungswert wurde gewählt, weil bei allen durchgeführten Berechnungen die elastische Grenzlasterreicht worden ist und alle Verbindungsmittel mindestens einer Rippe ihre Traggrenze erreicht haben. Dieser Lastschritt beschreibt somit die Traglast der Holztafel unter der Voraussetzung, dass die Beplankung ausreichende Festigkeiten besitzt und die Verbindungsmittel ausreichend duktil sind.

Schnittgrößen der Rippen

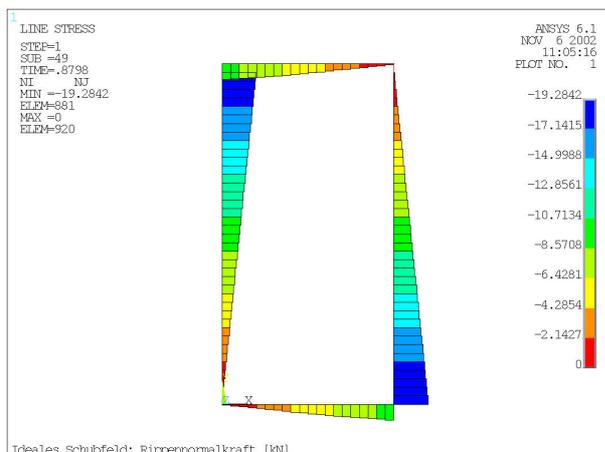


Bild 3-21: Normalkraft [kN]

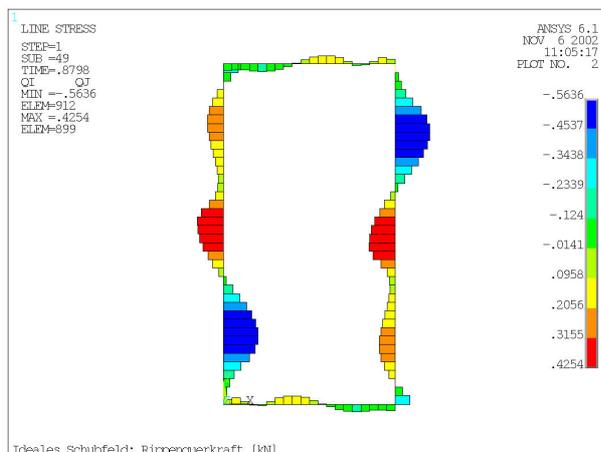


Bild 3-22: Querkraft [kN]

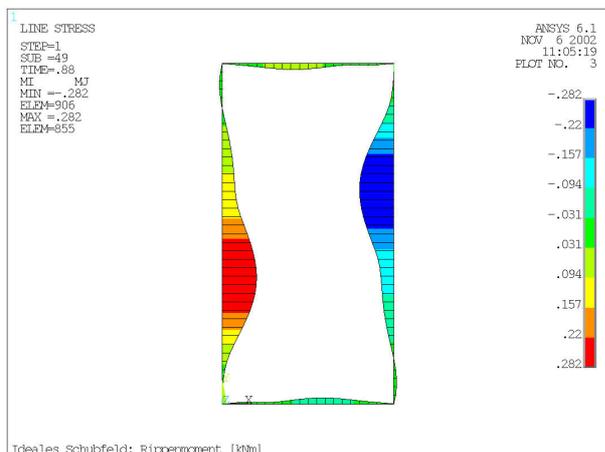


Bild 3-23: Momentenlinie [kNm]

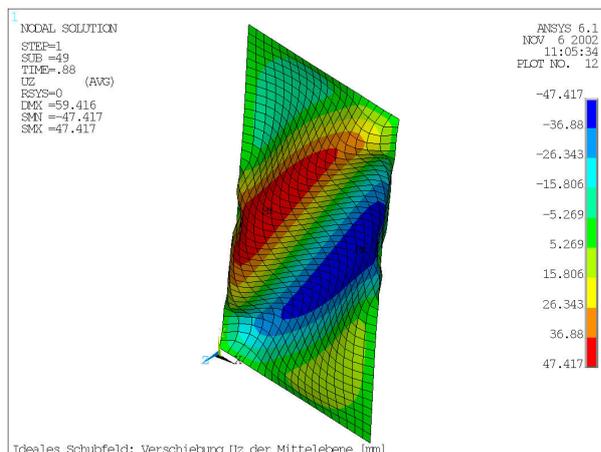


Bild 3-24: u_z [mm] der Beplankung

Die Horizontalkraft F_h erzeugt fast ausschließlich Normalkräfte in den Rippen. Die Querkräfte und Momente sind von untergeordneter Bedeutung. Die Verformung der Beplankung u_z hat, verglichen mit dem vorher dargestellten Lastschritt, bei einer Laststeigerung von 72% um 116% zugenommen.

Spannungen der Beplankung

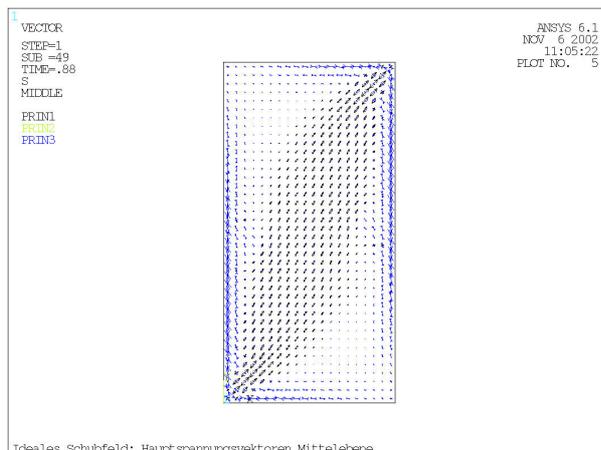
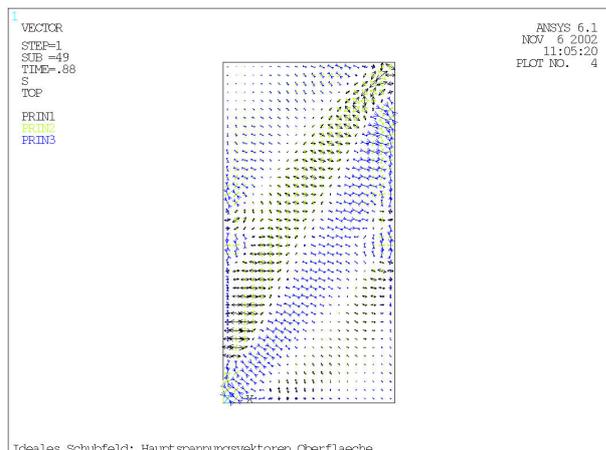
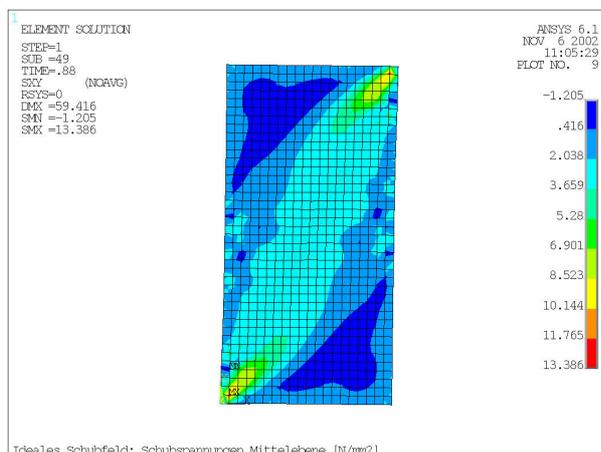
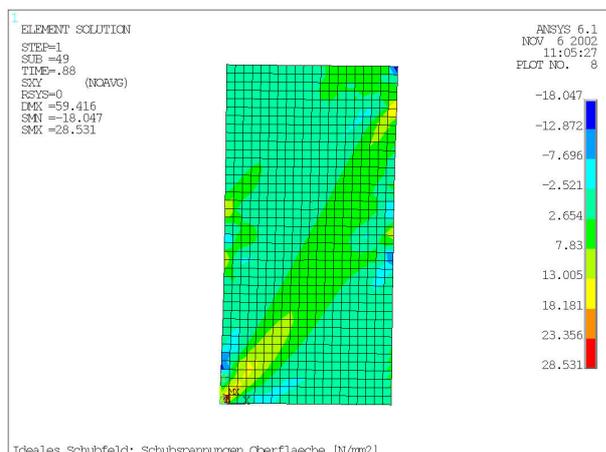
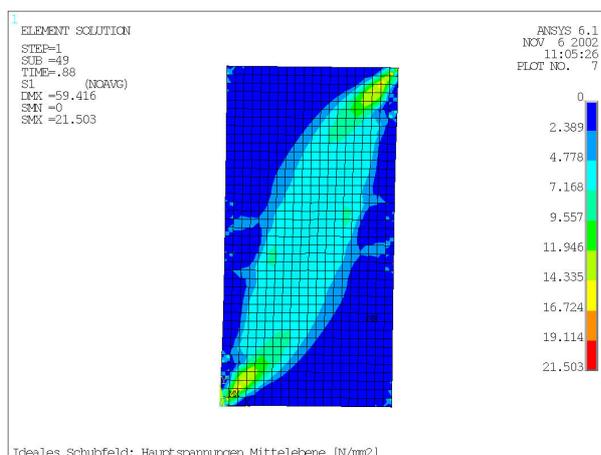
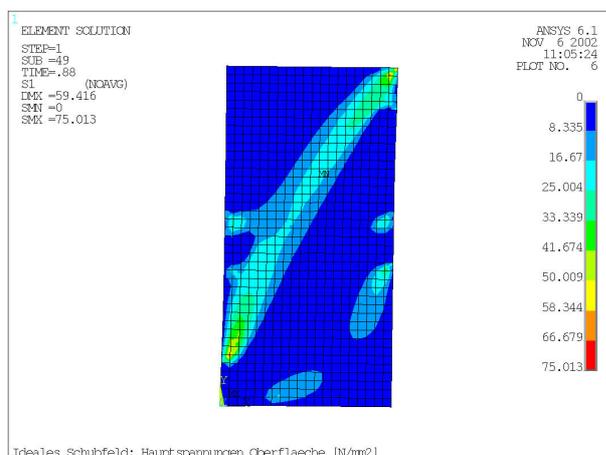


Bild 3-25: Hauptspannungsvektoren Oberfläche Bild 3-26: Hauptspannungsvektoren Mittelebene

Qualitativ hat sich das Bild der Hauptspannungsvektoren nicht verändert siehe Bild 3-25 und Bild 3-26. Aufgrund des gesteigerten Lastniveaus ist der Druckrand in der Mittelebene deutlicher zu erkennen. Bei den Biegespannungen an der Oberfläche werden Störungen auf halber Tafelhöhe sichtbar.



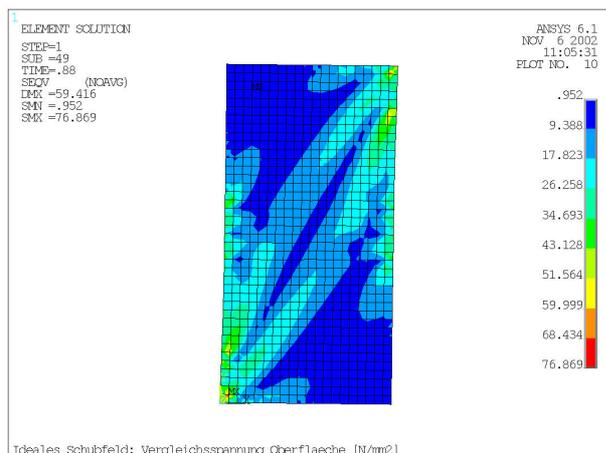


Bild 3-27 a-c: Plattenspannungen Oberfläche

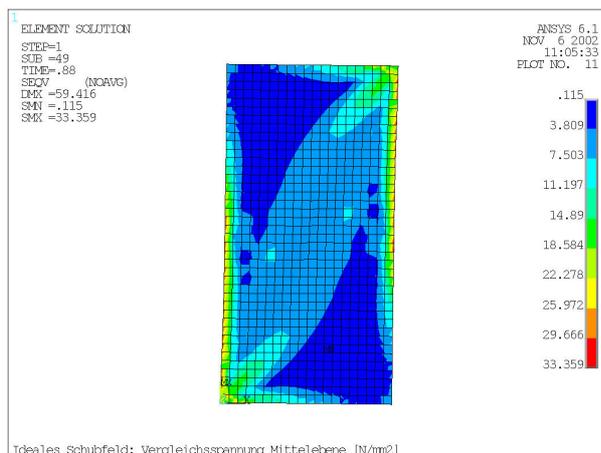


Bild 3-28 a-c: Plattenspannungen Mittelebene

Da die Verformungen und Krümmungen der Beplankung in u_z -Richtung überproportional zunehmen, müssen sich die Spannungen am Plattenrand, dem Materialgesetz gehorchend, in gleichen Verhältnis erhöhen. Es sind Spannungsspitzen in der Zugecke zu erkennen. Die Spannungen an der Oberfläche sind bis zu 2,5 mal größer als in der Mittelebene.

Beanspruchung der Verbindungsmittel

Im Traglastzustand der Tafel erreichen die Verbindungsmittel auf den vertikalen Rippen die jeweilige Traglast, weil alle Ecknägel den horizontalen Rippen zugewiesen worden sind. Auf den vertikalen Rippen „fehlt“ somit ein Nagel, der wiederum auf den horizontalen Rippen „zu viel“ vorhanden ist. In Bild 3-29 bzw. Bild 3-30 ist der Einschnüreffekt der vertikalen Rippen zu erkennen. Zudem wird an der rechten oberen Tafelecke deutlich, dass sich die Rippen unabhängig voneinander verschieben können.

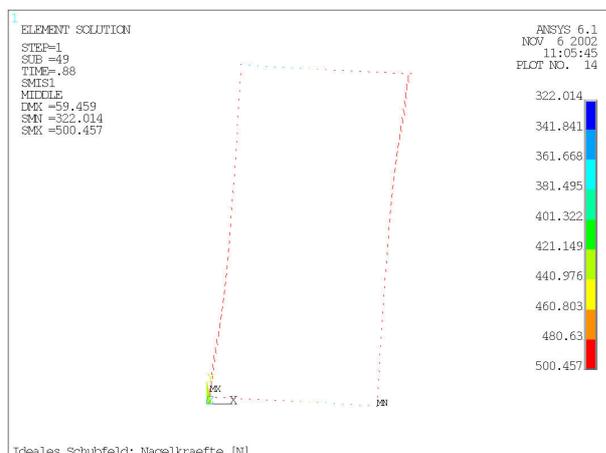


Bild 3-29: Nagelkraft [N]

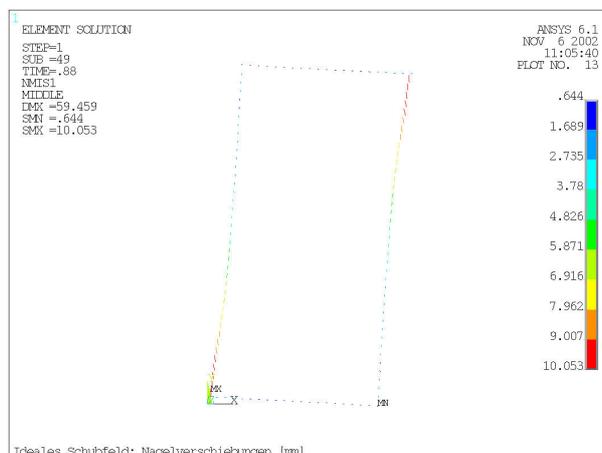


Bild 3-30: Nagelverschiebung [mm]

In Bild 3-31 a-d ist die resultierende Nagelkraft F aller Verbindungsmittel sowie die randparallele und randsenkrechte Komponente $S_{v,0}$ bzw. $S_{v,90}$ dargestellt. Die Kraftkomponente $S_{v,0}$ ist im ungünstigsten Fall 4-mal größer als $S_{v,90}$. Damit werden die Verbindungsmittel an allen Rippen im Wesentlichen randparallel beansprucht.

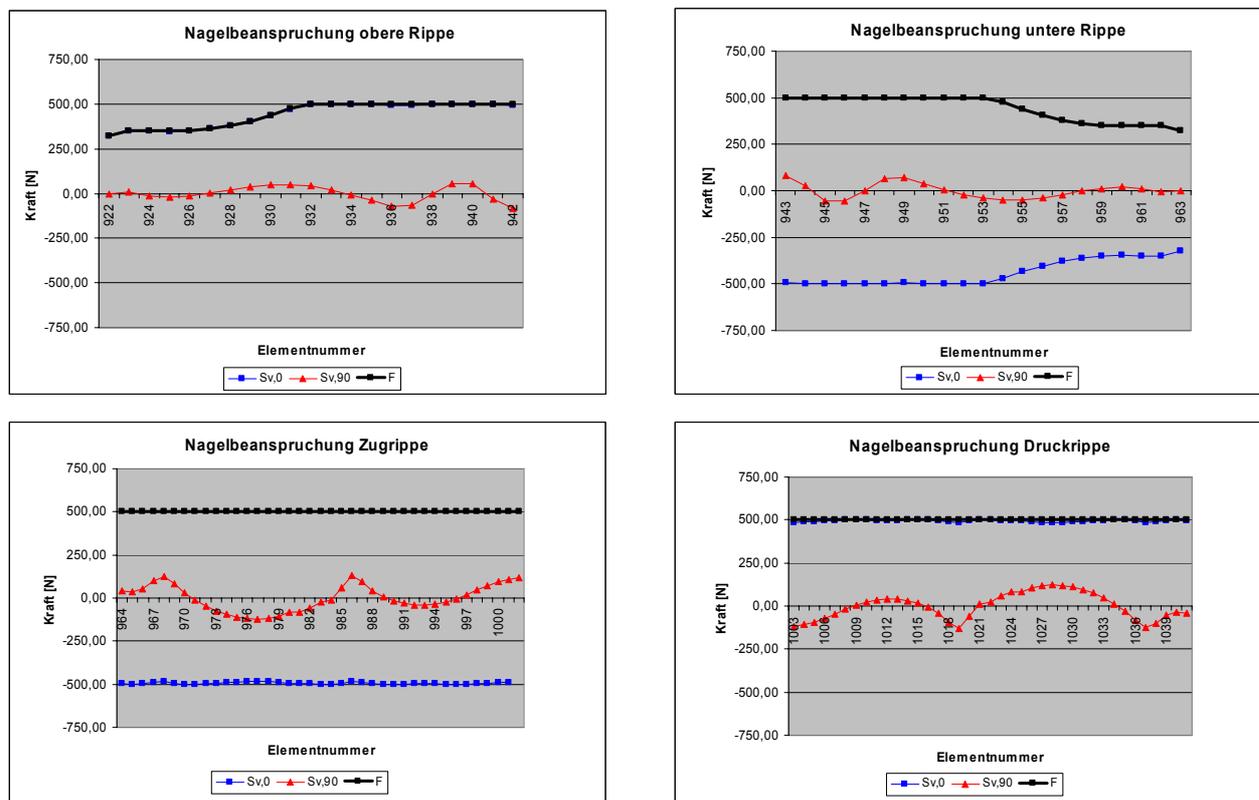


Bild 3-31: a-d Nagelkräfte der Rippen

3.4 Gelenkiger Anschluss der Rippen

Werden die Rippen miteinander verbunden, so sind zwei voneinander unabhängige Kraftflüsse denkbar, um die Kraft F_h in die Beplankung einzuleiten. Wie in Kapitel 3.3 kann die horizontale Kraft F_h über die Kopfrippe und deren Verbindungsmittel in die Beplankung eingeleitet werden. Zusätzlich kann ein kleiner Teil der Kraft von der Kopfrippe in die Zugrippe und von deren Verbindungsmittel in die Beplankung weitergeleitet werden. Die Verteilung der Kraft F_h auf diese zwei Kraftwege erfolgt entsprechend der jeweiligen Steifigkeiten und Tragfähigkeiten. Als Verbindungselemente zwischen den Rippen werden jeweils zwei voneinander unabhängige, richtungstreue, lineare Federn mit einer Steifigkeit $K = 150.000 \text{ N/mm}$ eingesetzt. Die Verbindung der Ecken ist damit 300 mal steifer als ein Verbindungsmittel zwischen Beplankung und Rippe. Es kann somit von einem gelenkigen Anschluss der Rippen untereinander gesprochen werden.

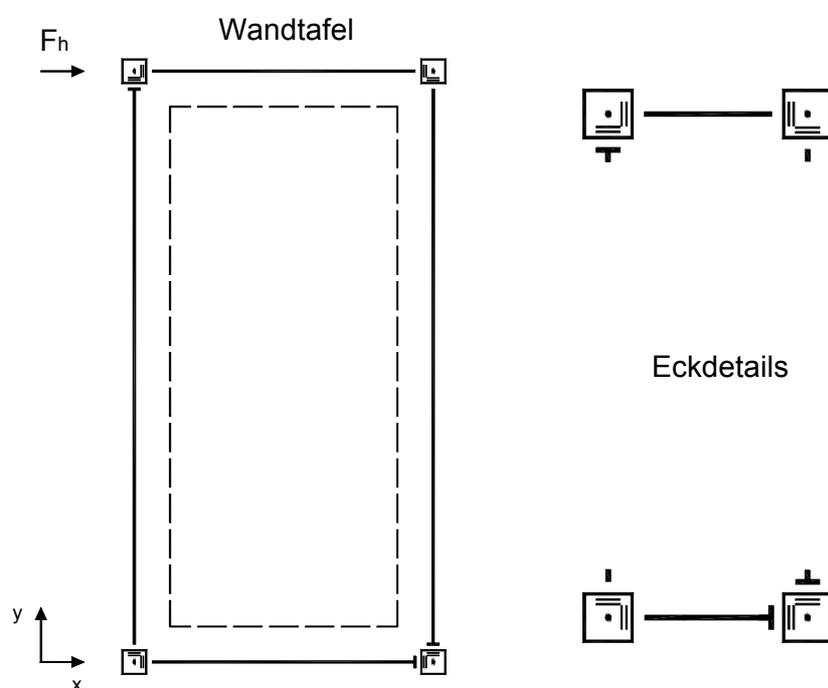


Bild 3-32: Statisches Modell der Tafel mit gelenkig verbundenen Rippen

Da die Rippen miteinander verbunden sind, können sich ihre Enden nicht unabhängig voneinander verschieben, sondern stützen sich gegeneinander ab. Es entstehen Zwängungen in den Ecken, die zu Störungen des idealen Schubfeldes führen.

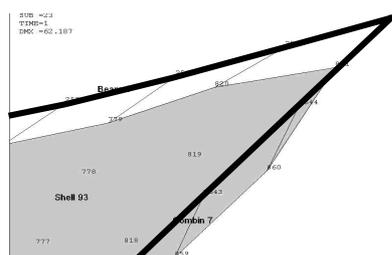


Bild 3-33: Verformung einer nicht gelagerten Ecke mit gelenkig verbundenen Rippen

Das Verformungsverhalten der Tafel parallel zur Horizontalkraft F_h und senkrecht zur Tafelebenen ist in Bild 3-34 dargestellt. In Bild 3-35 ist die Verschiebung des am meisten beanspruchten Verbindungsmittels sowie die maximale 1. Hauptspannung und die maximale von Mises Vergleichsspannung an der Oberseite der Beplankung dargestellt. Dieses Bild gibt Aufschluss darüber, bei welcher Kraft F_h Tragfähigkeitsgrenzen der Tafel überschritten werden.

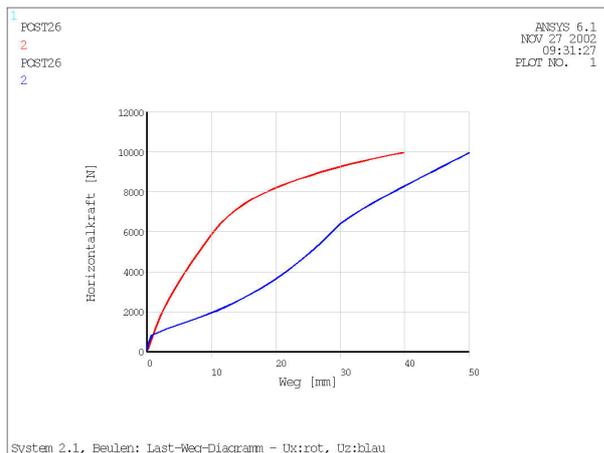


Bild 3-34: Rippen u_x : rot; Beplankung u_z : blau

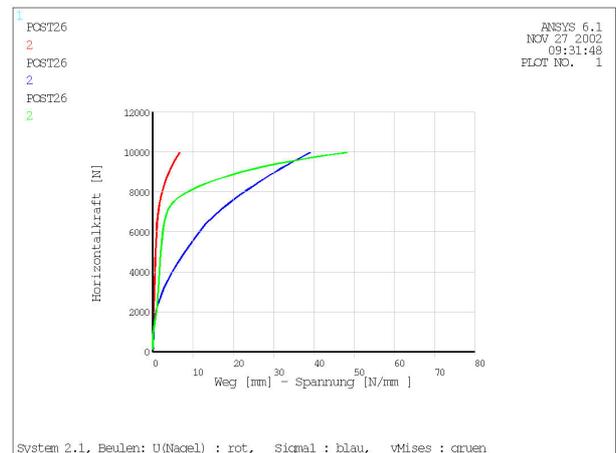


Bild 3-35: u_N : rot; S_1 : blau; v_{Mis} : grün

3.4.1 Lastschritt - max. $u_{Nagel} = 1,0$ mm bei $F_h = 5941$ N

Weil die Nagelkennlinie so gewählt worden ist, dass die elastische Tragfähigkeit der Verbindungsmittel genau bei einer Verschiebung von 1 mm erreicht wird, kann der Lastschritt, bei dem das 1. Verbindungsmittel eine Verschiebung von 1 mm erreicht, als elastische Grenzlast bezeichnet werden. Die zugehörigen Schnittgrößen der einzelnen Bauteile sind im Folgenden dargestellt.

Schnittgrößen der Rippen

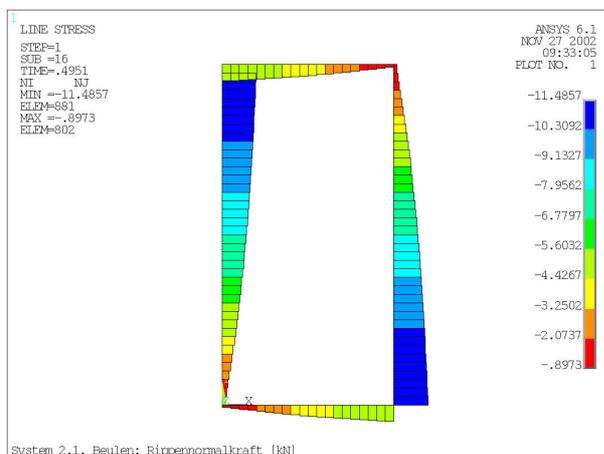


Bild 3-36: Normalkraft [kN]

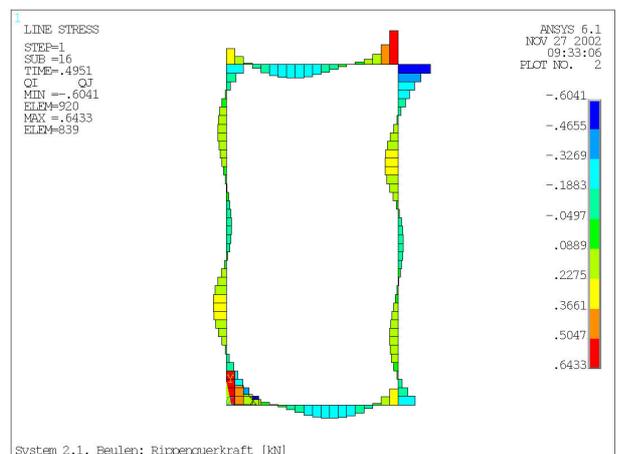


Bild 3-37: Querkraft [kN]

Die Beanspruchung der Holztafel durch die Kraft F_h wird als Normalkraft über die Rippen abgetragen, während die Biegetragfähigkeit der Rippen von untergeordneter Bedeutung ist. Die Schnittkraftlinien sind untereinander nicht im gleichen Maßstab erstellt worden, so dass die jeweiligen Legenden beachtet werden müssen, damit der Einfluss der einzelnen Schnittgröße auf die Steifigkeit der Tafel beurteilt werden kann. Verglichen mit den Ergebnissen aus 3.3 sind die Biegebeanspruchungen der Rippen deutlich größer, weil sich die Rippen gegeneinander abstützen können. Die maximale Verschiebung der Beplankung in z-Richtung beträgt 28 mm. Der Rippenabstand ist offensichtlich zu groß. Die 1. Beuleigenform der Beplankung sieht qualitativ anders aus als in 3.3. Es ist eine Hauptfalte im Bereich des Zugbandes zu erkennen. Die Punktsymmetrie der Beplankung bleibt durch jeweils eine Nebenfalte im Bereich der Druckdiagonalen erhalten.

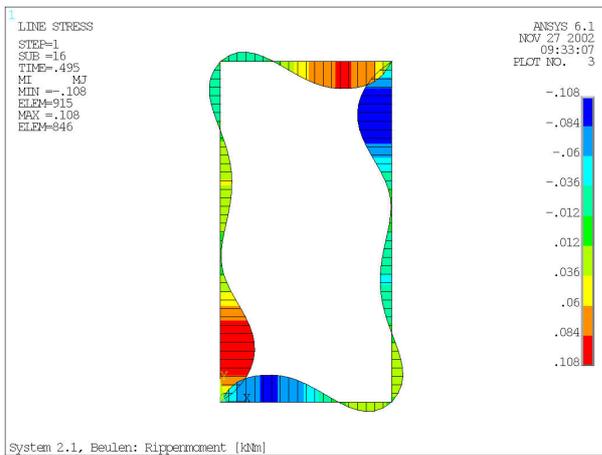


Bild 3-38: Momentenlinie [kNm]

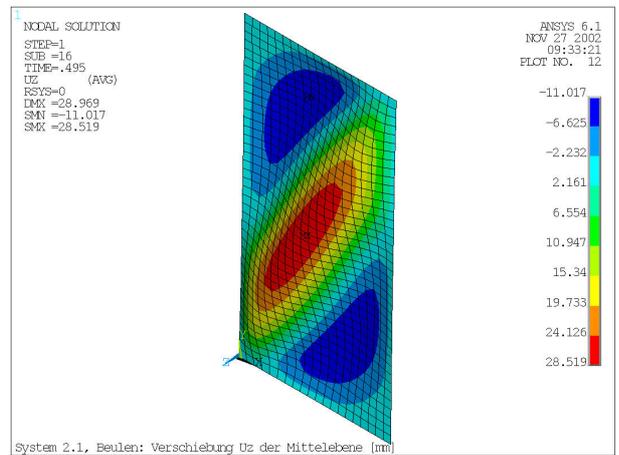


Bild 3-39: u_z [mm] der Beplankung

Spannungen der Beplankung

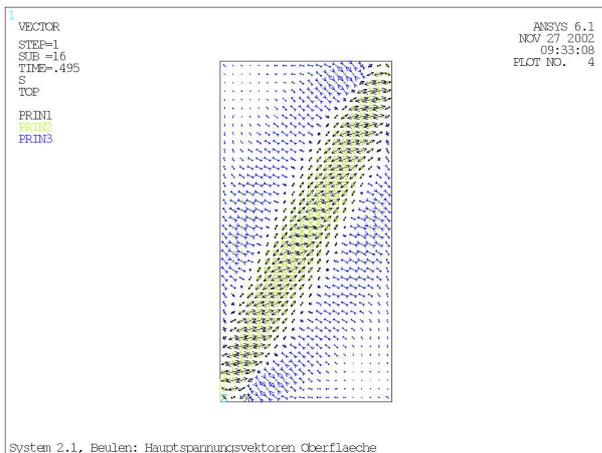


Bild 3-40: Hauptspannungsvektoren Oberfläche

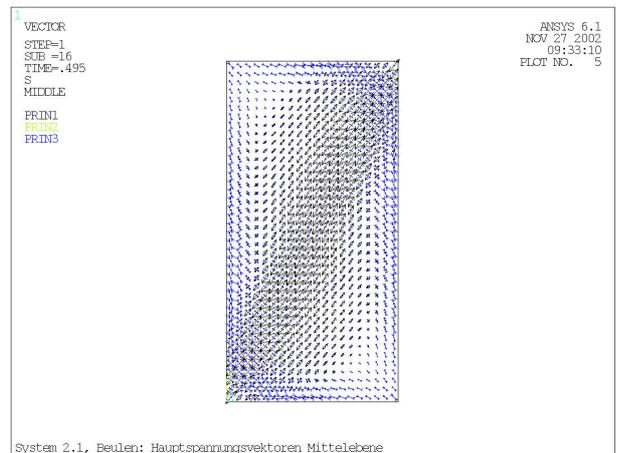


Bild 3-41: Hauptspannungsvektoren Mittelebene

Die Hauptspannungsvektoren in Bild 3-40 und Bild 3-41 sind vergleichbar mit denen in 3.3.1. Da die Ecken der Tafel durch die Verbindung der Rippen untereinander steifer sind als in 3.3.1 und damit die Kraft in den Zugecken konzentriert werden kann, entsteht ein schlankeres Zugfeld als in 3.3.1. In der Mittelebene der Beplankung sind Störungen des Zugbandes in den Ecken zu erkennen, die auf das Abstützen der Rippen untereinander zurückzuführen sind.

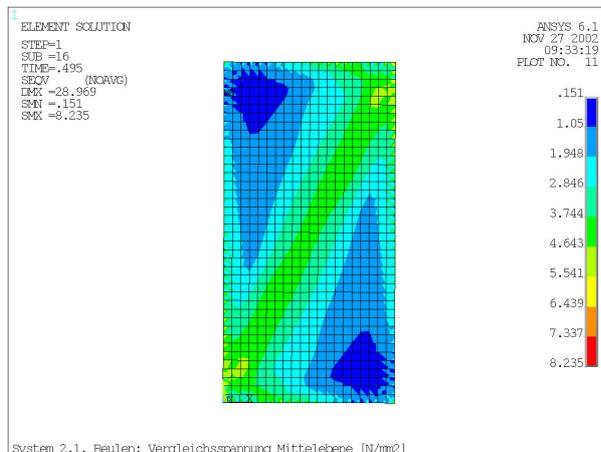
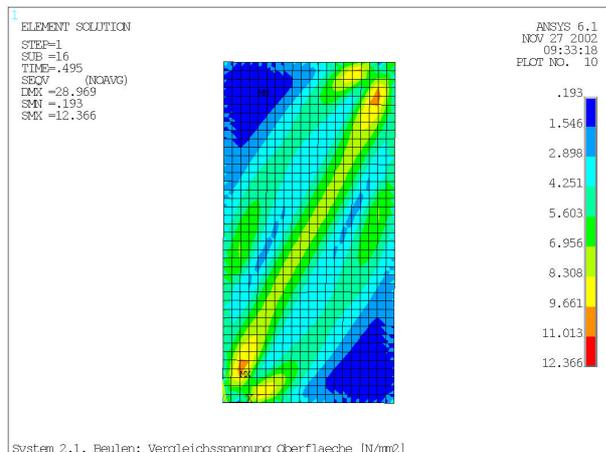
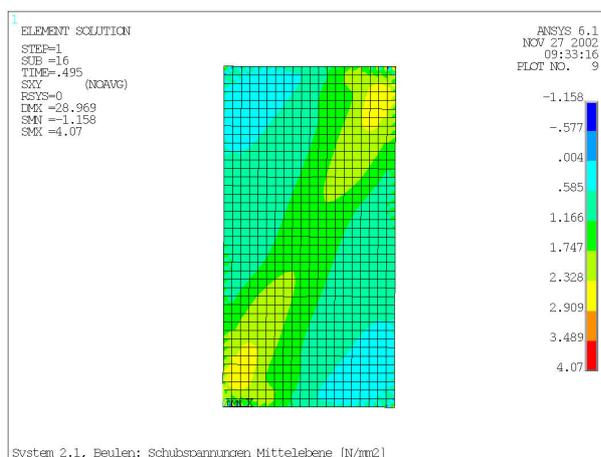
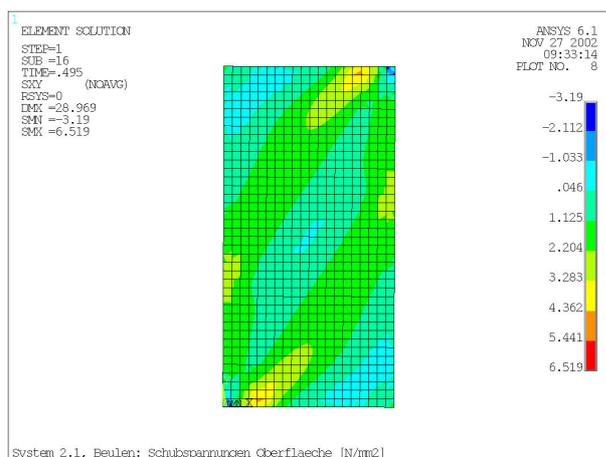
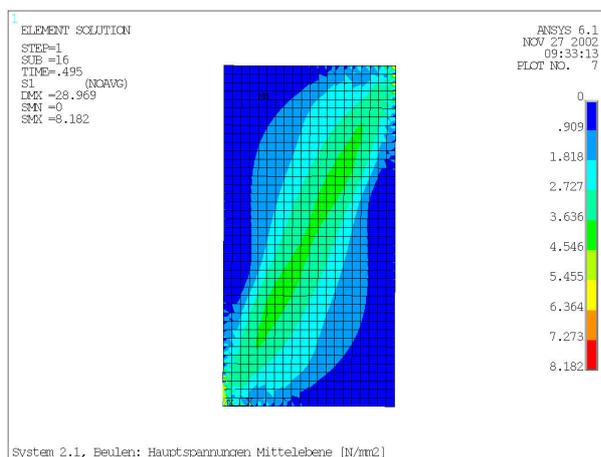
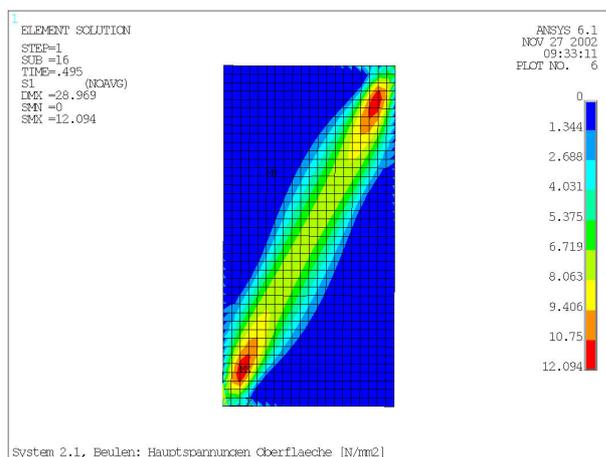


Bild 3-42 a-c: Plattenspannungen Oberfläche

Bild 3-43 a-c: Plattenspannungen Mittelebene

Bild 3-42 zeigt, dass die Oberflächenspannungen etwa 60% größer sind als die Spannungen in der Mittelebene, d.h. die Verbindung in den Ecken wirkt sich günstig auf die Biegegrandspannungen der Beplankung aus (vgl. 3.3.1).

