

Mehrgeschossiger Wohnungsbau in ökologischer Holzbauweise

Dr.-Ing. W. Rug, Dr.-Ing. H. Schulze, Dipl.Ing. J. Liebig Recontie® Ingenieure GmbH

1. Einleitung

Holz ist bekanntlich ein preiswerter ökologischer Baustoff, dessen vielfältigen Vorteile noch mehr zur Geltung kommen, wenn er industriell zu großflächigen Konstruktionselementen verarbeitet wird, die sich schnell und unkompliziert auch zu mehrgeschossigen Wohn- und Mehrzweckbauten zusammenfügen lassen. Eine Kombination von Massivbau und Holzbau(decken) hat vor 100 Jahren ihre Wirtschaftlichkeit in den großen Wohnungsbauprogrammen bewiesen.

Im industriellen Bauen kann das Holz auch im mehrgeschossigen Wohnungsbau mit dem noch „übermächtigen“ Massivbau konkurrieren. Baukosten unter 2000 DM/m² Wohnfläche sind auch bei anspruchsvollen, energieökonomisch günstigen Lösungen möglich, wenn die industrielle Vorfertigung von Decken- und Wandelementen aus Holz mit einer zuverlässigen Montage vor Ort kombiniert ist.

Der Bau kostengünstiger Wohngebäude aus einheimischem Holz soll einerseits das Angebot an preiswertem Wohnraum verbessern, andererseits aber auch die regionale Forst- und Holzwirtschaft strukturell stärken und Arbeitsplätze erhalten. In den Bundesländern Sachsen und Brandenburg wurden Pilotprojekte entwickelt, um ökologische Bauweisen zu fördern und gleichzeitig durch Nutzung bisher im Bauwesen wenig verwendeter Schwachholz- und Restholzbestände die Wirtschaftlichkeit zu verbessern. Dabei geht es in erster Linie um den Einsatz im Wand- und Deckenbereich mehrgeschossiger Wohngebäude. Aus holzwirtschaftlicher Sicht ist die Anwendung von Brettstapeldecken interessant. Diese neuartigen Decken werden auch im Verbund mit Beton aus weitgespannten Elementen hergestellt. Die Nutzung der Verbundwirkung zwischen Beton und Holz ergibt für Decken in Holzbauweise eine Reihe von wirtschaftlichen Vorteilen (s. auch Rug in [1]).

Holzverbund-Bauelemente können mit geringem Investitionsaufwand in jedem Zimmereibetrieb hergestellt werden und sind bei relativ kurzen Transportwegen ein nicht zu unterschätzendes Wirtschaftspotential einer Region.

Nachfolgend wird von Untersuchungen zum Einsatz von Holz-Beton-Verbundelementen in Geschoßdecken mehrgeschossiger Holzhäuser berichtet. In einigen europäischen Ländern wurden dazu bereits Untersuchungen durchgeführt (s.auch /9/, /10/, /14/, /15/, /17/). Eine bauaufsichtliche Zulassung verschiedener Einzellösungen liegt in Deutschland aber noch nicht vor. Die von den Autoren beschriebenen Untersuchungen zur experimentellen Erprobung dienten zur Bewertung des Tragverhaltens unter dem Aspekt der bauaufsichtlichen Zustimmung im Einzelfall.

2. Versuchsprogramm

Das Hauptanliegen des Versuchsprogramm waren Traglastversuche an Deckenelementen in Originalgröße. Es wurden Biegefestigkeit und Verformungsverhalten der Elemente geprüft. Der Versuchsaufbau für die Biegeprüfung folgte den Festlegungen der DIN 52186. Die Last wurde in den Drittelpunkten zwischen den Auflagern eingetragen. Zwischen den Stahlrollen der Auflager und dem Prüfkörper wurden 10 mm dicke und 200 mm lange Stahlplatten zur Druckverteilung eingefügt. Die Spannweite betrug 5,0 m.

Zum Messen der Verschiebung der einzelnen Konstruktionsteile der Verbundelemente wurden an den Auflagern, an „Viertelpunkten“ und in der Mitte Meßuhren mit einer Meßwert-

auflösung von 0,005 mm angebracht. Der Versuchsablauf erfolgte in Anlehnung an DIN EN 26861 „Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln - Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens“.

Von einer geschätzten Höchstlast F_{est} ausgehend, wird der Prüfkörper bis $0,4 F_{est}$ belastet. Nach einer Wartezeit von 30 s wird auf $0,1 F_{est}$ entlastet und nach weiteren 30 s die Last bis zum Bruch oder einer Verschiebung von 15 mm gesteigert. Zur Abschätzung der Bruchlasten wurde von einer Biegebruchspannung zwischen 3,5 und 3,9 kN/cm² für das Holz ausgegangen. Neben zwei Brettstapelelementen ohne Verbund mit einem Aufbeton wurden drei Deckenelemente mit Holz-Beton-Verbund untersucht (s.Tab.1). Die Variante P2 wurde noch nicht geprüft.

Der Holz-Beton-Verbund (Variante P1, P3 und P5) wurde an drei unterschiedlich wirkenden Verbindungsmitteln untersucht. Bei Variante P 1 mit schräg eingeschaubten Holzschrauben (System SFS)aktiviert der Schubfluß in der Fuge Druck- und Zugkomponenten, so daß die Beanspruchung in der Achse des Verbindungsmittels erfolgt.

Variante P 3 mit Betonstahlstiften zwischen Betonhohldielen erzeugt eine Schubkraft rechtwinklig zur Achse des Dübels, über diesen werden Lochleibungsspannungen in den Holzquerschnitt eingeleitet.

Bei Variante 5 mit Kernen im Brettstapelelement wird die Schubkraft in Abhängigkeit vom Flankenwinkel in Zug- und Druckkomponenten zerlegt. Der in der Kerne in das Brettstapelelement eingeleimte Hilti-Dübel wird für die anteilige Zugkraft bemessen.

Die Deckenelemente ohne Betonverbund waren als Brettstapelelement konstruiert, Variante P 2 ohne und P 4 mit „Kürzungen“, um den Einsatz von Restholz zu analysieren.

Tabelle 1: Versuchsreihe Deckenelemente

Var. Nr	Verbund	Material	Querschnitt (Symbol)
P 1	Holz-Beton-Verbund SFS-Verbundsystem l = 5,0 m b = 1,0 m	Beton: 70 mm, Holzschalung: 24 mm SFS Verbundschrauben Abstand e = 300 mm Balken 8/24 NH S10, Abstand 625 cm	
P 2	Brettstapelelement l = 5,0 m b = 1,0 m h (d) = 14 cm	Bretter NH d = 24 mm, b (h) = 140 mm rauh Nägel: 4,2x100 Abstand e = 300 mm	
P 3	Holz-Beton-Verbund Hohldielen DIN 1045 Stahldübel l = 5,0 m b = 1,0 m	Stahlbeton-Hohldiele d = 80 mm, l (b) = 1,0 m Betonstahl-Dübel Ø 16 mm l = 200 mm Balken 12/22 NH S10, Abstand 625 cm	
P 4	Brettstapelelement l = 5,0 m b = 1,0 m h (d) = 12 cm	Bretter NH d = 24 mm, b = 120 mm rauh Kürzungen 1/3 versetzt Nagelung am Stoß verstärkt Nägel 4,2x100 e = 300 mm	
P 5	Holz-Beton-Verbund Beton /Brettstapelelement Kernen 3 cm, Hilti-Dübel l = 5,0 m b = 1,0 m	Brettstapel mit Kürzungen analog P 4 Kernen 3 cm tief, 20 cm breit, Abstand 50 cm Hilti-Dübel M 12, Abstand e ₁ = 20 cm quer e ₂ = 60 cm längs	

Vor und nach den Hauptversuchen wurden Ultraschallmessungen zur Festigkeitssortierung an einzelnen Holzteilen der Versuchsmuster durchgeführt und anschließend die Materialkennwerte Druckfestigkeit, Rohdichte und Feuchte der verwendeten Fichtenhölzer sowohl im Bohrkernverfahren nach Rug/Seemann /2/ als auch in Verfahren nach DIN 52180 ...52185 ermittelt.

Zur zerstörungsfreien Ermittlung von Materialkennwerten wurden an den Prüfkörpern der einzelnen Varianten Ultraschallmessungen mit dem Gerät Sylvatest vorgenommen. Die Laufzeit des Schalls auf einer vorgegebenen Strecke (günstig zwischen 1,0 und 5,0 m) ist um so kürzer, je höher Rohdichte und E-Modul des Holzes sind. Die Messungen erfolgten in Faserlängsrichtung. Die Meßpunkte befanden sich an gegenüberliegenden Stirnseiten oder auf einer Seite eines Konstruktionsteiles; zum Vergleich wurden auch Diagonalmessungen vorgenommen, um den Einfluß von Rissen oder Übergängen zwischen den Verbundkörpern zu erkennen.

An den Meßstellen wurden mit einem Stichel kleine Löcher in das Holz gebohrt zur Aufnahme der Sonden (Sender und Empfänger). Eine dritte Sonde mit zwei Nadelelektroden und einer Kontaktplatte wird in eine Seitenfläche des Holzes geschlagen bis zum Anliegen der Kontaktplatte. Mit dieser Sonde werden Feuchte und Temperatur des Holzes gemessen.

