

Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

von

H.J. Blaß, J. Ehlbeck, M.L.R. van der Linden und M. Schlager

Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine
Abteilung Ingenieurholzbau
Universität Fridericiana Karlsruhe
Univ.-Professor Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß¹
1995

Vorwort

Die Holz-Beton-Verbundbauweise wird in den letzten Jahren zunehmend in der Schweiz, in Italien und in den skandinavischen Ländern zur Verstärkung von Holzbalkendecken eingesetzt. Im Vergleich mit reinen Holzbalkendecken weisen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen neben erhöhter Tragfähigkeit auch verbesserte Eigenschaften in den Bereichen Gebrauchstauglichkeit (Durchbiegungen und Schwingungen), Schallschutz und Brandschutz auf. Für eine breite Anwendung in Deutschland, die auch den Neubaubereich einschließt, fehlen bisher abgesicherte Angaben zum Trag- und Verformungsverhalten der Holz-Beton-Verbindungen sowie zuverlässige Methoden zur Bemessung, die vor allem durch die unterschiedlichen Materialeigenschaften des Holzes bzw. Betons erschwert wird.

Das Forschungsvorhaben entstand im Auftrag der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung (DGfH) mit finanzieller Unterstützung der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen e.V. (AIF). Die Planung, Durchführung und Auswertung der Versuche sowie die Erstellung des Forschungsberichtes wurde von Frau Dipl.-Ing. M. Schlager vorgenommen. Die mechanische und stochastische Modellbildung und die Simulationsrechnungen wurden von Herrn Ir. M.L.R. van der Linden von der Technischen Universität Delft, Niederlande, durchgeführt. Für die Herstellung der Versuchskörper sowie der Versuchsvorrichtungen und für die Messungen waren die Herren G. Rüd und G. Köhler verantwortlich. Bei der Auswertung haben die Herren cand.ing. U. Keller und T. Callsen tatkräftig mitgewirkt.

Allen Beteiligten ist für die Mitarbeit zu danken.

Jürgen Ehlbeck

Hans Joachim Blaß

Inhaltsverzeichnis

1	Problematik - Zielsetzung	1
1.1	Ausgangssituation	1
1.2	Wissenschaftliche Problemstellungen	1
1.3	Forschungsziel	2
2	Stand der bisherigen Forschung und Technik	3
3	Scherversuche mit Holz-Beton-Verbindungen	8
3.1	Versuchsprogramm	8
3.1.1	Ausgewählte Holz-Beton-Verbindungen	8
3.1.2	Prüfumfang	9
3.2	Prüfkörper	9
3.2.1	Aufbau und Abmessungen	9
3.2.2	Versuchsmaterial	10
3.2.3	Herstellung der Prüfkörper	14
3.3	Versuche	14
3.3.1	Versuchseinrichtung	14
3.3.2	Meßeinrichtung	15
3.3.3	Versuchsdurchführung	15
3.4	Ergebnisse	15
3.4.1	Höchstlasten	15
3.4.2	Verformungskennwerte	16
3.4.3	Last-Verschiebungsdiagramme	16
3.4.4	Ursachen für das Versagen der Verbindungen	16
4	Holz-Beton-Verbindungen unter Klimawechselbeanspruchung	19
4.1	Versuchsprogramm	19
4.2	Prüfkörper	19
4.3	Versuche	20
4.3.1	Belastungsvorrichtung	20
4.3.2	Meßeinrichtung	20
4.3.3	Versuchsdurchführung	21
4.4	Ergebnisse	22
5	Biegeversuche mit Holz-Beton-Verbundträgern	24
5.1	Versuchsprogramm	24
5.2	Prüfkörper	24
5.2.1	Aufbau und Abmessungen	24
5.2.2	Versuchsmaterial	25
5.2.3	Herstellung der Prüfkörper	27
5.3	Versuche	28
5.3.1	Versuchseinrichtung	28
5.3.2	Meßeinrichtung	28
5.3.3	Versuchsdurchführung	29
5.4	Ergebnisse	29
5.4.1	Höchstlasten und maximale Verformungen	29
5.4.2	Kraft-Verformungsdiagramme	29
5.4.3	Trag- und Verformungsverhalten	30
5.4.4	Versagensursachen	32