Beanspruchung der Verbindungsmittel

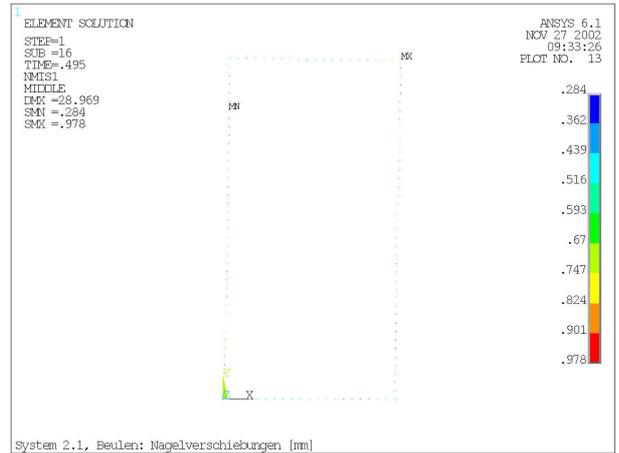
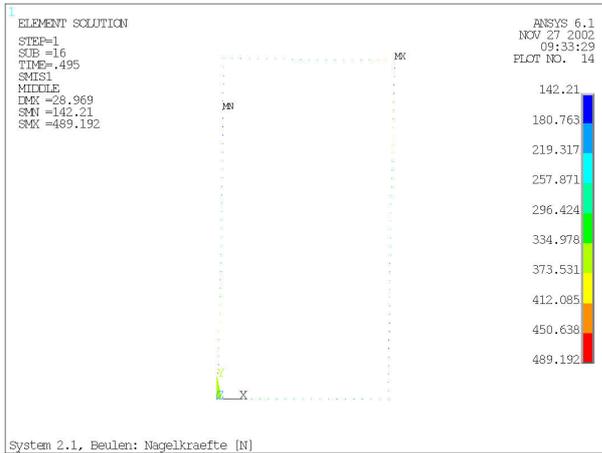


Bild 3-44: Nagelkraft [N]

Bild 3-45: Nagelverschiebung [mm]

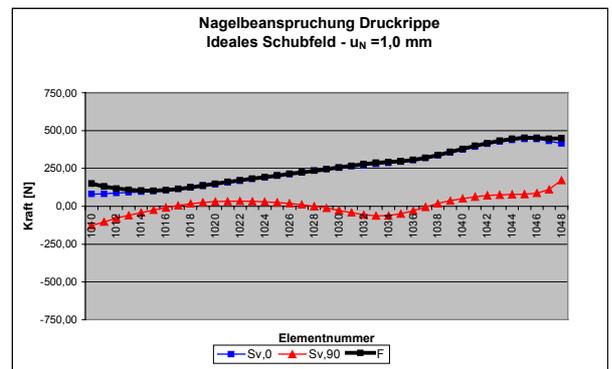
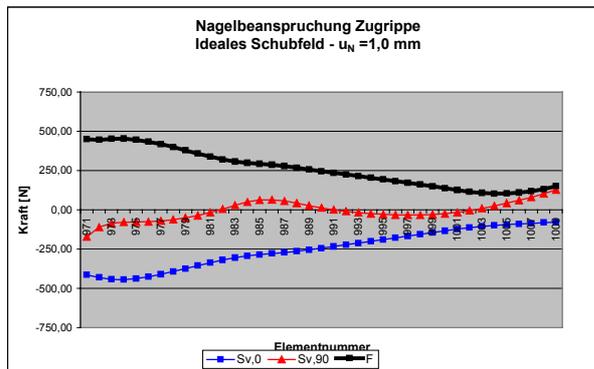
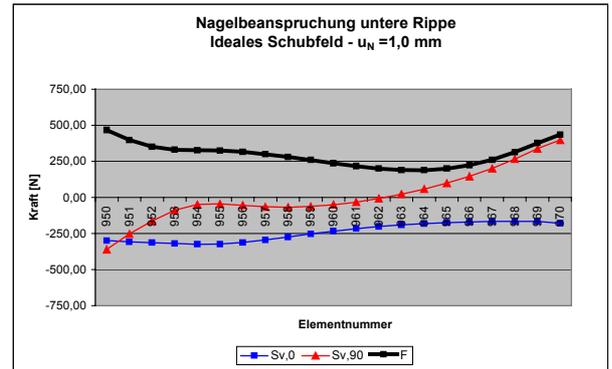
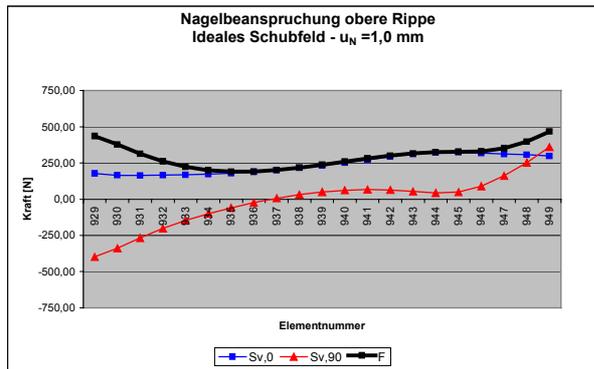


Bild 3-46: a-d Nagelkräfte der Rippen

Die Verbindungsmittel werden, anders als beim reinen Schubfeld, nicht ausschließlich randparallel beansprucht. Im ungünstigen Fall ist die Beanspruchung fast ausschließlich senkrecht zum Rand der Beplankung (vgl. untere Rippe – rechts).

3.4.2 Lastschritt - max. $u_x = 50$ mm bei $F_h = 9985$ N

Wie in Bild 3-34 zu erkennen ist, wurde diese Berechnung nicht bis zur theoretischen Traglast der Tafel durchgeführt, sondern bei einer Verschiebung der Beplankung von $u_z = 50$ mm abgebrochen.

Schnittgrößen der Rippen

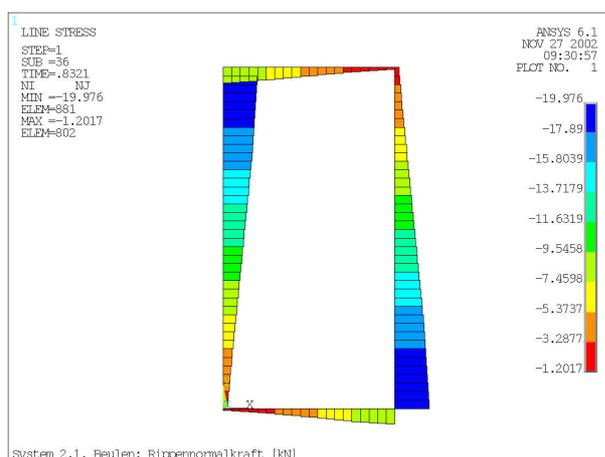


Bild 3-47: Normalkraft [kN]



Bild 3-48: Querkraft [kN]

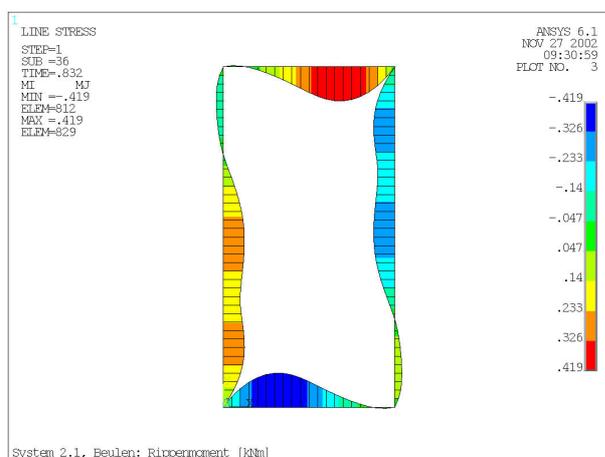


Bild 3-49: Momentenlinie [kNm]

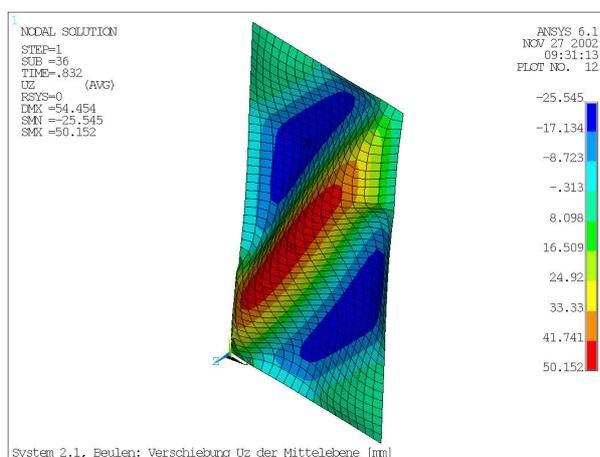


Bild 3-50: u_z [mm] der Beplankung

Die Form der 1. Beuleigenform bedingt, dass die Verschiebung der Beplankung senkrecht zur Tafel größer ist als horizontal in Richtung der äußeren Beanspruchung. Eine Versteifung des Beulfeldes durch den Einbau einer Mittelrippe mit Verbindungsmitteln, die den gleichen Abstand untereinander haben wie auf den Randrippen, ist offensichtlich erforderlich.

Spannungen der Beplankung

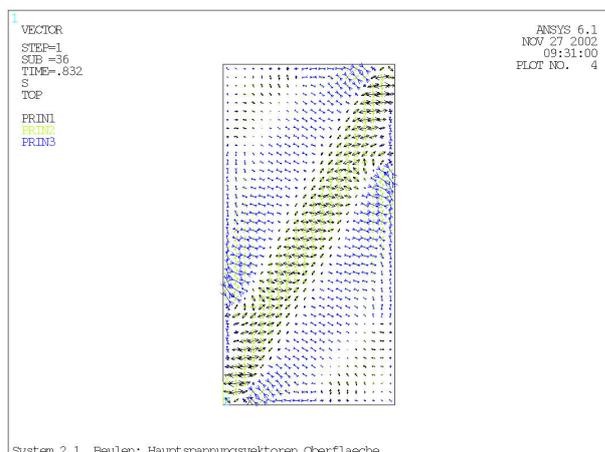


Bild 3-51: Hauptspannungen Oberfläche

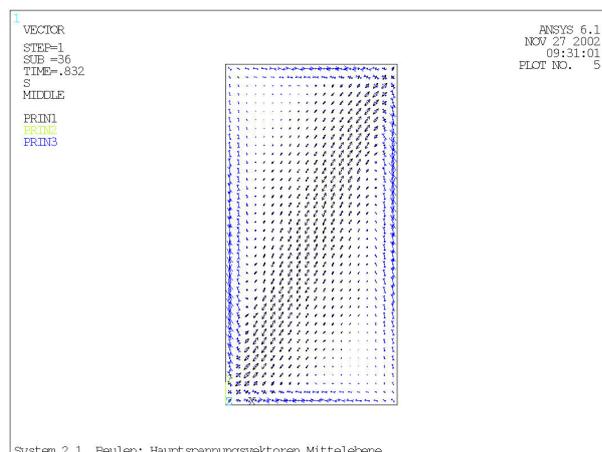
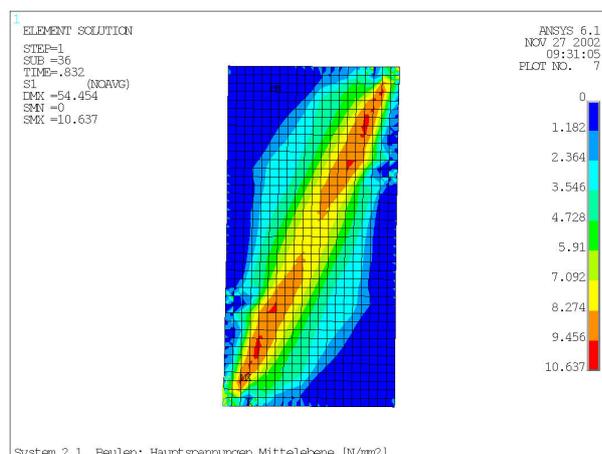
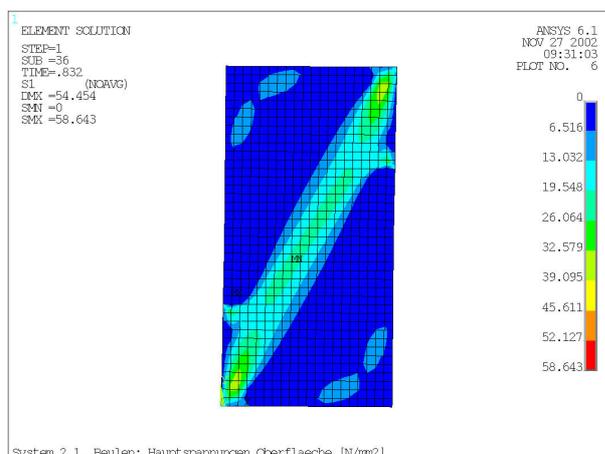


Bild 3-52: Hauptspannungen Mittelebene

Die Anordnung der Hauptspannungsvektoren bleibt qualitativ unverändert. Die Beulfalten in Bild 3-51 und das Zugfeld mit den Druckstreifen am Plattenrand in Bild 3-52 sind deutlich sichtbar.

In Bild 3-53 und Bild 3-54 sind die 1. Hauptspannungen, die von Mises Vergleichsspannung sowie die Schubspannung in der Mittelebene der Beplankung und am Beplankungsrand dargestellt. Verglichen mit den Ergebnissen aus 3.4.1 ist eine noch stärkere Bündelung des Zugbandes zu erkennen. Durch die fast starre Verbindung der Rippen untereinander kommt es zu Spannungsspitzen an der Oberfläche der Beplankung, die die Membranspannungen in der Mittelebene um ein Vielfaches überschreiten. Ob es sich hierbei um rein numerisch begründbare, lokale Spannungsspitzen handelt oder um bemessungsrelevante Spannungen, sollen die Ergebnisse der Tafelversuche zeigen.



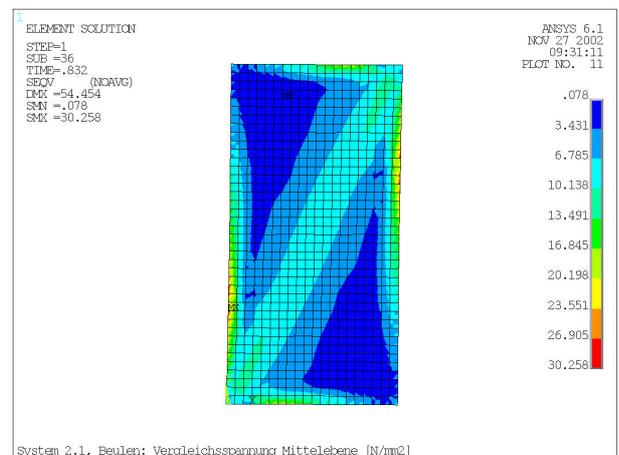
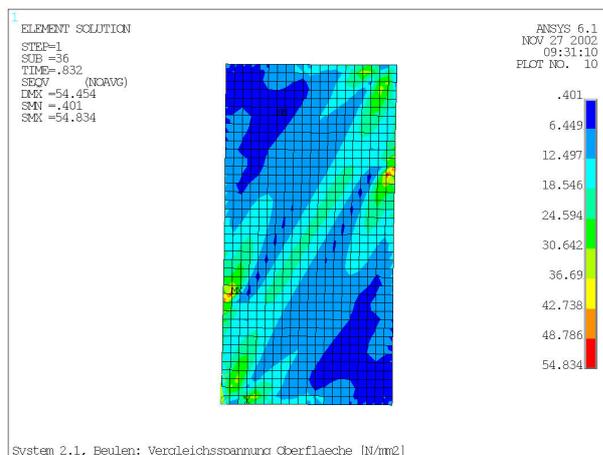
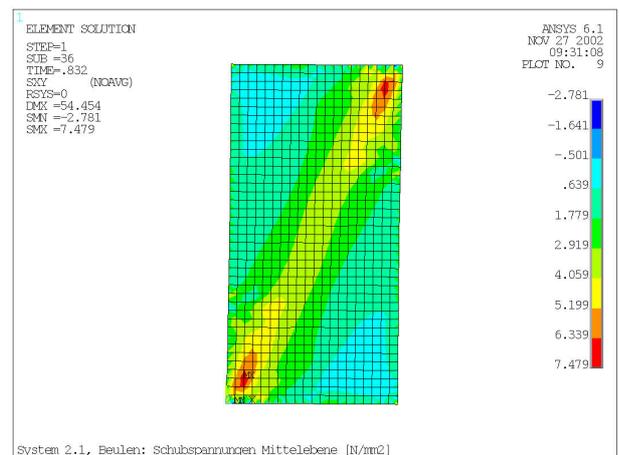
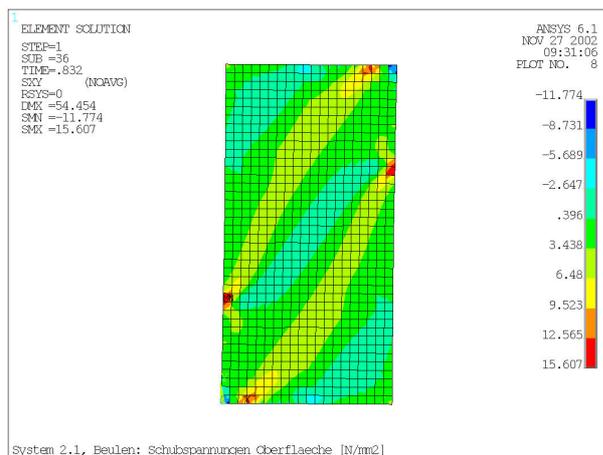


Bild 3-53 a-c: Plattenspannungen Oberfläche

Bild 3-54 a-c: Plattenspannungen Mittelebene

Beanspruchung der Verbindungsmittel

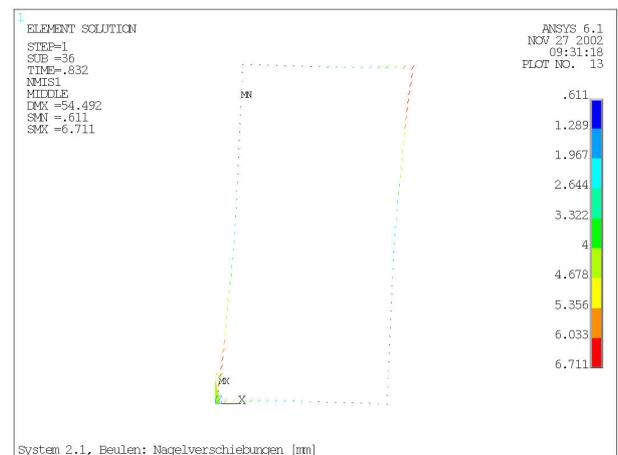
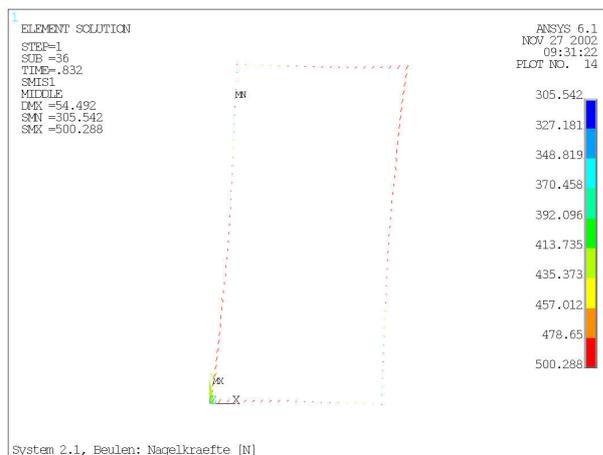


Bild 3-55: Nagelkraft [N]

Bild 3-56: Nagelverschiebung [mm]

Die Verschiebung der Verbindungsmittel ist geringer als bei 3.3.2, weil die Rippen fast starr miteinander verbunden sind. Es wird keine zusätzliche Verbindungsmittelverschiebung benötigt, die die Klaffung zwischen den Rippenenden in den Ecken der Tafel ausgleichen muss, um den Verbund der einzelnen Bauteile sicher zu stellen.

Dass auf keiner Rippe alle Verbindungsmittel bis zur Tragfähigkeitsgrenze beansprucht werden, ist, wie bereits erwähnt, auf den Abbruch der Berechnung bei $max\ u_z = 50\text{mm}$ zurückzuführen. Die theoretische Traglast der Tafel liegt auf einem Beanspruchungsniveau wenig oberhalb des hier dargestellten Lastschrittes, da die Verbindungsmittel der horizontalen Rippen wenig Tragreserven haben.

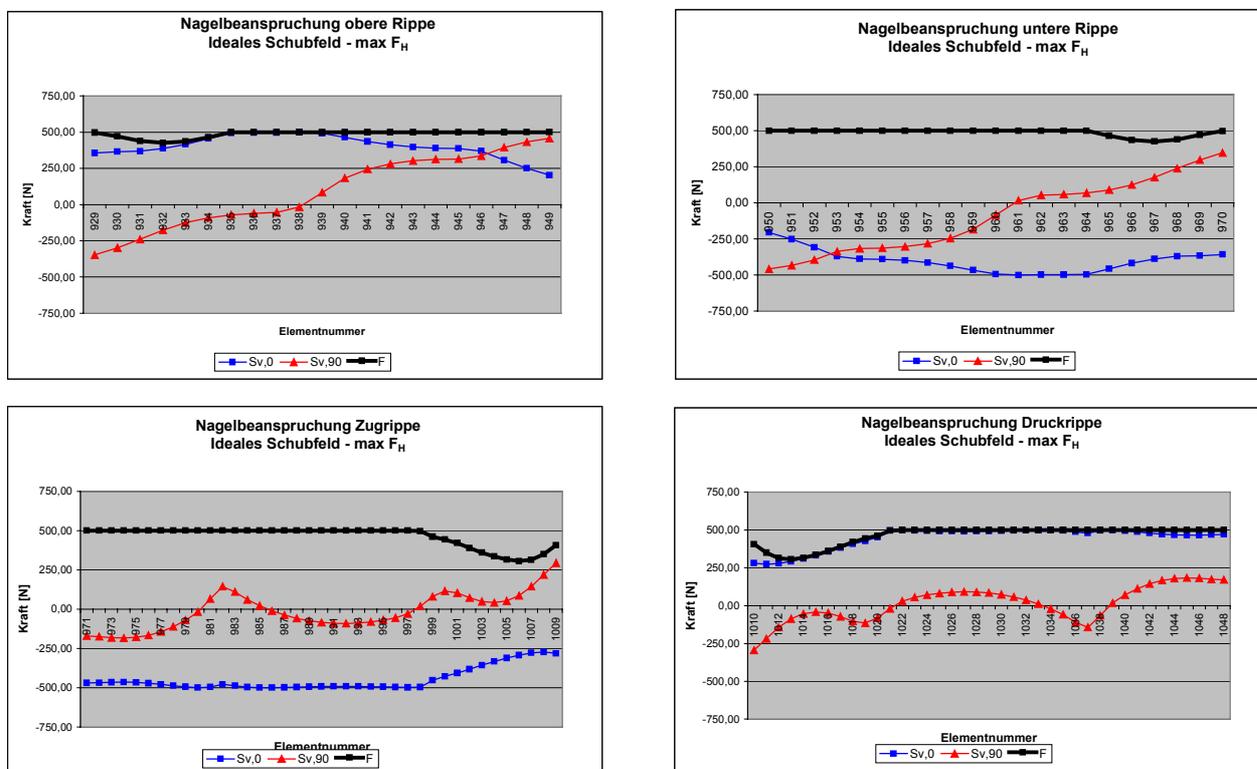


Bild 3-57: a-d Nagelkräfte der Rippen

Die Verbindungsmittel werden nicht ausschließlich parallel zum Beplankungs- und Rippenrand beansprucht, sondern, vor allem in den Zugecken der Tafel, in einem erheblichem Maße senkrecht zu diesem.

3.5 Ergebnisse der nichtlinearen Beuluntersuchung von Wandtafeln

In diesem Kapitel werden die wesentlichen Ergebnisse der nichtlinearen Beuluntersuchung von Wandtafeln vorgestellt. Die vollständige Darstellung der Ergebnisse aller durchgeführten Berechnungen kann der Anlage 6 „Nichtlineare Beuluntersuchung von Wandtafeln“ entnommen werden.

Um den Einfluss des Beulens auf das Trag- und Verformungsverhalten von Wandtafeln aufzeigen zu können, sind 8 Berechnungen durchgeführt worden, wobei die folgenden 3 Parameter variiert worden sind:

- Anzahl der vertikalen Rippen – mit bzw. ohne Mittelrippe
- Verbindung der Rippen untereinander – ohne Verbindung bzw. gelenkige Verbindung
- nicht beulende (perfekte) Beplankung – beulende (imperfekte) Beplankung

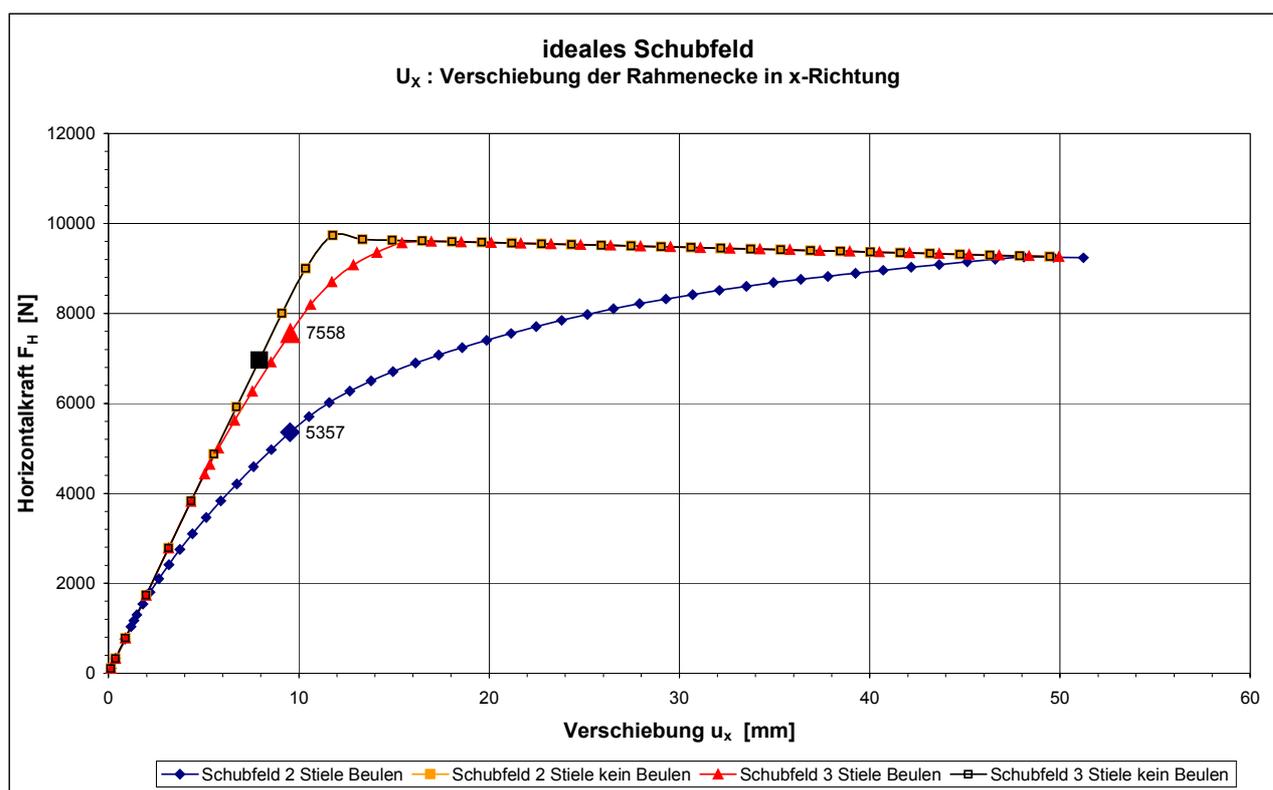


Bild 3-58: Kraft- Weg-Diagramm u_x für „ideale Schubfelder“

In Bild 3-58 sind die Verschiebungen u_x von 4 Berechnungen an „idealen Schubfeldern“ dargestellt, wobei die beiden Graphen mit den nicht beulenden Beplankungen deckungsgleich sind. Die großen Punkte kennzeichnen diejenige Horizontalkraft F_h , bei der das erste Verbindungsmittel eine Verschiebung von 1,0 mm hat.

Anders als bei realen Versuchen ist es in der Simulation möglich, bei identischen Werkstoff- und Geometrieigenschaften der Beplankung, ihre Verformung u_z zu zulassen oder zu unterdrücken. Man erkennt auf diese Weise den Einfluss des Beulens auf die horizontale Steifigkeit der Tafel. Die Tragfähigkeit der Tafel wird durch das Beulen der Beplankung nicht beeinflusst, wenn der Beplankungswerkstoff ausreichende Festigkeitseigenschaften besitzt und die Verbindungsmittel ausreichenden Widerstand gegen Herausziehen besitzen. Vielmehr ist der Kraft-Weg-Graph der perfekten Beplankung eine Asymptote für den Kraft-Weg-Graphen der imperfekten Beplankung. Tafeln ohne Mittelrippe mit perfekter Beplankung sind deutlich steifer als Tafeln mit imperfekter Beplankung. Wird der Abstand der vertikalen Rippen durch den Einbau einer Mittelrippe auf $t_1 / b = 150$ halbiert, so steigt die Steifigkeit der Tafel mit der imperfekten Beplankung signifikant an und erreicht annähernd die Steifigkeit der Tafel mit der perfekten Beplankung. Die kritische Beulspannung wird durch die Halbierung der Feldbreite auf das 4-fache gesteigert. Dadurch sinken die Spannungen in der Beplankung nachhaltig (vgl. Anlage 6: Bild 1-17 und Bild 1-18 mit Bild 2-17 und Bild 2-18). Die Mittelrippe hat keinen Einfluss auf die Steifigkeit von Tafeln mit perfekter Beplankung.

Wird das Beulen der Beplankung zugelassen, so ergeben sich dadurch keine Probleme für die Holztafel als Primärsystem eines Hauses, weil die Tragfähigkeit der Tafeln unverändert hoch ist. Das Beulen der Beplankung beeinflusst lediglich die Steifigkeit der Tafel.

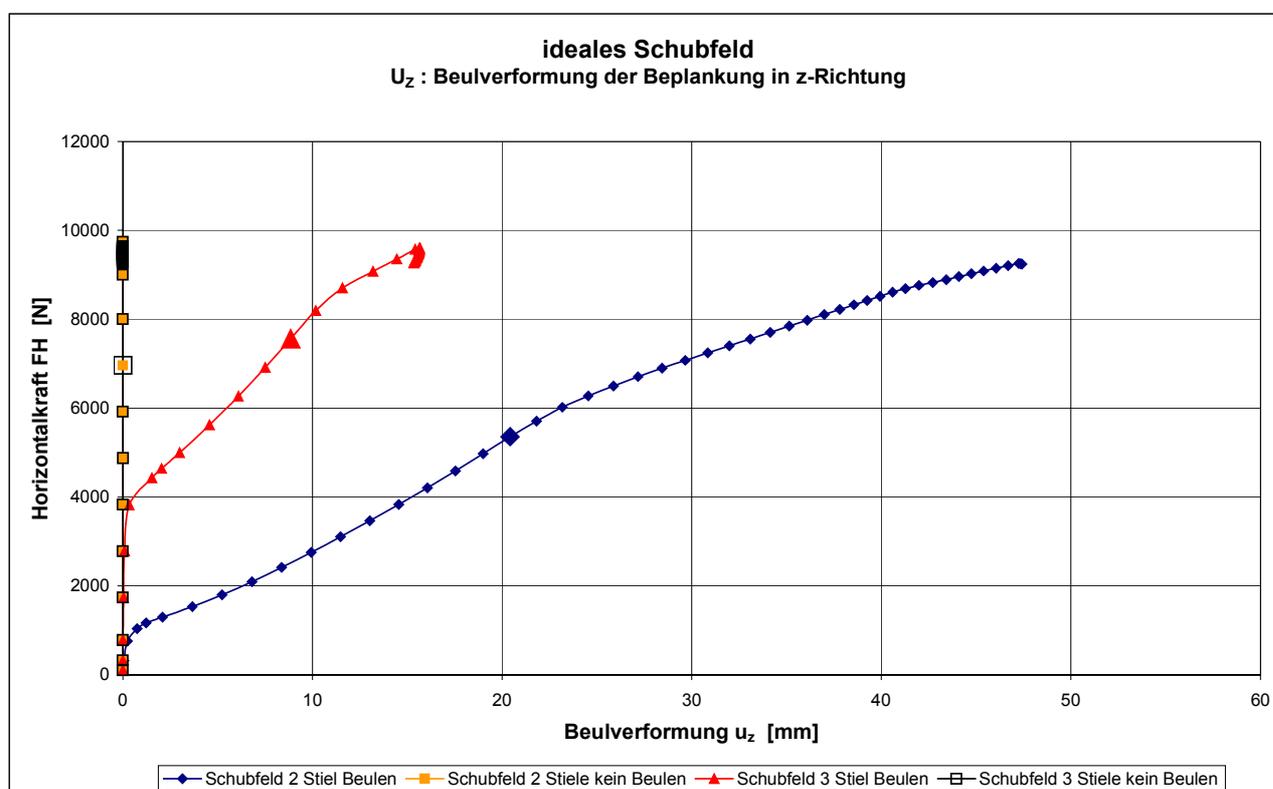


Bild 3-59: Kraft- Weg-Diagramm u_z für „ideale Schubfelder“

Qualitativ sind keine Unterschiede zwischen den Kraft-Weg-Diagrammen von Tafeln mit Eckgelenken und Tafeln ohne Verbindung in den Ecken zu erkennen (vgl. Bild 3-58 bis Bild 3-61).