Das interne Programm des Sylvatest-Gerätes berücksichtigt die gemessenen Werte von Temperatur und Feuchte bei der Berechnung von Rohdichte und E-Modul aus der Schallgeschwindigkeit. Neben dem E-Modul wird je nach interner Programmierung ein „zulässiger Wert“ (Rechenwert) oder ein „charakteristischer Wert“ (5% Fraktile) für die Biegefestigkeit angezeigt. Zusätzlich erfolgt eine Zuordnung zu Schweizer Festigkeitsklassen, bei denen die 0 der Sortierklasse (DIN) MS 17 und die 2 der S 10 annähernd entsprechen. Für die Klassen 3 und 4 und für Laubholz können z.Z. Festigkeitswerte nur in Diagrammen abgeschätzt werden, da für das Programm noch nicht genügend Vergleichswerte zur Verfügung standen. Die sichere Handhabung des Gerätes erfordert einen geschulten Blick für Holzstrukturen und Geschick beim Einsetzen der Sonden.

Bei den Vorversuchen (Scher- und Zugversuche) und nach den Hauptversuchen (Biegeprüfung) wurden normgerecht an 20 mm x 20 mm x 30 mm großen Quadern Rohdichte, Feuchte und Druckfestigkeit (parallel zur Faser) bestimmt. Zum Vergleich wurden Bohrkerne mit einem Durchmesser von 15 mm und einer Länge von 40 mm geprüft. Die Versuche erfolgten bei Normalklima nach DIN 50014 - 20/65-2

Auszugsversuche zum Prüfen des Haftverbundes zwischen Holz und Stahldübel erfolgten parallel und rechtwinklig zur Holzfaser. Die Verschiebung zwischen Stahl und Holzoberfläche wurde mit analogen Meßuhren beidseitig verfolgt. Das Holzteil 10 cm x 20 cm x 60 cm bestand aus Fichtenholz der Sortierklasse S 10 (DIN 4074), die Stahldübel waren aus Betonstahl BST 500 Ø 16 mm, l = 200 mm und als Kleber wurde Bisphenol-A-Epoxidharz verwendet.

Scherversuche dienten zur Bewertung der Verbundwirkung zwischen Holz und Beton. Vor dem Aufbringen des Betons wurden in das Holz 100 mm tiefe Löcher Ø 18 mm gebohrt und anschließend die Dübel aus Bewehrungsstahl BST 500 Ø 16 mm, l = 140 mm mit beidseitig aufgebrachtem Epoxidharz Bisphenol eingeklebt. Der Beton B 25 war mit einer Bewehrungsmatte aus Baustahl 500 M (DIN 488 T.4) bewehrt. Da die Mittel für die Versuche begrenzt waren, konnten nur sechs Proben hergestellt und getestet werden. Der Versuchsablauf folgte der DIN EN 26 861.

3. Auswertung

3.1 Holz-Beton-Verbundelemente

Für Variante P 1 (SFS-Verbinder) lag die Höchstlast bei 128 kN. Erste Knirschgeräusche gab es bereits bei 70 kN Gesamtlast. Ein Versagen der SFS-Verbinder wurde nicht festgestellt und im Beton zeigten sich bis zum Erreichen der Bruchlast der Elemente keine Risse. Das Last-Verschiebungsverhalten war an beiden Trägern des Deckenelementes fast gleich und zeigte nur geringe Verschiebungswerte. Da von einer elastischen Verbundwirkung ausgegangen wird, sind im unteren Querschnittsteil des Betons noch Zugspannungsanteile zu übertragen.

Die Nulllinie im Holzquerschnitt verschiebt sich dadurch in den oberen Teil, der Holzträger überträgt überwiegend Zugspannungen. Der Bruch erfolgt im unteren Bereich der Holzträger, beide Querschnitte brachen fast zur gleichen Zeit. Die Festigkeitssortierung der beiden Holzbalken ergab sowohl bei Ultraschallmessung als auch nach Rohdichte und Druckfestigkeit eine Zuordnung zur Sortierklasse S 10.

Der Verbund zwischen Stahlbeton-Hohldielen und Holzträger mit Stahlstiften (Var.P3) erscheint zunächst technologisch vorteilhaft, brachte aber schon bei der Fertigung Probleme beim Einpassen der Dielen und dem Verschließen der Fugen. Im Biegeversuch wurde eine Bruchlast von 136 kN erreicht. Der Bruch erfolgte im Holzquerschnitt, der zu diesem Zeitpunkt allein die Lastübertragung vornahm. Zunächst brach nur ein Träger bevor infolge der damit eingeleiteten Lastumlagerung der zweite Holzträger zerbrach.

Bei 82 kN zeigten sich Risse im Fugenmörtel zwischen den Betondielen. Bei der weiteren Laststeigerung wurden die Risse größer und zahlreicher, die Verbundwirkung nahm ab. Am Auflager trennten sich die Hohldielen von den Holzträgern und schoben sich auf die zunehmend verformten Betonstahlstifte, die Verbundwirkung war aufgehoben. Dieses Verhalten ist auf das Fehlen von Aufbeton mit ausreichender Dicke und Steifigkeit zurückzuführen. Die Holzgüte der beiden Holzbalken erlaubte eine Einstufung in die Sortierklasse S 13 nach DIN 407.

An der Probe P 5 wurde der Verbund zwischen Stahlbeton und Brettstapelelement geprüft. Vor Beginn der Biegeprüfung wurden an den durchgehenden Brettlamellen Ultraschallmessungen durchgeführt. Für den gesamten Brettstapel ergab sich ein mittlerer E-Modul $E_{dyn} = 1036,2 \text{ kN/cm}^2$, das entspricht etwa dem E-Modul für Bauschnittholz S 10 in der DIN 1052. Näherungsweise kann für diesen Wert nach EC 5 ebenfalls S 10 angenommen werden. Die erreichte Höchstlast betrug beim Versuch $F_{max} = 200 \text{ kN}$. Ab 55 kN waren zwar in unregelmäßiger Folge Knirschgeräusche zu hören, aber bis 184 kN Last waren keine Risse an der Betonplatte und den Begrenzungsflächen der Kerven erkennbar. Bei der weiteren Laststeigerung brachen einzelne Brettlamellen, aber der Prüfkörper stabilisierte sich wieder bis zum endgültigen Biegebruch bei 200 kN. Das Last-Verschiebungsverhalten zeigt im Vergleich zu den anderen Varianten (P1 und P3) eine deutlich höhere Steifigkeit. Die Last-Verschiebungskurve stieg bis 110 kN Last steil an, so daß für diesen Bereich ein fast starrer Verbund angenommen werden kann. Im Betonquerschnitt werden ausschließlich Druckspannungen übertragen, während der Holzquerschnitt die Zugspannungen aufnimmt, die Bewehrung des Betons hat nur konstruktive Bedeutung und könnte reduziert werden.

Tabelle 2 Überblick der Verschiebungen (Mittelwerte) am Auflager für Laststufen im Gebrauchslastbereich:

Laststufe	/Variante:	P1 SFS	P3 Hohldiele	P5 Brettstapel
20 kN bei $l/300$		0,22 mm	0,59 mm	0,00 mm
40 kN bei $zul \sigma_b = 1,0 \text{ kN/cm}^2$		0,65 mm	1,50 mm	0,00 mm

3.2 Deckenelemente ohne Holz-Beton-Verbund

Im Vergleich zu der als Variante P 5 untersuchten Verbundkonstruktionen wurden mit der Probe P4 analoge Brettstapelelemente ohne Betonverbund und damit ohne Kerven geprüft.. Die geschätzte Bruchlast betrug $F_{est} = 56 \text{ kN}$, erreicht wurde eine Höchstlast $F_{max} = 67,2 \text{ kN}$. Ab 33,6 kN ($0,6 F_{est}$) setzte anhaltendes Knirschen ein, ab 44,8 kN ($0,8 F_{est}$) begannen einzelne Brettlamellen an den Brettstößen (der Kürzungen) auszubrechen. Der Versuchskörper stabilisierte sich wieder bis zum endgültigen Biegebruch. Die Höchstlast beträgt 33% der Höchstlast beim Holz-Beton-Verbund-Element. Die Durchbiegung lag bei 20 kN mit 20 mm und bei 40 kN mit 52 mm unter den zulässigen Werten.

Für eine Bemessung des Deckenelements ist weitgehend der Gebrauchsfähigkeitsnachweis maßgebend; als Eingabewerte sind E-Modul und Trägheitsmoment einzusetzen. Zur Ermittlung der zulässigen Last für den Tragsicherheitsnachweis wurde das Trägheitsmoment wegen der vernagelten Kürzungen ($1/3$ des Gesamtquerschnitts) um 0,7 abgemindert. Es wurde von $\sigma_{b\text{ zul}} = 1,0 \text{ kN/cm}^2$ nach DIN 1052 für Sortierklasse S 10 ausgegangen. Diese Annahme erscheint sinnvoll, da sich ein Sicherheitsfaktor $n = 3$ bezogen auf die ermittelte Bruchlast ergibt.

3.3 Scherversuche

Die Versuchskörper bestanden aus einem kurzen Holzbalkenabschnitt, in den wie bei einem Deckenelement zwei Stahldübel eingesetzt wurden, anschließend wurde die Betonplatte anbetoniert. Versuchsdurchführung und Auswertung orientierten sich an den Festlegungen der DIN EN 26861. Die Auswertung erfolgte nach Punkt 8.5. der DIN. Als Prüfzeit wurden 35...40 min je Probe ermittelt. Die Ausgangsbruchlast wurde mit 80 kN angenommen.