6	Langzeituntersuchungen mit Holz-Beton-Verbundträgern	34
6.1	Versuchsprogramm	34
6.2	Prüfkörper	34
6.2.1	Aufbau und Abmessungen	34
6.2.2	Versuchsmaterial	34
6.2.3	Herstellung der Prüfkörper	36
6.3	Versuche	36
6.3.1	Versuchseinrichtung	36
6.3.2	Meßeinrichtung	36
6.3.3	Versuchsdurchführung	37
7	Finite-Elemente-Modell zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Holz-Beton-Verbundträgern	39
7.1	Allgemeines	39
7.2	Eingaben in das Rechenprogramm	39
7.2.1	Netzeinteilung	39
7.2.2	Bruchkriterien zum Erfassen von Plastizieren und Rißbildung	39
7.2.3	Eingabeparameter für Monte Carlo-Simulationen	40
7.2.4	Aufbringen der Belastung	41
7.2.5	Materialeigenschaften des Betons	41
7.2.6	Modellieren des Trag- und Verformungsverhaltens der Holz-Beton-Verbindungen	41
7.2.7	Materialeigenschaften des Holzes	42
7.3	Simulationsrechnungen	43
7.3.1	Parametersstudien	43
7.3.2	Ergebnisse für Verbundträger mit Schraubenverbindungen	44
7.3.3	Ergebnisse für Verbundträger mit Nagelplattenverbindungen	45
7.3.4	Ergebnisse für Verbundträger mit Verbindungen aus Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl	45
7.3.5	Ergebnisse für Verbundträger mit Verbindungen aus Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte	45
7.4	Vergleich der Rechenergebnisse mit den Versuchsergebnissen	46
8	Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern	48
8.1	Allgemeines	48
8.2	Rechenmodelle	48
8.2.1	Berechnungsverfahren nach Mungwa und Kenmou	48
8.2.2	Berechnungsverfahren nach Ceccotti und Covan	48
8.2.3	Rechenmodell nach Kupfer und Kirmair	49
8.2.4	FE-Berechnungen	51
8.2.5	Übliche Methode	51
8.3	Schlußfolgerungen	52
9	Vorschlag für die Berechnung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen	53
9.1	Allgemeines	53
9.2	Nachweise der Tragfähigkeit	55
9.2.1	Normalspannungen	55
9.2.2	Schubspannung	56
9.2.3	Holz-Beton-Verbindung	57
9.3	Nachweise der Tragfähigkeit für die in den Biegeversuchen geprüften Träger	58
9.3.1	Träger SCH-(1÷10) mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$ und einer Zwischenschicht der Dicke 28 mm zwischen Holzträger und Betonplatte	58
9.3.2	Träger NAG-(1÷10) mit Nagelplatten zwischen Holzträger und Betonplatte	61

9.3.3	Träger N+S-(1÷10) mit Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl zwischen Holzträger und Betonplatte	63
9.3.4	Träger NPL-(1÷10) mit bewehrten Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte	65
9.4	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	67
10	Zusammenfassung	68
11	Literatur	71

1 Problematik - Zielsetzung

1.1 Ausgangssituation

Die immensen Sanierungsaufgaben am vorhandenen Baubestand erfordern eine wirtschaftliche und effektive Sanierungs- und Verstärkungsmethode für bestehende Holzbalkendecken. Vereinzelt wurde die Holz-Beton-Verbundbauweise bereits zur Verstärkung von Holzbalkendecken eingesetzt. In den letzten Jahren kam sie zunehmend in der Schweiz, in Italien und in den skandinavischen Ländern zum Einsatz. Im Vergleich mit reinen Holzbalkendecken weisen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen neben erhöhter Tragfähigkeit auch verbesserte Eigenschaften in den Bereichen Gebrauchstauglichkeit (Durchbiegungen und Schwingungen), Schallschutz und Brandschutz auf. Für eine breite Anwendung, die auch den Neubaubereich einschließt, fehlen bisher zuverlässige Methoden zur Bemessung.