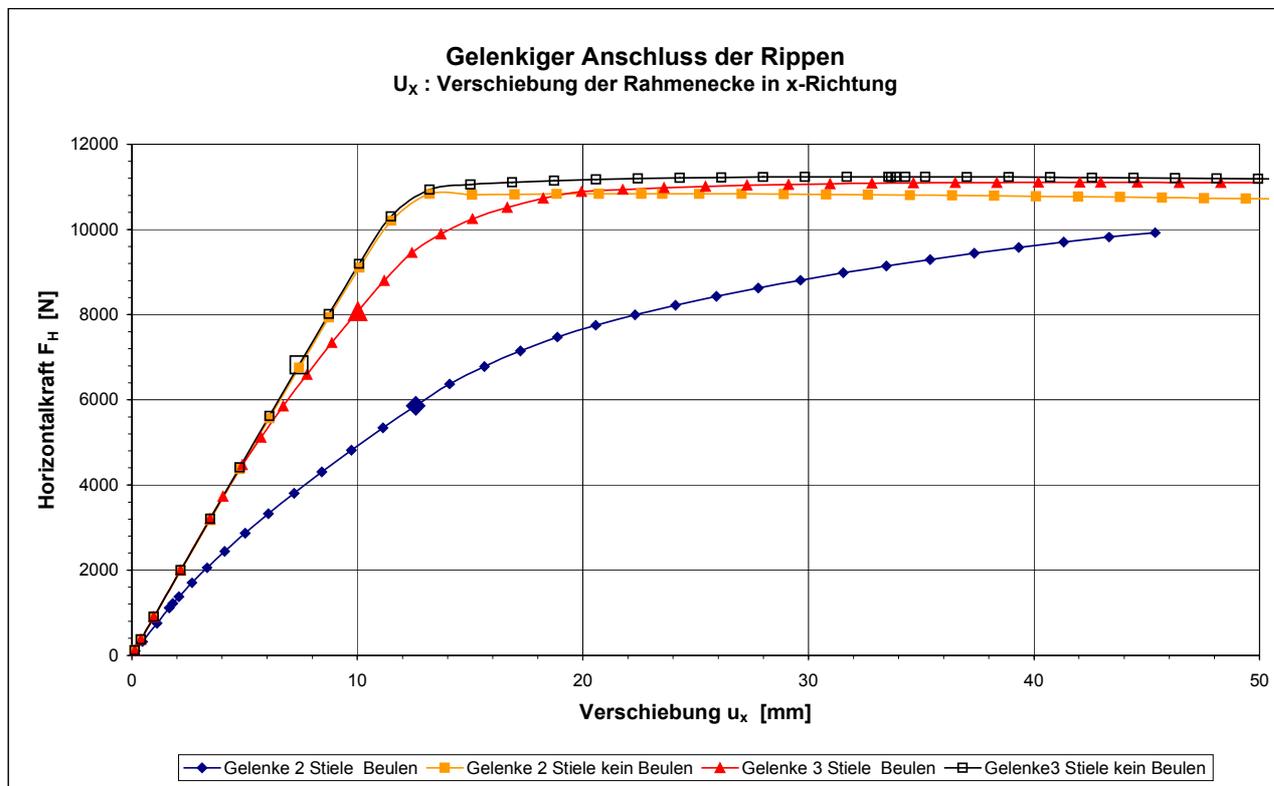


Bild 3-60: Kraft- Weg-Diagramm u_x für gelenkig verbundene Rippen

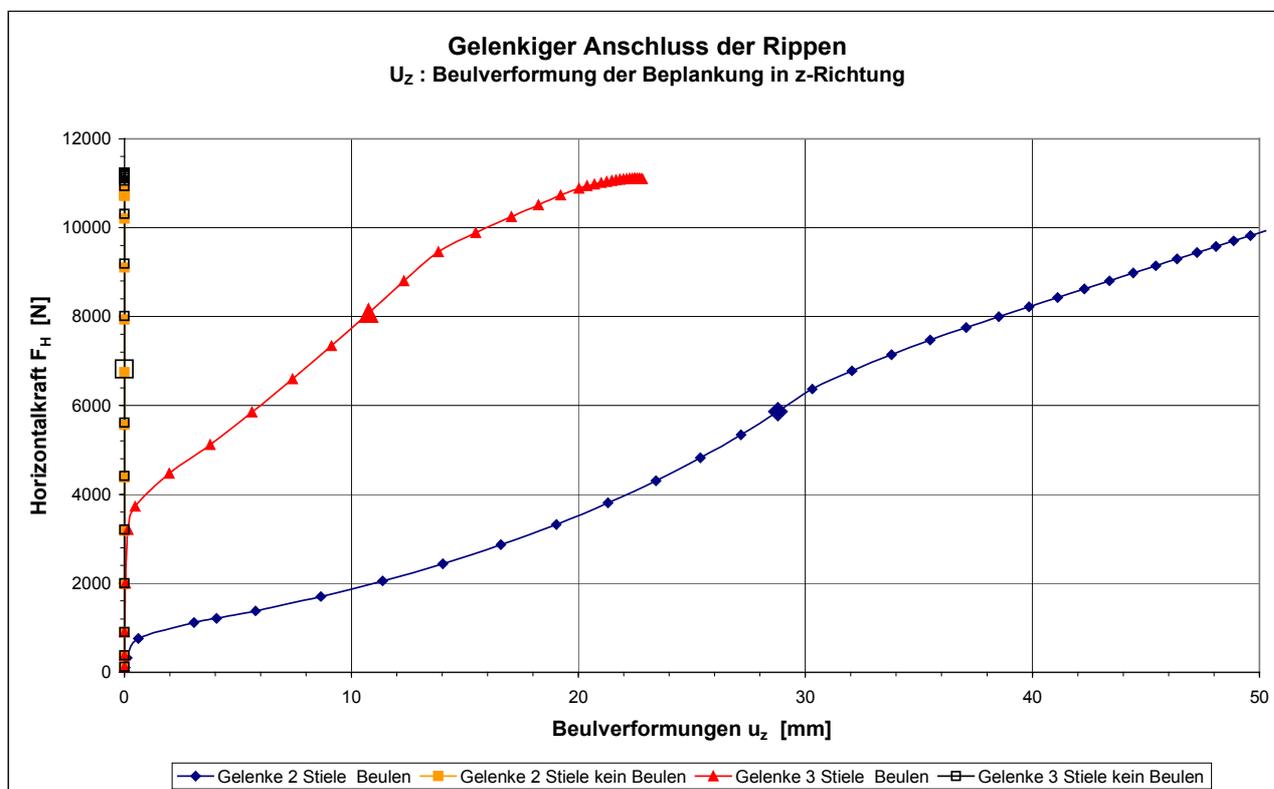


Bild 3-61: Kraft- Weg-Diagramm u_z für gelenkig verbundene Rippen

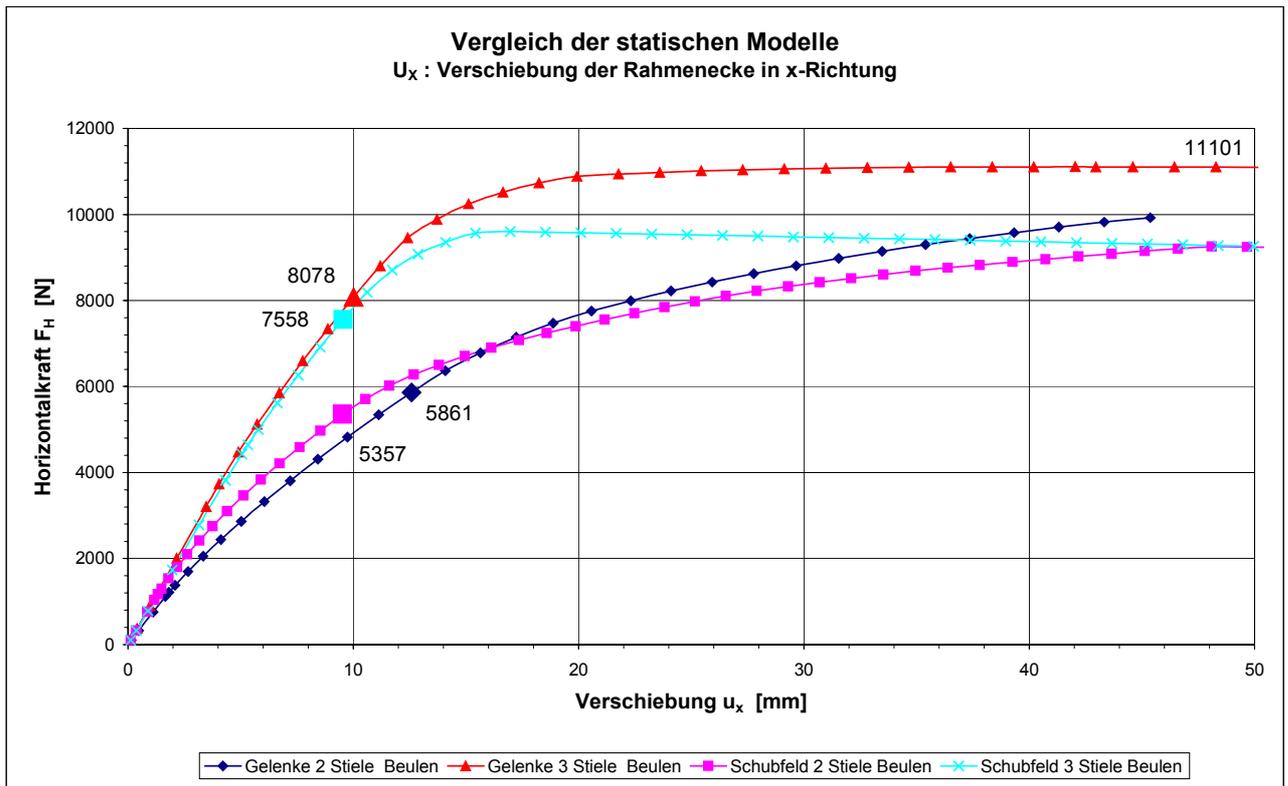


Bild 3-62: Vergleich der Kraft- Weg-Diagramm u_x für beulende Beplankungen

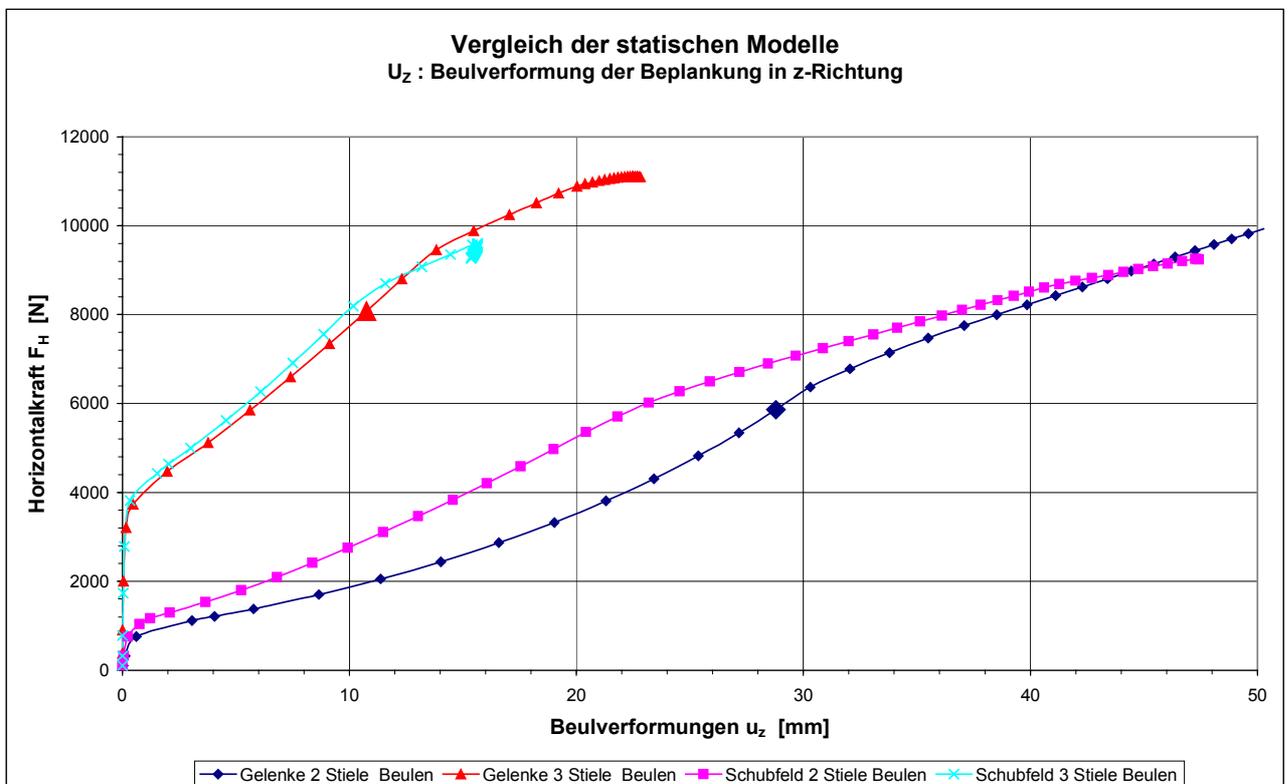


Bild 3-63: Vergleich der Kraft- Weg-Diagramm u_z für beulende Beplankungen

Bild 3-62 zeigt, dass das statische Modell bis zum Erreichen der elastischen Grenzlast keinen Einfluss auf die Steifigkeit der Tafel hat. Die erhöhte Tragfähigkeit von Tafeln, deren Rippen gelenkig in den Ecken verbunden sind, ist auf das Erreichen der Tragfähigkeitsgrenze aller Verbindungsmittel auf den Randrippen sowie von Verbindungsmitteln auf der Mittelrippe zurückzuführen (vgl. Anlage 6: Bild 6-21 a-e mit Bild 2-21 a-e). Da die Verbindungsmittel nicht mehr ausschließlich parallel zum Rand beansprucht werden, kann zudem eine größere resultierende Kraft in x-Richtung aufgrund der Additionsregeln von Vektoren abgetragen werden.

4 Nichtlineare Beulanalyse von Dachtafeln

Bei Dachtafeln werden dünne Beplankungswerkstoffe verschuppt verlegt, so dass Flugschnee oder Schlagregen, der durch die erste wasserführende Schicht dringt, zuverlässig abgeleitet werden kann. Dabei sind die einzelnen Platten nur auf den Dachsparren miteinander verbunden, so dass in den Feldern nicht schubsteife Plattenstöße vorliegen. In den durchgeführten FE-Berechnungen wird das Überlappen der Beplankung nicht berücksichtigt, um das Tragverhalten an freien Plattenrändern planmäßig beulender Beplankungen beurteilen zu können. Ein weiteres Ziel der nichtlinearen Beulanalyse von Dachtafeln ist, den Einfluss der Lage der Dachlatten zu diesem nicht schubsteifen Beplankungsstoß zu untersuchen. Der Berechnungsablauf, die verwendeten FE-Bauteile sowie deren Materialeigenschaften sind in Kapitel 3 vorgestellt worden. Es werden ausschließlich symmetrische Dachtafeln ohne Verbindung der Rippen untereinander untersucht. Die Tafeln haben die Abmessungen $b \times h = 1250 \times 2500$ mm. Abweichende Modelleigenschaften werden im Folgenden dargestellt:

- Die Beplankung ist bei $y = h/2$ gestoßen, so dass auf jeder Tafelseite 2 Platten mit $1250 \text{ mm} \times 1250 \text{ mm}$ angeordnet sind. Beide Platten sind dreiseitig mit den Rippen über bilineare Federn verbunden.
- Die Dachlatten werden als beam3 Elemente mit den gleichen Materialeigenschaften wie die Rippen simuliert. Der Querschnitt der Dachlatten ist mit $d \times t = 30 \times 50 \text{ mm}^2$ festgelegt worden. Sie sind über bilineare Federn mit einer Tragfähigkeit $R_d = 1500 \text{ N}$ an die Rippen angeschlossen und nicht mit der Beplankung verbunden. So kann jede Dachlatte eine maximale Normalkraft von 1500 N aufnehmen.

Variiert wurden die Parameter:

- Anzahl der vertikalen Rippen (2 oder 3)
- Anzahl der Dachlatten ($n = 0, 1, 2, 3, 5, 7$ oder 9)

Die Dachlatten sind symmetrisch zum nicht schubsteifen Beplankungsstoß angeordnet (siehe Bild 4-3), so dass sich ein Dachlattenabstand von $d_1 = 312,5 \text{ mm}$ (bei 3, 5, 7 oder 9 DL) bzw. $d_1 = 625 \text{ mm}$ (bei 2 DL) ergibt. Bei der Simulation der Dachtafeln wurden die Symmetrieeigenschaften der Tafel in Querrichtung ausgenutzt, um den Rechenaufwand zu

minimieren. Zur Verdeutlichung siehe Bild 4-1 bis Bild 4-4, in denen Dachtafeln ohne und mit 9 Dachlatten dargestellt sind. Damit diese Annahme zulässig ist, müssen die selben Voraussetzungen wie in Kapitel 2.1 erfüllt sein.

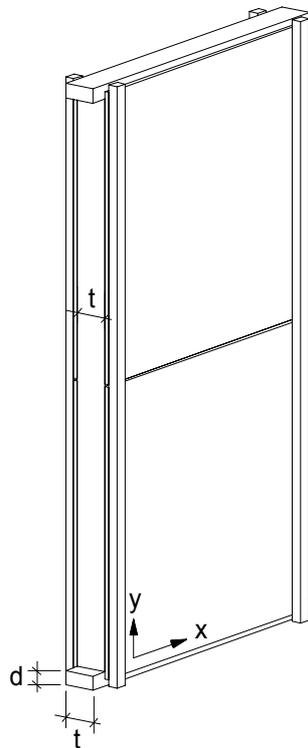


Bild 4-1: Reale Dachtafel ohne DL

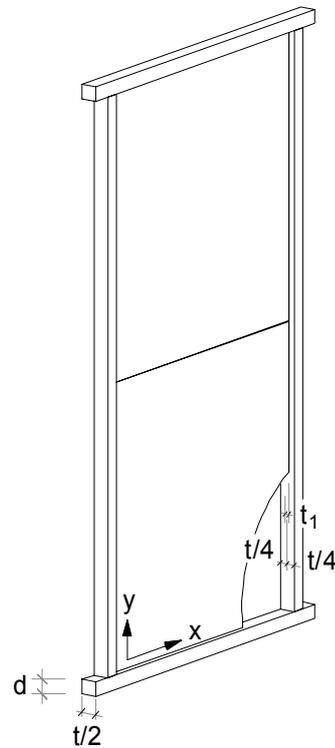


Bild 4-2: Virtuelle „halbe“ Tafel ohne DL

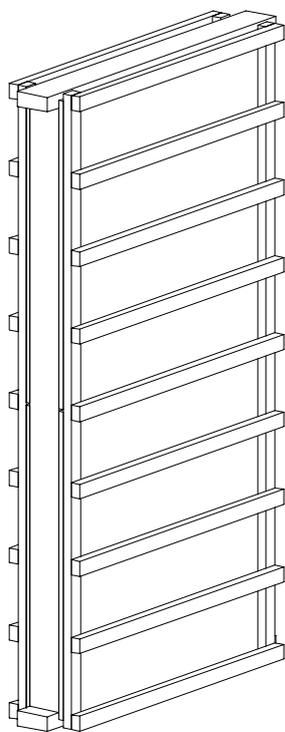


Bild 4-3: Reale Dachtafel mit 9 DL

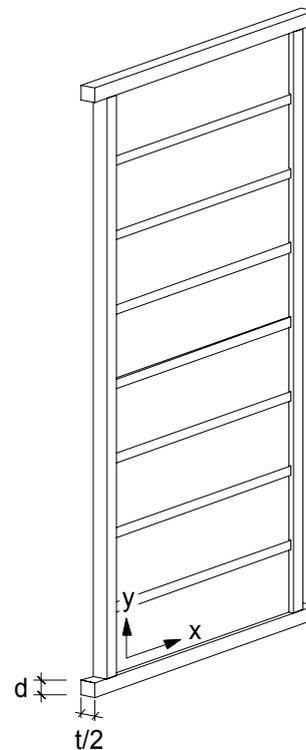


Bild 4-4: Virtuelle „halbe“ Tafel mit 9 DL

Exemplarisch werden die Ergebnisse von drei Berechnungen dargestellt und kommentiert. Die Anlage 7 „Nichtlineare Beuluntersuchung von Dachtafeln“ enthält die vollständige Parameterstudie.

4.1 Ergebnisse Dachtafel mit 2 Stielen - ohne Dachlatten

Ausgewerteter Lastschritt: $\max. u_x = 100 \text{ mm}$ bei $F_h = 3046 \text{ N}$

4.1.1 Statisches Modell

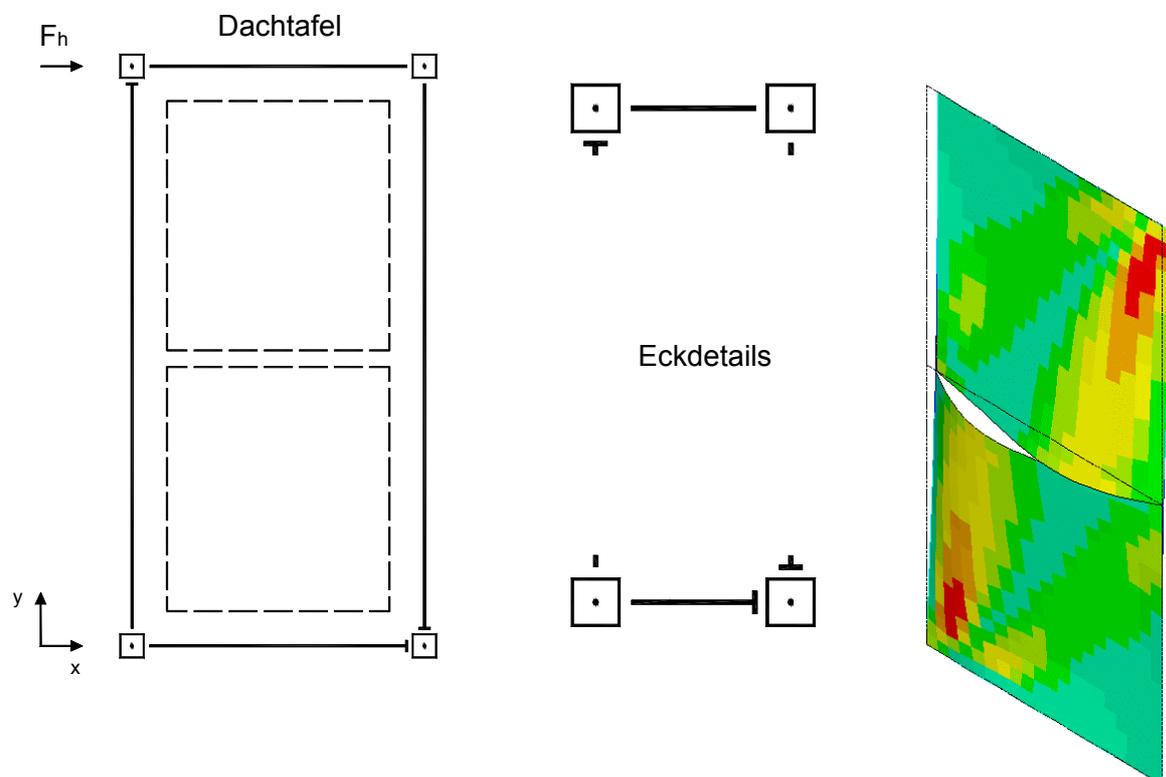


Bild 4-5: Statisches Modell ohne Verbindungsmittel

Bild 4-6: Verformung der Beplankung

Bild 4-5 zeigt das statische Modell der simulierten Dachtafel. Die Beplankung ist über Federn (hier nicht dargestellt) an den Rippen mit den Rippen verbunden. Die Rippen sind untereinander nicht verbunden. Die Tafel ist starr gelagert. Die Klaffung im Bereich des Stoßes in Bild 4-6 zeigt, dass sich die beiden Platten dort unabhängig voneinander senkrecht zur Tafelebene verschieben können.

Das Kraft-Weg-Diagramm, mit den Graphen u_x und u_z in Bild 4-7, macht die geringe Tragfähigkeit und Steifigkeit in Tafelebene sowie senkrecht zu dieser deutlich. Die weiße Linie kennzeichnet das Lastniveau, bei dem der Biegespannungsnachweis der vertikalen Randrippen nicht mehr erfüllt ist. Durch das Dreieck auf dem Graphen von u_x wird die elastische Grenzkraft markiert, d.h. die Kraft F_h , die ohne Plastifizierung der Verbindungsmittel zwischen Rippen und Beplankung durch die Tafel in die Auflager weitergeleitet werden kann.

4.1.2 Kraft – Weg – Diagramm

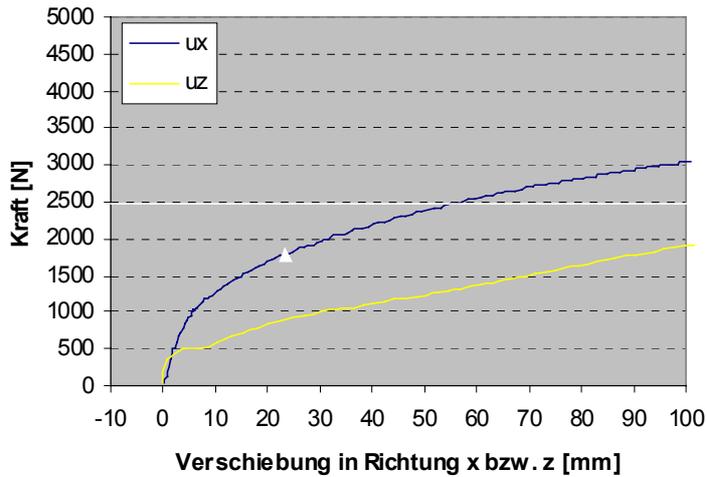


Bild 4-7: Kraft-Weg-Diagramm

4.1.3 Schnittgrößen der Rippen

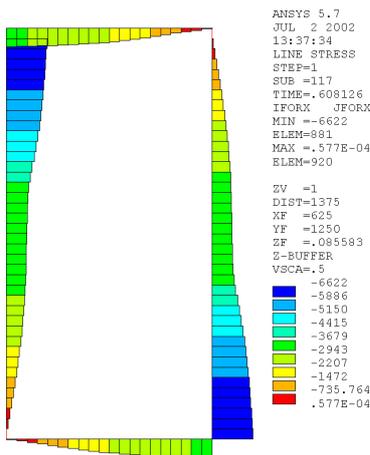


Bild 4-8: Normalkraft [N]

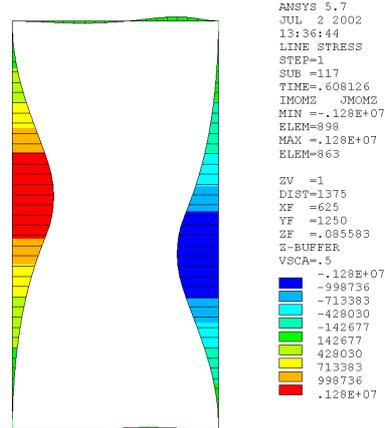


Bild 4-9: Momentenlinie [Nmm]

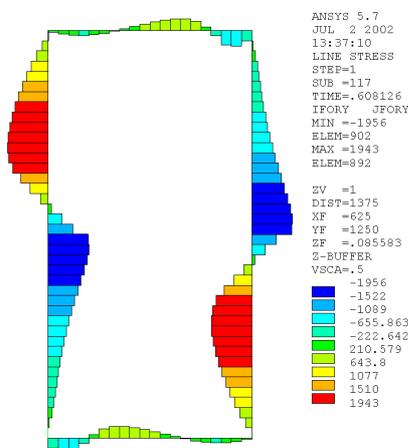


Bild 4-10: Querkraft [N]

Da die Beplankung der Tafel bei $y = h / 2$ einen nicht schubsteifen Stoß hat, können die Querkräfte nicht allein über die Scheibe abgetragen werden, sondern müssen dort von den vertikalen Rippen aufgenommen werden. Diese Kraftumlagerung führt zu großen, durchschlagenden Querkräften in den vertikalen Rippen, die ihrerseits erhebliche Momente erzeugen, siehe Bild 4-10 und Bild 4-9. Die Rippen sind über bilineare Verbindungsmittel mit der Beplankung gekoppelt. Da im Bereich des Beplankungsstoßes die Nägel senkrecht zum Rand beansprucht werden, um die Querkraft aus der Beplankung in die Rippen weiterzuleiten, ergibt sich für die Normalkraft dort ein konstanter Verlauf, siehe Bild 4-8.

4.1.4 Spannungen der Beplankung

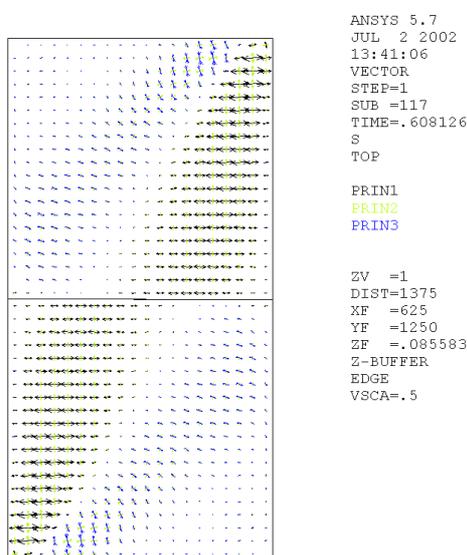


Bild 4-11 Spannungsvektoren Oberfläche

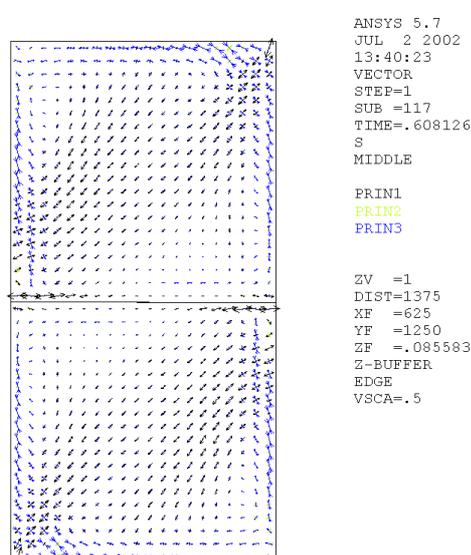


Bild 4-12 Spannungsvektoren Mittelebene

In Bild 4-12 sind die Hauptspannungsvektoren in der Mittelebene der Beplankung dargestellt. Am Plattenstoß sind horizontale Zugspannungen in beiden Beplankungen zu erkennen, welche die starke Steigung der Querkraftlinien der Rippen in Bild 4-10 hervorrufen. Weil die Rippen untereinander nicht verbunden sind, bildet sich, wie bei den Wandtafeln, jeweils ein Druckkranz an den drei gelagerten Plattenrändern aus.

Bild 4-11 zeigt die Hauptspannungsvektoren an der Oberfläche der Beplankung. Da sich die Beplankung am freien Rand senkrecht zu ihrer Ebene frei verschieben kann, treten dort geringe Biegespannungen entsprechend dem großen Krümmungsradius der Beplankung auf. Im Bereich der Zugecken der Tafel konzentrieren sich die Kräfte. Zudem ist die Beplankung dort zweiseitig durch die Rippen gelenkig gehalten, wodurch das Beulen der Beplankung behindert wird. Es entstehen kleine Krümmungsradien und somit große Biegerandspannungen in der Beplankung.

Der Vergleich der Hauptspannungen in der Mittelebene, siehe Bild 4-14, mit denen an der Oberfläche der Beplankung, siehe Bild 4-13, ergibt, dass die Spannungsspitzen aus Biegung diejenigen aus Schub um mehr als das 4-fache überschreiten.

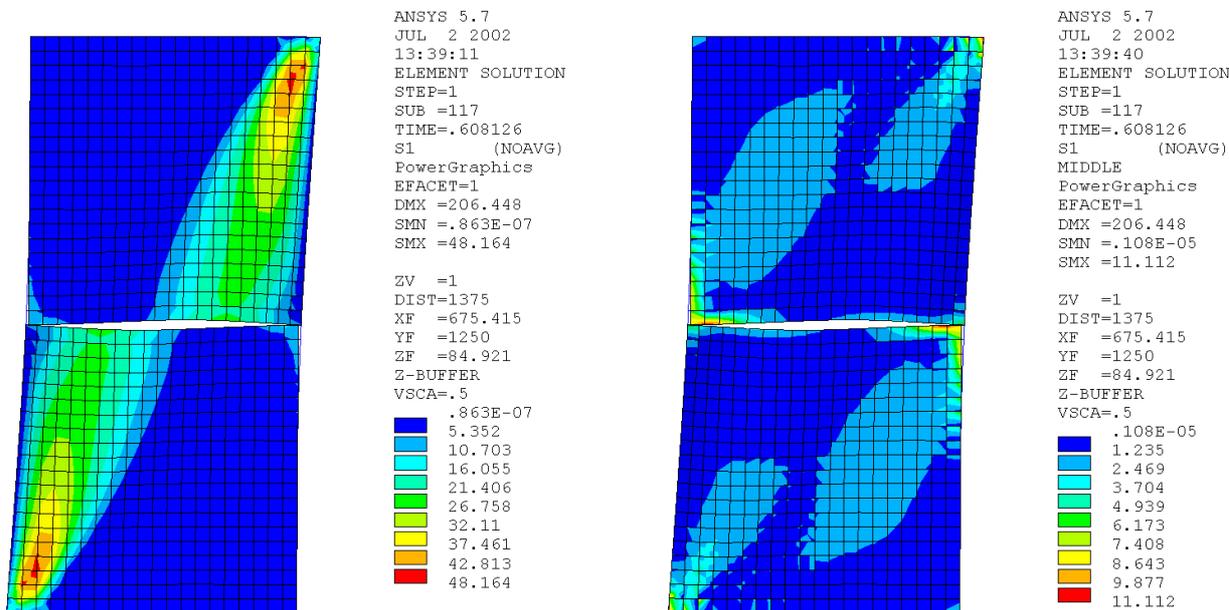
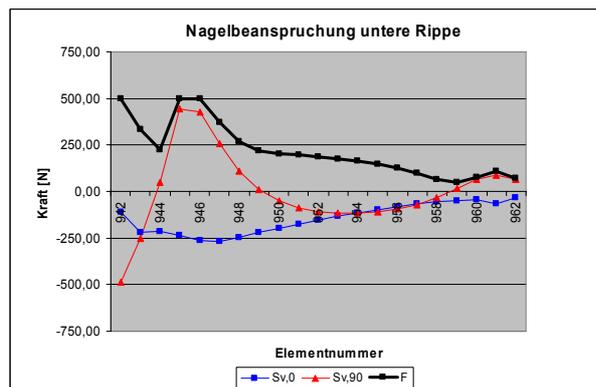
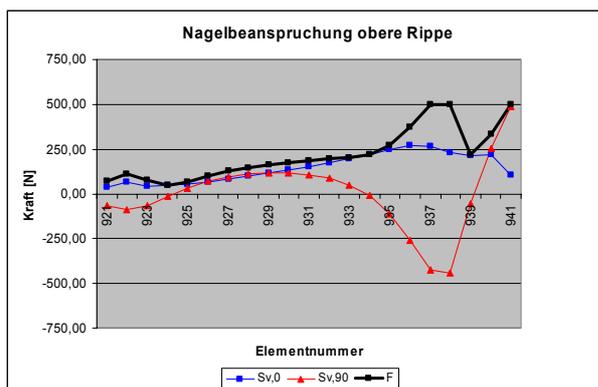


Bild 4-13 Hauptspannungen Oberfläche [N/mm²] Bild 4-14 Hauptspannungen Mittelebene [N/mm²]

4.1.5 Beanspruchung der Verbindungsmittel

Die resultierenden Nagelkräfte F jeder Rippen sowie deren Komponenten parallel $S_{v,0}$ und senkrecht $S_{v,90}$ zum Rand der Beplankung sind in Bild 4-15 a-d dargestellt. Zur Umlenkung der Querkraft aus der Beplankung in die Rippen im Bereich des Stoßes sind Nagelkräfte senkrecht zum Beplankungsrand erforderlich. Die theoretische Traglast F_{max} der Tafel wird erst dann erreicht, wenn alle Verbindungsmittel einer Rippe die jeweilige Tragfähigkeitsgrenze R_d erreicht haben. Diese Traglast F_{max} kann weder in der Simulation noch in den Versuchen erreicht werden, weil die einzelnen Verbindungsmittel der Tafel unterschiedlich stark beansprucht werden und offensichtlich nicht über eine ausreichende Duktilität verfügen, so dass sich die Kräfte umlagern können.



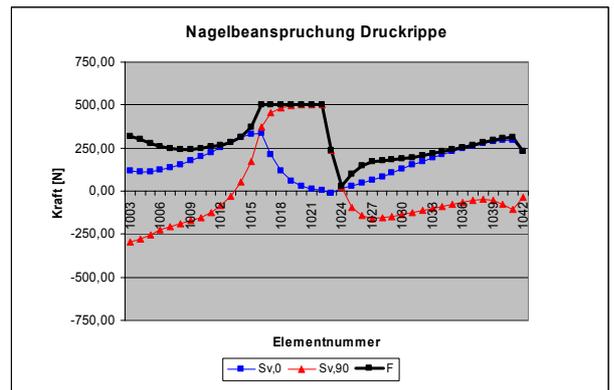
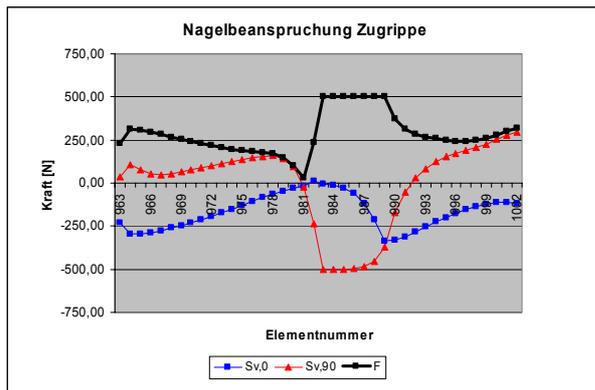


Bild 4-15: a-d Nagelkräfte der Rippen [N]

4.2 Dachtafel mit 3 Stielen und ohne Dachlatten

Ausgewerteter Lastschritt: max. $u_x = 100 \text{ mm}$ bei $F_h = 7733 \text{ N}$

4.2.1 Statisches Modell

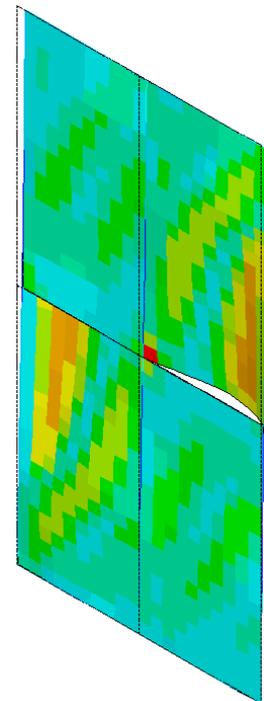
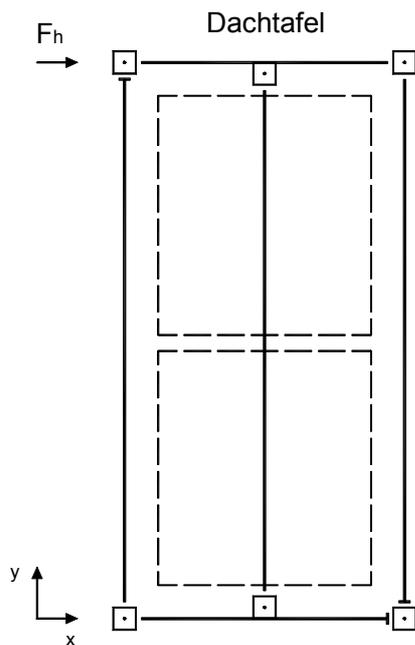


Bild 4-16: Statisches Modell ohne Verbindungsmittel

Bild 4-17: Verformung der Beplankung

Bei dieser Berechnung wurde ergänzend zu Kapitel 4.1 eine Mittelrippe simuliert. Wie Bild 4-17 deutlich zeigt, konnte die Verformung der Beplankung senkrecht zur Tafelebene auf diese Weise stark reduziert werden. Verglichen mit 4.1 haben sich die Tragfähigkeit und die Steifigkeit der Tafel verdoppelt, siehe Bild 4-18. Zudem werden die Biegetragfähigkeitsgrenze der vertikalen Rippe und

die Verschiebung des ersten Verbindungsmittels um 1 mm erst bei einer doppelt so großen horizontalen Kraft F_h erreicht. Anders als bei Tafeln, deren Beplankung an allen Rändern schubsteif an flankierende Rippen angeschlossen ist, beeinflusst bei der hier betrachteten Konstruktionsform die Mittelrippe die mechanischen Tafel Eigenschaften nachhaltig.