Ausgehend von einer geschätzten Höchstlast F_{est} wurde der Prüfkörper bis $0,4 F_{\text{est}}$ belastet. Nach dem Erreichen dieser Last wurde 30 s gewartet und dann auf $0,1 F_{\text{est}}$ entlastet. Auf diesem Lastniveau wurde erneut 30 s verharret und dann die Last bis zum Bruch oder einer Verschiebung von 15 mm gesteigert. Bis zu einer Abweichung von $\pm 20\%$ zwischen geschätzter und erreichter Bruchlast wurde der Versuch als gültig anerkannt.

Bei den meisten Versuchen versagte das Verbindungsmittel ruckartig ohne deutliche akustische Ankündigung. Das Versagen der Verbindung wurde durch die Bildung kreisförmiger Risse eingeleitet, eine weiterer Anstieg der Spannung war von diesem Zeitpunkt an nicht mehr möglich. Die Verschiebung nahm ohne weitere Laststeigerung zu. Am aufgetrennten Probekörper wurden nach dem Versagen des Betons erhebliche Eindrücke der Stahlstifte in den Lochleibungen des Holzes festgestellt.

Bei den untersuchten Ptüfkörpern zeigte sich bei zwei Proben ein nahezu starrer Verbund, der beim Erreichen der kritischen Last ruckartig nachgab. Für dieses Verhalten wurde noch keine Erklärung gefunden, denkbar wäre ein Klebeeffekt bei rauher Holzoberfläche. Da die ermittelten Verschiebungen von den Werten der Proben mit nachgiebigem Verbund um ein Vielfaches abweichen, wurden sie in der Auswertung zwar erfaßt, aber im Vergleich mit anderen Verbundkonstruktionen nicht berücksichtigt.

Im Vergleich mit ähnlichen Verbundvarianten ordnen sich die Ergebnisse nach der in der Tabelle 3 dargestellten Weise ein. Es erfolgte zusätzlich die Auswertung nach Werner (bauen mit holz 4/92 „Holz-Beton-Verbunddecke“) für die Verschiebungsmodule des Trag- und Gebrauchstauglichkeitsnachweises. Werner geht im Gegensatz zur DIN EN 26 861 bei der Ermittlung des Verschiebungsmoduls für den Tragsicherheitsnachweis v06 bei $0,6 F_{\text{bruch}}$ und der erreichten Höchstlast $F_{\text{max}} (= F_{\text{bruch}})$ aus.

Für den Verschiebungsmodul des Tragsicherheitsnachweises ergeben sich im Mittel bei den Proben mit nachgiebigem Verbund die vierfachen Werte der nach der Norm anzusetzenden Werte, z.B. für Stabdübel d 16 mm (BST 500), Einbindetiefe 100 mm:

Verschiebungsmodul nachgieb. Verbund	17,32 kN/mm
Verschiebungsmodul nach DIN 1052	4,10 kN/mm
Verschiebungsmodul nach EC 5	3,95 kN/mm

Tabelle 3 Vergleich der Ergebnisse an Proben mit nachgiebigem Verbund (A2/A3) mit vorangegangenen Versuchen

	MW Cs	MW Cd(ki)	MW ks	Cs n. DIN 1052	n = Cs/C DIN
	kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN/mm
A2/A3	17,32	26,40	20,75	4,10	4,22
Felgner	7,89	10,46	8,35	4,10	1,92
A-N+S (1-5)		38,38	31,54		
Werner		40,00			

3.4 Zugversuche

Die Durchführung der Zugversuche erfolgte auf der Grundlage von DIN EN 26861 bei Normalklima nach DIN 50014-20/65-2. Die Abschätzung der Höchstlasten ergab bei Variante Zs für den Zug rechtwinklig zur Faser eine Auszugskraft von $F_{\text{est}} = 10 \text{ kN}$ und bei Variante Zp, Zug parallel zur Faser, $F_{\text{est}} = 35 \text{ kN}$.

Vor Versuchsbeginn wurden Rohdichte, Feuchte und Druckfestigkeit der Baustoffe geprüft. Wegen starker Nachtrocknung zeigten sich größere Risse an den Querschnitten (Trocknung von 31...41% auf 9...10%). Im Versuchsablauf traten dadurch erhebliche Nachgiebigkeiten in der Einspannung der Stifte und am Holz auf. Auf eine grafische Auswertung des Lastverschiebungsverhaltens wurde deshalb verzichtet und lediglich die maximale Auszugskraft ermittelt.

Die Bruchursache bei Variante Zs 1 war das Versagen des Holzquerschnittes. Der Probekörper spaltete sich, bedingt durch die vielen Schwindrisse, in Querrichtung, der eingeklebte Stahlstift blieb in der Bohrung im Holz. Bei Variante Zp 1 wurde der Stahlstift aus der Bohrung herausgezogen. Die an der Klebefläche haftenden Fasern lassen trotz der Unterschreitung der vorab geschätzten Last auf einen ausreichenden Verbund mit dem Holzquerschnitt schließen. Für den Zug rechtwinklig zur Faser (Zs 1) war die Auszugskraft $F_{\text{max}} = 18 \text{ kN}$, für den Zug parallel zur Faser (Zp 1) $F_{\text{max}} = 24 \text{ kN}$. Bei einer Einbindetiefe von 100 mm ergeben sich nach DIN 1052-A1 folgende max. Spannungen:

$$\begin{aligned} \text{Zs 1: } \text{vorh } \sigma_{z\perp} &= 0,35 \text{ kN/cm}^2 > \text{zul } \sigma_{z\perp} = 0,005 \text{ kN/cm}^2 \\ \text{Zp 1 } \text{vorh } \sigma_{z\parallel} &= 0,47 \text{ kN/cm}^2 < \text{zul } \sigma_{z\parallel} = 0,700 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

4. Zusammenfassung

Bei den Ultraschallmessungen wurde ein durchschnittlicher E-Modul von 1282 kN/cm^2 ermittelt, das entspricht nach EC 5 einer Sortierklasse S 13.

Die Nachrechnungen der Verbundquerschnitte erfolgten auf den Grundlagen der DIN 1052, des EC 5, der Bemessungsansätze nach SFS-Wieland /7/ und Natterer und ein auf der Differenzenmethode aufbauendem Bemessungsprogramm. In der Auswertung der Ansätze nach Wieland (P 1) und Natterer (P 5) zeigte sich im Gebrauchslastbereich eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Die auf der Basis DIN 1052, EC 5 und der Differenzenmethode errechneten Durchbiegungen liegen zumindest im Gebrauchslastbereich (bis $F = 40 \text{ kN}$) mit ausreichender Genauigkeit auf der sicheren Seite.

Die Ergebnisse der Prüfungen der Materialkennwerte an Quadern und Bohrkernen stimmten relativ gut überein, sie lagen bei den Bohrkernen etwas niedriger (3%). Die Sortierung nach EC 5 und nach DIN 4074 ergab jedoch keine Übereinstimmung, sodaß insgesamt von S 10 ausgegangen wird. Die Werte der Ultraschallmessungen sind nicht direkt vergleichbar, da hier

ein anderes Meßprinzip angewendet wird und die Biegefestigkeit berechnet wird. Die Einstufung in Sortierklassen stand jedoch in einer vertretbaren Relation.

Die Varianten Brettstapeldecke (P2/P4) und Holz-Betonverbund mit Hohldielen (P3) sind bezogen auf Zeitaufwand und Anzahl der Arbeitsschritte günstig, sie haben auch die geringsten Kosten. Bei Berücksichtigung der Untersuchungsergebnisse hinsichtlich Tragfähigkeit, Gebrauchsfähigkeit, Brandschutz und Schallschutz ist die Brettstapeldecke mit Betonverbund jedoch zu bevorzugen. Die Kosten sind zwar höher, liegen mit 190 DM/m² aber noch deutlich unter den Kosten von vergleichbaren Stahlbetondecken.

Die Brettstapeldecken werden in den Prospekten mit gehobelten Sichtflächen und engem Verbund, der ebenfalls Hobelflächen voraussetzt, angeboten. Diese optisch vorteilhafte Gestaltung ergibt aber für die Verwendung von Resthölzern, Schwarten usw. zu hohe Kosten. Es ist zweckmäßiger, eine obere und untere Beplankung von Brettstapелеlementen mit ungehobeltem Holz oder mit Fermacellplatten vorzusehen.

Die gute Biegesteifigkeit der Brettstapeldecke mit Betonverbund bietet im Gebrauchslastbereich Reserven. Es ist überlegenswert, ob andere Materialkombinationen wie z.B. Gipsestrich mit den Brettstapелеlementen auch noch ausreichende Werte im Taglastverhalten erbringen, und dabei kostengünstiger sind.