1.2 Wissenschaftliche Problemstellungen

Da die Abmessungen der Hölzer durch das Wachstum des Baumes begrenzt sind, müssen im Holzbau Biegeträger mit großen Querschnittsmaßen aus einzelnen Teilen zusammengesetzt werden. Als Verbindungsmittel kommen hierfür sowohl Leim als auch mechanische Verbindungsmittel in Frage. Die starre Leimverbindung wird in großem Umfang z.B. in der Brettschichtholzbauweise eingesetzt, während mit mechanischen Verbindungsmitteln nachgiebig zusammengesetzte Holzbauteile z.B. als Deckentafeln für Holzhäuser in Tafelbauweise eingesetzt werden. Bei einer nachgiebigen Verbindung tritt im Gegensatz zur starren Verbindung ein Schlupf in der Kontaktfläche zwischen den einzelnen Querschnittsteilen auf.

Die Verbundbauweise ist als starrer Stahl-Beton-Verbund im Brückenbau weit verbreitet. Die Anwendung des nachgiebigen Verbundes als elastischer Verbund im Holzbau wurde durch die Habilitationsschrift von MÖHLER (1956) einer breiten Anwendung zugänglich gemacht. Die versuchstechnische Ermittlung der Steifigkeit und Tragfähigkeit der in der Verbundfuge angeordneten Verbindungsmittel war hierfür eine wesentliche Voraussetzung.

Für den Verbund Holz-Beton ist die Kenntnis des Trag- und Verformungsverhaltens der Holz-Beton-Verbindungen von wesentlicher Bedeutung. Die bisher durchgeführten Versuche mit Holz-Beton-Verbindungen zeigten zum größten Teil ein plastisches Verhalten der Verbindungen. Rechnerisch kann dies durch eine Erweiterung der Theorie des elastischen Verbundes auf einen elastisch-plastischen Verbund erfaßt werden. Für die Verbundträger sind dann höhere Tragfähigkeiten zu erwarten als unter der Annahme linear-elastischen Verhaltens der Verbindungen nachgewiesen werden können. Dies wird durch den günstigen Einfluß der Lastumlagerungen aufgrund plastischer Verformungen in den am höchsten beanspruchten Verbindungen verursacht.

Für einen rechnerischen Nachweis der Verbundkonstruktionen ist auch das unterschiedliche Materialverhalten von Holz und Beton von Bedeutung. Insbesondere das Schwind- und Kriechverhalten dieser Baustoffe unterscheidet sich unter bestimmten klimatischen Bedingungen. In trockenen Innenräumen ist das Kriechen von Beton besonders ausgeprägt, während das Holz in feuchter Umgebung oder besonders in wechselnder Feuchte mehr zum Kriechen neigt.

Einen weiteren Problembereich stellen die Streuungen der Eigenschaften sowohl des Holzes und des Betons wie auch der Verbindung zwischen Holz und Beton dar. Bisher wurden Holz-Beton-Verbundkonstruktionen mit festen, deterministischen Rechenwerten der Festigkeit und Steifigkeit der verwendeten Baustoffe und der Verbindungen berechnet. Da die Spannungsver-

teilung im Verbundquerschnitt aber wesentlich von der Steifigkeit der Einzelquerschnitte und der Verbindung in der Kontaktfläche beeinflußt wird, stellen die ermittelten Spannungen nur Näherungswerte für die sich tatsächlich einstellenden Spannungen dar. Im Hinblick auf die zukünftige europäische Normung und das dort verwendete Sicherheitskonzept sollte der Einfluß der Streuungen der Baustoffeigenschaften auf die Tragfähigkeit und Steifigkeit der Verbundkonstruktion erfaßt werden, um damit die Ermittlung charakteristischer Werte zu ermöglichen.