4.2.2 Kraft - Weg – Diagramm

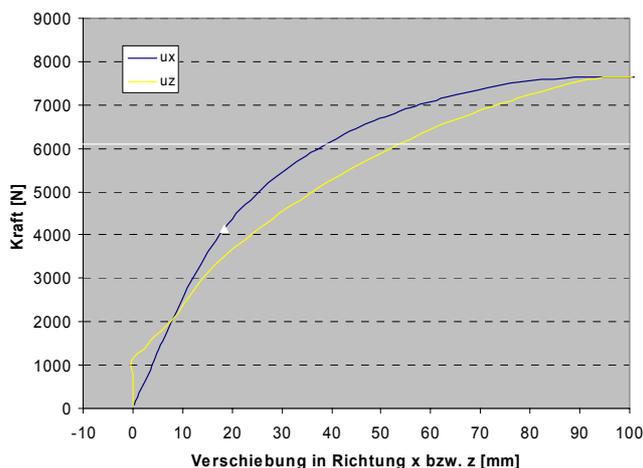


Bild 4-18: Kraft-Weg-Diagramm

4.2.3 Schnittgrößen der Rippen

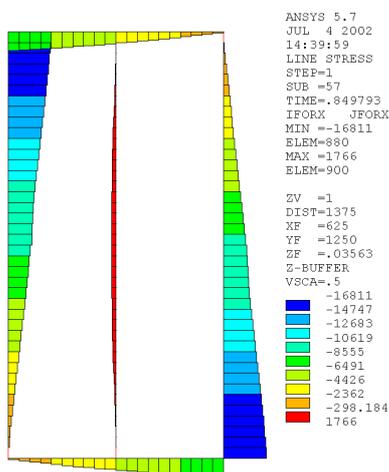


Bild 4-19: Normalkraft [N]

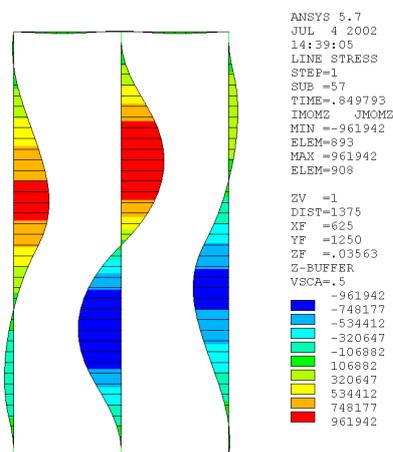


Bild 4-20: Momentenlinie [Nmm]

Anhand der Schnittkraftlinien wird der Einfluss der Mittelrippe auf das Tragverhalten der Tafel deutlich. Durch die Mittelrippe wird der Verlauf der Normalkräfte aller Randrippen in guter Näherung linearisiert, weil die Querkraft aus der oberen Beplankung über die Mittelrippe in die

Beplankung eingeleitet wird. Mit der Querkraft steigt das Moment in der Mittelrippe an, so dass die größten Biegebeanspruchungen der Tafel dort auftreten.

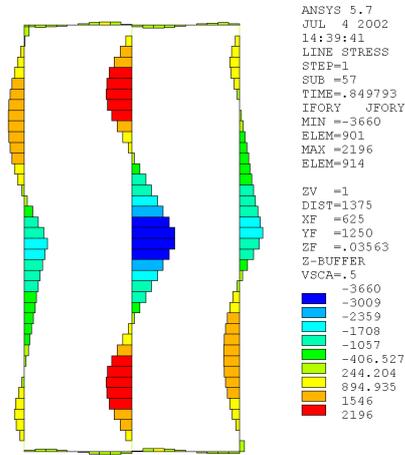


Bild 4-21: Querkraft [N]

4.2.4 Spannungen der Beplankung

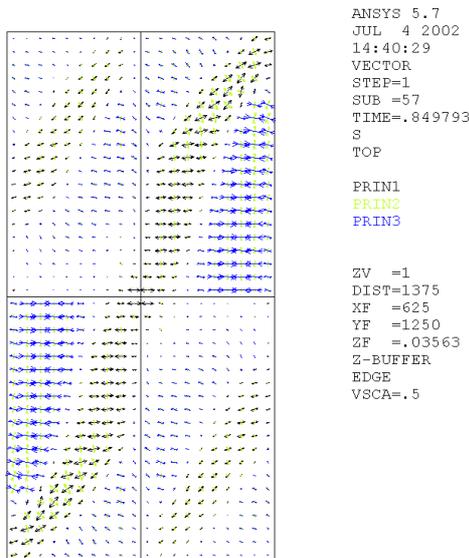


Bild 4-22 Spannungsvektoren Oberfläche

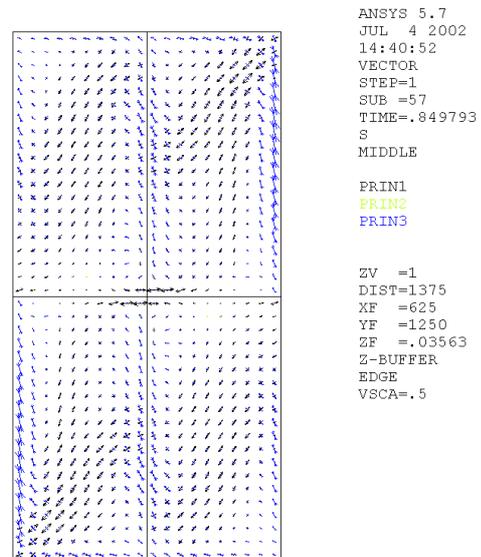


Bild 4-23 Hauptspannungsvektoren Mittelebene

In Bild 4-23 sind die mitwirkenden Druckstreifen der Beplankung entlang der Rippen zu erkennen. Die Mittelrippe unterteilt jede Beplankung in zwei unterschiedlich stark ausgeprägte Zugfelder, so dass von einem Haupt- und einem Nebenzugfeld gesprochen werden kann. Entsprechend sind die Biegebeanspruchungen in den Hauptfeldern größer. Am Schnittpunkt zwischen der Mittelrippe und dem Beplankungsstoß sind, parallel zum freien Rand der Beplankung, Zugspannungskonzentrationen erkennbar. In Bild 4-22 gibt es in den Hauptzugfeldern Bereiche großer Druckspannungen.

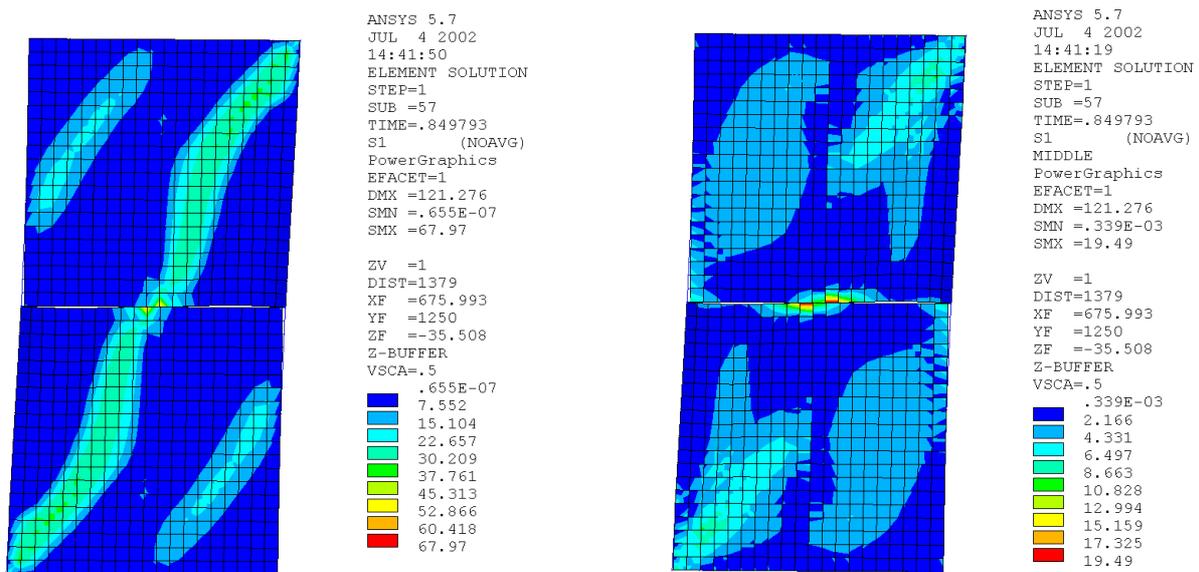
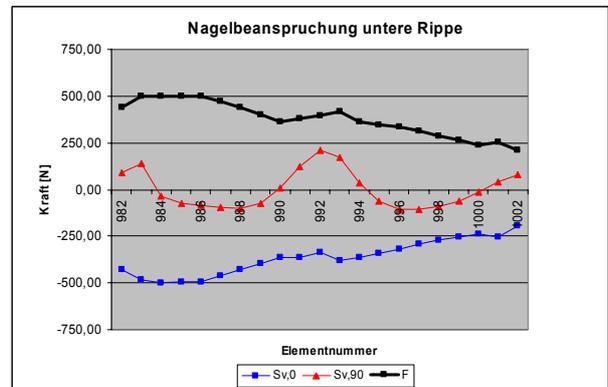
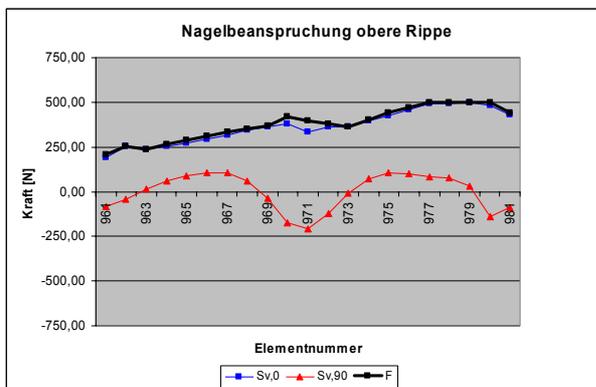


Bild 4-24 Hauptspannungen Oberfläche [N/mm²] Bild 4-25 Hauptspannungen Mittelebene [N/mm²]

Waren bei allen bis jetzt betrachteten Tafeln die maximalen Spannungen in der Mittelfläche der Beplankung stets im Bereich der Zugecken erkennen, so zeigt Bild 4-25 eine Spannungskonzentration im Symmetriepunkt der Tafel, die doppelt so groß sind wie die in den Zugecken.

4.2.5 Beanspruchung der Verbindungsmittel

Die Traglast der Tafel wird erreicht, wenn alle Verbindungsmittel der vertikalen Randrippen ihre Traggrenze erreicht haben. Die resultierende Nagelkraft der Verbindungsmittel unmittelbar am Plattenstoß wirkt ausschließlich senkrecht zum Beplankungsrand, während alle anderen Verbindungsmittel fast ausschließlich parallel zu diesem beansprucht werden. Die Verbindungsmittel der Mittelrippe werden senkrecht zur dieser beansprucht. Nur so ist es möglich, in die Mittelrippe große Querkräfte einzuleiten und damit deren Biegetragfähigkeit zu aktivieren.



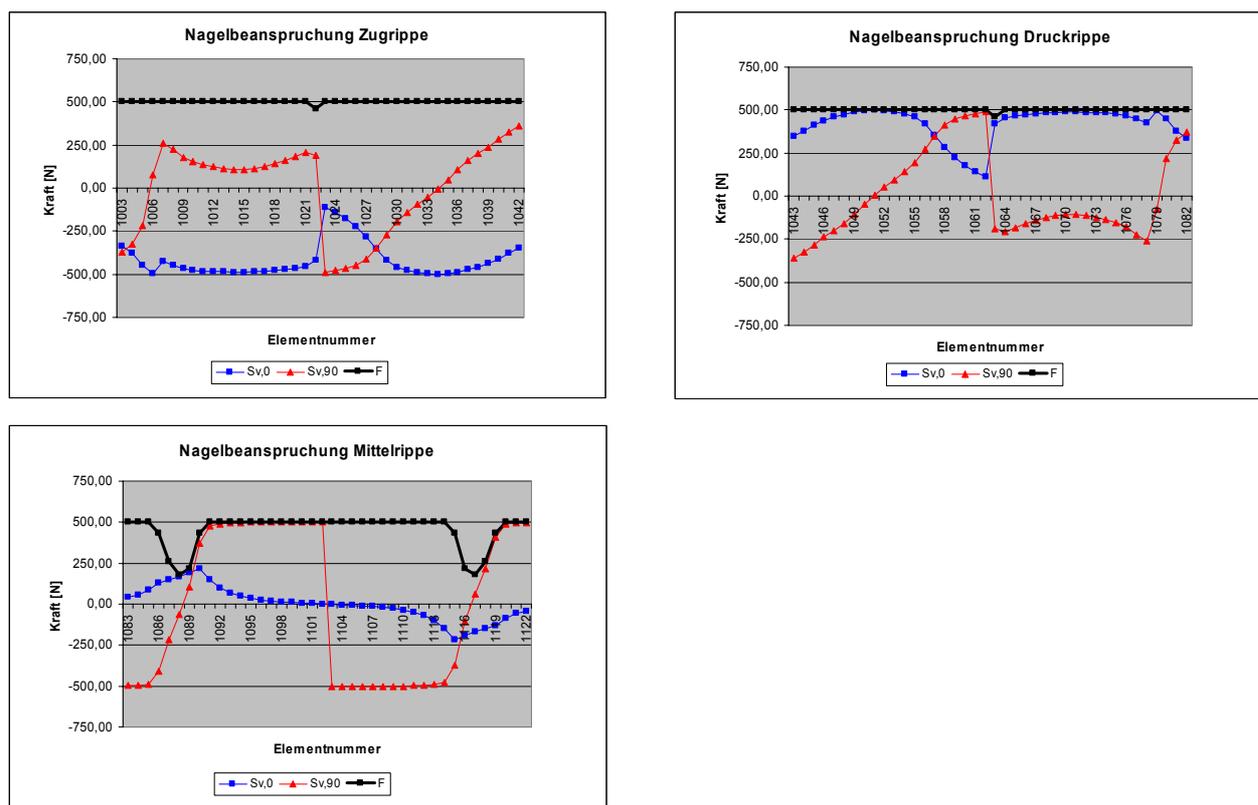


Bild 4-26: a-e: Nagelkräfte [N]

4.3 Dachtafel mit 3 Stielen und 9 Dachlatten

Ausgewerteter Lastschritt: $\max. u_x = 100 \text{ mm}$ bei $F_h = 7803 \text{ N}$

Bei dieser Berechnung wird das in Kapitel 4.2 vorgestellte Modell um neun Dachlatten erweitert, die über bilineare, richtungstreue Federn mit den vertikalen Rippen angeschlossen sind. Die Dachlatten liegen in der gleichen Ebene wie die Rippen und die Beplankung verlaufen parallel zu den horizontalen Rippen. Die Tragfähigkeit ist durch die Federelemente auf 1500 N begrenzt. Im Bild 4-27 ist das statische Modell der simulierten Tafel zu sehen, wobei aus Gründen der Übersichtlichkeit keine Verbindungsmittel dargestellt worden sind. Bild 4-28 zeigt die Verformung der Beplankung, die sich qualitativ nicht von dem Verformungsbild in Kapitel 4.2.1 unterscheidet, weil die Dachlatten ausschließlich mit den Rippen verbunden sind und daher die Beplankung nicht aussteifen können. Die Dachlatte und die Beplankung können sich durchdringen ohne sich gegenseitig zu beeinflussen.

Im Kraft-Weg-Diagramm, Bild 4-29, wird der Einfluss der Dachlatten auf das Tragverhalten der Tafel sichtbar. Verglichen mit den Ergebnissen aus Kapitel 4.2.1 ist die Steifigkeit der Tafel deutlich gestiegen und die Biegetragfähigkeit der Rippen wird erst bei ca. $F_h = 7500 \text{ N}$ überschritten. Die Dachlatten wirken offensichtlich lastverteilend, ohne die Tragfähigkeit der Tafel zu erhöhen. Die Traggrenze der Tafel bleibt nahezu unverändert.

4.3.1 Statisches Modell

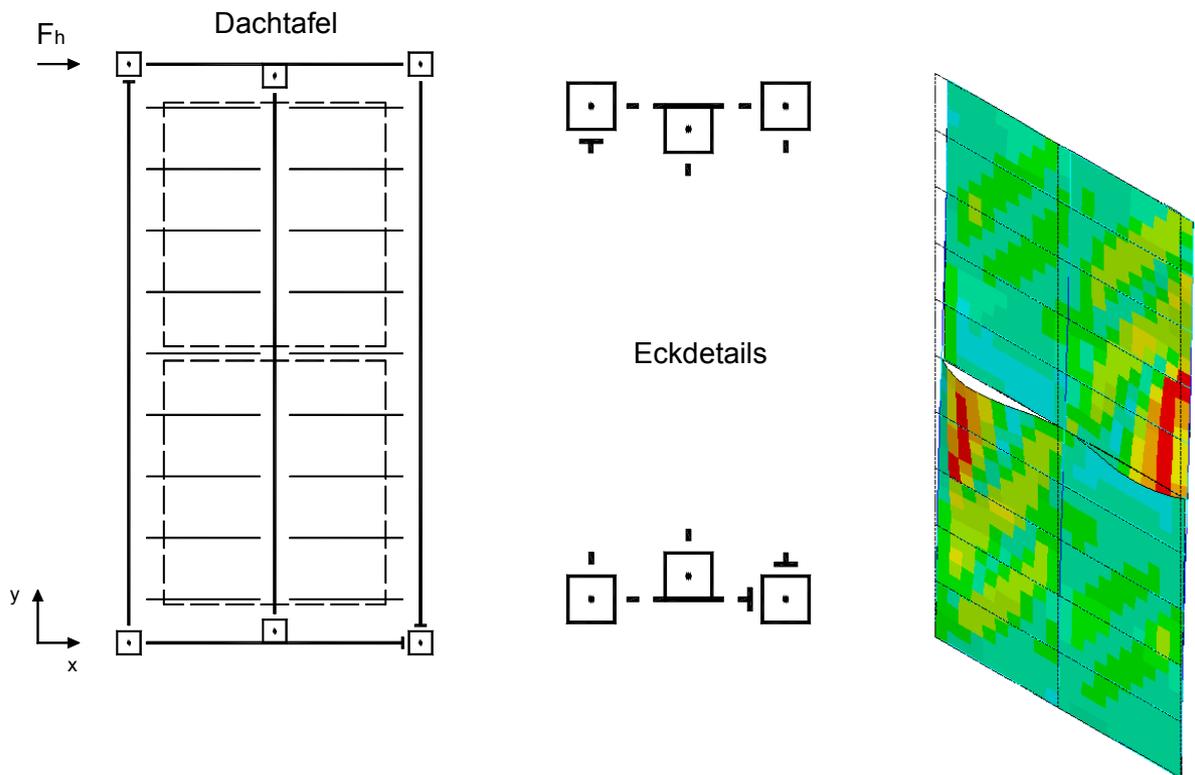


Bild 4-27: Statisches Modell ohne Verbindungsmittel

Bild 4-28: Verformung der Beplankung

4.3.2 Kraft - Weg – Diagramm

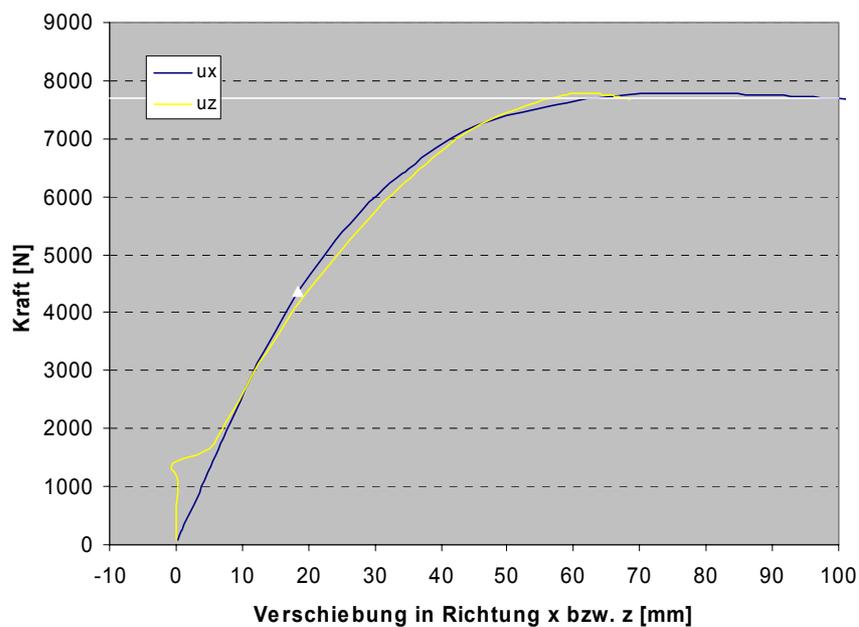


Bild 4-29: Kraft-Weg-Diagramm

4.3.3 Schnittgrößen der Rippen und Dachlatten

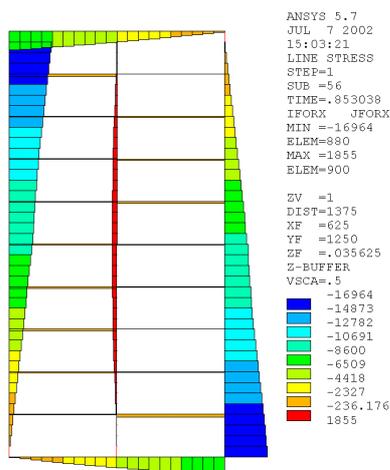


Bild 4-30: Normalkraft [N]

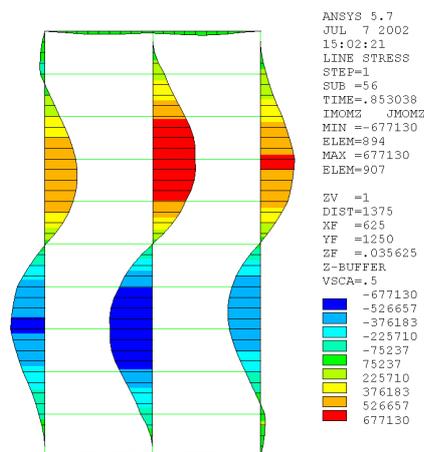


Bild 4-31: Momentenlinie [Nmm]

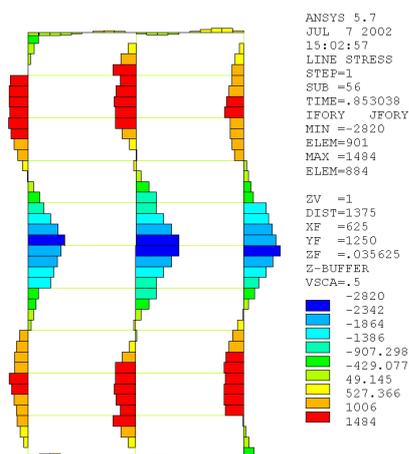


Bild 4-32: Querkraft [N]

In Bild 4-30 sind die Normalkräfte der Rippen und der Dachlatten dargestellt. Die Dachlatten werden durch Druckkräfte beansprucht, weil die Beplankung beult und somit Druckkräfte nur in geringem Umfang aufnehmen kann. Die Dachlatten mit ihren Anschlüssen an die Rippen sind ausreichend dehnsteif, um eine fast identische Verformung der drei vertikalen Rippen zu erzwingen. Entsprechend sind die Querkräfte und die Momente dieser 3 Bauteile fast identisch, siehe Bild 4-31 und Bild 4-32. Lediglich im Bereich der Druckdiagonalen der Tafel sind schnell abklingende Störungen zu erkennen. Die Dachlatten werden a priori nicht senkrecht zu ihren Stabachsen beansprucht, so dass dort keine Querkräfte oder Momente auftreten.

4.3.4 Spannungen der Beplankung

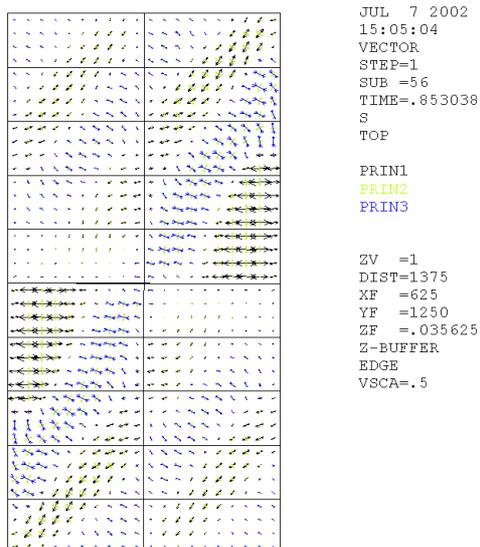


Bild 4-33 Spannungsvektoren Oberfläche

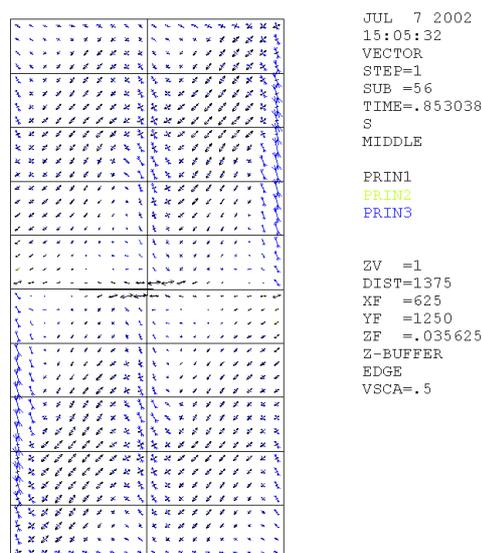


Bild 4-34 Spannungsvektoren Mittelebene

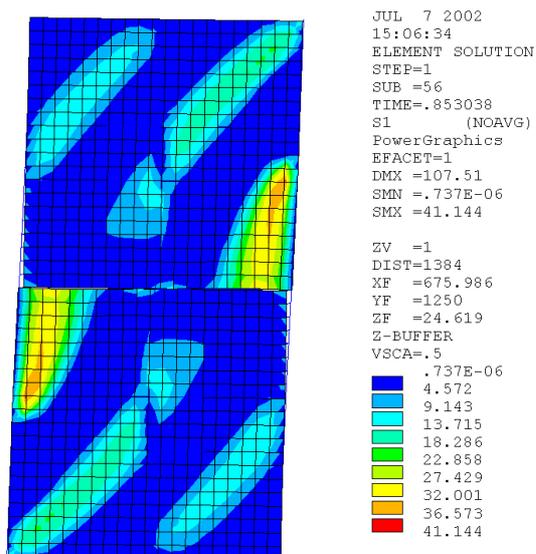


Bild 4-35 Hauptspannungen Oberfläche [N/mm²]

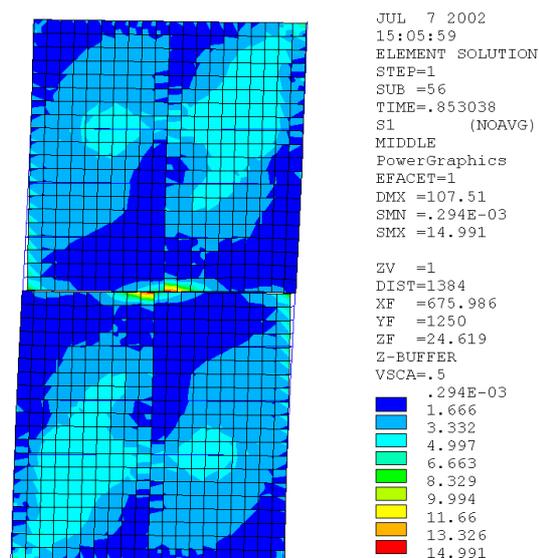


Bild 4-36 Hauptspannungen Mittelebene [N/mm²]

Die maximalen Membranspannungen sind am Schnittpunkt zwischen Mittelrippe und Beplankungsstoß erkennbar, siehe Bild 4-36. Die maximalen Biegerandspannungen liegen nicht im Bereich der Zugdiagonalen der Tafel, sondern bei $y = h/4$ bzw. $3/4h$ am Plattenrand zu beiden vertikalen Randrippen.

Verglichen mit den Ergebnissen aus Kapitel 4.2.4 sind die Spannungsspitzen in der Mittelebene bzw. der Oberfläche der Beplankung durch den Einfluss der Dachlatten reduziert worden.

4.3.5 Beanspruchung der Verbindungsmittel

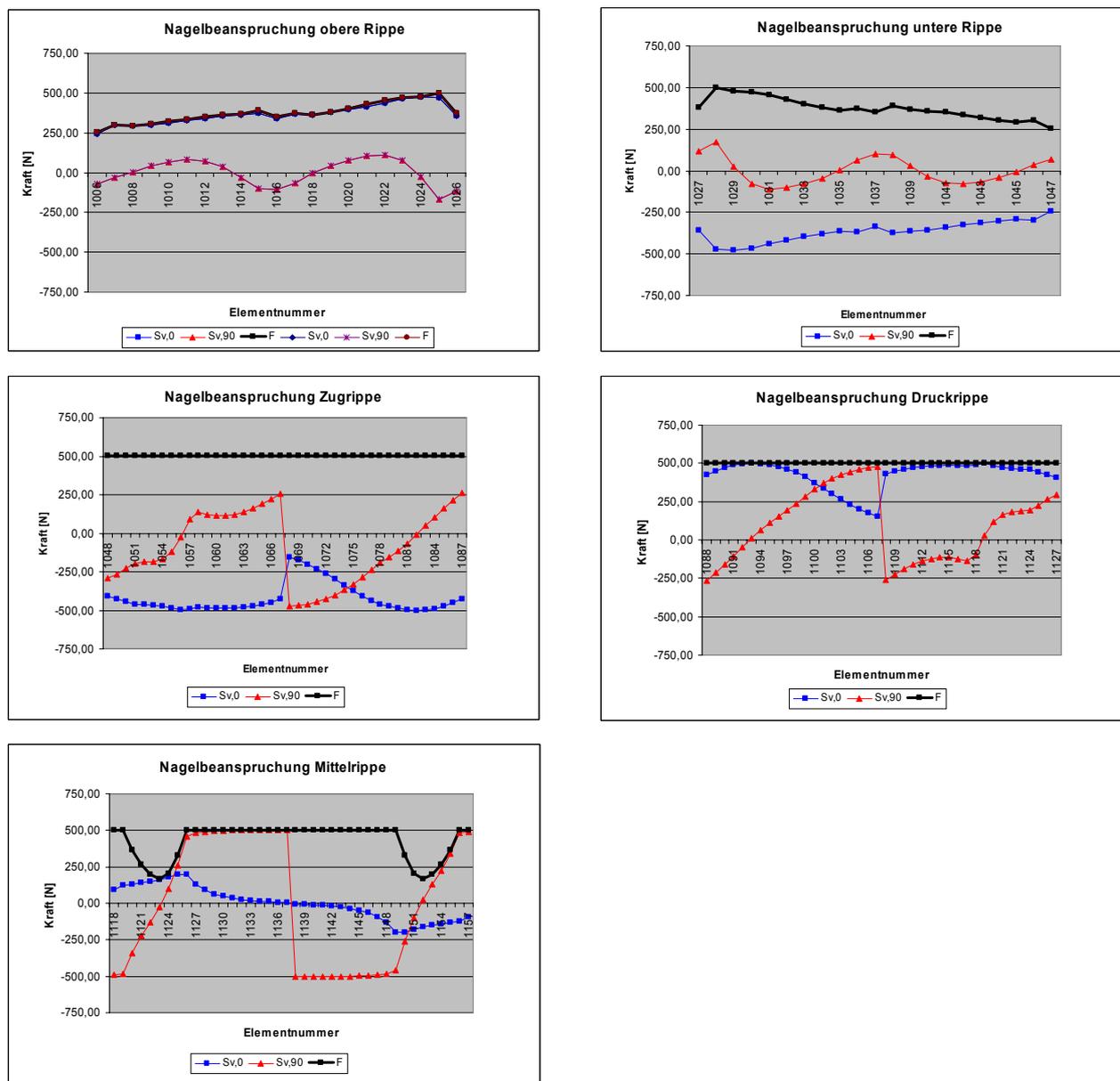


Bild 4-37: a-e: Nagelkräfte [N]

Im Traglastzustand der Tafel haben alle Verbindungsmittel der vertikalen Randrippen sowie fast alle Verbindungsmittel der Mittelrippe ihre Tragfähigkeitsgrenze R_d erreicht, siehe Bild 4-37. Die Verbindungsmittel der horizontalen Rippen werden parallel zum Beplankungsrand und die der Mittelrippe senkrecht zu dieser beansprucht. An den vertikalen Randrippen werden fast alle Verbindungsmittel überwiegend parallel zum Beplankungsrand beansprucht. Nur im Bereich des Beplankungsstoßes sind Beanspruchungen zu erkennen, die überwiegend senkrecht zum Rand orientiert sind.

4.4 Vergleich der Ergebnisse

Im Anhang 7 „Nichtlineare Beuluntersuchungen von Dachtafeln“ sind die Ergebnisse der vollständigen Parameterstudie dargestellt. Da in den Kapiteln 4.1 bis 4.3 die Schnittgrößen der Rippen, der Spannungen der Beplankung, die Beanspruchung der Verbindungsmittel und die Verformung der Beplankung ausführlich dargestellt worden sind, werden hier ausschließlich die Steifigkeiten der Tafeln in ihrer Ebene sowie der Beplankung senkrecht zu dieser Ebene miteinander verglichen.

Bild 4-38 und Bild 4-39 machen den Einfluss der Dachlatten auf die Tragfähigkeit bzw. Steifigkeit von Dachtafeln ohne Mittelrippe deutlich. Tafeln mit 3 oder mehr Dachlatten haben die 1,8-fache Tragfähigkeit von Tafeln ohne Dachlatten. Der Einbau von mehr als 3 Dachlatten im Bereich des Beplankungsstoßes führt nicht zu einer Vergrößerung der Tragfähigkeit bzw. Erhöhung der Steifigkeit der Tafel.