Literatur

- (1) Rug, W.
Verbunddecken aus Holz und Beton
Bautechnik, Berlin 72 (1995) 7, S.454 - 459
- (2) Rug, W.; Seemann, A.
Ermittlung von Festigkeitswerten an alten Holzkonstruktionen
Holztechnologie, Leipzig 30 (1989) 2, S. 69...73
- (3) Tichelmann, K.; Grimminger, U.
Zerstörungsfreie Ermittlung der mechanischen Eigenschaften von Konstruktionsholz durch Ultraschall-Laufzeitmessung in Bautechnik, Berlin 70 (1993) 4, S. 218...224
- (4) Godycki, T., Pawlica, J.; Kleszczewski,
Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte
Bauingenieur, 59 (1984) S. 477...483
- (5) (Braun) HOCHKANT BREITGESTAPELT Eine neue Konstruktionsvariante,
die „Brettstapeldecke“, eröffnet neue Möglichkeiten.
bauen mit holz, 1 (1994) S. 6...9
- (6) Timmermann, K.; Meierhofer, U.A. EMPA Dübendorf
Berechnung von Holz-Beton-Verbundbalken mit der Differenzenmethode
Schweizer Ingenieur und Architekt Nr.45 (1994), S. 931...936
- (7) Wieland, H. Holz-Beton-Verbundsysteme und
Natterer, J.K.; Ernery, R.; Jung, P. Stapelbauweise und Holz-Beton-Verbundbauweise
in: „Deckensysteme“ 26. Fortbildungskurs der Schweizerischen Arbeitsgemeinschaft
für Holzforschung SAH Nov. 1994 in Weinfelde (Tagungsband)

- (8) Ruske, W. Die Brettstapelbauweise
Bauhandwerk 6 (1996), S. 67...71
- (9) Natterer, J.
Stapelbauweise und Holz-Beton-Verbundbauweise
EPFL IBOIS Lausanne Publication IBOIS 96;02
- (10) Blaß, H.J.; Ehlbeck, J.; van der Linden M.L.R., Schleger, M.
Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen
Universität Karlsruhe, Forschungsbericht 1995
- (11) DIN 52186 Prüfung von Holz; Biegeversuch 6.78
- (12) DIN EN 26891 Holzbauwerke, Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln
Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des
Verformungsverhaltens 7.91

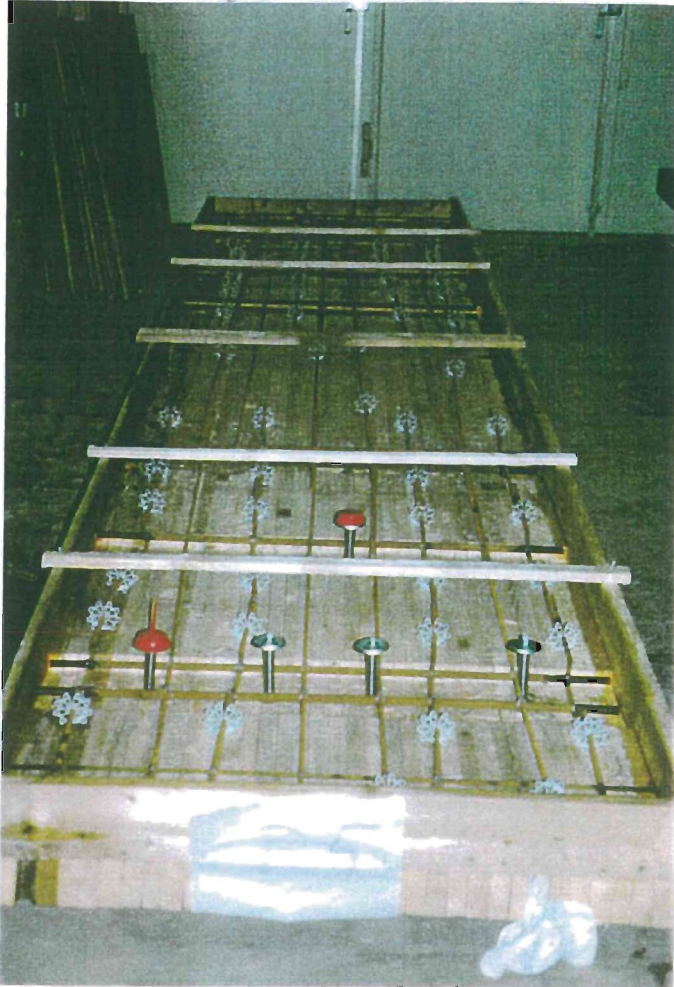


Bild 1 Brettstapelelement für Holz-Beton-Verbund

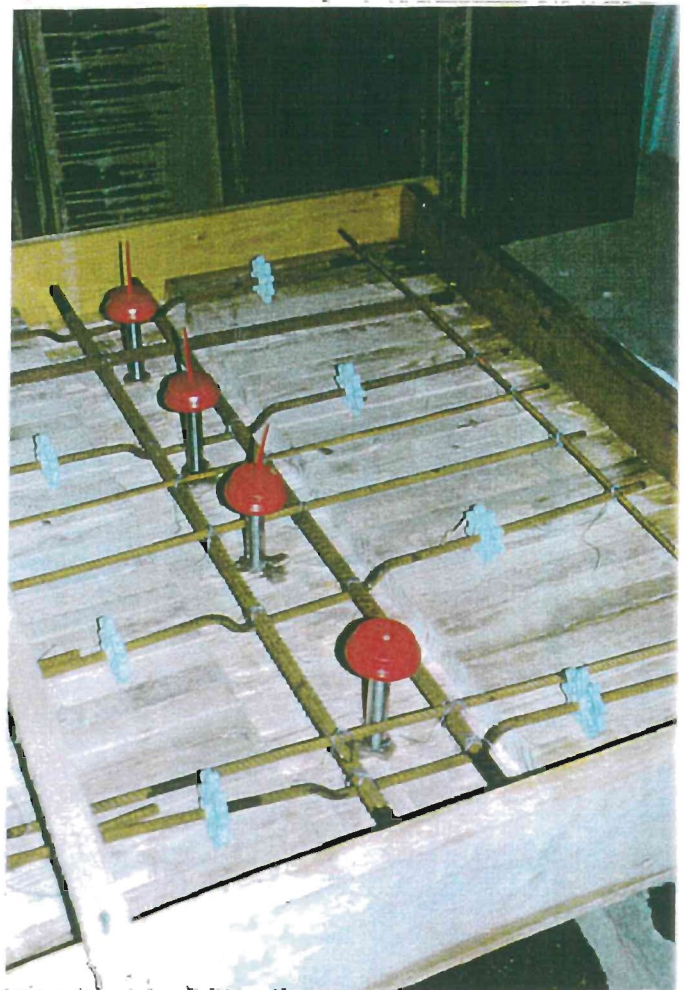


Bild 2 Kernen mit Hilti-Dübeln und Bewehrung



Bild 3 Scherversuch



Bild 4 Haftverbund nach dem Scherversuch

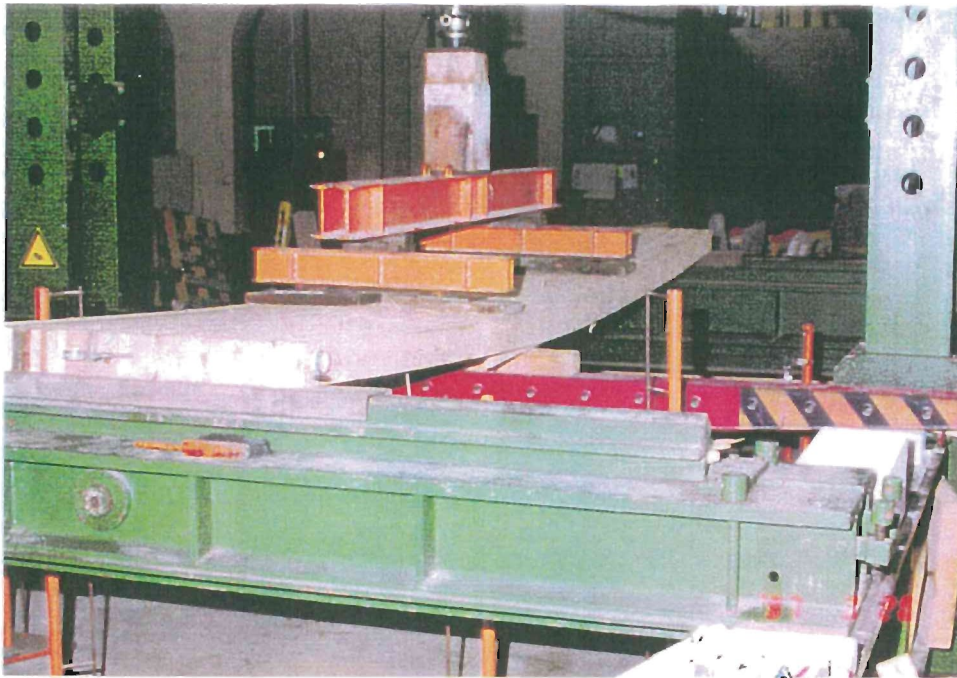


Bild 5 Biegeprüfung
Brettstapelelement



Bild 6 Holz-Beton-Verbund
Bruch im Balken bei
Biegeprüfung



Bild 7 Holz-Beton-Verbund
Brettstapelelement mit
Kernen (Biegeprüfung)