In einer Holz-Beton-Verbundkonstruktion liegen mehrere Holzbalken nebeneinander, die wegen der natürlichen Streuung ihrer physikalischen Eigenschaften unterschiedliche Biegesteifigkeiten aufweisen. Da die Steifigkeit und die Festigkeit der Holzbalken positiv korreliert sind, ist es wahrscheinlich, daß ein steifer Balken eine höhere Belastung ertragen kann als ein weicher. Durch die relativ steife Betonplatte wird eine nahezu gleichförmige Durchbiegung sämtlicher Holzbalken erzwungen, auch wenn die einzelnen Holzbalken unterschiedlich biegesteif sind. Dadurch werden die steiferen Träger höher belastet als die weicheren, weniger tragfähigen. Es findet also eine Lastumlagerung von den weniger tragfähigen zu den höher belastbaren Holzträgern statt. Dadurch kann die charakteristische Tragfähigkeit einer Holz-Beton-Verbunddecke mit mehreren Holzbalken höher sein als die entsprechende Tragfähigkeit eines Holz-Beton-Verbundträgers.

1.3 Forschungsziel

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens soll ein Rechenmodell für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen entwickelt werden, mit dem das wirklichkeitsnahe elastisch-plastische Last-Verformungsverhalten der Verbindungen in der Fuge zwischen Holz und Beton erfaßt werden kann. Die Daten hierzu werden in experimentellen Untersuchungen mit ausgewählten Holz-Beton-Verbindungen bestimmt. Durch Simulationsrechnungen werden die Einflüsse der streuenden Materialeigenschaften des Holzes und des Betons sowie der streuenden Steifigkeitswerte der Verbindungen, auch unter Berücksichtigung ihres Langzeitverhaltens, untersucht. Der sich bei einem bestimmten Verformungsverhalten einstellende traglaststeigernde Effekt durch das Systemverhalten einer Holz-Beton-Verbunddecke, in der wegen der gleichmäßigen Durchbiegung der Verbundkonstruktion nachgiebige Holzträger weniger belastet werden als steife Holzträger, wird untersucht. Zur Überprüfung des Rechenmodells werden Versuche mit Verbundträgern durchgeführt und die dabei gemessenen Daten mit den berechneten Daten verglichen. Für die Bemessung wird ein einfaches Berechnungsverfahren vorgeschlagen, das aber dennoch die günstigen Auswirkungen von Lastumlagerungen bei plastischen Verformungen in den Verbindungen berücksichtigt.

2 Stand der bisherigen Forschung und Technik

Die ersten Entwicklungen der Holz-Beton-Verbundbauweise entstanden aus Mangel an Stahl für die Betonbewehrung. Eine Patentschrift des deutschen Patentamtes aus dem Jahre 1939 beschreibt eine Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte (SCHAUB, 1939). DEAN (1943) berichtet von Brücken in Florida, USA, die im Hinblick auf möglichst große Stahleinsparung konstruiert wurden. Der Verbund zwischen Beton und Holz wird durch fortlaufend versetzte angeordnete, dreieckige Stahlbleche hergestellt, die zwischen schmalen, nebeneinander liegenden Holzträgern unterschiedlicher Höhe verkeilt werden. Die Verbundkonstruktion einer Straßenbrücke in Neuseeland (N.N., 1976) besteht aus einer Stahlbeton-Fahrbahnplatte und Längsträgern aus Brettschichtholz. Die Verbindung zwischen Beton und Holz wurde durch Profilierung der Holzoberfläche mittels Aufleimen sogenannter Schubleisten und Kopfdübeln hergestellt. Die Kopfdübel wurden dabei entsprechend dem Querkraftverlauf gestaffelt angeordnet.

Erste Arbeiten auf dem Gebiet der Erhaltung und Sanierung alter Holzbalkendecken wurden von GODYCKI et al. (1984) durchgeführt. Sie prüften sowohl die Verbindung zwischen Holz und Beton in Scherversuchen als auch ganze Verbundelemente, bestehend aus zwei Holzträgern mit Betonplatte, in Biegeversuchen. Die Verbindung zwischen Holz und Beton bestand aus in die Holzbalken gesägten Einschnitten und Nägeln bzw. ausschließlich Nägeln. Es ergab sich eine Steigerung der mittleren Tragfähigkeit der Verbundkonstruktion um das Zweieinhalfache gegenüber einer Holzbalkendecke. Je starrer die Verbindung ausgeführt wurde, desto höher war die Biegesteifigkeit des Verbundsystems. Auf der Grundlage des elastischen Verbundes wurde ein Bemessungsverfahren entwickelt. Kriechen des Betons wird durch eine Abminderung des Beton-Elastizitätsmoduls bei der Berechnung der Biegesteifigkeit der Verbundkonstruktion berücksichtigt.