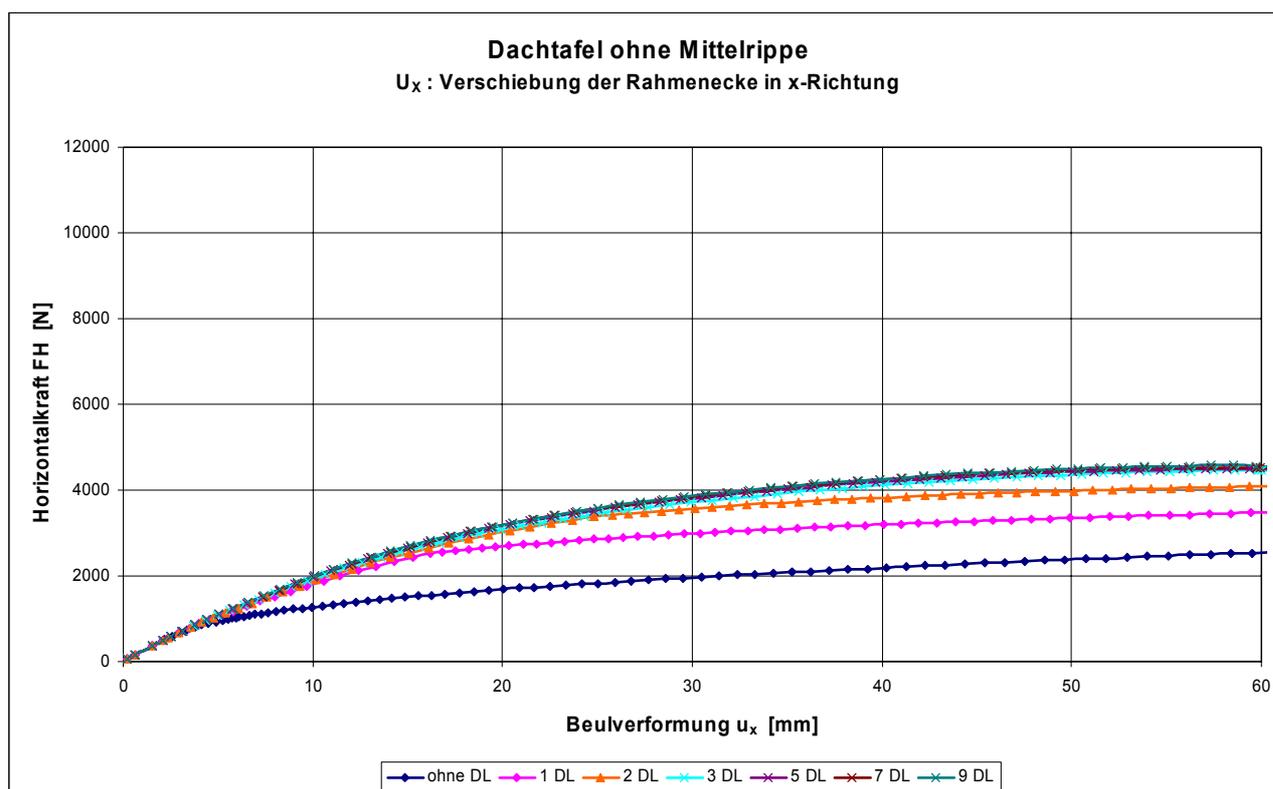


Bild 4-38: Kraft-Weg-Diagramm u_x – Dachtafeln ohne Mittelrippe

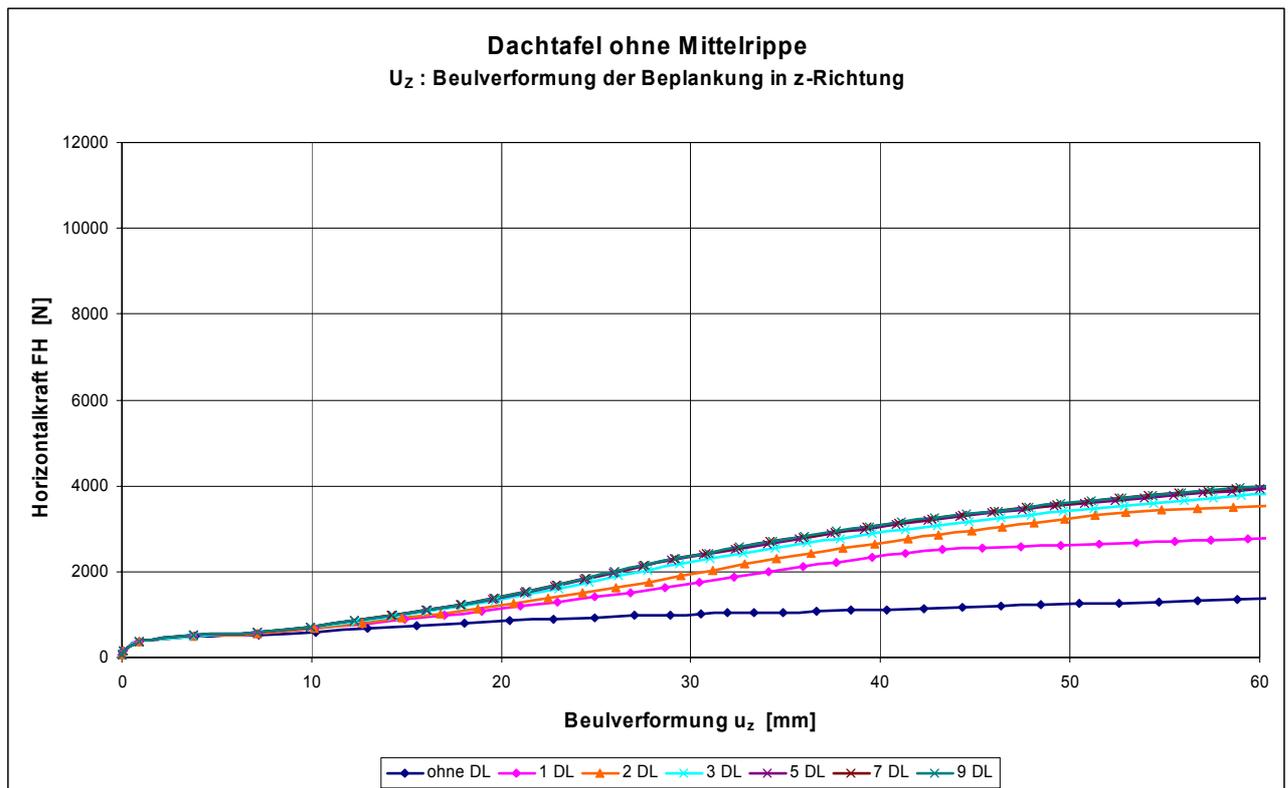


Bild 4-39: Kraft-Weg-Diagramm u_z – Dachtafeln ohne Mittelrippe

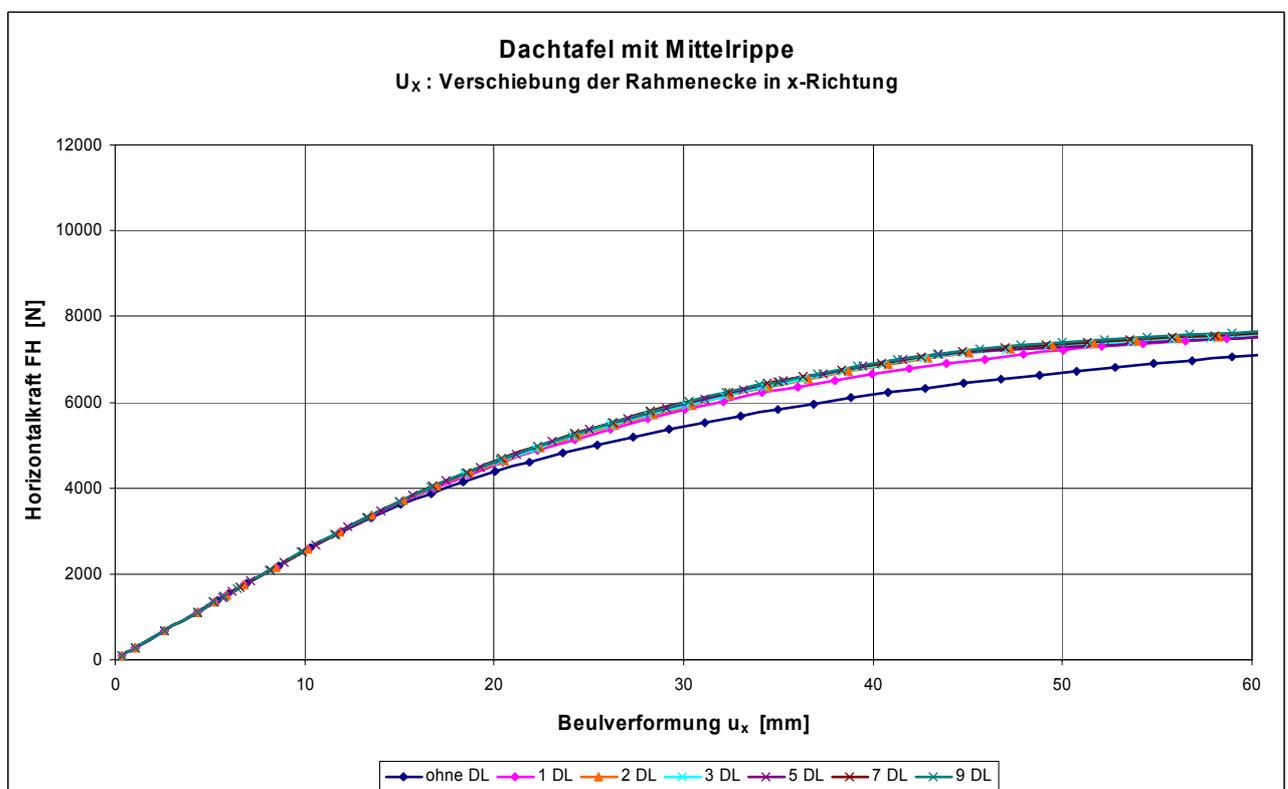


Bild 4-40: Kraft-Weg-Diagramm u_x – Dachtafeln mit Mittelrippe

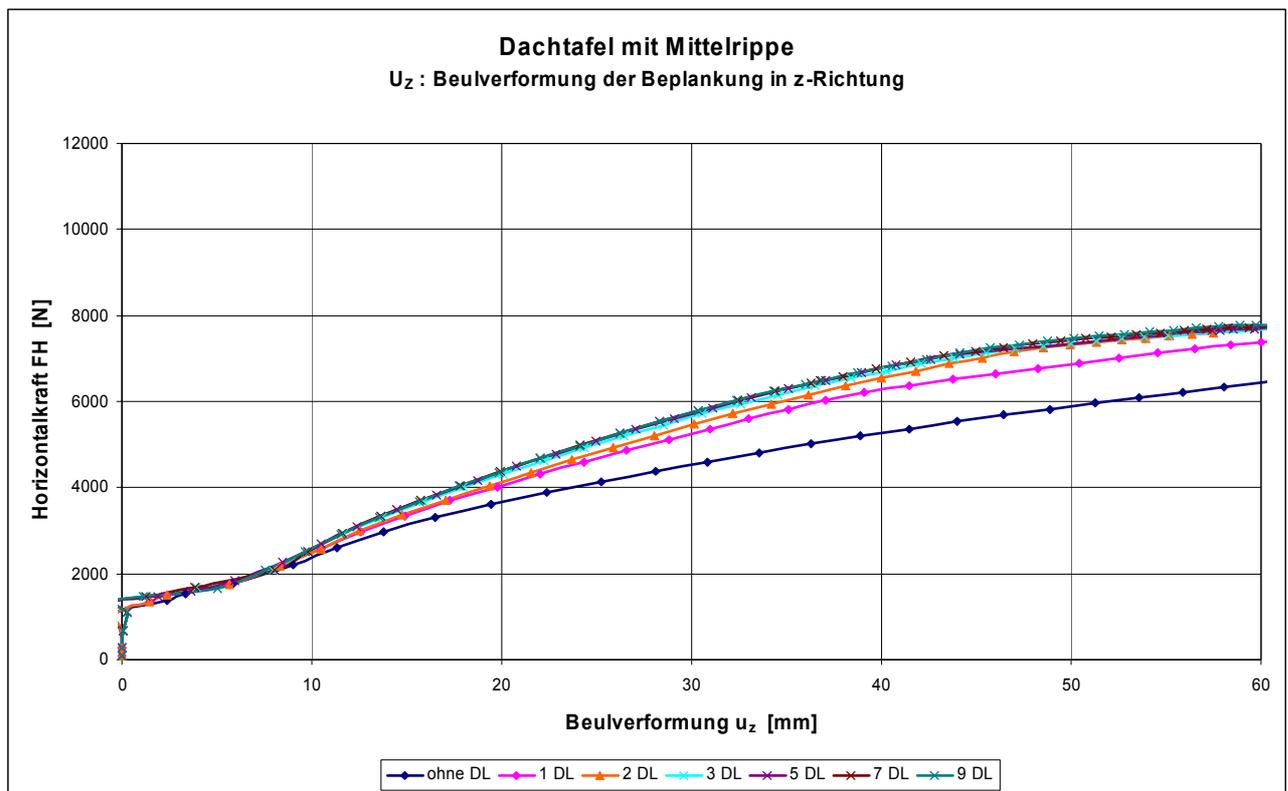


Bild 4-41: Kraft-Weg-Diagramm u_z – Dachtafeln mit Mittelrippe

In Bild 4-40 und Bild 4-41 sind die Kraft-Weg-Diagramme von Dachtafeln mit Mittelrippe dargestellt. Erkennbar ist eine deutlich höhere Tragfähigkeit gegenüber Tafeln ohne Mittelrippe. Außerdem nimmt der Einfluss der Dachlatten auf das Tragverhalten der Tafel deutlich ab.

5 Versuchsergebnisse der Kleinversuche

Die Versuche zum vorliegenden Forschungsvorhaben sind im Auftrag des iBHolz im Labor für Holztechnik (LHT) in Hildesheim durchgeführt worden. Die vollständigen Prüfberichte des LHT sind als Anlagen 3 bis 5 dem vorliegenden Abschlussbericht beigelegt. Die wichtigsten Ergebnisse werden im Folgenden aus diesen Berichten zitiert.

5.1 Ermittlung der Materialkennwerte der Holzfaserplatten

Detaillierte Angaben zu den Versuchsaufbauten, den Versuchsdurchführungen und Versuchsergebnissen sind dem Prüfbericht 01/2002 des LHT zu entnehmen (Anlage 3). Die Quellenverweise im Kapitell 5.1 beziehen sich ausschließlich auf den Prüfbericht 01/2002 des LHT.

5.1.1 Lochleibungsversuche

- Das Lochleibungsversagen von HFH-Platten ist im Allgemeinen als duktil zu bezeichnen (vgl. Bild 2 bis Bild 4). Lediglich bei einem Randabstand von $2d$ und einer Beanspruchung senkrecht zum Rand kommt es zu einem spröden Versagen des Prüfkörpers (vgl. Bild 5 und Bild 6).
- Der Einfluss der Produktionsrichtung auf die Lochleibungsfestigkeit ist nicht signifikant (vgl. Tab. 7).
- Gegenüber der 4mm-Platte ist bei 3mm-Platten mit 25% geringeren mittleren Lochleibungsfestigkeiten zu rechnen (vgl. Bild 20).
- Bei Randabständen $\geq 5d$ ist keine Abnahme der Lochleibungsfestigkeit festzustellen. Bei Randabständen von $2d$ ist mit einer Abnahme der Lochleibungsfestigkeit um 15% zu rechnen (vgl. Bild 19a-d).
- Aus den Ergebnissen der Lochleibungsprüfungen wird deutlich, dass HFH-Platten ohne Bindemittel durchschnittlich 22% geringere Lochleibungsfestigkeiten als nach DIN 68754-1 gefertigte Platten haben (vgl. Tabelle 13 und 14).
- Bei einem Klimawechsel (Umgebungstemperatur / rel. Feuchte) von $20/60 \rightarrow 20/90 \rightarrow 20/60$ kommt es nach einmaligem Durchlaufen dieses Zyklus zu einer Reduktion der Lochleibungsfestigkeit von 10%. Im durchfeuchteten Zustand beträgt die Restfestigkeit mehr als 80% der Ausgangsfestigkeit (vgl. Tabelle 9).

5.1.2 Zugfestigkeit

- Bei Zugprüfungen mit HFH-Platten kommt es zu sprödem Werkstoffversagen. Die Bruchkante verläuft senkrecht zur Beanspruchungsrichtung (vgl. Bild 10 bis Bild 12).
- Die geprüften HFH-Platten haben nicht die nach DIN 68754-1 geforderte Zugfestigkeit (vgl. Tabelle 15). Die geforderten Werte werden um bis zu 51% unterschritten.

5.1.3 Biegefestigkeit

- Bei Biegeprüfungen mit HFH-Platten kommt es zu sprödem Werkstoffversagen (vgl. Bild 15).
- Die unterschiedliche Oberflächenstruktur infolge des Produktionsverfahrens hat keinen signifikanten Einfluss auf die Biegefestigkeit und Biegesteifigkeit (vgl. Tabelle 11 und Bild 22).
- Die geprüften HFH-Platten haben nicht die nach DIN 68754-1 geforderte Biegefestigkeit (vgl. Tabelle 16). Die geforderten Werte werden um bis zu 38% unterschritten.
- Die geprüften HFH-Platten haben nicht die nach DIN 68754-1 geforderte Biegesteifigkeit (vgl. Tabelle 17). Die geforderten Werte werden um bis zu 33% unterschritten.

5.1.4 Prüfung der Auszugsfestigkeit der Verbindungsmittel

Bedingt durch die zu erwartenden Verformungen der Beplankung senkrecht zur Tafelebene werden die Verbindungsmittel planmäßig parallel zum Schaft beansprucht, um statisches Gleichgewicht in der Tafeln herzustellen. Die Ausziehfestigkeit je Klammerschaft aus dem Holz kann mit den Bemessungsregeln für glattschaftige Nägel ermittelt werden. Deshalb wird ausschließlich das Kopf- bzw. Klammerrückendurchziehen durch den Plattenwerkstoff untersucht.

- Beim Durchziehen des Klammerrückens durch Holz kommt es zu einem duktilen Versagen der Prüfkörper, wenn der Winkel zwischen Klammerrücken und Holzfaser mindestens $\beta \geq 30^\circ$ ist.
- Beim Durchziehen des Klammerrückens durch die HFH-Platte kommt es zu einem spröden Versagen der Prüfkörper.
- Die maximale Kraft und die zugehörige Steifigkeit beim Durchziehen des Klammerrückens durch die HFH-Platte ist signifikant geringer als beim Durchziehen durch das Holz, vgl. Bild 18.

5.2 Verbindungsprüfungen

Detaillierte Angaben zu den Versuchsaufbauten, den Versuchsdurchführungen und Versuchsergebnissen sind dem Prüfbericht 02/2002 des LHT zu entnehmen (Anlage 4). Die Quellenverweise im Kapitel 5.2 beziehen sich ausschließlich auf den Prüfbericht 02/2002 des LHT.

Im Teil 1 des Prüfberichts sind die Ergebnisse von Verbindungsprüfungen senkrecht und parallel zum Rand mit Klammern 1,6 mm sowie Nägeln 2,2 mm bzw. 3,1 mm dargestellt. Alle Verbindungen sind entsprechend EDIN 1052 5-2000 hergestellt worden.

- Die Tragfähigkeit der Klammerverbindung ist signifikant geringer als die der Nagelverbindungen (vgl. Tabelle 2 bis 4 und Abbildung 2 bis 3).
- Bei Beanspruchungen parallel zum Rand versagt die Verbindung durch Fließgelenkbildung des Nagels im Holz (vgl. Abbildung 4 und 5).

- Bei Beanspruchungen senkrecht zum Rand mit einem Randabstand von $4d$ versagt die Verbindung auch durch Ausbrechen des Plattenrandes (vgl. Abbildung 6).
- Der Korrekturfaktor $A = 0,70$ der EDIN 1052 5-2000 Gleichung 10.30 wird durch Tabelle 11 bestätigt.
- Das „Vereinfachte Verfahren“ liefert bedingt durch die lineare Abminderung t/t_{req} charakteristische Bemessungswerte $R_{k,i}$, die deutlich auf der sicheren Seite liegen (vgl. Tabelle 14 und Abbildung 7).
- Die charakteristischen Bemessungswerte $R_{k,i}$ der Nagelverbindungen gemäß EDIN 1052 5-2000 sind immer geringer als die charakteristischen Tragfähigkeiten X_{05} der Versuchsergebnisse von Nagelverbindungen (vgl. Tabelle 15 und Abbildung 8).
- Werden die charakteristischen Bemessungswerte $R_{k,i}$ der Nagelverbindungen auf der Grundlage der vorliegenden Versuchsergebnisse mit den Gleichungen aus der EDIN 1052 5-2000 ermittelt, so ergeben sich geringfügig erhöhte, rechnerische Tragfähigkeiten (vgl. Tabelle 16 und 17 sowie Abbildung 9).
- Nach Norm hergestellte Klammerverbindungen mit versenktem Klammerrücken können mit dem Verfahren nach EDIN 1052 5-2000 nicht bemessen werden, weil die im Versuch ermittelten charakteristischen Tragfähigkeiten signifikant geringer sind als die errechneten (vgl. Tabelle 18).

Im Teil 2 des Prüfberichts sind die Ergebnisse von Verbindungsprüfungen parallel zum Rand mit Klammern 1,6 mm sowie Nägeln 2,2 mm bzw. 3,1 mm dargestellt worden. Es sind Verbindungen abweichend von EDIN 1052 5-2000 untersucht worden, um die sich überlagernden Effekte im Tragverhalten der Verbindungsmittel nach der Johansen-Theorie und dem „Einhängeeffekt“ zu isolieren.

- Bei Nagelverbindungen mit herausstehendem Nagelkopf wird die Tragfähigkeit um bis zu 64% reduziert (vgl. Abbildung 10 und 11).
- Bei Klammerverbindungen mit herausstehendem Klammerrücken ist ein elastisch-plastisches Tragverhalten der Verbindung (vgl. Abbildung 12c) zu beobachten. Bedingt durch die geringere Vorschädigung bei Einbringen der Verbindungsmittel in die HFH-Platte ist die Tragfähigkeit um 92% größer als bei der Versuchsserie B6 (vgl. Abbildung 12a).
- Bei Klammerverbindungen mit aufgesetztem Klammerrücken ist ein bilineares Tragverhalten der Verbindung (vgl. Abbildung 12b) zu beobachten. Bedingt durch die geringere Vorschädigung bei Einbringen der Verbindungsmittel in die HFH-Platte und dem „Einhängeeffekt“ ist die Tragfähigkeit um 2,5 mal größer als bei der Versuchsserie B6 (vgl. Abbildung 12a).

6 Versuchsergebnisse der Tafelversuche

Detaillierte Angaben zu den Versuchsaufbauten, den Versuchsdurchführungen und Versuchsergebnissen sind dem Prüfbericht 03/2002 des LHT zu entnehmen (Anlage 5). Die Quellenverweise im Kapitel 6 beziehen sich ausschließlich auf den Prüfbericht 03/2002 des LHT.

6.1 Vorversuche

Es sind 9 Vorversuche an Wandtafeln mit den Abmessungen $h \times b = 1030 \times 2480 \text{ mm}^2$ mit unterschiedlichen Konstruktionsformen durchgeführt worden. Auf der Grundlage dieser Erkenntnisse sind in Absprache mit den Projektpartnern die Prüfserien der Wand- und Dachtafelversuche festgelegt worden. Die wesentlichen Erkenntnisse der Vorversuche sind:

- Tafeln mit Klammern, bei denen die Verbindungsmittel gemäß EDIN 1052 5-2005 sowie DIN 1052 04-1988 in der Beplankung oberkantenbündig versenkt werden, versagen spröde bei maximal 8,2 kN (s. Vorversuch 1 und 2).
- Werden die HFH-Platten im Bereich der Verklammerung an den Randrippen durch 5 cm schmale HFH Streifen verstärkt, so dass die aussteifenden HFH-Platten beim Eintreiben der Verbindungsmittel nicht vorgeschädigt werden, steigt die Tragfähigkeit der Tafel auf 15,1 kN (s. Vorversuch 3). Das Versagen der Tafel tritt durch Klammerrückendurchziehen der Verbindungsmittel in der Mittelrippe ein.
- Werden die HFH-Platten im Bereich der Verklammerung an allen Rippen durch 5 cm schmale HFH Streifen verstärkt, so dass die aussteifenden HFH-Platten beim Eintreiben der Verbindungsmittel nicht vorgeschädigt werden, so steigt die Tragfähigkeit der Tafel auf 20,3 kN (s. Vorversuch 4). Außerdem zeigt dieser Vorversuch, dass es nicht notwendig ist, die Rippen untereinander mit Schrauben zu verbinden.
- Bei nichtbeulenden Beplankungen hat der Abstand der vertikalen Rippen erheblichen Einfluss auf die Steifigkeit und die Tragfähigkeit der Tafeln (s. Vorversuch 5).
- Der Abstand der Verbindungsmittel (Anzahl der Verbindungsmittel) hat Einfluss auf die Steifigkeit der Tafel (s. Vorversuch 6).
- Tafeln, bei denen die Klammerrücken knirsch auf der HFH-Platte aufsitzen, haben gleiche Steifigkeiten und Tragfähigkeiten wie Tafeln, bei denen die Verklammerungsbereiche verstärkt werden (s. Vorversuch 8 und 9).
- Es ist notwendig, die untere Zugecke quer zur Tafelebene zu fixieren, um das Verdrehen der Tafel während der Versuchsdurchführung zu verhindern (s. Vorversuch 8 und 9).

6.2 Versuchsplan der Wand- und Dachtafeln

Entsprechend der Vorgaben der Projektpartner sind auf der Grundlage der Erkenntnisse aus den Vorversuchen in 13 Serien insgesamt 31 Wand- und Dachtafelversuche durchgeführt worden. Dabei wurden die statische Lagerung der Tafeln, das Einbringen der Verbindungsmittel, die Beplankungsdicke t und der Verbindungsmittelabstand a_1 variiert. Bei den Serien 1 und 2 wurden jeweils 5 Prüfungen durchgeführt. Da die Auswertung der Ergebnisse geringe Abweichungen der maximalen Horizontalkräfte und einheitliche Bruchbilder je Serie ergab, konnte bei den folgenden Serien die Probenanzahl reduziert werden.

In den Serien 1 bis 8 sowie 13 wurden Wandtafeln und in den Serien 9 bis 12 wurden Dachtafeln untersucht. Bei den Dachtafeln wurde zudem zwischen einem Stumpfstoß der Beplankung, Serie 9 und 10, und einem Überlappen der Beplankung, Serie 11 und 12, unterschieden. Um den Einfluss der Dachlatten auf das Tragverhalten der Tafel herauszuarbeiten, wurden Tafeln mit und ohne Dachlatten geprüft.

Serie	stat. Lagerung	Konterlattung	Dachlattung	Beplankung	t [mm]	a_1 [mm]	Anzahl
1	C6			ganz	3	30	5
2	C6			ganz	4	30	5
3	C6			ganz	4	55	3
4	C6	vertikal		ganz	4	55	3
5	C6	vertikal+horiz.		ganz	4	55	1
6	C4			ganz	4	55	2
7	C4			ganz	3	30	2
8	C2			ganz	4	55	2
9	C6	vertikal		gestoßen	4	55	1
10	C6	vertikal	e=35cm	gestoßen	4	55	2
11	C6	vertikal		überlappt	4	55	1
12	C6	vertikal	e=35cm	überlappt	4	55	1
13	C6			ganz	3	90	3

Tabelle 6-1: Versuchsplan der Wand- und Dachtafeln

6.3 Wandtafelversuche

Die Versuchsergebnisse der Wandtafelprüfungen sind in Tabelle 6-2 dargestellt. Neben der maximalen Horizontalkraft $F_{v,max}$ je Versuch bzw. Serie sind die Versagensart, die Beplankungsdicke t und der Verbindungsmittelabstand a_1 aufgelistet.

Prüfkörper	$F_{v,max}$ [kN]	mittl. $F_{v,max}$ [kN]	Versagensarten			t [mm]	a_1 [mm]
			HFH- Bruch	Klammerung	Lattung		
1-1	33,7	33,1	x	x		3	30
1-2	34,4		x	x		3	30
1-3	33,7		x	x		3	30
1-4	28,7		x	x		3	30
1-5	35,0		x	x		3	30
2-1	35,5	35,1	x	x		4	30
2-2	33,3		x	x		4	30
2-3	35,9		x			4	30
2-4	34,8		x			4	30
2-5	36,1		x			4	30
3-1	31,4	32,7	x	x		4	55
3-2	34,1		x	x		4	55
3-3	32,5		x	x		4	55
4-1	36,3	35,9	x	x		4	55
4-2	36,0		x	x		4	55
4-3	35,5		x	x		4	55
5-1	39,2	39,2	x			4	55
6-1	32,4	31,8	x	x		4	55
6-2	31,2		x			4	55
7-1	34,9	34,2	x	x		3	30
7-2	33,4		x	x		3	30
8-1	30,4	31,5	x	x		4	55
8-2	32,6			x		4	55
13-1	22,8	21,8				3	90
13-2	22,0		x	x		3	90
13-3	20,6		x			3	90

Tabelle 6-2: Versuchsergebnisse der Wandtafelprüfungen

Bei den Serien 1 bis 3, 6 bis 8 und 13 wurden die Klammern, siehe Bild 6-1, mit Hilfe eines am Klammerschussgerät installierten Einschlagtiefenbegrenzers so eingetrieben, dass eine Vorschädigung der Plattenoberfläche an der Verbindungsstelle ausgeschlossen werden konnte. Die Verbindungsmittelabstände a_1 wurden so gewählt, dass die Mindestabstände nach EDIN 1052-5/2000 eingehalten worden sind und der Abstand ausreichend gering ist, um den Beplankungswerkstoff während der Prüfung zu zerstören.

Bei den Serien 4 und 5 wurden die Klammern, siehe Bild 6-2, mit einer Konterlatte hinterlegt. Der Klammerrücken wurde in der Konterlatte versenkt.



Bild 6-1 : Aufgesetzte Klammer



Bild 6-2: Durch Konterlatte hinterlegte Klammer

Der Vergleich der Ergebnisse der Serien 1 mit 7 und der Serien 3 mit 6 bzw. 8 zeigt, dass der gewählte Lagerbedingung keine signifikante Auswirkung auf die Tragfähigkeit der Holztafel hat. Die Tragfähigkeit der Holztafel wird im Wesentlichen durch den Verbindungsmittelabstand a_1 (Vergleich der Serien 1 und 13 bzw. 2 und 3), die Dicke des Beplankungswerkstoffes t (Vergleich der Serien 1 und 2) und die konstruktive Ausführung des Anschlusses HFH-Platte – Rippe (Vergleich der Serien 3, 4 und 5) bestimmt.

Bei den Versuchen der Serie 2 wurde bei einem Verbindungsmittelabstand $a_1 = 30$ mm eine mittlere Bruchlast $F_{v,max} = 35,1$ kN gemessen. Eine Vergrößerung des Verbindungsmittelabstandes in der Prüfserie 3 um 83%, d.h. eine Verringerung der Verbindungsmittelanzahl um 45%, ergab eine um 7% geringere mittlere Bruchlast $F_{v,max} = 32,7$ kN (siehe Tabelle 6-2). Dieser Zusammenhang macht deutlich, dass das Versagen der Prüfkörperserie 2 durch ein Versagen der Beplankung eingetreten sein muss. Wären die Prüfkörper der Serie 2 durch das Versagen der Verbindungsmittel zerstört worden, so hätte die mittlere Bruchlast der Prüfserie 3 linear, um ca. 45% abnehmen müssen. Es kann somit geschlossen werden, dass in der Prüfserie 2 die Tragfähigkeitsgrenze der Beplankung erreicht worden ist. Da in der Prüfkörperserie 1 bei einer Beplankungsdicke $t = 3,0$ mm eine mittlere Bruchlast von 33,1 kN gemessen worden ist, was

94% der mittlere Bruchlast der Serie 2 ($t = 4,0 \text{ mm}$) entspricht, kann von einem Biegebruch der Beplankung ausgegangen werden. Wären die Prüfkörper der Serie 1 und 2 durch Schub- oder Zugbruch zerstört worden, so hätte die Tragfähigkeit entsprechend $x = t_{\text{Serie1}} / t_{\text{Serie2}} = 0,75$ abnehmen müssen.

Werden alle Verbindungsmittel durch Konterlatten hinterlegt (siehe Prüfkörper 5-1) so kann die Tragfähigkeit der Tafel aus zwei Gründe auf ein Maximum gesteigert werden. Durch die Konterlatten wird sicher gestellt, das keine Klammer den Beplankungswerkstoff beim Eintreiben beschädigt. Zu anderen wird die Beplankung stärker in die Rippe eingespannt, wodurch die kritische Beulspannung der Beplankung vergrößert wird (siehe Bild 2-5).

6.4 Dachtafeln

Die Versuchsergebnisse der Wandtafelprüfungen sind in Tabelle 6-3 dargestellt. Neben der maximalen Horizontalkraft $F_{v,max}$ je Versuch bzw. Serie sind die Versagensart, die Beplankungsdicke t und der Verbindungsmittelabstand a_1 aufgelistet.

Bei Dachtafeln mit Dachlatten wurden bis zu 40% größere Tragfähigkeiten gemessen als bei Tafeln ohne Dachlatten. Tafeln, deren Beplankungen sich überlappen, haben bis zu 27 % höhere Tragfähigkeiten als Tafeln, deren Beplankung stumpf gestoßen ist, weil im Bereich der Überlappung ein Teil der Querkraft über die Klammern direkt von der oberen in die untere Beplankung weitergeleitet werden kann.

Prüfkörper	$F_{v,max}$ [kN]	mittl. $F_{v,max}$ [kN]	Versagensarten			t [mm]	a_1 [mm]
			HFH- Bruch	Klammerung	Lattung		
9-1	22,8	22,8	x		x	4	55
10-1	27,0	27,3	x	x		4	55
10-2	27,5		x	x		4	55
11-1	24,8	24,8	x			4	55
12-1	34,5	34,5	x	x	x	4	55

Tabelle 6-3: Versuchsergebnisse der Dachtafelprüfungen

Die Tragfähigkeiten und Steifigkeiten von Tafeln mit einem nicht schubgedeckten aber sich überlappenden Plattenstoß sowie Tafeln mit allseitig kontinuierlichem Verbund der Beplankung mit den Rippen ist von gleicher Größe, wenn ausreichend viele lastverteilenden Bauteile (hier Dachlatten) vorhanden sind (vergleiche Serie 3 mit 12).

7 Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse

In diesem Kapitel werden die numerischen Ergebnisse aus Kapitel 3 und 4 den experimentellen Ergebnissen aus Kapitel 5 und 6 gegenüber gestellt. Dazu wird die im Experiment gemessene Kopfpunktverschiebung der Tafel u_x mit der numerisch ermittelten Verschiebung des maßgebenden Modellknotens verglichen. Weil die FE-Berechnungen an der „halben Tafel“ durchgeführt worden sind (siehe Bild 3-2), müssen die Ergebnisse aus Bild 3-62 mit dem Vergrößerungsfaktor 2 multipliziert werden. Die „ganze Tafel“ hat bei der doppelten Beanspruchung die gleiche Verschiebung wie die „halbe Tafel“ bei der einfachen Beanspruchung.

Um die Unterschiede in den Kraft-Weg-Diagrammen der Tafeln interpretieren zu können, werden zunächst die experimentell gemessenen und die für die numerischen Untersuchungen gewählte Klammerkennlinie in Bild 7-1 dargestellt.

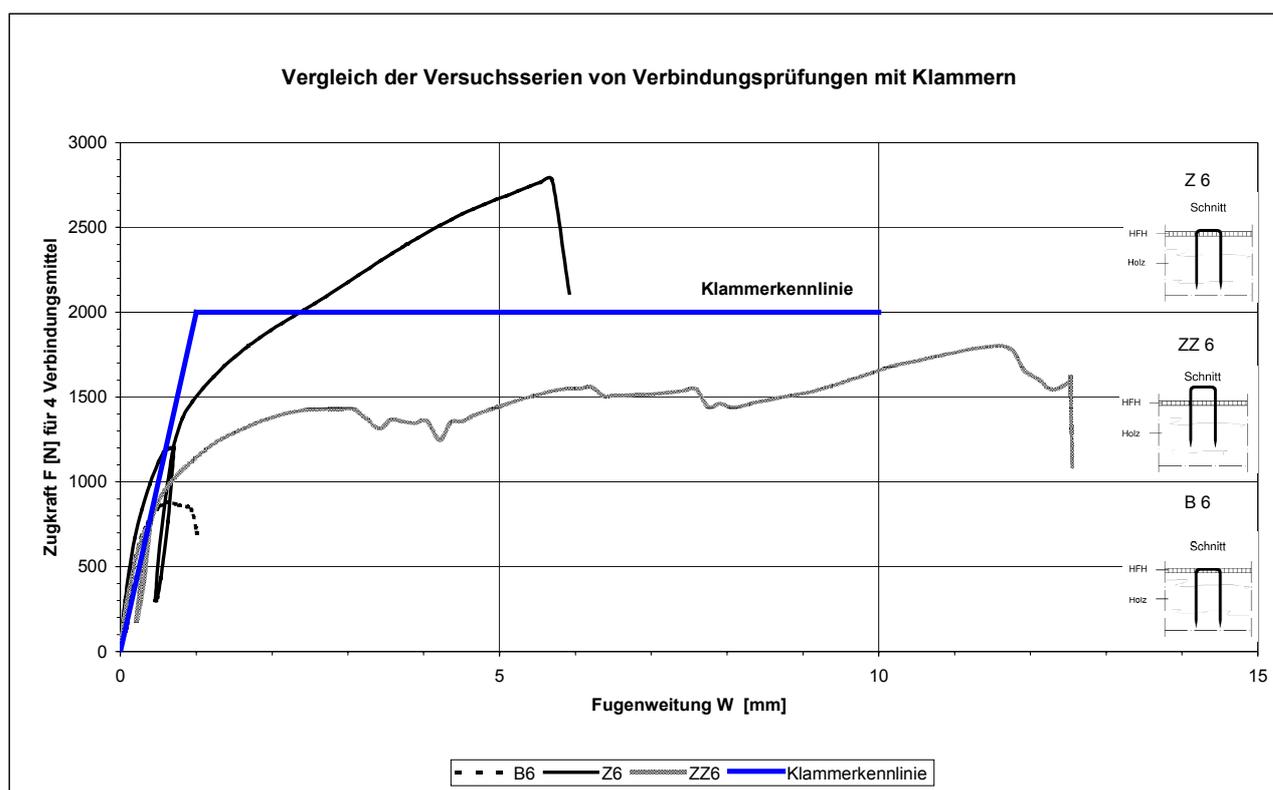


Bild 7-1: Vergleich der Versuchsserien von Verbindungsprüfungen mit Klammern

Dieser Vergleich macht den Einfluss der Konstruktion der Verbindung auf ihre Tragfähigkeit und Duktilität deutlich. Werden die Klammern in der Beplankung versenkt, so versagt die Verbindung spröde bei 850 N (siehe Experiment B6). Bei herausstehendem Klammerrücken (siehe Experiment ZZ6) bildet sich bei einer Zugkraft von 1500 N ein Fließplateau. Die Zugkraft wird ausschließlich durch die Scherkraft weitergeleitet.