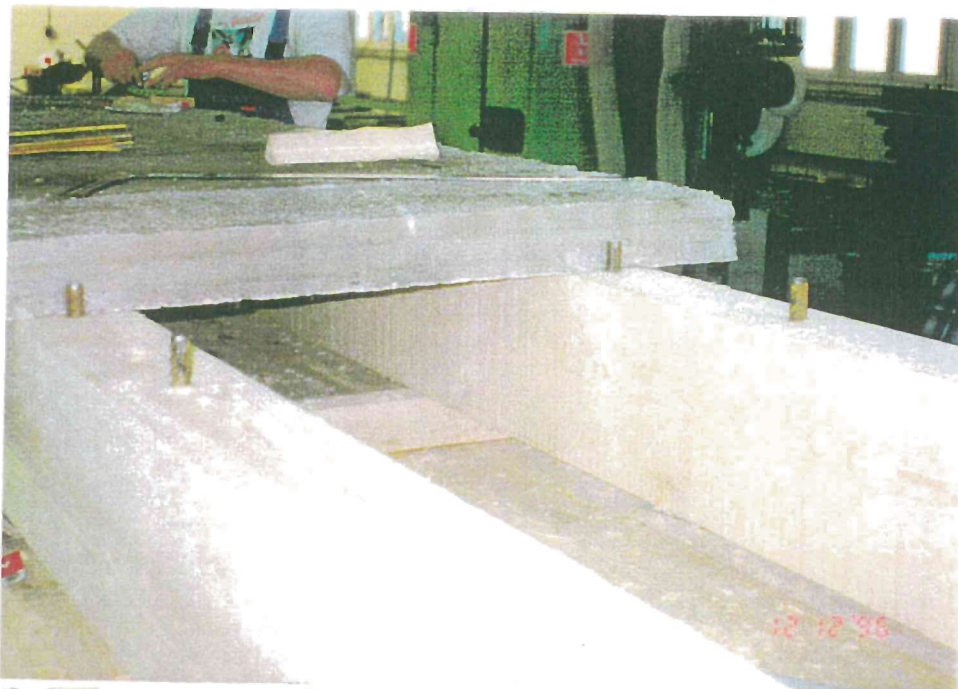


Bild 8 Holz-Beton-Verbund
Hohldielen mit Stahl-
dübeln auf Holzbalken

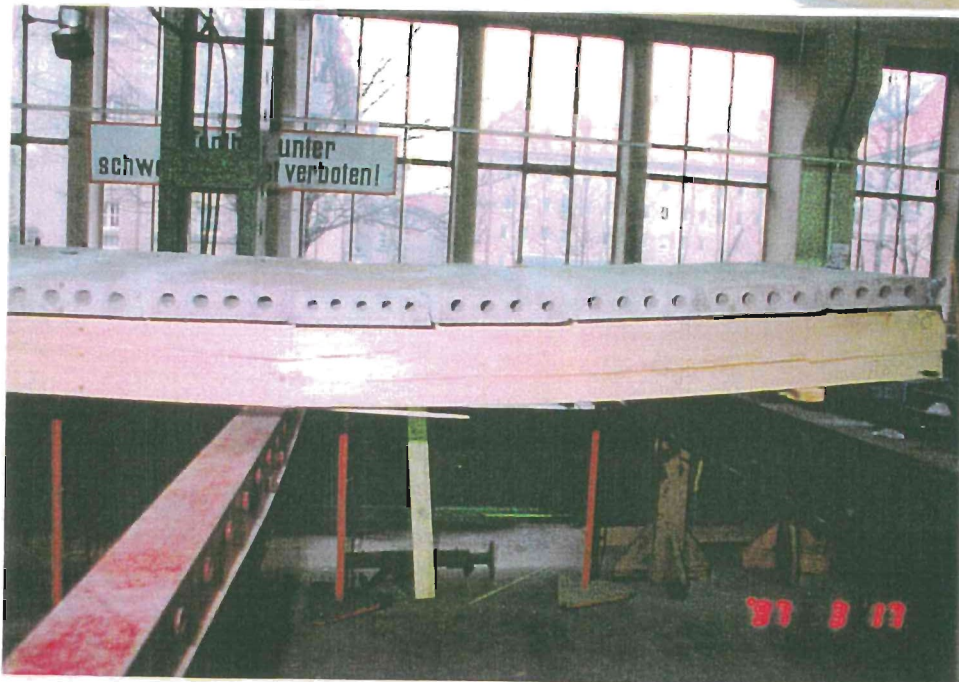


Bild 9 Biegeprüfung

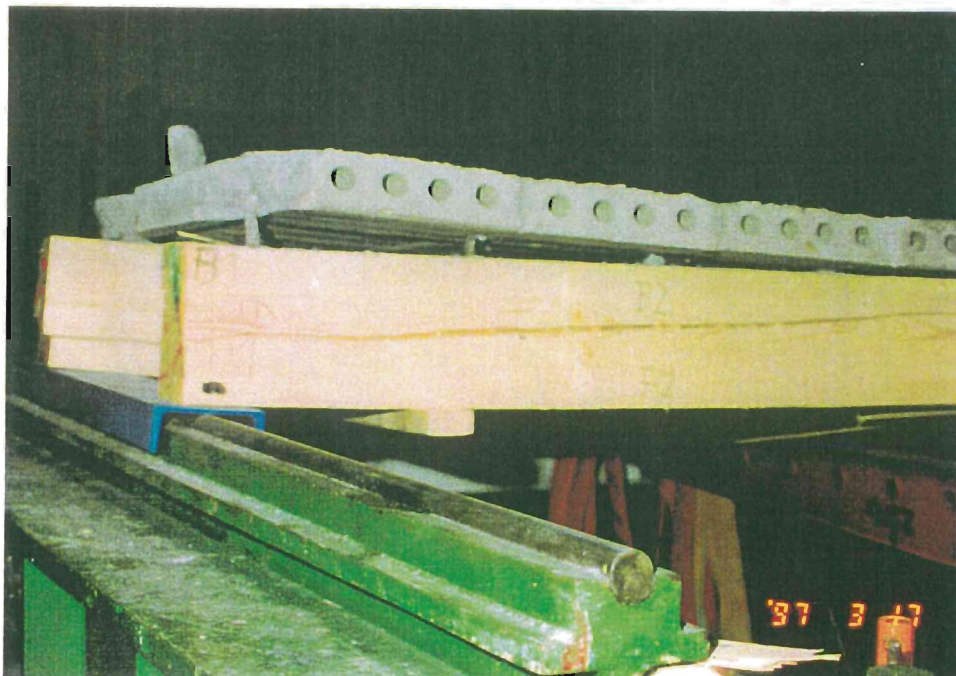


Bild 10 Biegeprüfung
Hohldielen vom Holz-
balken abgehoben

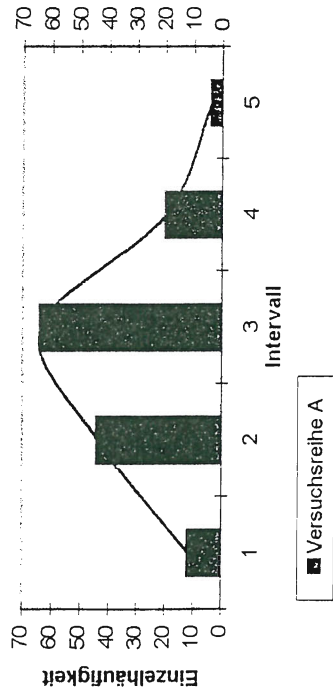
Druckfestigkeiten

Auswertung der Versuchsreihe A:

Anzahl der Meßwerte: 144
 Min. Meßwert: 30,60 N/mm²
 Max. Meßwert: 80,08 N/mm²
 Spannweite: 49,48 N/mm²
 Intervall: 9,90 N/mm²

Intervall Nr.	Intervall bis	Summenhäufigkeit	Einzelhäufigkeit
1	40,50	12	12
2	50,39	56	44
3	60,29	120	64
4	70,18	140	20
5	80,08	144	4

Normalverteilung der an Quadern (20/20/30 mm) ermittelten Druckfestigkeiten



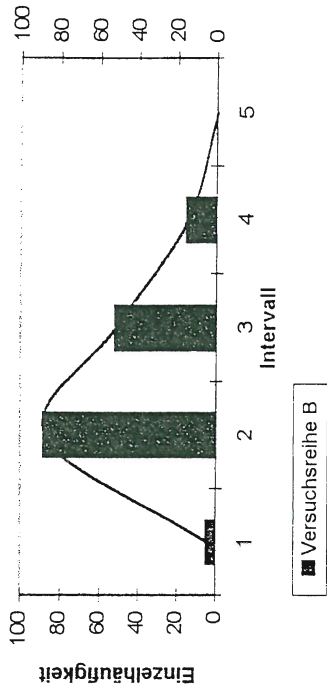
Mittelwert:	52,15	N/mm²
Stand.-abw.:	8,80	
5%-Fraktile:	37,68	N/mm²

Auswertung der Versuchsreihe B:

Anzahl der Meßwerte: 160
 Min. Meßwert: 36,52 N/mm²
 Max. Meßwert: 68,53 N/mm²
 Spannweite: 32,01 N/mm²
 Intervall: 6,40 N/mm²

Intervall Nr.	Intervall bis	Summenhäufigkeit	Einzelhäufigkeit
1	42,92	5	5
2	52,81	93	88
3	62,71	145	52
4	72,60	160	15
5	82,50	160	0