GIRHAMMAR (1984) prüfte die Eignung von Nagelplatten als Verbindungsmitte für Wandelemente aus dünnen Betonplatten und Holzpfosten. In experimentellen Untersuchungen wurde das Last-Verschiebungsverhalten der Verbindung, mögliche Versagensarten und eine optimierte Verbinderanordnung bestimmt und Rechenwerte für die Tragfähigkeit und den Verschiebungsmodul vorgeschlagen.

SPIRIG (1985) entwickelte mit der Doppelkopfschraube ein neues Verbindungsmitte für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Die Schraube wird so weit ins Holz eingeschraubt, bis der untere Kopf auf der Holzoberfläche aufsitzt. Der obere Teil der Schraube wird in die Betonplatte einbetoniert, so daß der zweite Schraubenkopf am Schraubenende im Beton als Verankerung wirken kann. Neben Angaben zu bereits ausgeführten Bauten wird das praktische Vorgehen beim Herstellen einer Verbundkonstruktion mit Doppelkopfschrauben in Neu- und Umbauten aufgezeigt.

Über die Möglichkeit, eine Holzrippendecke durch eine aufbetonierte Betonplatte zu verstärken, wird von ZAJICEK (1985) berichtet. Als Verbindungsmitte dienen Schraubenbolzen, Dübel, Nägel oder Betonstahlstifte. Das vorgeschlagene Bemessungsverfahren geht allerdings von einer starren Verbindung zwischen Holz und Betonplatte aus. Zajicek ergänzte später diesen Bemessungsvorschlag durch die Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbindung (1989 a, b).

Ebenfalls zur Sanierung und Verstärkung alter Holzbalkendecken dienten die Untersuchungen von KÜNG (1987) über Holz-Leichtbetonverbunddecken. Leichtbeton hat gegenüber Normalbeton den Vorteil der geringeren Eigenlast und der geringeren Wärmeleitung. Küng verwendete als Verbindungsmitte Sechskantholzschauben. In Versuchen wurden neben der Betonsorte (verschiedene Leichtbeton-Güten und Normalbeton), der Breite des Betongurtes, dem Holzal-

ter (Altholz und Neuholz) und der Belastungsart auch die Anzahl, die Durchmesser und die Einschraubneigung der Verbindungsmitte variert. Die Auswertung hat u.a. gezeigt, daß die Tragfähigkeit der Verbindung um mehr als das Doppelte gesteigert werden kann, wenn das Verbindungsmitte nicht rechtwinklig, sondern unter 60° zur Horizontalen eingedreht wird. Dabei verringert sich auch die Nachgiebigkeit der Verbindung. Kungs Bemessungsvorschlag basiert auf der Theorie des elastisch-nachgiebigen Verbundes.

NATTERER und HOEFT (1987) untersuchten im Rahmen eines Forschungsvorhabens das Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Die Kraftübertragung zwischen Holz und Beton erfolgte zunächst mit rechtwinklig in die Holzbalken eingebrachten Holzschauben oder Stabdübeln. Zusätzlich sollten dann aber Dübel besonderer Bauart verwendet werden, um einerseits die Druckspannungsspitzen am Holzrand und andererseits den Anfangsschlupf zu reduzieren. Der annähernd gleiche Effekt ist mit schräg eingeleimten Holz- oder Bauschrauben zu erreichen. Weitere Möglichkeiten der Schubkraftübertragung sind eine Verzahnung durch Einschnitte in die Holzbalken sowie Nagelplatten oder andere ebene Stahlblechteile, die zwischen zweiteilige Holzquerschnitte oder in Nuten bei einteiligen Holzquerschnitten so eingebracht werden, daß sie über den Holzrand stehen und mit dem Beton vergossen werden können. Natterer und Hoeft führten experimentelle Untersuchungen an großen Verbundelementen durch. Die Verbindung zwischen Beton und Holz wurde mit Bauschrauben hergestellt, die unter 30° zur Horizontalen ins Holz eingeleimt wurden. Ihr Berechnungsvorschlag basiert auf der Lösung der allgemeinen Differentialgleichung. Diese wurde unter der Annahme eines linear-elastischen Verhaltens von Beton, Holz und Verbindung aus den Gleichgewichtsbedingungen abgeleitet. Für die wichtigsten Lastfälle werden Schnitt- und Verformungsgrößen angegeben. Kriecheinflüsse werden durch Abminderung der Elastizitätsmoduln von Holz und Beton und des Verschiebungsmoduls der Verbindung berücksichtigt.