Liegt der Klammerrücken bündig auf der Beplankung auf (siehe Experiment Z6), bildet sich eine Klammerkennlinie, die in guter Näherung als bilinear bezeichnet werden kann. Weil der Knick dieser Klammerkennlinie auf dem gleichen Beanspruchungsniveau wie das Fließplateau von Experiment ZZ6 liegt, kann auf zwei zeitlich versetzte Mechanismen zur Weiterleitung der Zugkraft mit unterschiedlichen Steifigkeiten geschlossen werden. Nachdem die Schertraggrenze der Verbindung überschritten ist, kommt es nicht zum Gewaltbruch der Verbindung, sondern zur Weiterleitung der Zugkraft in Schaftrichtung der Verbindungsmittel. Dieser zweite Tragmechanismus wird häufig als Einhängeeffekt der Verbindungsmittel bezeichnet.

Auf die Anfangssteifigkeit hat die Konstruktionsform der Verbindung keinen Einfluss, so dass eine linear elastisch-plastische Klammerkennlinie für die numerischen Untersuchungen gewählt worden ist. Das Fließplateau wurde oberhalb von ZZ6 und deutlich unterhalb der Bruchlast von Z6 gewählt, um eine ausreichende Duktilität der Verbindung unterstellen und gleichzeitig Teile der Tragreserve aus dem Einhängeeffekt mit berücksichtigen zu können.

7.1 Wandtafeln

In Bild 7-2 bis Bild 7-4 sind die Kraft-Weg-Graphen der numerischen Untersuchungen von idealen Schubfeldern (siehe Kapitel 3.3) und gelenkigem Anschluss der Rippen untereinander (siehe Kapitel 3.4) den experimentell ermittelten Kraft-Weg-Graphen der Prüfkörperserien 1, 2 sowie 3 gegenübergestellt (siehe Kapitel 6.2 und 6.3).

Die Kraft-Weg-Graphen der Versuchsreihen 1 bis 3 sind qualitativ von gleicher Form. Eine Vergrößerung des Nagelabstandes a_1 und die Verringerung der Beplankungsdicke t führen nicht zu einer linearen Abnahme der Tragfähigkeit der Tafel (siehe Kapitel 6.3). Bedingt durch die in Bild 7-1 erläuterte Klammerkennlinie, die bei den numerischen Untersuchungen gewählt worden ist, kann der Gebrauchszustand der Tafeln sehr gut abgebildet werden. Die Anfangssteifigkeit in der Tafelsimulation und im Experiment sind von gleicher Größenordnung, wobei in der Simulation der Anfangsschlupf nicht berücksichtigt worden ist.

Das Versagen der Tafeln der Versuchsreihen 1 und 2 tritt infolge Biegebruch in der Beplankung ein. Diese Versagensart der Tafel kann mit dem gewählten numerischen Modell nicht abgebildet werden, weil die FE-Simulation bei einer kritischen Biegespannung $\sigma_{m,krit}$ nicht abgebrochen werden kann. Deshalb wurde die Tragfähigkeit der Verbindungsmittel begrenzt, um so die Traglast des Verbundbauteils Holztafel zu berechnen. Die Tragfähigkeit der Tafel wird bei der numerischen Simulation im gleichen Maß unterschätzt, wie die gewählte Klammerkennlinie das reale Tragverhalten der Klammerverbindung unterschätzt.

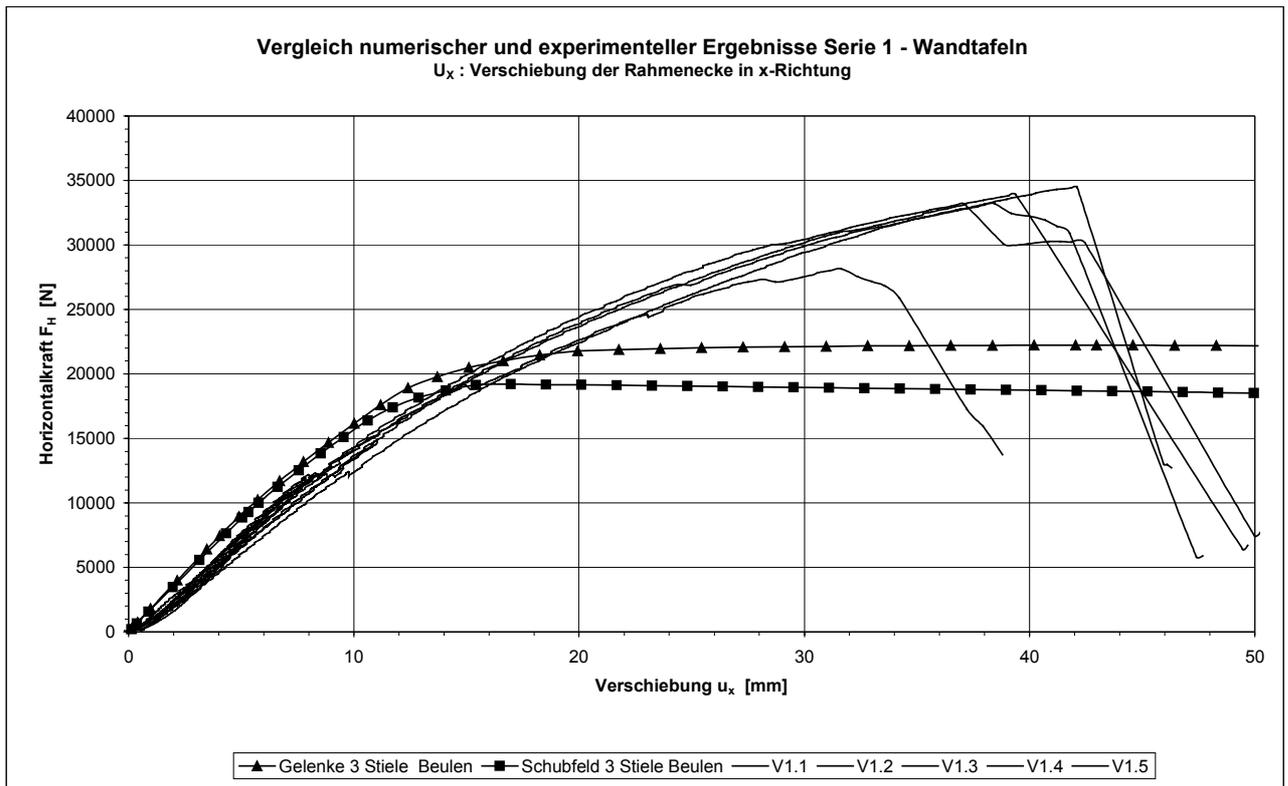


Bild 7-2: Vergleich von numerischen mit experimentellen Ergebnissen der Serie 1 - Wandtafeln

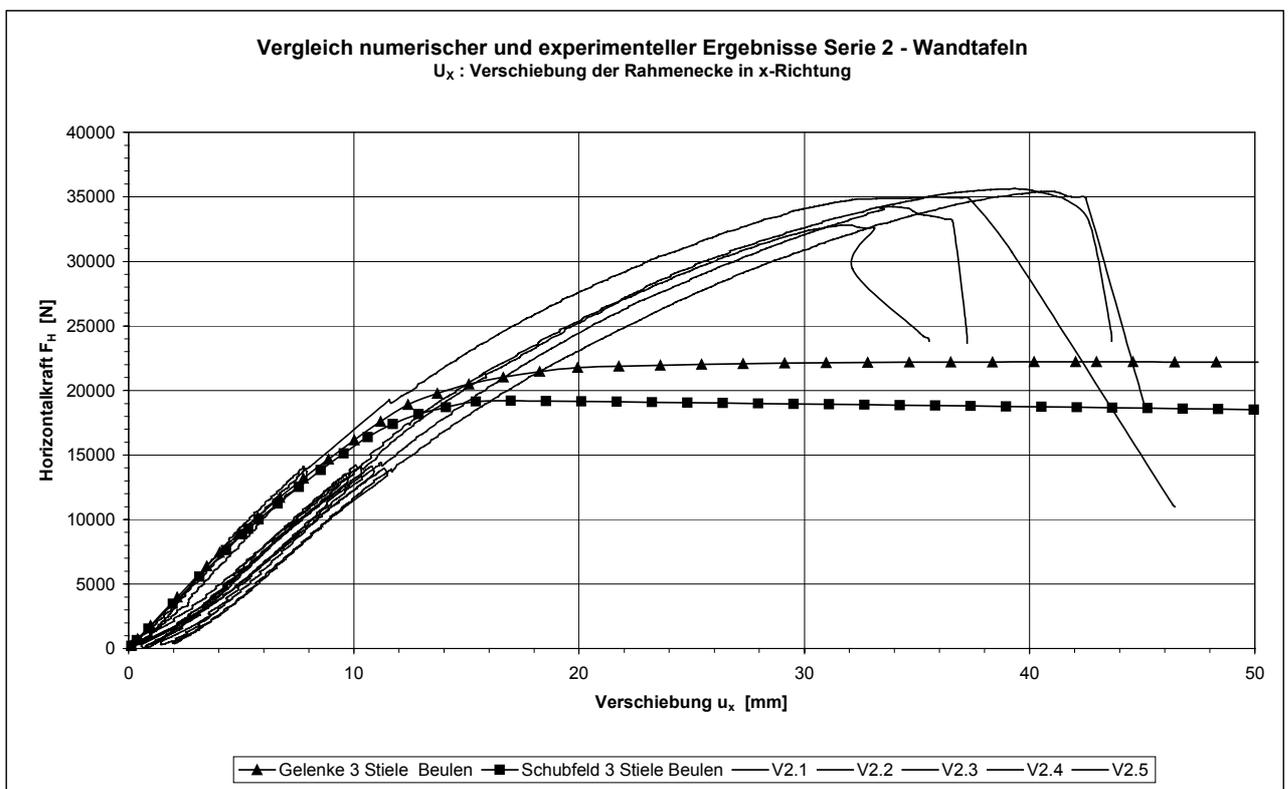


Bild 7-3: Vergleich von numerischen mit experimentellen Ergebnissen der Serie 2 – Wandtafeln

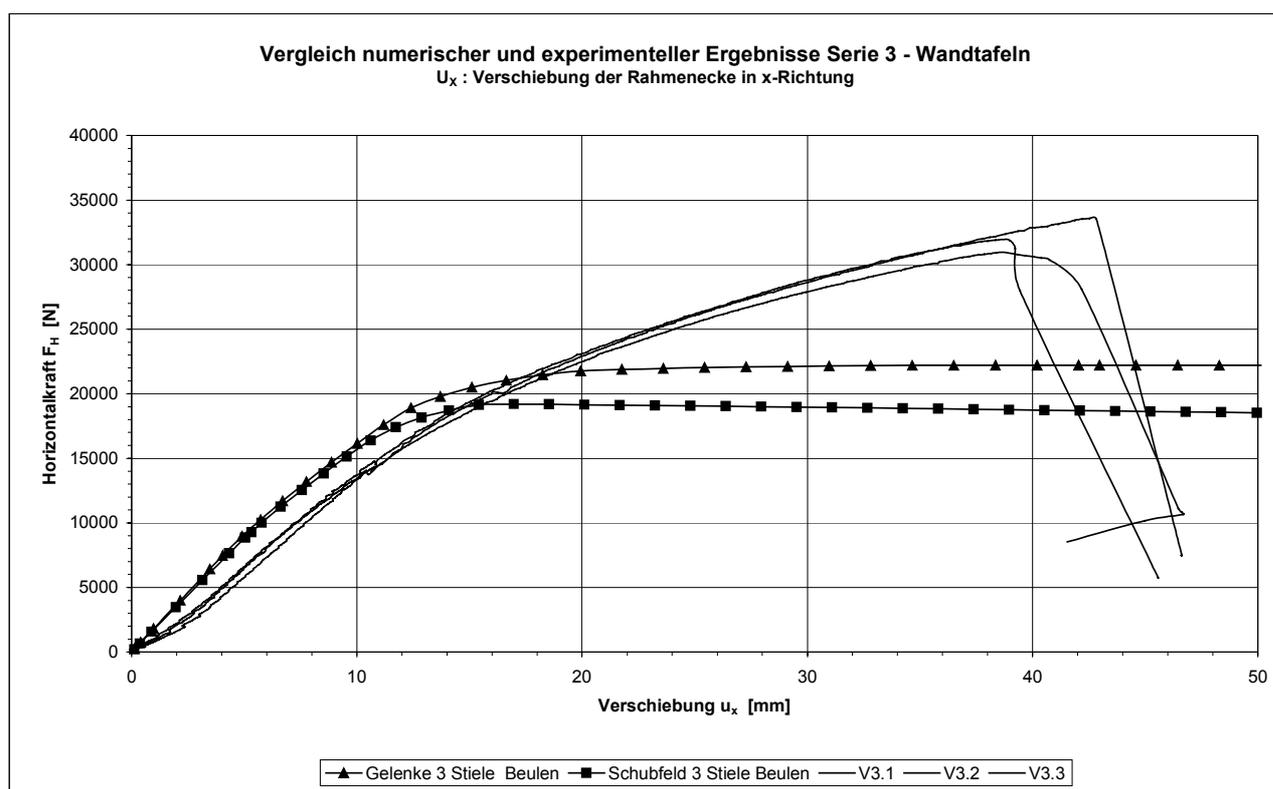


Bild 7-4: Vergleich von numerischen mit experimentellen Ergebnissen der Serie 3 - Wandtafeln

7.2 Dachtafeln

In Bild 7-5 sind die Kraft-Weg-Graphen der numerischen Untersuchungen von Dachtafeln mit und ohne Dachlatten (siehe Kapitel 4.2 und 4.3) den Kraft-Weg-Graphen der experimentellen Untersuchungen (siehe Kapitel 6.4) gegenübergestellt. Die Prüfkörperbeschreibung der Dachtafelexperimente ist in Tabelle 6-1 dargestellt.

Bei den numerischen Untersuchungen wird das Überlappen der Beplankung nicht simuliert, eine direkte Kraftweiterleitung von der oberen zur unteren Beplankung über gemeinsame Verbindungsmittel ist deshalb nicht möglich. Zudem ist die Dachlatte über dem Stoß der Beplankung so angeschlossen, dass anders als bei den Prüfkörpern im Experiment durch diesen Anschluss keine Kraft von der oberen zur unteren Beplankung weitergeleitet werden kann. Deshalb ist nur der Vergleich der Prüfserien 9 mit den Ergebnisse der numerischen Untersuchung ohne Dachlatten sinnvoll. Die Anfangssteifigkeit in der Tafelsimulation und im Experiment sind von gleicher Größenordnung, wobei in der Simulation der Anfangsschlupf nicht berücksichtigt worden ist. Die Tragfähigkeit der Tafel wird bei der numerischen Simulation im gleichen Maß unterschätzt, wie die gewählte Klammerkennlinie das reale Tragverhalten der Klammernverbindung unterschätzt.

Im Folgenden wird anhand der Graphen der Prüfkörper V9.1 bis V12.1 der Einfluss der Konstruktion auf die Tragfähigkeit und die Steifigkeit der Tafel diskutiert. Bedingt durch die geringe Anzahl der Dachtafelprüfungen können hier nur orientierende, nicht statistisch begründete Aussagen gemacht werden.

Der Vergleich der Graphen von V9.1 mit V10.1/2 und V11.1 mit V12.1 in Bild 7-5 zeigt, dass durch den Einbau von Dachlatten die Steifigkeit und die Tragfähigkeit der Tafeln gegenüber Tafeln ohne Dachlatten gesteigert werden. Dieser Effekt wird durch die numerischen Untersuchungen bestätigt.

Der Vergleich der Graphen von V9.1 mit V11.1 und V10.1/2 mit V12.1 in Bild 7-5 zeigt, dass durch das Überlappen der Beplankung ebenfalls die Steifigkeit und die Tragfähigkeit der Tafeln gegenüber Tafeln mit stumpfem Beplankungsstoß gesteigert werden.

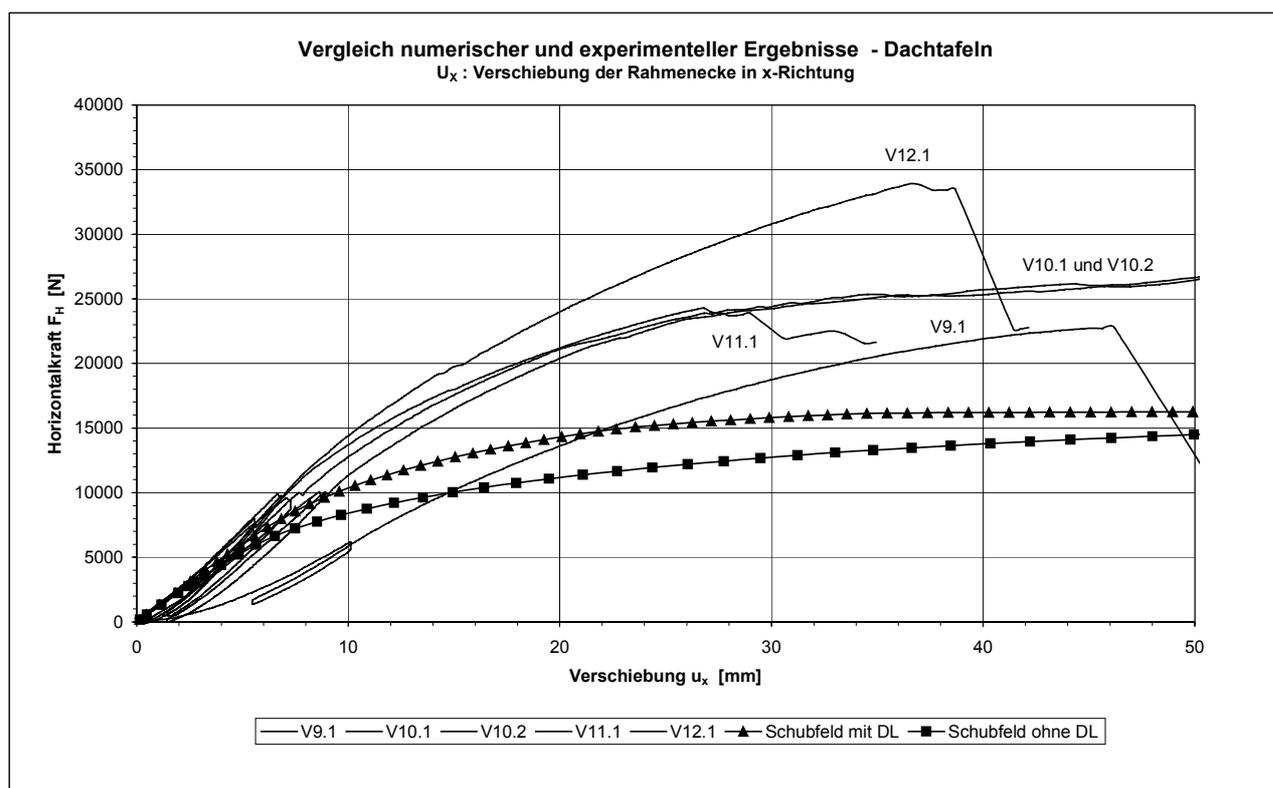


Bild 7-5: Vergleich von numerischen mit experimentellen Ergebnissen von Dachtafel

8 Bemessungsvorschläge von Tafeln mit dünnen Beplankungen

Aus den Ergebnissen der Kapitel 3 bis 6 und dem Vergleich der numerischen und experimentellen Untersuchungen im Kapitel 7 sind Bemessungsvorschläge für Holztafeln mit dünnen Beplankungen entwickelt worden, wobei der aktuelle Stand der Normung der EDIN 1052 beachtet worden ist. Im Folgenden werden die Kapitel des „Schlussentwurfes der Bemessungsnorm Holzbau BEKS“ zitiert. Da die in diesem Forschungsvorhaben untersuchten Tafeln nicht Gegenstand der EDIN 1052 sind, werden vom Schlussentwurf abweichende Textpassagen **fett** und Textpassagen, die für Tafeln mit dünnen Beplankungswerkstoffen nicht relevant sind, (*kursiv*) gedruckt. Im Anschluss an das jeweilige Kapitel werden diese Bemerkungen begründet. Die Gliederung des Schlussentwurfes wird übernommen.

3.1.18 Planmäßig beulende Beplankungen

sind Beplankungen von Holztafeln mit einer Dicke $t \leq a_r / 50$. Dabei ist a_r der Abstand der Rippen.

8.5.1 Allgemeines

- (1) Tafeln, die scheibenartig beansprucht werden, müssen an allen Rändern durch Rippen (Randrippen) begrenzt sein. Die Lasten und Lagerkräfte werden über die Rippen (Randrippen und/oder Innenrippen) in Richtung der Rippenachsen in die tragende Beplankung kontinuierlich eingeleitet.
- (2) Die aus dem Abstand von Rippenachsen und Beplankungsmittelflächen und aus diskontinuierlichen und rechtwinklig zu den Rippenachsen gerichteten Kräften resultierenden zusätzlichen Beanspruchungen sind zu berücksichtigen.
- (3) Die Beanspruchungen der Bauteile rechteckiger Tafeln dürfen vereinfachend nach 8.5.2 ermittelt werden.
- (4) Druckbeanspruchte Rippen gelten als in Tafelebene ausreichend gegen Knicken und Kippen gesichert, wenn sie mit einer beidseitigen aussteifenden Beplankung kontinuierlich verbunden sind. (*Dieses gilt auch für Rippen mit einer einseitigen aussteifenden Beplankung, sofern sie mit Rechteckquerschnitt und einem Seitenverhältnis von $h/b \leq 4$ ausgeführt werden.*)
Eine Tafel mit planmäßig beulender Beplankung ist, wenn sie zur Knick- und Kippaussteifung der Rippen herangezogen wird, für die Aussteifungslasten nach 8.2 zu bemessen. Diese Lasten müssen über lastverteilende Bauteile (z.B. Dachlatten, Deckenschalung) in die Tafel eingeleitet werden.
- (5) (*Die Tragfähigkeit von Wandtafeln mit diagonaler Brettschalung darf vereinfachend nach 8.5.8 berechnet werden. Die Bestimmungen dürfen auf Dach- und Deckentafeln sinngemäß übertragen werden.*)

Begründung:

zu (4) Durch das Knicken oder Kippen der Rippen in Tafelebene wird die Beplankung in ihrer Ebene mit einer Normalspannung beansprucht, deren Richtung sich entsprechend der Imperfektion der Rippe ergibt. Die hier betrachteten Beplankungen haben keine ausreichende Steifigkeit senkrecht zu ihrer Ebene, so dass sie unter einer Druckspannung beulen werden. Die Kipp- und Knicksicherung der druckbeanspruchten Rippen kann somit nicht ohne genauen Nachweis unterstellt werden.

8.5.2 Rechteckige Tafeln

- (1) Rechteckige Tafeln besitzen umlaufende Randrippen und eine Schar randparalleler, durchlaufender Innenrippen im Abstand a_r . Die Platten der Beplankung sind in Reihen parallel oder rechtwinklig zu den durchlaufenden Rippen angeordnet, wobei die Plattenstöße der einen Richtung immer auf den Rippen erfolgen. Die Plattenränder in der anderen Richtung sind frei oder durch Stoßhölzer schubsteif verbunden.
- (2) Freie Plattenränder sind nur bei Dach- und Deckentafeln zulässig.
- (3) Der Verbund von Beplankung und Rippe wird durch den bereichsweise für jede Rippe konstant angenommen Schubfluss $s_{v,0}$ in N/mm in Richtung der Stabachse der Rippe und gegebenenfalls durch die rechtwinklig zur Stabachse gerichtete kontinuierliche Beanspruchung $s_{v,90}$ in N/mm beansprucht.
- (4) Werden Tafeln aus einzelnen Tafелеlementen zusammengesetzt, dann sind die Elemente so zu verbinden, dass der Schubfluss $s_{v,0}$ der angrenzenden Beplankungsränder von Element zu Element übertragen werden kann.
- (5) Der Abstand a_v der Verbindungsmittel ist an allen (*Plattenrändern auf den*) Rippen und auf den Stoßhölzern konstant.
- (6) (*Werden bei Tafeln mit allseitig schubsteif verbundenen Plattenrändern die Plattenstöße um mindestens einen Rippenabstand versetzt angeordnet, darf der Bemessungswert des Schubflusses $s_{v,0}$ entlang den nicht durchlaufenden Rändern um 1/3 geringer angenommen werden und der Nagelabstand entsprechend vergrößert werden.*)
- (7) **Der Abstand der Verbindungsmittel entlang aller Rippen darf bei Nägeln, Klammern und Schrauben höchstens das 25-fache der Plattendicke t betragen. (In anderen Bereichen darf der Abstand höchstens 300 mm betragen.)**
- (8) Der Nagelabstand a_v muss mindestens $20 d$ betragen, sofern kein genauere Nachweis der Tragfähigkeit der Platten geführt wird.

(9) Als Randabstände der Verbindungsmittel für Platten und Rippen darf bei Tafeln mit allseitig schubsteif verbundenen Plattenrändern das Maß $a_{2,c}$ gewählt werden. In Randbereichen, in denen die Rippen rechtwinklig zu ihrer Stabachse beansprucht werden, können andere Randabstände erforderlich sein. Bei allen Tafeln mit freien Plattenrändern muss als Randabstand der Verbindungsmittel das Maß $a_{2,t}$ für $\alpha=90^\circ$ gewählt werden.

(10) *(Einzelne Öffnungen in der Beplankung dürfen bei der Berechnung der Beanspruchungen vernachlässigt werden, wenn sie kleiner als $200 \times 200 \text{ mm}^2$ sind. Bei mehreren Öffnungen muss hierbei die Summe der Längen kleiner als 10% der Tafellänge und die Summe der Höhen kleiner als 10% der Tafelhöhe sein. Die Auswirkungen größerer Öffnungen sind nachzuweisen.)*

Öffnungen in planmäßig beulenden Beplankungen sind nicht zulässig.

(11) Die Randrippen von Tafeln dürfen nicht gestoßen sein. *(oder die Stöße sind verformungsarm auszuführen. Stöße sind verformungsarm in diesem Sinne, wenn die Tragfähigkeit des Stoßes größer als der 1,5-fache Wert der Beanspruchung ist.)*

Begründung:

zu (5) , (6), (7)

Das lokale Knicken der Beplankung zwischen den einzelnen Verbindungsmitteln ist zu verhindern. Deshalb ist der Abstand der Verbindungsmittel untereinander unabhängig vom verwendeten stabförmigen Verbindungsmittel auf das 25-fache der Plattendicke t zu begrenzen. Durch das Beulen der Beplankung werden alle Verbindungsmittel der Tafel, auch die Verbindungsmittel der Innenrippen, planmäßig in Schafrichtung beansprucht, so dass die Verbindungsmittelabstände auf keiner Rippe vergrößert werden dürfen.

zu (10) Öffnungen in Beplankungen sind unzulässig. Bedingt durch die komplexe Spannungsverteilung in der Beplankung infolge der Überlagerung von Membran- und Biegespannungen hat neben der Größe auch der Ort der Öffnung einen erheblichen Einfluss darauf, ob die Tafel ausreichend tragfähig ist oder nicht.

zu (11) Randrippen werden planmäßig auf Biegung beansprucht. Ein Stoss der Rippen müsste biegesteif und verformungsarm ausgeführt werden, was bei üblichen Tafelementen nicht möglich ist.

8.5.3 Dach- und Deckentafeln

- (1) Dach- und Deckentafeln sind rechteckige Tafeln mit einer Länge l und einer Höhe h , die in ihrer Ebene an der Ober- oder Unterseite durch eine Gleichstreckenlast in Richtung der Tafelhöhe beansprucht werden. Die beiden seitlichen Randrippen (Verteiler) sind in Richtung der Last gelagert.
- (2) Freie Plattenränder sind nur quer zu den Innenrippen zulässig. Hierbei sind folgende Bedingungen einzuhalten:
 - die Platten sind um mindestens einen Rippenabstand a_r versetzt angeordnet,
 - der Rippenabstand a_r beträgt höchstens das 0,75-fache der Seitenlänge der Platten in Rippenrichtung,
 - die Platten sind auch an die Rippen, auf denen die Platten nicht gestoßen sind, mit Nägeln im Abstand a_v angeschlossen,
 - die Stützweite l der Tafel beträgt weniger als 12,5 m oder es sind höchstens (*drei*) **zwei** Plattenreihen vorhanden
 - die Tafelhöhe h in Lastrichtung beträgt mindestens $l/4$,
 - der Bemessungswert der Einwirkungen ist nicht größer als 5,0 kN/m.
- (3) Die Beanspruchungen der Tafeln dürfen vereinfachend nach der Balkentheorie berechnet werden. Die obere und untere Randrippe sind als allein wirksamer Gurt für die Kraft aus dem maximalen Biegemoment zu bemessen. Die Beplankung ist für den Schubfluss aus der maximalen Querkraft zu bemessen, wobei der Schubfluss als über die Tafelhöhe konstant angenommen werden darf.
- (4) *(Die Tafelhöhe h darf bei Tafeln, bei denen die Last über Rippen (Verteiler) in die Tafel eingeleitet wird, die über die volle Tafelhöhe durchgehen, rechnerisch nicht größer als die Stützweite l angesetzt werden. Wenn das Tragverhalten nicht genauer nachgewiesen wird, ist bei anderen Systemen die rechnerische Scheibenhöhe bei auf beide Ränder verteilter Last nicht größer als $l/2$, bei einseitiger Last nicht größer als $l/4$ anzusetzen.)*
Die Last ist bei Tafeln mit planmäßig beulender Beplankung über Rippen (Verteiler) in die Tafeln einzuleiten, die über die volle Tafelhöhe durchgehen. Die Tafelhöhe h darf rechnerisch nicht größer als die Stützweite l angesetzt werden.
- (5) Die Verteilerrippe am Auflager ist für die Auflagerkraft zu bemessen. Die Weiterleitung der Auflagerkraft in die Unterkonstruktion ist nachzuweisen.
- (6) Die Stützkräfte von über mehrere Felder durchlaufenden Tafeln dürfen näherungsweise ohne Berücksichtigung einer Durchlaufwirkung bestimmt werden.

- (7) Für Dach- und Deckentafeln ist ein Nachweis der Tafeldurchbiegung nicht erforderlich, wenn
- die Tafelhöhe mindestens $(l/4)$ $l/3$ beträgt,
 - die Seitenlänge der Platten mindestens $(1,00)$ $1,25$ m beträgt,
 - der Nagelabstand a_v an allen schubsteifen Plattenrändern der Tafel eingehalten wird.

Begründung:

zu (4) Die Beplankung ist nicht ausreichend biegesteif, um äußere Beanspruchungen quer zu den Verteilerrippen in die Tafel einleiten zu können, weil sie unter den zu erwartenden Druckbeanspruchungen beult. Die Verteilung der äußeren Beanspruchung in der Tafelebene muss deshalb von Bauteilen (z.B. Dachlatten oder Deckenschalung) übernommen werden, die für die Weiterleitung von Beanspruchungen senkrecht zur Tafel ohnehin erforderlich sind.

zu (7) Tafeln mit planmäßig beulender Beplankung sind in ihrer Ebene weicher als Tafeln, deren Beplankung nicht beult. Um auf einen Nachweis der Tafeldurchbiegung bei Tafeln mit beulender Beplankung verzichten zu können, muss eine größere Tafelhöhe als bei Tafeln, deren Beplankung nicht beult, gefordert werden.

In den Versuchen sind nur Tafeln mit einer Seitenlänge von 1,25 m untersucht worden. Schmalere Tafeln sind nicht betrachtet worden, so dass eine Seitenlänge von mindestens 1,25 m gefordert wird.

8.5.4 Wandtafeln

(1) Eine Wandtafel ist eine rechteckige Tafel der Länge l und der Höhe h mit in regelmäßigen Abständen angeordneten lotrechten Rippen und einer horizontalen Kopf- und Fußrippe. Die Tafel wird in ihrer Ebene über die Kopfrippe horizontal durch eine Kraft F_v und vertikal durch eine Gleichlast oder Druckkräfte F_c beansprucht.

(2) Die seitlichen Randrippen sind druck- und erforderlichenfalls direkt zugfest mit der Unterkonstruktion verbunden. Die Fußrippe ist horizontal und vertikal gelagert.

(3) Die ein- oder beidseitige Beplankung besteht aus über die volle Tafelhöhe durchgehenden Platten, die auf vertikalen Rippen gestoßen sein kann. Die Mindestbreite der Platte l_p beträgt $h/4$. Die Beplankung darf horizontal einmal gestoßen sein, wenn die Plattenränder schubsteif verbunden sind.

(4) **Der Abstand der vertikalen Rippen a_r ist in Abhängigkeit der Plattendicke t auf $a_r \leq 200 t \leq 833$ mm zu begrenzen.**

Begründung:

zu (4) Die Tragfähigkeitsversuche von Wandtafeln ohne Innenrippe sowie deren Simulation haben gezeigt, dass der Rippenabstand einen signifikanten Einfluss auf die Tragfähigkeit der Beplankung hat. Die geprüften Tafeln erfüllen die Bedingung $a_r \leq 200$ t ≤ 833 mm.

8.5.5 Wandtafeln unter horizontaler Scheibenbeanspruchung

(1) Die Normalkraft der Randrippen beträgt:

$$F_{c,d} = F_{t,d} = F_{v,d} \cdot \frac{h}{\ell}$$

(2) (Wenn die Tafellänge größer ist als die halbe Tafelhöhe, darf die Normalkraft der Randrippe für den Nachweis des Anschlusses an die Fußrippe (Schwellenpressung) angenommen werden zu:

$$F_{c,d} = \left\{ \begin{array}{l} 0,67 \cdot F_{v,d} \cdot \frac{h}{\ell} \quad \text{im Fall beidseitiger Beplankung} \\ 0,75 \cdot F_{v,d} \cdot \frac{h}{\ell} \quad \text{im Fall einseitiger Beplankung} \end{array} \right\})$$

Die Normalkraft der Randrippe für den Nachweis des Anschlusses an die Fußrippe (Schwellenpressung) ist nach (1) anzunehmen.

(3) Für den Anschluss an die Fußrippe (Schwellenpressung) wird die Normalkraft der Innenrippen angenommen zu

$$F_{c,d} = 0,20 \cdot F_{v,d} \cdot \frac{h}{\ell}$$

(4) Der Verbund von Beplankung und Rippen wird beansprucht durch den Schubfluss

$$s_{v,0,d} = \frac{F_{v,d}}{\ell}$$

(5) Die Auswirkungen der Beanspruchung $s_{v,90,d}$ dürfen bei Wandtafeln, die nur horizontal beansprucht werden, unberücksichtigt bleiben.

(6) Die Tragfähigkeiten von Wandbereichen mit Tür oder Fensteröffnungen dürfen beim Nachweis vernachlässigt werden. Die ungestörten Bereiche sind als einzelne Tafeln zu betrachten und jede Tafel ist für sich zu verankern.

(7) Die Beanspruchungen der Beplankung und der vertikalen Rippen einer gemeinsam wirkenden Gruppe von Wandtafelementen, die mit einer durchgehenden Kopf- und Fußrippe verbunden sind, sind gleich und ergeben sich aus den Gleichungen (29) bis (32), wobei für l die Summe der Einzellängen der Tafелеlemente anzunehmen ist.

(8) Für Wandtafeln ist ein Nachweis der horizontalen Verformung nicht erforderlich, wenn

- die Tafellänge mindestens $h/4$ beträgt,
- die Breite der Platten mindestens $h/4$ beträgt
- die Tafel direkt in einer steifen Unterkonstruktion gelagert ist.

Begründung:

zu (2) Die Beplankung beult planmäßig, so dass von ihr keine Druckspannungen in die Unterkonstruktion übertragen werden können.

8.5.6 Wandtafeln unter vertikaler Scheibenbeanspruchung

(1) Die Abtragung vertikaler Lasten erfolgt bei Wandtafeln **mit planmäßig beulender Beplankung ausschließlich über die Rippen, sonst** über die Rippen und die Beplankung im Verhältnis ihrer Beanspruchbarkeiten. Aus vertikalen Lasten ergeben sich dann für die Kopf- und Fußrippe Bemessungswerte der Beanspruchungen $F_{c,ri,d}$ in den Kontaktflächen mit den vertikalen Rippen und $s_{v,90,d}$ in ihren Verbindungen mit der Beplankung.

(2) Das aus einer ausmittigen Einwirkung innerhalb einer Plattenbreite l resultierende Moment darf vernachlässigt werden, wenn die Ausmitte e kleiner als $l/6$ und kleiner als $h/6$ ist.

Bemerkung:

Zu (1) Bei der Ermittlung der Beanspruchbarkeit ist das Druckbeulen der Platte zu berücksichtigen.

8.5.7 Wandtafeln unter vertikaler und horizontaler Scheibenbeanspruchung

(1) (Bei gleichzeitiger Beanspruchung einer Wandtafel durch Horizontal- und Vertikalkräfte brauchen die Bemessungswerte der Beanspruchungen der Beplankung und der Verbindungsmittel zwischen Rippen und Beplankung $s_{v,0,d}$ und $s_{v,90,d}$ nicht überlagert zu werden, wenn die charakteristische Tragfähigkeit jeweils mit dem Faktor 0,7 abgemindert wird.)