Normalverteilung der an Quadern (20/20/30 mm) ermittelten Druckfestigkeiten

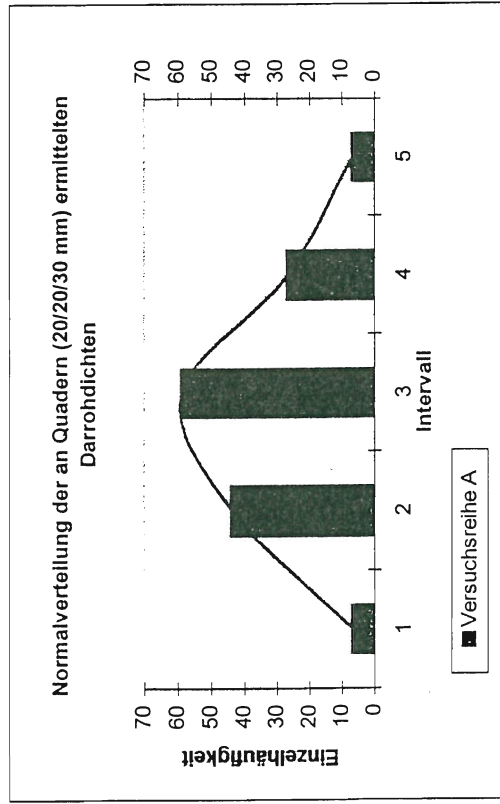


Mittelwert:	52,73	N/mm²
Stand.-abw.:	6,34	
5%-Fraktile:	42,30	N/mm²

Auswertung der Versuchsreihe A:

Anzahl der Meßwerte: 144
 Min. Meßwert: 0,263 g/cm³
 Max. Meßwert: 0,629 g/cm³
 Spannweite: 0,366 g/cm³
 Intervall: 0,0731 g/cm³

Intervall Nr.	Intervall bis	Summenhäufigkeit	Einzelhäufigkeit
1	0,336	7	7
2	0,409	51	44
3	0,482	110	59
4	0,555	137	27
5	0,629	144	7

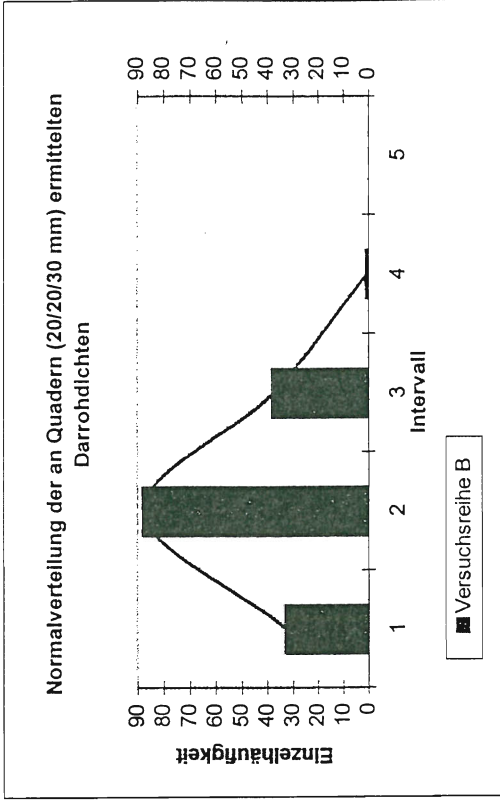


Mittelwert:	0,438	g/cm ³
Stand.-abw.:	0,067	
5%-Fraktile:	0,328	g/cm ³

Auswertung der Versuchsreihe B:

Anzahl der Meßwerte: 160
 Min. Meßwert: 0,350 g/cm³
 Max. Meßwert: 0,547 g/cm³
 Spannweite: 0,198 g/cm³
 Intervall: 0,0396 g/cm³

Intervall Nr.	Intervall bis	Summenhäufigkeit	Einzelhäufigkeit
1	0,389	33	33
2	0,462	121	88
3	0,535	159	38
4	0,609	160	1
5	0,682	160	0

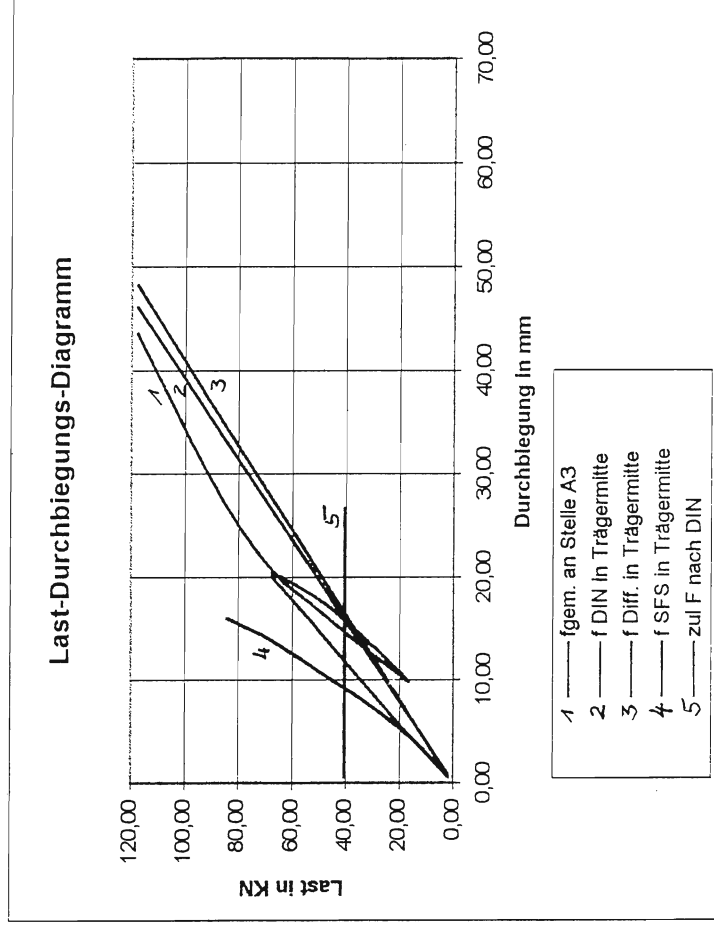


Mittelwert:	0,426	g/cm ³
Stand.-abw.:	0,040	
5%-Fraktile:	0,360	g/cm ³

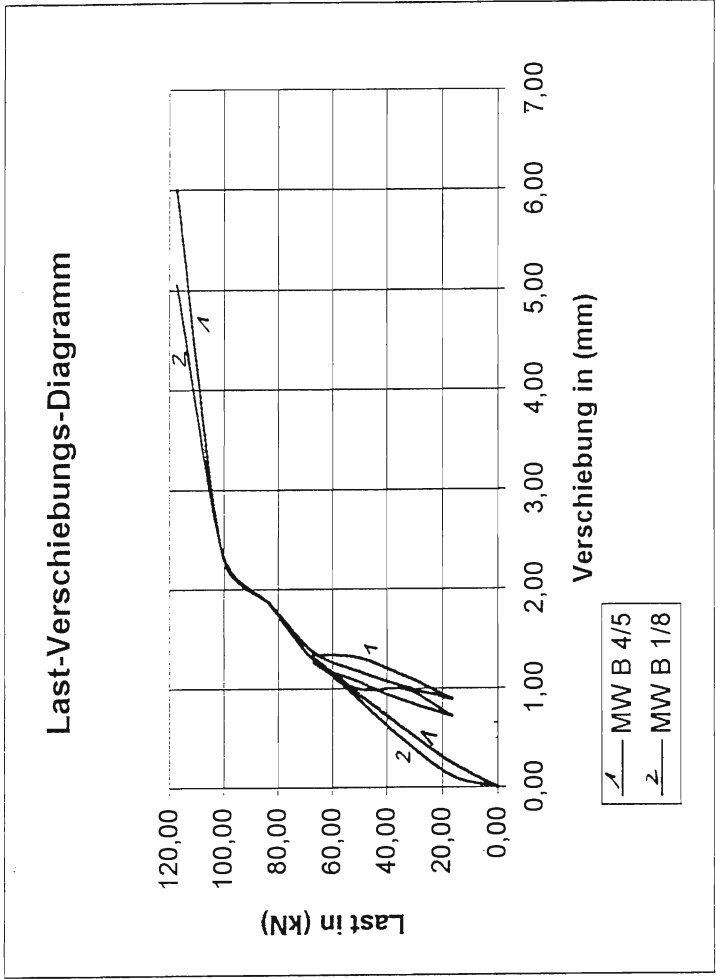
F _{ges.}	f _{gem}	f _{DIN}	f _{Diff.}	f _{SFS}
2,06	0,60	0,80	0,60	0,60
16,87	4,65	6,60	6,70	4,60
33,74	9,72	13,19	13,70	8,00
50,61	14,88	19,79	20,60	10,90
67,48	20,02	26,39	27,50	13,80
67,48	20,45	26,39	27,50	13,80
50,61	17,89	19,79	20,60	10,90
33,74	14,21	13,19	13,70	8,00
16,87	9,89	6,60	6,70	4,60
16,87	9,82	6,60	6,70	4,60
33,74	13,21	13,19	13,70	8,00
50,61	16,83	19,79	20,60	10,90
67,48	20,65	26,39	27,50	13,80
84,35	26,74	32,98	34,40	16,00
101,22	34,87	39,58	41,30	
118,09	43,64	46,18	48,30	

zulässige Gesamtkraft nach DIN:

zulF_{ges} = 42,0 kN



F	MW B 4/5	MW B 1/8
0,00	0,00	0,00
2,06	0,03	0,01
16,80	0,25	0,12
33,60	0,59	0,47
67,20	1,31	1,30
67,20	1,35	1,27
50,40	1,31	1,00
33,60	1,12	0,99
16,80	0,89	0,72
16,80	0,89	0,72
33,60	1,02	0,87
50,40	1,18	1,07
67,20	1,37	1,30
84,00	1,88	1,87
100,80	2,34	2,37
117,60	6,01	5,06