POUTANEN (1987) stellte zwei in Finnland entwickelte Holz-Beton-Verbundsysteme vor. Eine Verbundkonstruktion dient als Fertigteil-Wandelement und besteht aus Betonscheibe und dahinter angeordneten Holzpfosten. Die zweite Konstruktion wird als Deckenelement eingesetzt. Zur Verbindung von Holz und Beton wurde eine spezielle Nagelplatte entwickelt. Diese Nagelplatte wird in die Holzseitenflächen so eingepreßt, daß ihr oberer, gezahnter Teil in die Betonplatte hineinragt. Durch die nach oben stehenden Zähne wird ein dünnes Stahlblech geschlagen, das als verlorene Schalung und gleichzeitig als Bewehrung der Betonplatte dient. Wegen auftretender Eigenspannungen beim Abbinden des Betons und zur Beschränkung der Rißaufweitung wird aber eine zusätzliche Bewehrung empfohlen. Zur Berechnung dieser Verbundkonstruktionen wurde ein Finite-Elemente-Programm auf der Grundlage des elastischen Verbundes aufgestellt. Mit ihm können sowohl eine ungleichmäßige Verteilung der Verbindungsmitte als auch komplexe Laststellungen erfaßt werden. Zur Bestimmung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens wurden im LABORATORY OF BUILDING PRODUCTION TECHNOLOGY im Technical Research Centre Tampere (1986, 1988 a, b, c) Versuche sowohl mit der Nagelplatten-Verbindung als auch mit dem Deckenelement durchgeführt.

Über den Holz-Beton-Verbund als Verstärkungsmethode für alte Holzbalkendecken berichtet STEVANOVIC (1989). Als Verbindungsmitte zwischen Holz und Beton wurden Nägel eingesetzt. Das einfache Berechnungsverfahren basiert ebenfalls auf der Theorie des linear-elastischen Verbundes.

Das Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen erläuterten CECCOTTI und COVAN (1990). Demnach resultiert die Verschiebung der Verbindung in der Fuge nicht nur aus Anfangsschlupf und Kriechverformungen, sondern auch aus Temperatur- und Luftfeuchteschwankungen des Umgebungsklimas. Es wurde ein Finite-Elemente-Programm mit linear-elastischem Kraft-Verformungsverhalten im Gebrauchslastbereich und nichtlinearem Verhalten im Traglastbereich vorgestellt. Die Berechnung der Langzeitverformungen im Gebrauchslast-

bereich wird unter kontinuierlicher Abminderung der Elastizitätsmoduln durchgeführt. Das nichtlineare Verhalten im Traglastbereich wird durch die Annahme eines elastisch-plastischen Kraft-Verschiebungsverhaltens der Verbindungen simuliert.

Zur Lösung der Problematik großer Nachgiebigkeiten bei der Verwendung konventioneller Verbindungsmittel entwickelte NATTERER (1990, 1991) eine neue Verbindungstechnik. Der Anfangsschlupf zwischen Holz und Beton kann durch quervorgespannte Konstruktionen mit Verbindungsmitteln, die erst nach dem Schwinden des Betons gesetzt und dann vorgespannt werden, beseitigt werden.

BECKER (1990) entwickelte ein Rechenmodell, in dem sowohl das elastisch-plastische Verformungsverhalten des Betons als auch eine vereinfachte elastisch-plastische Arbeitslinie der Verbindungsmittel berücksichtigt wird. Er schätzte das Langzeitverhalten einer Holz-Beton-Verbundkonstruktion ab, indem er das Schwind- und Kriechverhalten der einzelnen Baustoffe miteinander verglich.