Bemerkung:

Zu (1) Sinnvoller Weise werden die Rippen für die gesamte vertikale Beanspruchung bemessen, weil die Tragfähigkeit der Beplankung auf Druck sehr gering ist. Die Überlagerung von $s_{v,0,d}$ und $s_{v,90,d}$ ist dann nicht erforderlich wird, weil $s_{v,90,d} = 0$.

10.6 Wandtafeln unter vertikaler und horizontaler Scheibenbeanspruchung

(1) Für die Beplankung von Dach-, Decken- und Wandtafeln unter Scheibenbeanspruchung sind die folgenden Bedingungen einzuhalten.

$$\frac{S_{v,0,d}}{f_{v,0,d}} \leq 1 \qquad \frac{S_{v,90,d}}{f_{v,90,d}} \leq 1$$

mit

$$f_{v,0,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} k_{v1} \cdot \frac{R_d}{a_v} \\ k_{v2} \cdot f_{v,d} \cdot t \\ k_{v3} \cdot f_{v,d} \cdot 35 \cdot \frac{t^2}{a_r} \end{array} \right. \qquad f_{v,90,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_d}{a_v} \\ f_{c,d} \cdot t \\ f_{c,d} \cdot 20 \cdot \frac{t^2}{a_r} \end{array} \right.$$

$S_{v,0,d}$ Bemessungswert des Schubflusses der Beplankung,

$f_{v,0,d}$ Bemessungswert der längenbezogenen Schubfestigkeit der Beplankung unter Berücksichtigung der Tragfähigkeit der Verbindung und der Platten sowie des Beulens,

$f_{v,d}$ Bemessungswert der Schubfestigkeit der Platten,

$S_{v,90,d}$ Bemessungswert der längenbezogenen Beanspruchung der Beplankung,

$f_{v,90,d}$ Bemessungswert der längenbezogenen Festigkeit der Beplankung unter Berücksichtigung der Tragfähigkeit der Verbindung und der Platten sowie des Beulens,

$f_{c,d}$ Bemessungswert der Druckfestigkeit der Platte,

R_d Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels auf Abscheren,

a_v Abstand der Verbindungsmittel untereinander,

k_{v1} Beiwert zur Berücksichtigung der Anordnung und Verbindungsart der Platten,

k_{v2} Beiwert zur Berücksichtigung der Zusatzbeanspruchung nach Abschnitt 8.5.1 (2),

k_{v3} Beiwert zur Berücksichtigung der Zusatzbeanspruchung planmäßig beulender Beplankungen mit freien Plattenrändern,

t Dicke der Platten,

a_r Abstand der Rippen

(2) Der Beiwert k_{v1} darf angenommen werden zu:

$k_{v1} = 1,0$ für Tafeln mit allseitig schubsteif verbundenen Plattenrändern

$k_{v1} = 0,66$ für Tafeln mit nicht allseitig schubsteif verbundenen Plattenrändern

- (3) Wenn kein genauere Nachweis der Tragfähigkeit der Platten für die Zusatzbeanspruchungen gemäß 8.5.1.(2) geführt wird, darf der Beiwert k_{v2} angenommen werden zu:
- $k_{v2} = 0,33$ bei einseitiger Beplankung
 $k_{v2} = 0,5$ bei beidseitiger Beplankung
- (4) Werden bei Tafeln mit allseitig schubsteif verbundenen Plattenrändern für den Anschluss der Platten an die Rippen stiftförmige Verbindungsmittel verwendet, so dürfen die charakteristischen Tragfähigkeiten nach Abschnitt 12 mit um 20% erhöhten Werten in Rechnung gestellt werden.
- (5) Bei beidseitig gleicher Beplankung darf die Tragfähigkeit als Summe der Beiträge der beiden Beplankungen berechnet werden. Falls unterschiedliche Platten oder Verbindungsmittel verwendet werden, darf die Tragfähigkeit der schwächeren Seite nur zu 80% in Rechnung gestellt werden. **Bei Tafeln mit beulender und nicht beulender Beplankung darf die beulende Beplankung nicht in Rechnung gestellt werden.**
- (6) Wenn die Beplankung einer Wandtafel horizontal gestoßen ist und die Plattenbreite kleiner als $0,5 h$ ist, dann ist der Bemessungswert der Tragfähigkeit unter Horizontallast um $1/6$ abzumindern.
- (7) **Der Beiwert k_{v3} darf angenommen werden zu:**
- $k_{v3} = 1,0$ für Tafeln mit allseitig schubsteif verbundenen Plattenrändern**
 $k_{v3} = 0,66$ für Tafeln mit nicht allseitig schubsteif verbundenen Plattenrändern

Begründung:

zu (1) und (7) Bei planmäßig beulenden Beplankungen kommt es zu deutlichen Verformungen senkrecht zur Tafelebene im Bereich des Stoßes (siehe Bild 4-28). Im Bereich der freien Plattenränder geht das Schub- in ein Druckbeulproblem über. Es entstehen Biegespannungen in der Beplankung, die durch den Beiwert k_{v3} abgedeckt werden. Zudem zeigen die Experimente in Kapitel 6.4 sowie die Kraft-Weg-Diagramme in Kapitel 7, dass Tafeln mit freien Plattenränder geringere Tragfähigkeiten und Steifigkeiten haben, als Tafeln ohne freie Plattenränder. Aus diesen Gründen ist die auf Schub mitwirkende Plattenbreite $b_{\text{eff}} = a_r / 35$ auf $2/3$ zu reduzieren.

zu (5) Das gemeinsame Tragverhalten von beulender und nicht beulender Beplankung ist im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht untersucht worden. Die numerischen Untersuchungen von Tafeln mit und ohne planmäßig beulende Beplankung im Anhang 6 sowie deren Auswertung in Bild 3-58 bis Bild 3-61 lassen zu große Steifigkeitsunterschiede vermuten, um das gemeinsame Tragverhalten dieser Tafeln abschließend beurteilen zu können.

12.7 Verbindung mit Klammern

(1) Die Festlegungen über Holz-Holz- und Holzwerkstoff-Holz-Klammerverbindungen gelten für die Anwendungen von Klammern aus Stahldraht mit einer Querschnittsfläche zwischen 1,7 mm² und 3,2 mm², die aus Draht mit einer Mindestzugfestigkeit von 800 N/mm hergestellt worden sind. Die Breite b_R des Klammerrückens muss mindestens $6Pd$ und die Länge l des Klammerschaftes darf höchstens $65Pd$ betragen. Die Klammern müssen über mindestens die halbe Länge beharzt sein. Der Nenndurchmesser entspricht dem Drahtdurchmesser. Es dürfen nur Klammern verwendet werden, deren Eignung nachgewiesen ist. Der Eignungsnachweis erfolgt auf im Rahmen eines allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnisses auf der Grundlage der in Anhang E angegebenen Eignungsprüfung. Für Gipswerkstoff-Holz-Verbindungen sind nur Klammern nach DIN 18182-3 zulässig.

(2) *(Bei Anschlüssen von Holzwerkstoffen dürfen die Klammern nicht mehr als 2 mm tief versenkt werden, müssen jedoch mindestens bündig mit der Oberfläche des Holzwerkstoffes eingetrieben werden. Ein bündiger Anschluss des Klammerrückens mit der Plattenoberfläche gilt als nicht versenkt. Bei versenkter Anordnung der Klammerrücken müssen die Mindestdicken der Holzwerkstoffe um 2 mm erhöht werden.)*

Anschlüsse von Klammern an die Rippen gemäß Bild 8-1 a-b sind nicht zulässig.

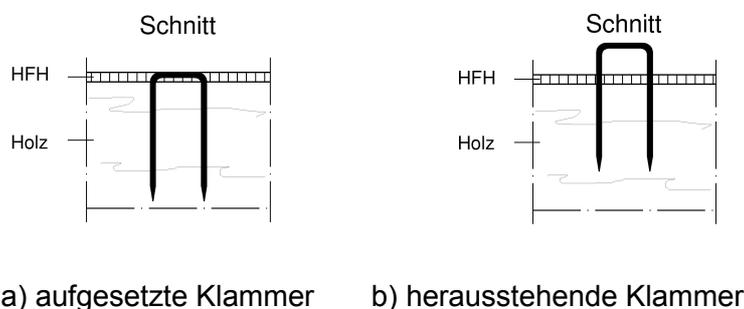


Bild 8-1 a-b: Unzulässige Anschlüsse dünner HFH-Platten an die Rippen

Anschlüsse von Klammern an die Rippen sind gemäß Bild 8-2 a-b auszuführen.

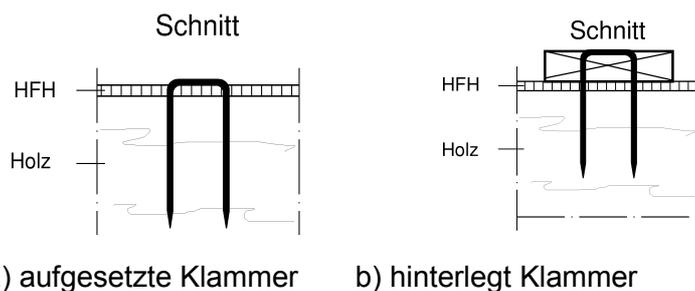


Bild 8-2 a-b: Zulässige Anschlüssen von dünnen Platten an die Rippen

- (3) Für den Nachweis der Tragfähigkeit bei Beanspruchung rechtwinklig zum Klammerschaft (Abscheren) gelten, sofern im Folgenden nicht anderes festgelegt ist, die Bestimmungen der Abschnitte 12.2 und 12.5 für die Nagelverbindungen mit nicht vorgebohrten Nagellöchern. In den maßgebenden Gleichungen ist für d der Nenndurchmesser einzusetzen.
- (4) Der charakteristische Wert des Fließmomentes für einen Klammerschaft darf angenommen werden zu: $M_{y,k} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}$ Nmm
Hierin bedeutet: d Nenndurchmesser der Klammer in mm
- (5) Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer Klammer darf als ebenso groß angenommen werden wie derjenige zweier Nägel des gleichen Durchmessers, wenn der Winkel zwischen dem Klammerrücken und der Faserrichtung des Holzes mindestens 30° beträgt.
- (6) Beträgt der Winkel zwischen Faserrichtung und Klammerrücken weniger als 30° , ist der charakteristische Wert der Tragfähigkeit mit 0,7 abzumindern.
- (7) Die Eindringtiefe im Bauteil mit den Klammerspitzen muss mindestens $8Pd$ betragen.
- (8) Die Mindestabstände untereinander und von den Rändern sind für Klammern mit einer Rückenbreite $b_r * 10Pd$ in Tabelle 13 (BEKS 2002) angegeben und beziehen sich auf die Mitte des Klammerrückens.
- (9) Der größte Abstand der Klammern sollte bei Holzwerkstoffen und bei Nadelholz in Faserrichtung $80Pd$ und bei Nadelholz quer zur Faserrichtung $40Pd$ nicht überschreiten.
- (10) Abschnitt 12.5.3 (12) gilt sinngemäß.

Begründung:

Zu (2) Bei einer Plattendicke $t \cong 2Pd$ wird der Holzwerkstoff beim Eintreiben der Klammer zu mehr als 50% zerstört, so dass die Tragfähigkeit der Verbindung stark reduziert wird.

Bemerkung:

Zu (3) Sinnvoller Weise sollte die charakteristische Tragfähigkeit R_k je Scherfuge nach Tabelle V.2 berechnet werden, weil die so ermittelte Tragfähigkeit signifikant größer ist als die mit den Gleichungen in Kapitel 12 errechnete Tragfähigkeit.

Zu (9) Gleichzeitig ist 8.5.2 (7) zu beachten.

Zu (10) Als Randabstand ist einzuhalten:

- zum unbeanspruchten Rand der HFH-Platte: $a_{2,c} = (3 + 5P \sin \beta) Pd$
zum beanspruchten Rand der HFH-Platte: $a_{2,t} = (7 + 5P \sin \beta) Pd$

8.1 Bemessungsbeispiele

Im Folgenden werden die vorgeschlagenen Bemessungsregeln für den Bemessungswert der längenbezogenen Schubfestigkeit der Beplankung unter Berücksichtigung der Tragfähigkeit der Verbindung und der Platten sowie des Beulens $f_{v,0,d}$ angewendet. Es werden beispielhaft 4 Konstruktionen mit dünnen HFH-Platten und Klammern einer Tafel mit OSB-Platten $t = 10,0$ mm mit Nägeln $d = 2,2$ mm gegenübergestellt.

Nicht berücksichtigt werden folgende Versagensarten der Tafel:

- Querdruckpressung der Rippen
- Versagen des Zugankers

8.1.1 Wandtafeln

Verbindungsmittel / Plattenwerkstoff		Klammer / HFH	Klammer / HFH	Klammer / HFH	Klammer / HFH	Nagel / OSB
Lochleibungs- festigkeit	$f_{h,1,k}$ [N/mm ²]	41,9	36,6	40,4	35,4	47,1
	$f_{h,2,k}$ [N/mm ²]	27,1	27,1	26,1	26,1	24,6
	β [-]	0,65	0,74	0,65	0,74	0,52
Werkstoff- dicke	t1 [mm]	4	3,2	4	3,2	10
	t2 [mm]	140	140	140	140	140
Verbin- dungs- mittel	d [mm]	1,6	1,6	1,8	1,8	2,2
	$M_{y,k}$ [Nmm]	611	611	830	830	1398
Charakteristische Tragfähigkeiten R_k [N] der Verbindungsmittel je Scherfuge	1. Versagensfall	268,2	187,6	291,2	203,8	1036,7
	2. Versagensfall	6061,9	6061,9	6582,9	6582,9	7575,7
	3. Versagensfall	2270,2	2253,5	2465,4	2447,1	2822,8
	4. Versagensfall	183,2	174,6	220,0	211,9	408,7
	5. Versagensfall	2158,8	2120,8	2345,6	2304,4	2771,6
	6. Versagensfall	253,6	246,7	307,9	299,6	445,9
	min R_k	183,2	174,6	220,0	203,8	408,7
	Teisicherheitsbeiwert	1,2	1,2	1,2	1,3	1,2
k_{mod} [-]		0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
Kontinuierlicher Verbund an allen Rippen		1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
Bemessungswert der Tragfähigkeit je Verbindungsmittel		311,4	296,7	374,0	319,8	416,9

Tabelle 8-1: Verbindungsmitteltragfähigkeit bei Wandtafeln ohne freien Plattenrand

Bei den Tafeln mit HFH-Platten und Klammern wird bei großen Klammerabständen a_v der Nachweis der Verbindung, bei kleinen Klammerabständen a_v der Beulnachweis maßgebend (siehe Bild 8-3 und Bild 8-4). Bei der OSB-Platte wird bei großen Nagelabständen a_v der Nachweis der Verbindung, bei kleinen Nagelabständen a_v der Schubnachweis maßgebend.

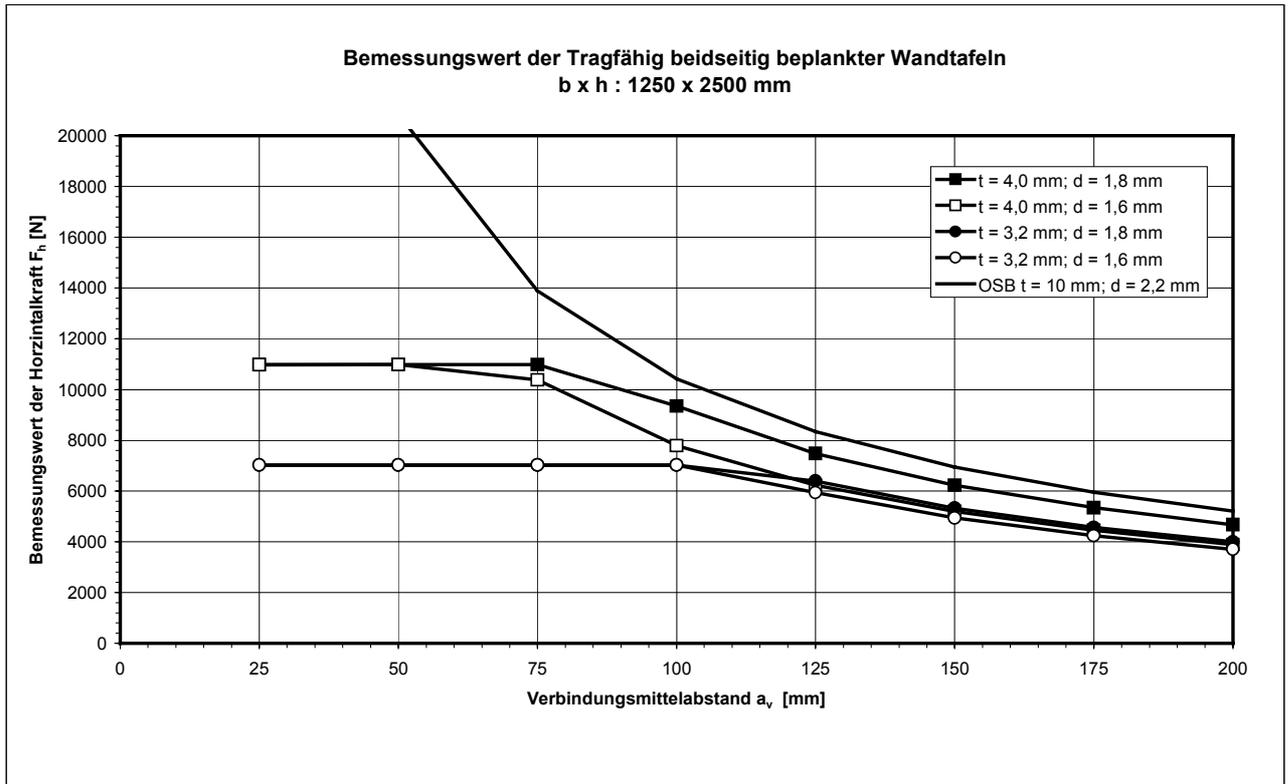


Bild 8-3: Bemessungswert der Tragfähigkeit beidseitig beplankter Wandtafeln

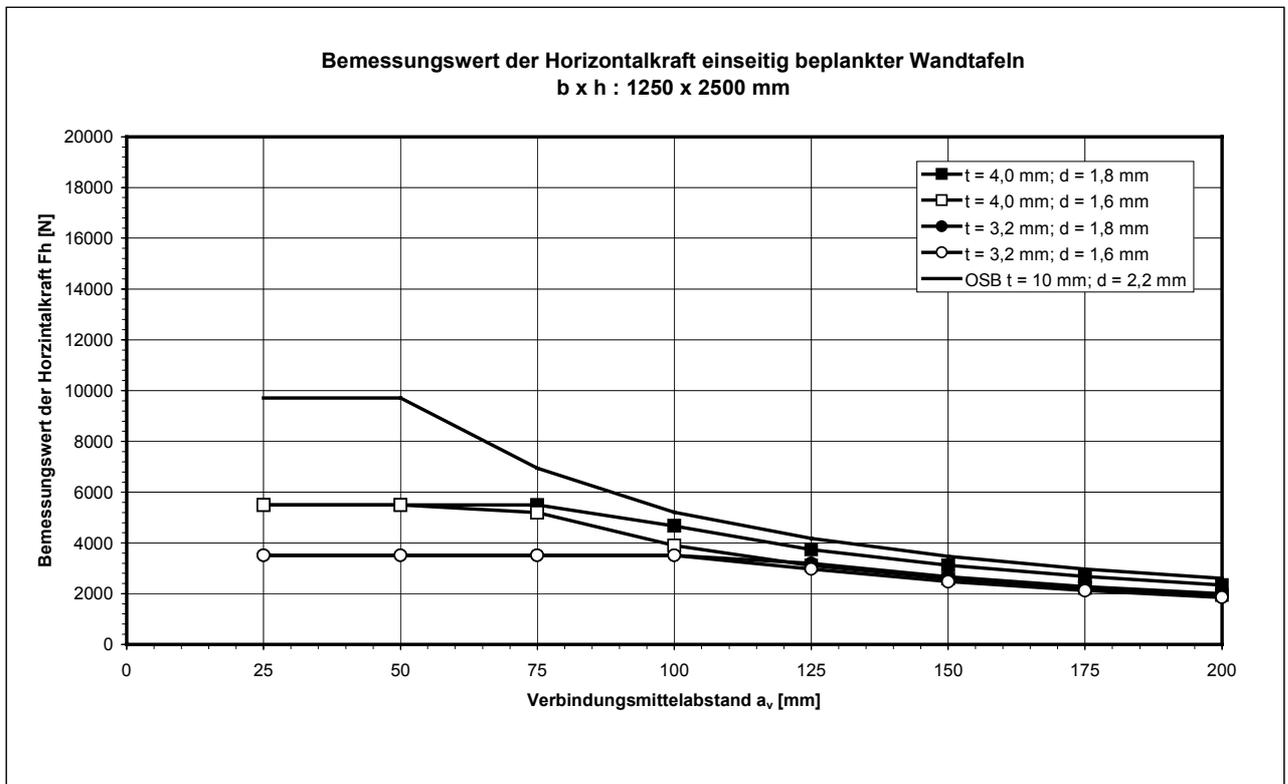


Bild 8-4: Bemessungswert der Tragfähigkeit einseitig beplankter Wandtafeln

8.1.2 Dachtafeln

Verbindungsmittel / Plattenwerkstoff		Klammer / HFH	Klammer / HFH	Klammer / HFH	Klammer / HFH	Nagel / OSB
Lochleibungs- s- festigkeit	$f_{h,1,k}$ [N/mm ²]	41,9	36,6	40,4	35,4	47,1
	$f_{h,2,k}$ [N/mm ²]	27,1	27,1	26,1	26,1	24,6
	β [-]	0,65	0,74	0,65	0,74	0,52
Werkst- offdicke	t1 [mm]	4	3,2	4	3,2	10
	t2 [mm]	140	140	140	140	140
Verbin- dungs- mittel	d [mm]	1,6	1,6	1,8	1,8	2,2
	$M_{y,k}$ [Nm]	611	611	830	830	1398
Charakteristische Tragfähigkeiten R_k [N] der Verbindungsmittel je Scherfuge	1. Versagensfall	268,2	187,6	291,2	203,8	1036,7
	2. Versagensfall	6061,9	6061,9	6582,9	6582,9	7575,7
	3. Versagensfall	2270,2	2253,5	2465,4	2447,1	2822,8
	4. Versagensfall	183,2	174,6	220,0	211,9	408,7
	5. Versagensfall	2158,8	2120,8	2345,6	2304,4	2771,6
	6. Versagensfall	253,6	246,7	307,9	299,6	445,9
	min R_k	183,2	174,6	220,0	203,8	408,7
	Teilsicherheitsbeiwert	1,2	1,2	1,2	1,3	1,2
k_{mod} [-]		0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
Kein kontinuierlicher Verbund an allen Rippen		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Bemessungswert der Tragfähigkeit je Verbindungsmittel		259,5	247,3	311,7	266,5	347,4

Tabelle 8-2: Verbindungsmitteltragfähigkeit bei Dachtafeln mit freiem Plattenrand

Bei Dachtafeln mit einem freien Plattenrand darf die charakteristische Tragfähigkeit der stiftförmigen Verbindungsmittel nicht um 20% erhöht werden (s. 10.6.(4)). Da bei Tafeln mit großen Verbindungsmittelabständen a_v der Nachweis der Verbindung maßgebend wird, ist der Bemessungswert der Tragfähigkeit von Tafeln mit einem freien Plattenrand um 16,6% geringer als bei Tafeln mit allseitig schubsteif verbundenen Plattenrändern.

Bei den Tafeln mit HFH-Platten und Klammern wird bei kleinen Klammerabständen a_v der Beulnachweis maßgebend (siehe Bild 8-3 und Bild 8-4). Um einen, den numerischen und experimentellen Ergebnissen entsprechenden, Bemessungswert der Tragfähigkeit der Tafeln mit einem freien Plattenrand zu erhalten, ist bei planmäßig beulenden Beplankungen der Beiwert $k_{v,3}$ zu berücksichtigen.

Bei der Tafel, die mit der OSB-Platte und den Nägeln beplankt ist, wird bei kleinen Nagelabständen a_v der Schubnachweis maßgebend, so dass infolge $k_{v,2}$ der Bemessungswert der Tragfähigkeit gegenüber Tafeln mit allseitig schubsteif verbundenen Plattenrändern reduziert wird.

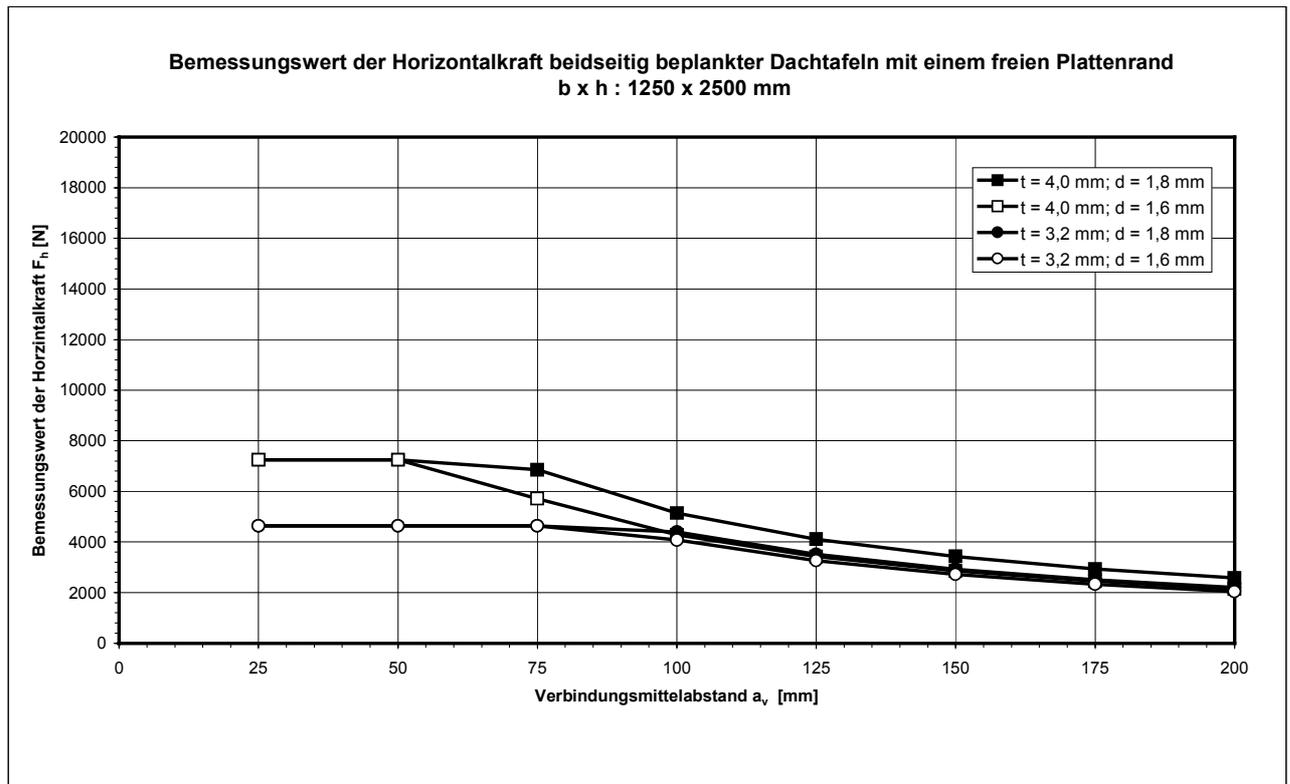


Bild 8-5: Bemessungswert der Tragfähigkeit beidseitig beplankter Dachtafeln mit freiem Plattenrand

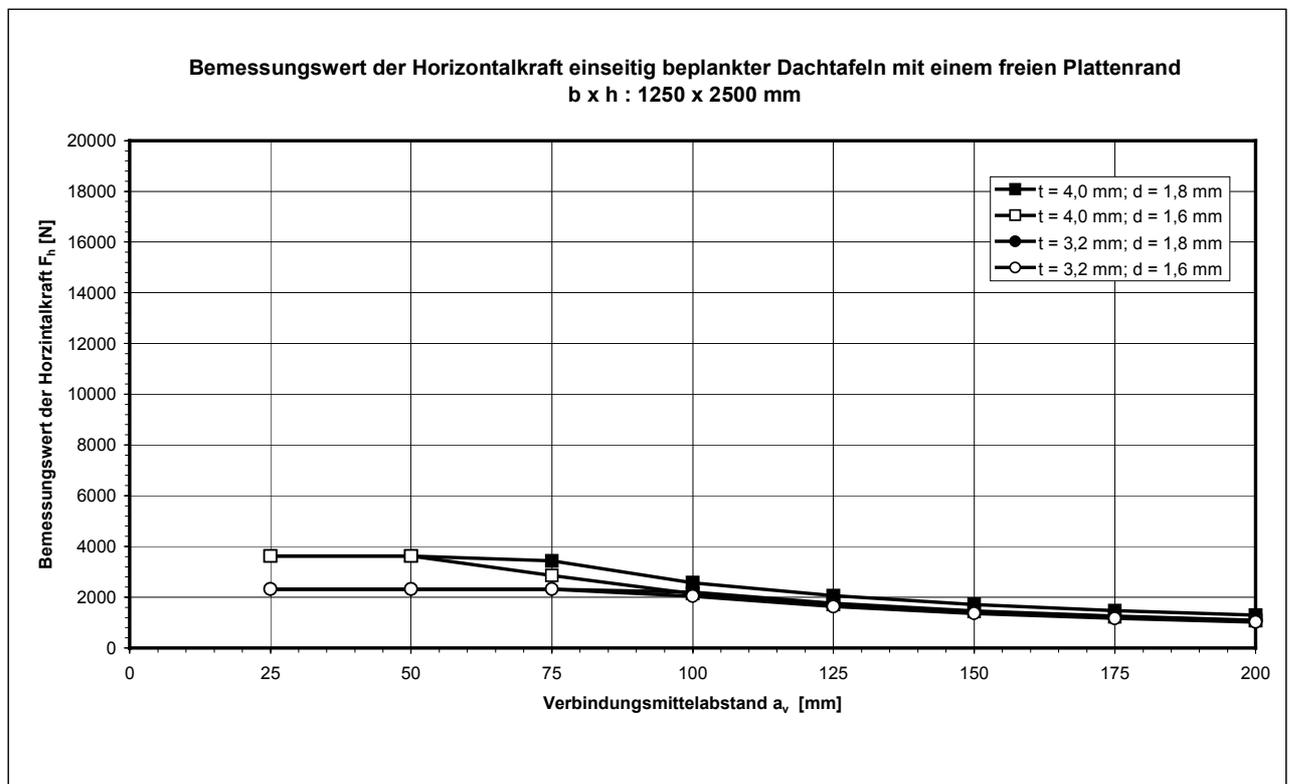


Bild 8-6: Bemessungswert der Tragfähigkeit einseitig beplankter Dachtafeln mit freiem Plattenrand

9 Konstruktionsbeispiele

Im folgenden Kapitel werden Konstruktionen vorgestellt, bei denen dünne Plattenwerkstoffe eingesetzt werden können. Dabei wurden die in den Kapiteln 3 bis 7 gewonnen Erkenntnisse umgesetzt. Die Bauteilbemessung wird gemäß Kapitel 8 vorgeschlagen. Zusätzliche bauphysikalische Randbedingungen gemäß DIN 68800 insbesondere bei den Dachkonstruktionen sind zu beachten.

9.1 Anwendungsgebiete von Holzfaserplatten gemäß DIN 68800-2 Holzschutz

Die Herstellung von Holzfaserplatten (HFH bzw. HFM) und deren Überwachung wird in der Bauregelliste A 3.2.4 geregelt. Um als Bauprodukt eingesetzt werden zu können, wird ein Verwendbarkeitsnachweis in Form eines Übereinstimmungszertifikats durch eine anerkannte Zertifizierungsstelle gefordert. In der DIN 68800-2 Tabelle 1 sind Holzwerkstoffklassen für tragende und aussteifende Holzwerkstoffe definiert. Harte und mittelharte Holzfaserplatten, die nach DIN 68754-1 hergestellt werden, sind ausschließlich der Holzwerkstoffklasse 20 zugeordnet. An dieser Stelle sei ausdrücklich darauf hingewiesen, dass HFH-Platten ohne Zusatz von Bindemitteln den Anforderungen an die Holzwerkstoffklasse 100 nicht genügen.

Holzwerkstoff	Norm	Plattentyp für die Holzwerkstoffklasse		
		20	100	100 G
<i>Spanholz</i>				
Bau-Famlerspanholz	DIN 68795-3	BFU 20	BFU 100	BFU 100 G
Bau-Famlerspanholz aus Buche	DIN 68795-5	1)	BFU-BU 100	BFU-BU 100 G
<i>Spanplatten</i>				
Fluchtschichtplatten für das Bauwesen	DIN 68793	V 20	V 100	V 100 G
Holzfaserplatten				
Harte Holzfaserplatten für das Bauwesen	DIN 68754-1	HFH 20	— ¹⁾	— ¹⁾
Mittelharte Holzfaserplatten für das Bauwesen	DIN 68754-1	HFM 20	— ¹⁾	— ¹⁾
1) Hierfür besteht keine Norm.				

Tabelle 9-1: Zuordnung der Plattentypen zu den Holzwerkstoffklassen gemäß 68800-2 Tabelle 1

In Tabelle 9-2 ist für die Anwendungsgebiete im Hochbau die jeweils erforderliche Holzwerkstoffklasse angegeben. Ein Einsatz von Holzfaserplatten als Außenbeplankung von Außenwänden ist hiernach ausgeschlossen worden.

Zeile	Anwendungsbereich	Holzwerkstoffklasse
1	Raumseitige Bekleidung von Wänden, Decken und Dächern in Wohngebäuden sowie in Gebäuden mit vergleichbarer Nutzung ¹⁾	
1.1	Allgemein	20
1.2	Obere Beplankung sowie tragende oder aussteifende Schalung von Decken unter nicht ausgebauten Dachgeschossen	
	a) belüftete Decken ²⁾	20
	b) nicht belüftete Decken	
	— mit ausreichender Dämmschichtauflage ⁴⁾	20
2	Außenbeplankung von Außenwänden	
2.1	Hohlraum zwischen Außenbeplankung und Vorhangschale (Wärmeschutz) belüftet	100
2.2	Vorhangschale als Witterschutz, Hohlraum nicht ausreichend belüftet, dämmungsfähige, wasserabweisende Abdeckung der Beplankung	100
2.3	Auf der Beplankung direkt aufliegendes Wärmeelement, Vorhangschale	100
2.4	Mauerwerk-Vorhangschale, Hohlraum nicht ausreichend belüftet, Abdeckung der Beplankung mit:	
	a) wasserabweisender Schicht mit $s_d \leq 1 \text{ m}$	100
	b) Hartschaumplatte, mindestens 50 mm dick	
3	Obere Beplankung von Dächern, tragende oder aussteifende Dachschalung	
3.1	Beplankung oder Schalung steht mit der Raumluft in Verbindung	
3.1.1	Mit aufliegender Wärmedämmschicht (z. B. in Wohngebäuden, beheizten Hallen)	20
3.1.2	Ohne aufliegende Wärmedämmschicht (z. B. Hochboden über untererster Halle)	100-G
3.2	Dachgeschoss mit unterhalb der Beplankung oder Schalung belüftet (siehe Bild 2-a)	
3.2.1	Gegelsitzes Dach mit Dachdeckung	100
3.2.2	Hochboden mit Dachabdichtung ³⁾	100-G
3.3	Beplankung oder Schalung unterhalb der Beplankung oder Schalung nicht belüftet (siehe Bild 2-b)	
3.3.1	Belüfterer Hohlraum oberhalb der Beplankung oder Schalung, Holzwerkstoff oberseitig mit wasserabweisender Folie oder anderen abgedeckt ³⁾	100-G
3.3.2	Keine dampfsperrenden Schichten (z. B. Folien) unterhalb der Beplankung oder Schalung, Wärmeschutz durch wasserabweisende Abdeckung	100

1) Dazu zählen auch nicht ausgebaute Dachräume von Wohngebäuden.
 2) Hohlräume gelten im Sinne dieser Norm als ausreichend belüftet, wenn die Größe der Zu- und Abluftöffnungen mindestens je 2‰ der zu belüftenden Fläche, bei Decken unter nicht ausgebauten Dachgeschossen mindestens jedoch 200 cm² je m Deckenbreite beträgt.
 3) Von solchen Konstruktionen wird wegen der Möglichkeit ungewollt auftretender Feuchte, z. B. Tauwasserbildung infolge Wasserdampf-Konvektion, im allgemeinen abgeraten; vergleiche jedoch Abschnitt 9, Ausbildungen b) und c).
 4) Wärmedurchlaßwiderstand 1/Λ; Berechnung nach DIN 4108-5

Tabelle 9-2: Erforderliche Holzwerkstoffklassen gemäß DIN 68800-2 Tabelle 3

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens werden Holzfaserverplatten ohne Bindemittelzusatz untersucht, damit der Eintrag von gesundheitsgefährdenden Stoffen in die Gebäudehülle reduziert wird. Es ist selbstverständlich, dass Wand-, Decken- und Dachkonstruktionen gewählt werden, die einer niedrigen Gefährdungsklasse gemäß DIN 68800-3 zugeordnet sind.

Somit ist der chemische Holzschutz aller Rippen, Stiele oder Sparren bei der Wahl ausreichend resistenter Holzarten nicht erforderlich.