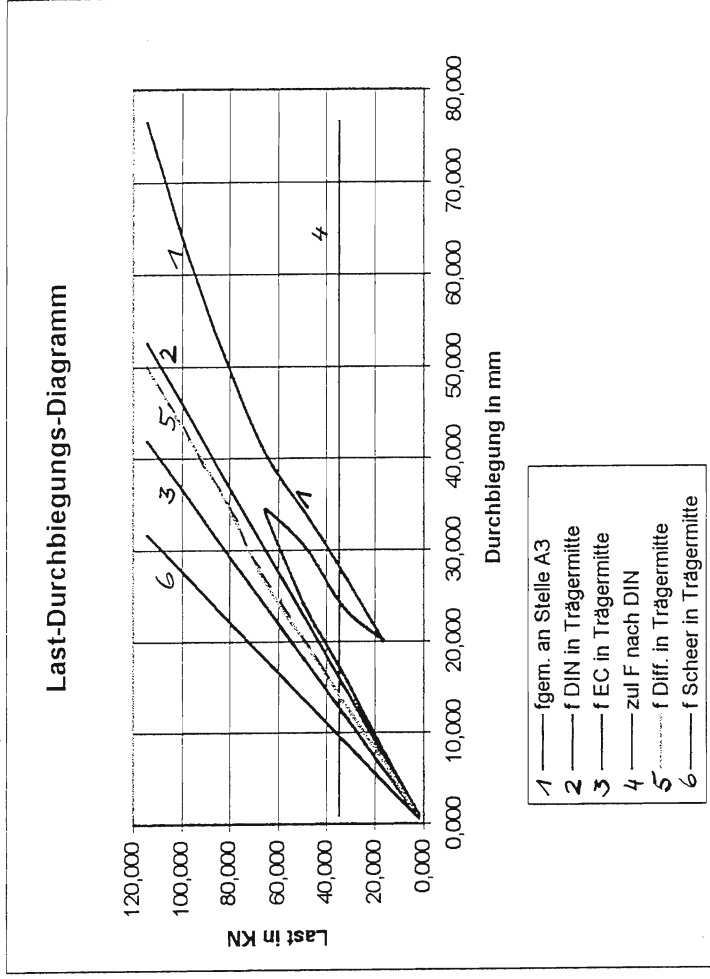


F_{ges}	f_{gem}	f_{DIN}	f_{EC}	f_{Diff}	f_{Scher}
2,058	1,021	0,95	0,75	0,60	0,57
16,400	7,990	7,53	6,01	6,90	4,54
32,800	16,285	15,06	12,01	13,20	9,07
49,200	23,870	22,60	18,02	19,90	13,61
65,600	34,128	30,13	24,03	26,60	18,14
65,600	34,598	30,13	24,03	26,60	18,14
49,200	30,379	22,60	18,02	19,90	13,61
32,800	23,648	15,06	12,01	13,20	9,07
16,400	20,103	7,53	6,01	6,90	4,54
16,400	19,998	7,53	6,01	6,90	4,54
32,800	27,330	15,06	12,01	13,20	9,07
49,200	34,100	22,60	18,02	19,90	13,61
65,600	40,683	30,13	24,03	26,60	18,14
82,000	51,018	37,66	30,03	35,50	22,68
98,400	62,658	45,19	36,04	42,70	27,22
114,800	76,553	52,73	42,05	50,00	31,75

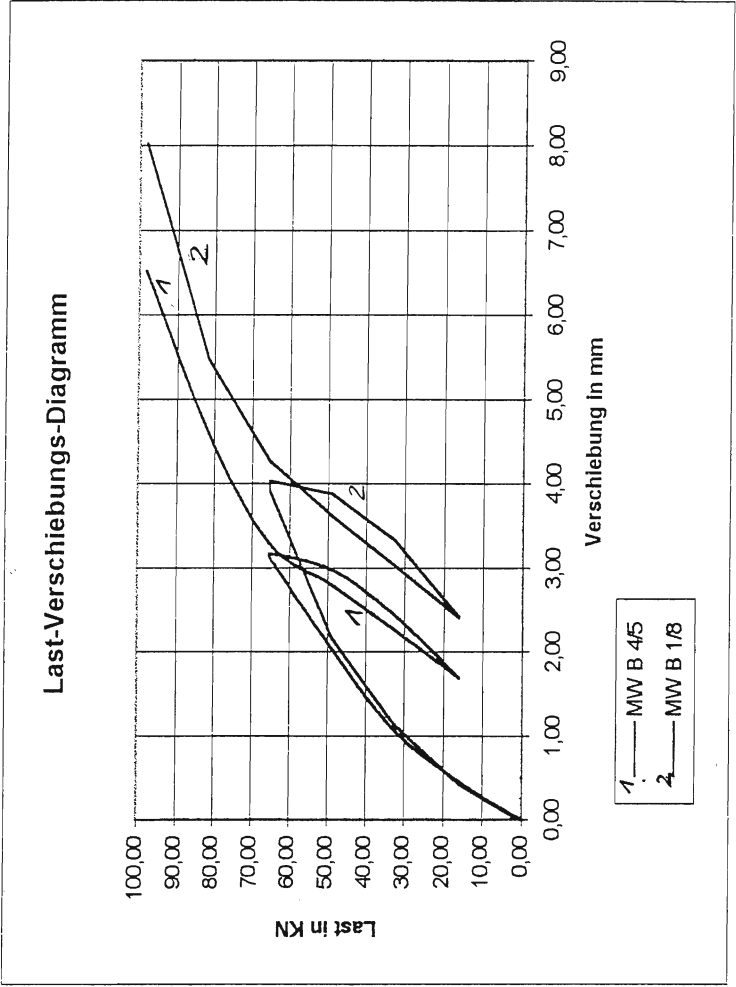
zulässige Gesamtkraft nach DIN:

$$zulF_{ges} = 34,8 \text{ KN}$$

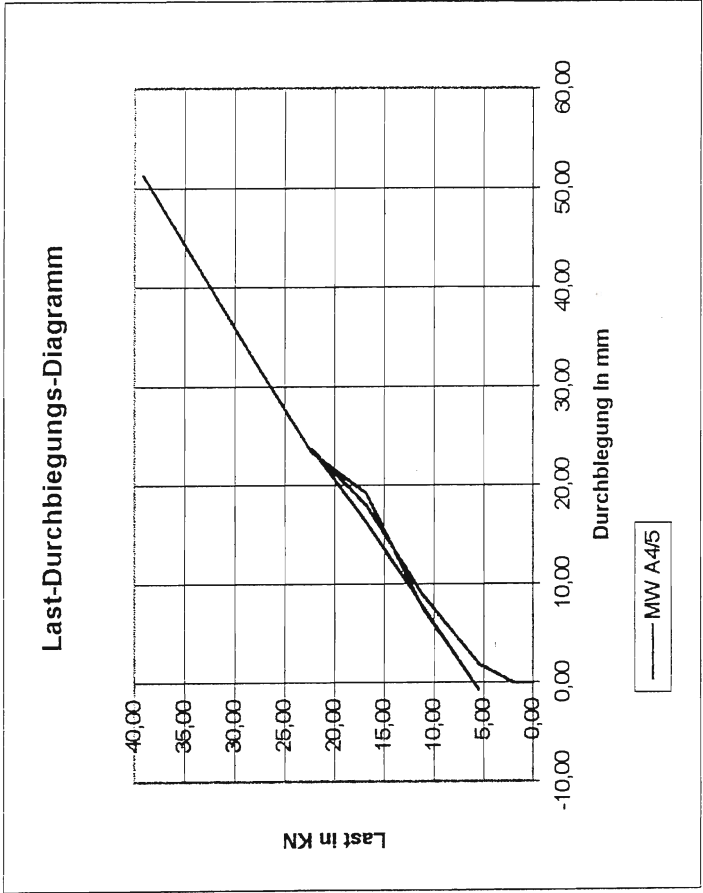
Die Durchbiegung $f_{Scher}^{Bücher}$ ergibt sich, wenn in der DIN1052-Berechnung der Verschiebungsmodul aus den Scheerversuchen von 260 KN/cm verwendet wird.