Eine neue Verbindung aus Betonnocken und Stiften aus Betonstahl wurde von WERNER (1992) vorgestellt. Die Betonnocken entstehen beim Betonieren der Betonplatte, wenn Beton in zylindrische Ausfrässungen auf der Oberseite der Holzbalken fließt. Die Stifte aus Betonstahl werden vor dem Betonieren in vorgebohrte Löcher in den Ausfrässungen eingeschlagen und beim Betonieren im Beton vergossen. Die Betonnocken dienen zur Übertragung der Schubkräfte, während die Stahlstifte als Bewehrung und zur Aufnahme eventuell vorhandener Zugkräfte rechtwinklig zur Fuge herangezogen werden. Das Trag- und Verformungsverhalten dieser Verbindung wurde mittels Scherversuchen in der VERSUCHSANSTALT FÜR STAHL, HOLZ UND STEINE an der Universität Karlsruhe (1992) untersucht. Es zeigte sich im unteren Lastbereich ein relativ steifes Last-Verformungsverhalten und im Traglastbereich ein plastisches Verformungsvermögen. Werner berücksichtigt in seinem Bemessungsvorschlag die nichtlineare Kraft-Verformungsbeziehung der Verbindung durch unterschiedliche Verschiebungsmoduln im Gebrauchslast- und Traglastbereich. Kriecheinflüsse werden durch Abminderung der Elastizitätsmoduln der Einzelbaustoffe und des Verschiebungsmoduls in Rechnung gestellt.

In der Fachzeitschrift „Bauen mit Holz“ wurden zwei Deckenkonstruktionen in Holz-Beton-Verbundbauweise vorgestellt (N.N., 1992 a, b). Bei der ersten Deckenlösung wurde die Verbindung zwischen Brettschichtholzträgern und Betonplatte durch Betonstähle hergestellt, die unter 30° ins Holz eingeleimt wurden. Aufgrund der Kraftübertragung längs der Verbindungsmittelachse und des Einleimens der Verbindungsmittel wird eine große Steifigkeit der Verbindung erreicht. Das zweite Deckensystem wurde für Fertighäuser entwickelt und vollständig im Werk vorgefertigt. Die Verbindung zwischen Holz und Beton erfolgt über eine Verzahnung der Trägerenteile durch eingesägte Versätze in die Oberseite der Holzträger.

Die Firma SFS PROVIS AG (1992) entwickelte eine Schraube für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Ihr unterer Teil ist mit einem speziellen Gewinde versehen und erlaubt ein einfaches Setzen im Holzträger ohne Vorbohren. Der obere, glattschaftige Teil wird im Beton verankert (siehe auch: MEIERHOFER, 1992; THOMI und WAIBEL, 1994). Im Rahmen eines Forschungsvorhabens wurden Untersuchungen mit diesem Verbindungsmittel durchgeführt (Timmermann und MEIERHOFER, 1993; MEIERHOFER, 1994). In Scherversuchen sowie Ausziehversuchen aus Beton und aus Holz wurde das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung untersucht. Holz-Beton-Verbundträger wurden unter Biegebeanspruchung geprüft. Versuchsparameter waren Anordnung und Neigung der Verbindungsmittel, Holzfeuchte und bei den Langzeituntersuchungen das Belastungsniveau. Es zeigte sich, daß die größte Trägersteifigkeit bei Anordnung der Verbindungsmittel unter $\pm 45^\circ$ in zwei Reihen im Holzträger erreicht werden konnte. Die ausgeprägten Kriechverformungen unter Langzeitbeanspruchung können durch eine entsprechende Holzqualität, durch eine Holzfeuchte, die der Ausgleichs-

feuchte des Umgebungsklimas angepaßt ist und durch eine sorgfältige Herstellung der Verbundkonstruktion minimiert werden.

In einem Untersuchungsprogramm zur Verstärkung bestehender Holzdecken befaßten sich KOLBITSCH et al. (1992) mit der Holz-Beton-Verbundbauweise. Es wurden theoretische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Dies führte zu konstruktiven Ausführungshinweisen und Vorbemessungshilfen. Der Bemessungsvorschlag basiert auf der Grundlage der elastischen Verbundtheorie.