GK des Bauteils	Natürlich dauerhafte Holzart
0	Alle Nadelhölzer
1	Kiefer (<i>Pinus sylvestris</i>) mit einem Splintholzanteil < 10%
2	Kiefer, Lärche, Douglasie jeweils splintfrei
3	Eiche splintfrei
4	Teak, Afzelia jeweils splintfrei

Tabelle 9-3: Natürlich resistente Holzarten gemäß DIN 68800-3 Tabelle 3

9.2 Wandtafeln

Bei Wandtafeln sind zahlreiche Konstruktionsformen und/oder Materialkombinationen denkbar, bei denen dünne HFH-Platten verbaut werden können. Im Folgenden werden 3 Konstruktionen detailliert vorgestellt.

9.2.1 Außenwandtafel mit Installationsebene

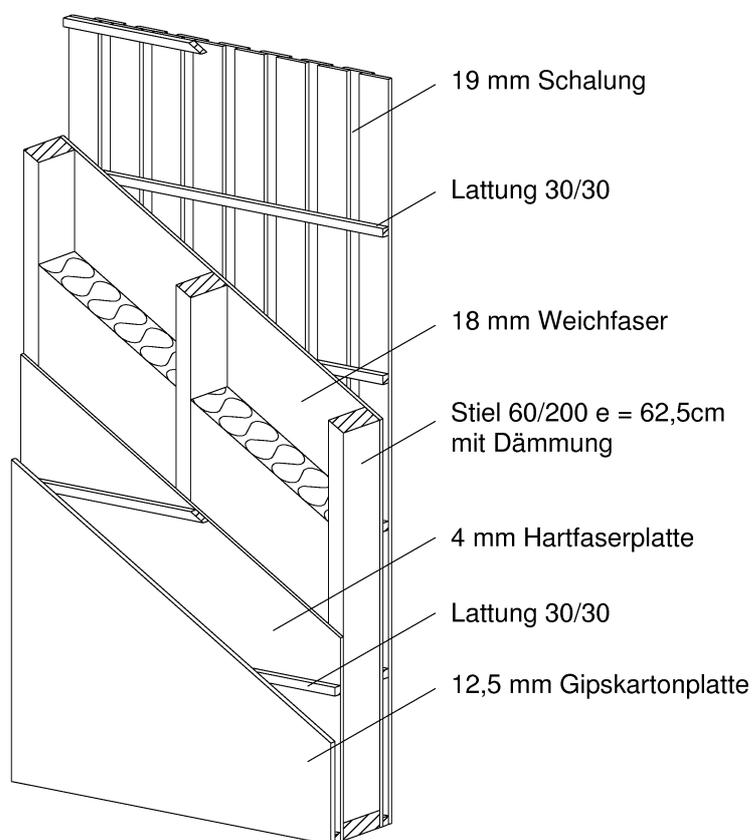


Bild 9-1: Isometrie einer Außenwand

Wenn offensichtlich ausreichend viele flankierende Bauteile vorhanden sind, die die Lagesicherheit der Tafel gewährleisten, so darf die in Bild 9-1 dargestellte Konstruktion als einseitig beulweich beplankte Tafel bemessen werden

9.2.2 Innenwände von Ausbauhäusern

Aus ökonomischen Gründen möchten viele Bauherren den Innenausbau ihres Hauses in Eigenleistung erstellen, so dass der Fachbetrieb nur die Gebäudehülle liefert und montiert. Die Gebäudeaussteifung dieser Rohbauten kann mit dünnen Hartfaserplatten sichergestellt werden. Bild 9-2 zeigt die Innenwandkonstruktion eines Ausbauhauses ohne Installationsebene. Die Gipsfaserplatten werden nachträglich vom Bauherren angebracht.

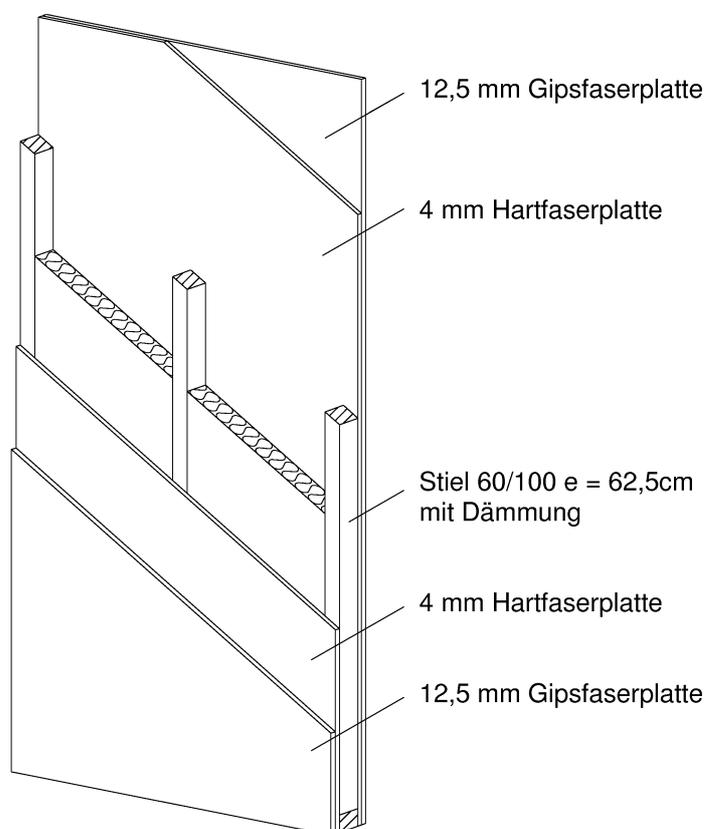


Bild 9-2: Innenwand ohne Installationsebene

Es sind auch Innenwände mit Installationsebene denkbar. Bei der in Bild 9-3 dargestellten Konstruktion entsteht durch die Konterlatten eine Installationsebene. Bei dieser Konstruktion werden die Konterlatten vertikal angeordnet, um alle Verbindungsmittel zu hinterlegen und die tragende von der raumabschließende Beplankung zu entkoppeln. Eine Verformung der raumabschließenden Beplankung infolge beulen der tragenden Beplankung kann deshalb ausgeschlossen werden. Als Nachteil dieser Konstruktion ist das Verlegen der Elektroinstallation zu nennen, da diese horizontal in der Wand verbaut werden muss..

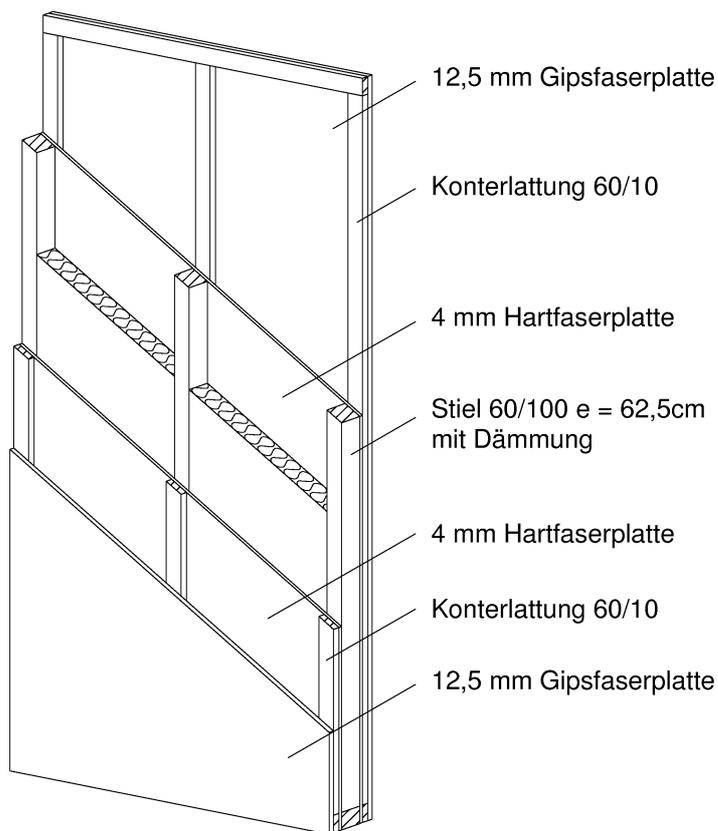


Bild 9-3: Innenwand mit Installationsebene

9.3 Deckentafeln

Deckentafeln werden primär senkrecht zu ihrer Ebene beansprucht, um die Verkehrslasten und ihr Eigengewicht zu den Wänden weiterzuleiten. Dafür ist eine ausreichend biegesteife Beplankung der Tafelelemente erforderlich, die gleichzeitig gebäudeaussteifend eingesetzt werden kann. Der Einbau von dünnen HFH-Platten ist deshalb nur bei Sonderkonstruktionen erforderlich, z. B. bei Decken mit sichtbaren Holzbalken und Brettschalung. Bild 9-4 zeigt die Isometrie der Deckentafel. Auf der Brettschalung werden großformatige HFH-Platten verklammert, wobei Klammern an allen Plattenrändern sowie über allen Längs- und Querrippen angeordnet werden müssen. Die Verklammerung ist für den Schubfluss $S_{v,0}$ zu bemessen

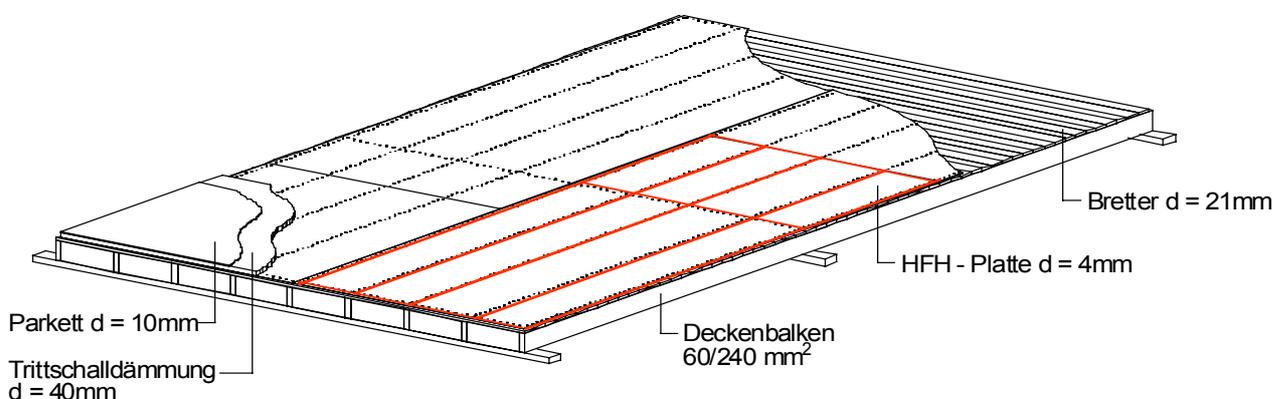


Bild 9-4: Isometrie einer Deckentafel

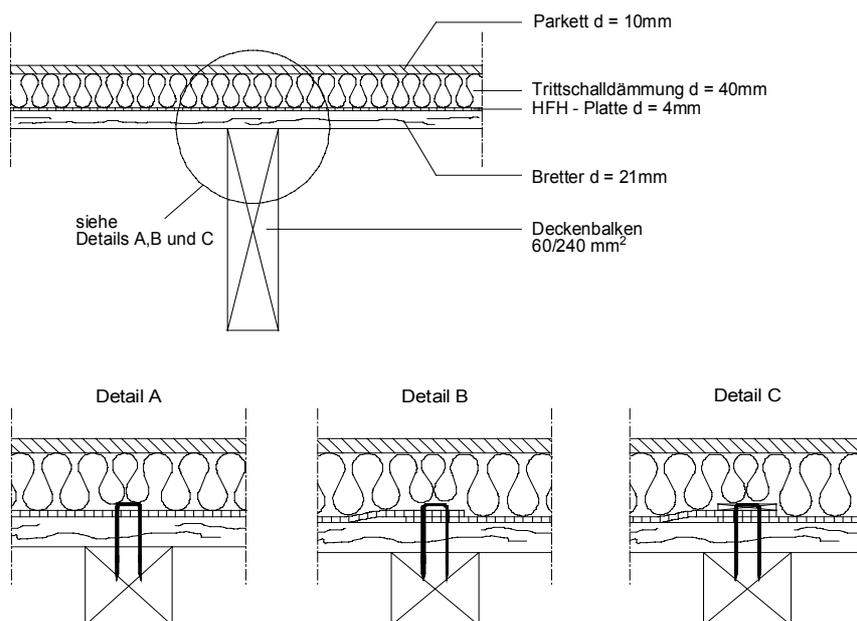


Bild 9-5: Vertikalschnitt durch eine Deckentafel mit Details

Bild 9-5 zeigt einen Schnitt durch die Deckenkonstruktion. Bei Konstruktion der Deckenscheibe ist zu beachten, dass die HFH-Platte entsprechend der Details A, B oder C mit den Rippen verklammert werden, damit die in Kapitel 8 dargestellten Bemessungsregeln angewendet werden dürfen. Die Höhenunterschiede, die durch das Überlappen der HFH-Platten entstehen, werden durch die Trittschalldämmung ausgeglichen. Wird auf den Einbau der Trittschalldämmung verzichtet, so sind die Konstruktionen aus Kapitel 9.4 „Dachtafeln“ sinngemäß anzuwenden.

9.4 Dachtafeln

In Bild 9-6 ist die Isometrie einer Dachtafel mit dem Detail A dargestellt. Die HFH-Platten werden feldweise versetzt, verschuppt verlegt, so dass maximal 3 Platten übereinander liegen.

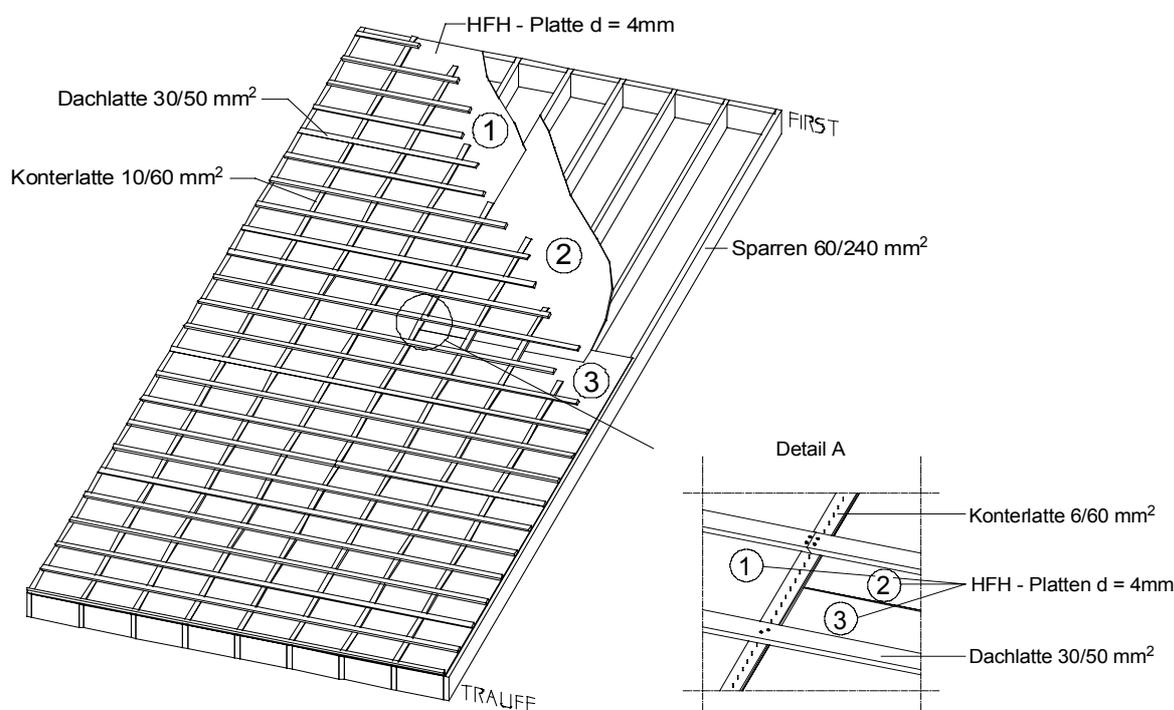


Bild 9-6: Isometrie der Dachtafel

Um eine ebene Dachfläche zu erhalten, ist es notwendig, den Sparren im Bereich des horizontalen Stoßes um die HFH-Plattenstärke d auszuklinken, siehe Bild 9-7. Zudem sollte die Konterlatte, die den sparrenparallelen Stoss abdeckt, um die HFH-Plattenstärke d dünner sein als die übrigen Konterlatten. Die Dachtafel ist über ungestoßene Randrippen an der Unterkonstruktion bzw. der anderen Dachtafel anzuschließen. Die in Kapitel 9.1 genannten Einschränkungen gemäß DIN 68800 sind zu beachten. Die dargestellte Tafel ist einseitig beplankt und hat einen freien Plattenrand. Die Anwendung der in Kapitel 8 gegebenen Bemessungsvorschläge ist nur zulässig, wenn die Tafel offensichtlich durch flankierende Bauteile gegen Verdrehen gehalten wird.

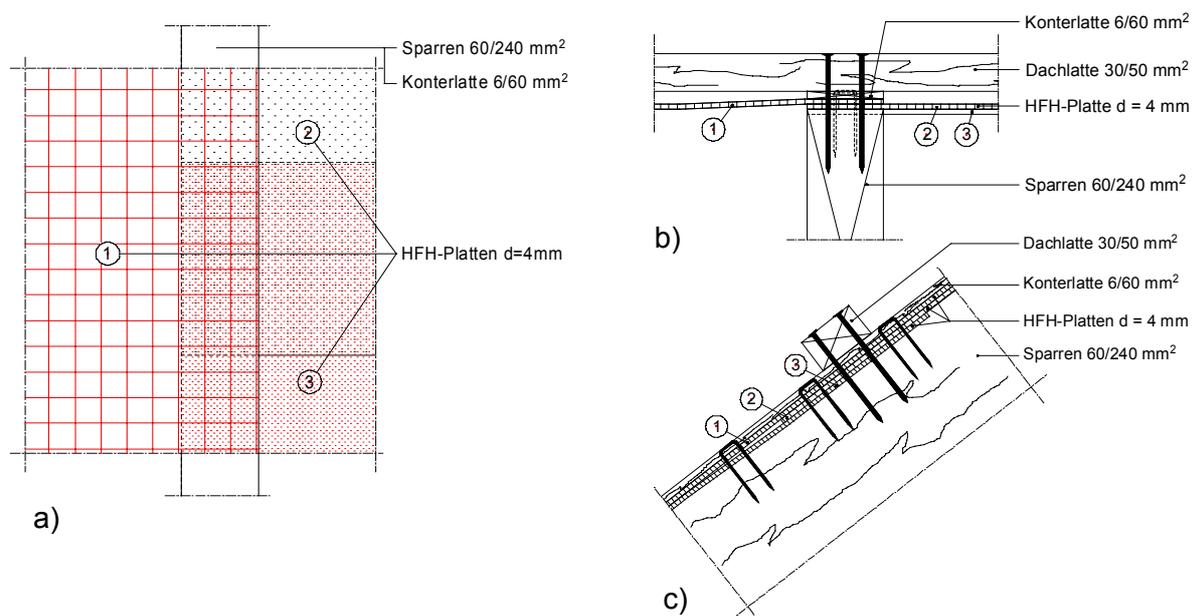


Bild 9-7: a) Draufsicht b) senkrecht zum Sparren c) parallel zum Sparren

Bild 9-8 zeigt eine Dachkonstruktion, bei der die HFH-Platte auf der Gebäudeinnenseite angeordnet ist. Diese Konstruktion ist bauphysikalisch unproblematisch, weil die HFH-Platte ausreichend diffusionsdicht und die Folie diffusionsoffen ist. Eingesetzt werden kann diese Konstruktion ebenfalls bei Ausbauhäusern. Die notwendigen Ausbaustufen sind in Bild 9-8 nicht dargestellt.

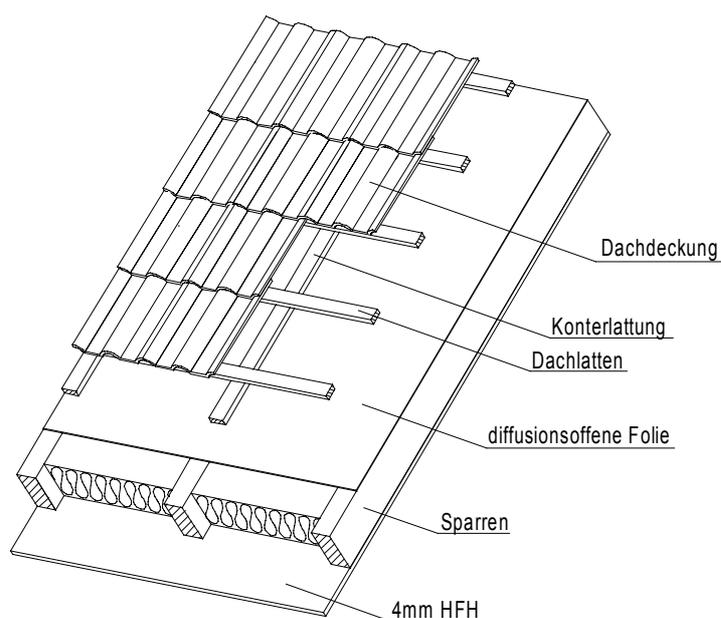


Bild 9-8: Dachkonstruktion mit einer HFH-Platte auf der Innenseite

10 Weiterführende Untersuchungen

1. Im vorliegenden Forschungsbericht ist das Tragverhalten von Holztafeln, die beidseitig mit dünnen HFH-Platten beplankt sind, untersucht worden. Da bei Außenbauteilen eine beidseitige Beplankung mit HFH-Platten aus bauphysikalischen Gründen nicht sinnvoll ist, müssen einseitig beplankte Konstruktionen untersucht werden. Eine Übertragung der vorliegenden Erkenntnisse auf einseitig beplankte Tafeln, siehe „Außenwandtafel mit Installationsebene“, ist nur möglich, wenn diese durch flankierende Bauteile offensichtlich ausreichend gehalten werden.

Wenn gesicherte Erkenntnisse über das Tragverhalten von einseitig beplankten Tafeln mit dünnen Holzwerkstoffen vorliegen, ist die Aussteifung von großen Dachkonstruktionen denkbar. Bild 10-1 zeigt eine Hallendach mit einer typischen Konstruktion aus Nagelplattenbindern. Hier dargestellt ist die Aussteifung der Konstruktion in der Dachebene. Ein Einsatz der dünnen Holzwerkstoffplatte in der Deckenebene ist ebenfalls sinnvoll.

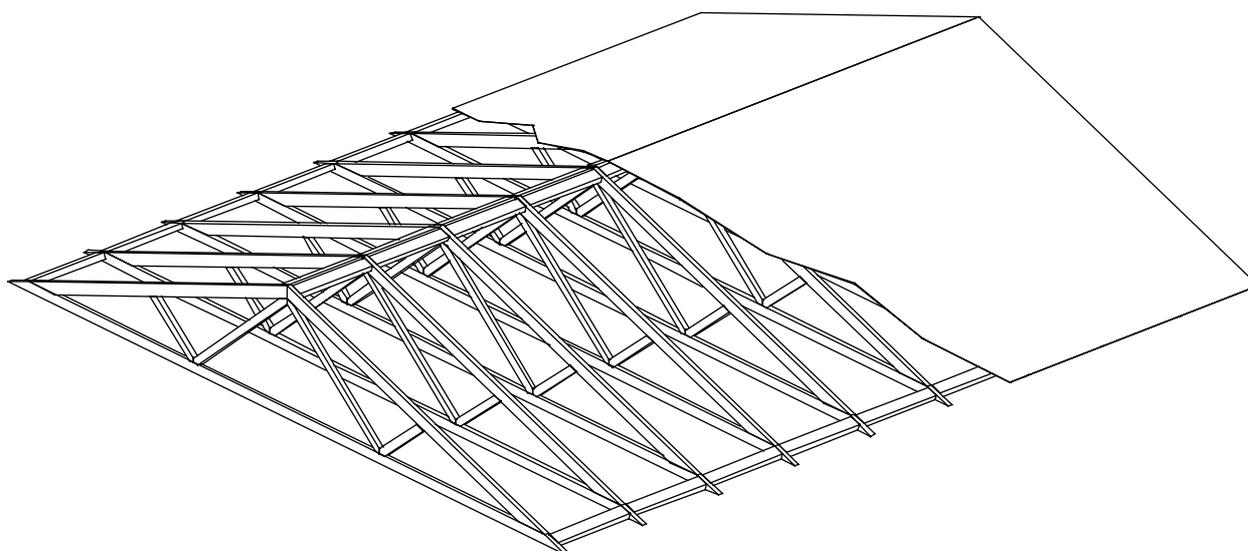


Bild 10-1: Anwendungsbeispiel 1 - Aussteifung einer Nagelplattenbinder-Konstruktion

2. Da die HFH-Platte einen großen Dampfdiffusionswiderstand hat, sollten diffusionsoffenerere Holzwerkstoffe untersucht werden, um den Einsatz von dünnen Beplankungen auf der Außenseite der Dachtafeln zu ermöglichen.
3. Eine weitere Möglichkeit, um obiges Ziel zu erreichen, ist der Einsatz von perforierten HFH-Platten, wobei durch flankierende Maßnahmen eine insektendichte Konstruktion entwickelt werden muss.

4. HFH-Platten ohne Zusatz von Bindemitteln sind nicht geeignet, um auf der Außenseite von Außenwänden eingesetzt werden zu können. Durch umweltfreundliche Beschichtungen, wie Wasserglas, kann das Quell- und Brandverhalten der HFH-Platten verbessert werden.

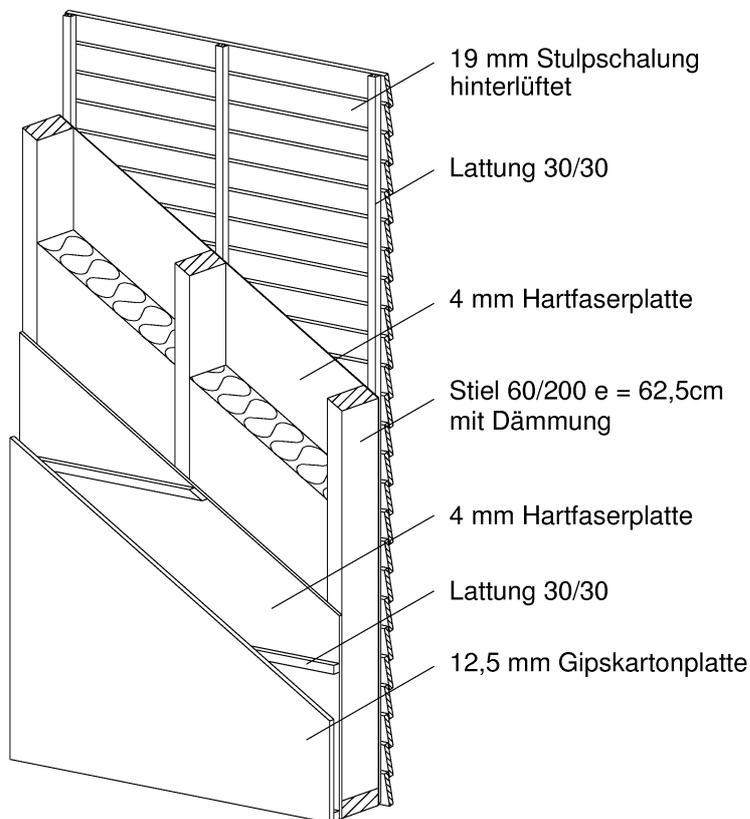


Bild 10-2: Anwendungsbeispiel 2 – Außenwand mit HFH-Platte als tragende Außenbeplankung

5. Die Verbindungstechnik zwischen dünnen Beplankungen und Rippen sollte weiterentwickelt werden. Klammern mit breiterem Klammerrücken oder Unterlegscheiben, die über ein separates Magazin dem Schussgerät zugeführt werden, sind denkbar.

6. Das Zusammenwirken von beulender und nicht beulender Beplankung ist zu untersuchen. Mit Blickrichtung auf den mehrgeschossigen Holztafelbau werden zukünftig vermehrt Wohnungs- und Gebäudetrennwände gebaut werden. Bild 10-3 zeigt eine Wohnungstrennwand mit einer brandschutztechnisch wirksamen Außenbeplankung und einer beulweichen Innenbeplankung. Bei der Ermittlung der Tragfähigkeit der dargestellten Konstruktion dürfen die HFH-Platten derzeit nicht in Rechnung gestellt werden.

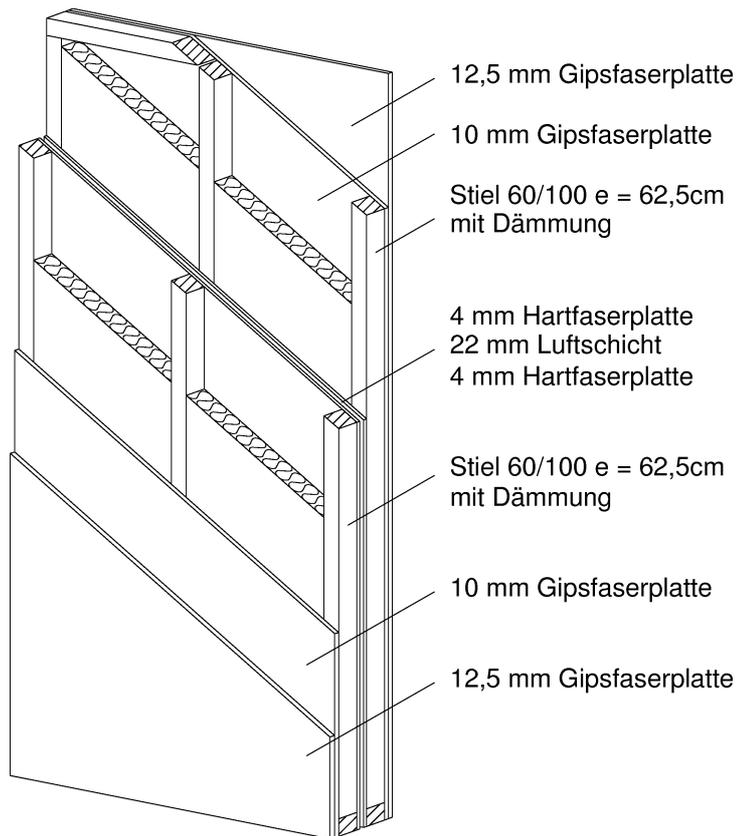


Bild 10-3: Anwendungsbeispiel 3 – Wohnungstrennwand

11 Literaturverzeichnis

- Biger, J.-P. (1989): Résistance au contreventement des murs en ossature bois. Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, série 307, no. 476, 1989.
- Blaß, H.J.; Ehlbeck, J.; Kreuzingen H.; Steck G. (2002): Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau – Schlusssentwurf Bemessungsnorm Holzbau, 2002.
- Cziesielski, E.; Wagner, C. (1979): Dachscheiben aus Spanplatten. Forschungsbericht, "bauen mit holz", 1/79, S.6-10.
- Cziesielski, E.; Wagner, C. (1981): Dachscheiben aus Brettern. TU Berlin, Institut für Baukonstruktionen und Festigkeit. Berlin, Mai 1981.
- Cziesielski, E. (1982): Stabilität von Holzhäusern unter Horizontalbelastung. Forschungsbericht, "bauen mit holz", 7/82, S.446-450.
- Degenkolb, H.J.; Wyllie, L.A. (1983): Design - Lateral Forces. In: Western Woods Use Book. Western Wood Products Ass. Portland OR, VII-127 – VII-150, 1983.
- DIN 1052 (1989) Holzbauwerke Teil 1, 2 und 3, Ausgabe 4/1988.
- DIN V ENV 1995 (1994) Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken Normenausschuss Bauwesen 6/1994.
- DIN 68800 (1996) Holzschutz -baulich, chemisch bekämpfend – Beuth Kommentar, 1998.
- EDIN 1052 (2000) Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, 5/2000.
- Girkmann K. (1963): Flächentragwerke, 1963.
- Henrici, D. (1981): Verankerung schubbeanspruchter Wandscheiben aus Holz und Holzwerkstoffen nach Versuchen Die Bautechnik 5/1981, S. 163-167.
- Henrici, D. (1984): Zur Bemessung windaussteifender hölzerner Wandscheiben Bauen mit Holz 12/84, S. 873-877.
- Hertel H. (1960): Leichtbau – Flugzeuge und andere Leichtbauwerke, 1960 .
- Hoeft, M. (1994): Zur Berechnung von Verbundträgern mit beliebig gefügtem Querschnitt. Dissertation an der Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) 1994.

- Hrennikof, A. (1940): Plane Stress and Bending of Plates by Method of Articulated Framework, Thesis presentend at the Massachusetts Institute of Technology, 1940.
- Källsner, Bo (1983): Windaussteifung von Wandkonstruktionen im Holzskelettbau mit Plattenwerkstoffen, Bauen mit Holz 6/83, S. 374-378.
- Kessel, M.H.; Augustin, R. (1990): Aussteifung von Hausdächern durch konstruktive Maßnahmen bei Verzicht auf Windrispen oder Rispenbänder, Labor für Holztechnik LHT, Fachhochschule Hildesheim, Bericht 2/1990.
- Kessel, M.H. (1993): Zur Aussteifung von Holzkonstruktionen. In: Holzbau Praxis - Hinweise für die Ausführung nach DIN 1052: Kapitel 2, 31-65, Bruderverlag Karlsruhe 1991, 2.Auflage 1993.
- 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 10 (1996), S. 779-783.
- Kessel M., Düsterdiek L. (1996): Entwicklung von Deckenscheiben mit Brettschalung, 1996
- Kessel, M.H.; Huse M.(1998): „Vergleichende Betrachtungen europäischer Bauproduktnormen mit nationalen Bestimmungen; Teilprojekt: Bestimmung der Lochleibungsfestigkeit nach EN 383 für verschiedene Beplankungsmaterialien“, Teil 1 bis 3, 1998.
- Kessel, M.H.; Augustin, R. (1999): Lateral stability of roofs. Proceedings of International Timber Engineering Conference, London 1999, 4.362- 4.369.
- Kessel, M.H.; Schönhoff, R. (2001):Entwicklung eines Nachweisverfahrens für Scheiben auf der Grundlage von Eurocode 5 und DIN 1052 neu, Forschungsbericht des iBHolz, Braunschweig, 2001.
- Kessel, M.H.; Dettmann, O. J. P. (2002): Ermittlung des Einflusses der Verankerung von Wandscheiben auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Holzhäusern, Forschungsbericht des iBHolz, Braunschweig.
- Kessel, M.H. (2003): Tafeln: Eine elastische, geometrisch lineare Beschreibung.
- Kollmann F. (1955): Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe – Band I, 1955.

-
- Kollmann F. (1955): Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe – Band II, 1955.
- Kuhn P. (1951): Stresses in Aircraft and Shell Structures.
- Mayo, A.P. (1982): Trussed rafter roofs - load distribution and lateral stability. Building Research Establishment BRE, Garston, Watford/GBR, Information Paper 14/1982.
- Petersen C., (1980) Statik und Stabilität der Baukonstruktionen.
- Pienaar, F.R.P. (1983): The bracing of timber roof trusses. CSIR Pretoria/South Africa, Report HOUT311/1983.
- Plüger A. (1964): Stabilitätsprobleme der Elastostatik, 1964.
- Schulze, H. (1982): Möglichkeiten und Grenzen der Holztafelbauart. Ingenieurholzbau in Forschung und Praxis, 1982.
- Schulze, H.; Raschper, N. (1989): Erarbeitung von Kriterien für Wände von Wohngebäuden in Holztafelbauart ohne Nachweis der Ableitung der Windlasten „bauen mit holz“, 1/89.
- Schulze, H.; Schönhoff, T. (1989): Bemessungsvorschläge für Deckenscheiben in Holztafelbauart mit dreiseitiger Lagerung. „bauen mit holz“, 2/89, S.96-101.
- Schulze, H.; Gebhardt, M. (1996): Tragverhalten von Mehrasterwandscheiben mit Öffnungen. „bauen mit holz“, 8/96, S.635-641.
- Spierig, S. (1963): Beitrag zur Lösung von Scheiben-, Platten- und Schalenproblemen mit Hilfe von Gitterrostmodellen. Dissertation an der Technischen Hochschule Hannover, 1963.
- Timoschenko S. (1921) Über die Stabilität versteifender Platten Eisenbau 12, 1921, S. 147-163.
- Tuomi, R.L.; McCutcheon, W.J. (1978): Racking Strength of Light-Frame Nailed Walls, J. Struc. Div., ASCE 104 (1978) ST 7.
- Valtinat, G. (1993): Vollwandträger mit schlanken Stegen und Vertikalsteifen, Stahlbau-Handbuch, Band 1A, S. 719-730, 1993.

12 Anlagenverzeichnis

- Anlage 1: Technisches Produktdatenblatt der Firma Pavatex Pavarooft IH
- Anlage 2: Technisches Produktdatenblatt der Firma Pavatex HF-Platte vergütet
- Anlage 3: Bericht 01/2002 des Labors für Holztechnik (LHT),
Materialkennwerte von Hartfaserplatten
- Anlage 4: Bericht 02/2002 des Labors für Holztechnik (LHT),
Trageigenschaften der Verbindung Hartfaserplatte/Holz mit Nägeln und Klammern
- Anlage 5: Bericht 03/2002 des Labors für Holztechnik (LHT),
Trageigenschaften von Wandtafeln mit Hartfaserbeplankung
- Anlage 6: Nichtlineare Beuluntersuchungen von Wandtafeln
- Anlage 7: Nichtlineare Beuluntersuchungen von Dachtafeln