F	MW B 4/5	MW B 1/8
0,00	0,00	0,00
2,06	0,05	0,03
16,38	0,46	0,43
32,76	1,07	1,14
49,14	2,05	2,18
65,52	3,13	3,91
65,52	3,18	4,04
49,14	2,98	3,89
32,76	2,45	3,34
16,38	1,69	2,42
16,38	1,69	2,41
32,76	2,27	3,03
49,14	2,81	3,62
65,52	3,29	4,28
81,90	4,61	5,49
98,28	6,53	8,04



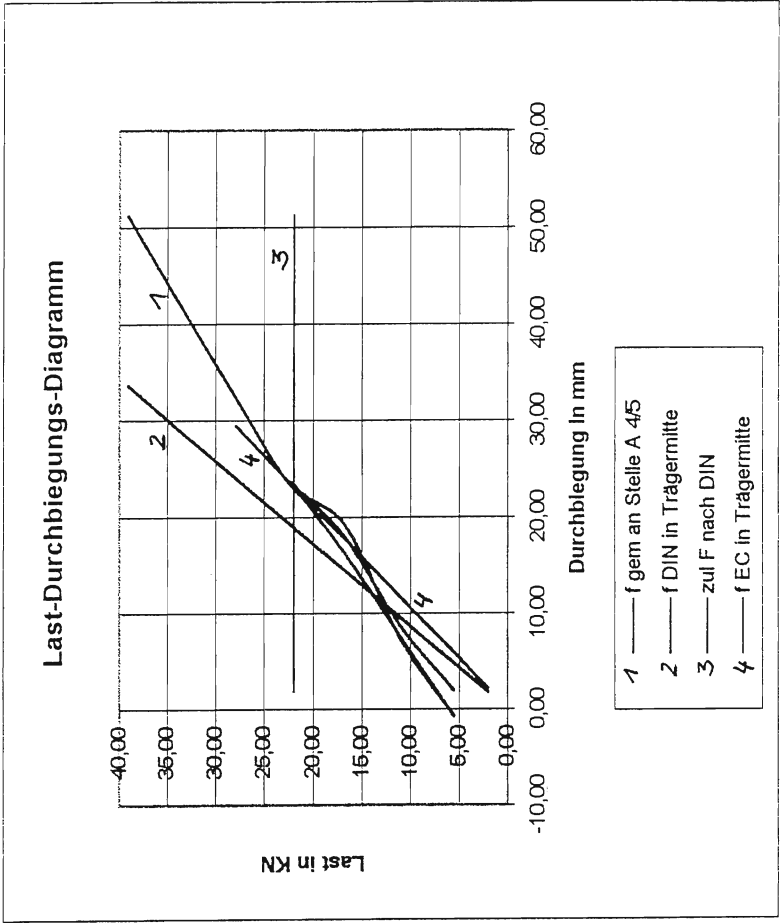
F	MW A 4/5
0,00	0,00
2,06	0,00
5,60	1,96
11,20	8,85
16,80	17,91
22,40	23,75
22,40	23,76
16,80	16,19
11,20	7,71
5,60	-0,73
5,60	-0,68
11,20	7,48
16,80	19,18
22,40	23,45
28,00	32,44
33,60	41,87
39,20	51,27



F_{ges}	f_{gem}	f_{DIN}	f_{EC}
2,06		1,77	2,17
5,60	1,96	4,82	5,91
11,20	8,85	9,63	11,82
16,80	17,91	14,45	17,73
22,40	23,75	19,26	23,64
22,40	23,76	19,26	23,64
16,80	16,19	14,45	17,73
11,20	7,71	9,63	11,82
5,60	-0,73	4,82	5,91
5,60	-0,68	4,82	5,91
11,20	7,48	9,63	11,82
16,80	19,18	14,45	17,73
22,40	23,45	19,26	23,64
28,00	32,44	24,08	29,55
33,60	41,87	28,90	35,46
39,20	51,27	33,71	41,37

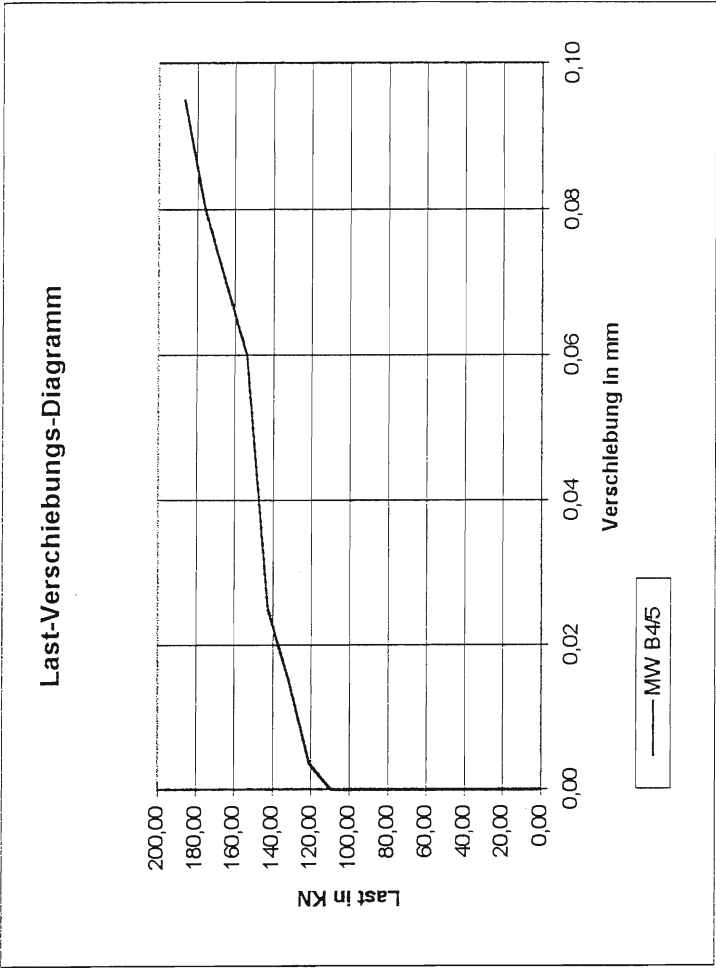
zulässige Gesamtkraft nach DIN:

zulFges = 22 KN

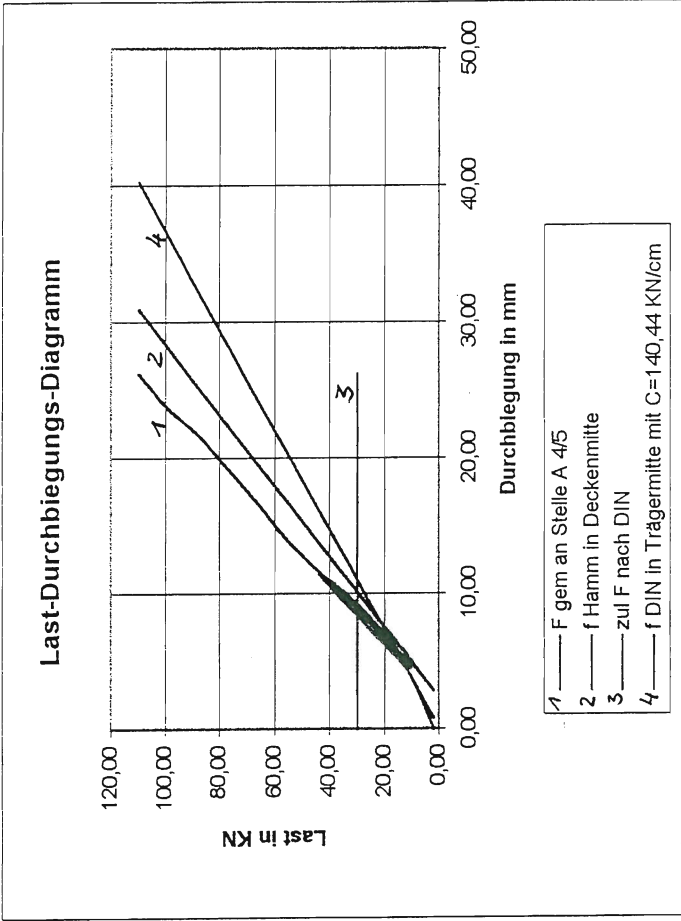


Das Trägheitsmoment der Brettstapeldecke wurde bei der Berechnung um 10 % abgemindert.

F	MW B 4/5
2,16	0,00
11,00	0,00
22,00	0,00
33,00	0,00
44,00	0,00
44,00	0,00
33,00	0,00
22,00	0,00
11,00	0,00
11,00	0,00
22,00	0,00
33,00	0,00
44,00	0,00
55,00	0,00
77,00	0,00
88,00	0,000
99,00	0,000
110,00	0,000
121,00	0,003
132,00	0,015
143,00	0,025
154,00	0,060
165,00	0,070
176,00	0,080
187,00	0,095



F _{ges.}	f _{perm}	f _{HAMM}	f _{DIN}
2,16	0,00	2,81	0,79
11,00	4,03	5,12	4,03
22,00	6,58	7,99	8,06
33,00	8,95	10,86	12,09
44,00	11,50	13,73	16,12
44,00	11,58	13,73	16,12
33,00	9,72	10,86	12,09
22,00	7,39	7,99	8,06
11,00	4,52	5,12	4,03
11,00	4,72	5,12	4,03
22,00	7,05	7,99	8,06
33,00	9,38	10,86	12,09
44,00	11,64	13,73	16,12
55,00	13,79	16,60	20,15
66,00	16,62	19,47	24,18
77,00	19,19	22,35	28,21
88,00	21,70	25,22	32,24
99,00	23,63	28,09	36,27
110,00	26,24	30,96	40,30



zulässige Gesamtkraft nach DIN:

zulFges = 30 kN

Um mit der Bemessung nach DIN 1052 (Typ 4) bei der kleinsten Laststufe (F= 11 kN) eine mit dem Meßwert identische Durchbiegung zu erhalten, darf der Verschiebungsmodul C den Wert 141 kN/cm nicht überschreiten.
 Das Trägheitsmoment der Brettstapeldecke wurde bei der Berechnung um 10 % abgemindert.
 (Eine Sicherheit zur Bemessung ist hierin noch nicht enthalten)

HOLZBAU 1997

13. Seminar
Schloß Trebsen 12. - 13.09.1997