ERLER (1992) befaßte sich mit Verbundträgern aus Holz und Polymerbeton, einem mit Quarzsand gefüllten Kunstharz. Beide Werkstoffe gehen eine starre Haftverbindung ohne Nachgiebigkeit in der Fuge ein. Die Verbindung wurde in Scherversuchen geprüft. An Verbundträgern wurden Kurzzeitbiegeversuche und Langzeituntersuchungen durchgeführt. Erler gibt ein Rechenverfahren für starr verbundene Querschnitte an.

Ebenfalls auf der Annahme des starren Verbundes beruht das Berechnungsverfahren von MUNGWA und KENMOU (1993 a, b). Sie berechnen das Kuzzeitverhalten und das durch Kriech- und Schwindverformungen beeinflußte Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern.

In den Untersuchungen von GERBER et al. (1993) wurden Balkenschuhe zur Verbindung von Holzträgern und Betonplatte benutzt. Die Balkenschuhe wurden vor dem Betonieren auf die Holzträger aufgenagelt, so daß die Schubkraftübertragung in der Fuge eigentlich durch eine Nagelverbindung erfolgt. Mit dieser Balkenschuh-Verbindung wurden Scherversuche durchgeführt. Versuche mit Verbundträgern unter Biegebeanspruchung zeigten eine deutlich größere Biegesteifigkeit unter Gebrauchslast im Vergleich mit geprüften Holzträgern ohne Betonplatte. Das Langzeitverhalten der Verbundträger wurde abgeschätzt, indem Lastwechsel im Bereich der Gebrauchsbeanspruchung bis zum Erreichen einer sich nicht mehr vergrößernden Durchbiegung aufgebracht wurden.

BLAß (1993) stellt verschiedene Arten der Holz-Beton-Verbindung vor: mechanische Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln, mechanische Verbindungen mit speziellen Verbindern, Klebverbindungen und Verbindungen durch Formschluß. Es wird die Auswirkung durchgehender Schalungen zwischen Beton und Holz sowie unterschiedlicher Anordnungen von mechanischen Verbindungsmitteln auf das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundkonstruktionen erläutert. Für zweiteilige Holz-Beton-Verbundkonstruktionen mit Zwischenschicht wird ein Berechnungsverfahren basierend auf der elastischen Verbundtheorie angegeben.

Im Hinblick auf eine zukünftige Bemessung nach Eurocode 5 berichten CAPRETTI und CECCOTTI (1994) über die experimentelle Bestimmung des Faktors k_{def} und des Verschiebungsmoduls K_{ser} aus Kurzzeit- und Langzeitprüfungen von Holz-Beton-Verbundträgern.

Lastverteilungseffekte in Holz-Beton-Verbunddecken werden von VAN DER LINDEN (1994) untersucht. Der traglaststeigernde Effekt durch das Systemverhalten einer Holz-Beton-Verbunddecke stellt sich nur bei bestimmtem Verformungsverhalten des Verbundsystems ein, das abhängig ist von der Deckengeometrie (Spannweite, Anzahl und Abstand der Holzträger), den Materialeigenschaften, der Querschnittsgeometrie und der Verbindungsart.

WIELAND (1994) berichtete von einem Bemessungsverfahren für SFS-Holz-Beton-Verbundsysteme als Einfeldträger in Nutzungsklasse 1.

Schallschutztechnische Kennwerte und feuchtechnische Problemstellungen werden von DIEBOLD (1994) aufgezeigt.

TIMMERMANN und MEIERHOFER (1994) schlagen ein Berechnungsverfahren vor, das auf der näherungsweisen Lösung der Differentialgleichung für Verbundkonstruktionen mittels der Differenzenmethode beruht. Es können Konstruktionen mit variabler Schubsteifigkeit der Verbindung, variablem Querschnitt und variabler Belastung berechnet werden.

Die Auswertung der Literatur über Holz-Beton-Verbindungen zeigt, daß zu Beginn der Entwicklung Holz-Beton-Verbundkonstruktionen hauptsächlich mit traditionellen Holz-Holz-Verbindungsmitteln hergestellt wurden. Im Laufe der Zeit wurden neue Verbindungstechniken entwickelt, die an die neuen Anforderungen angepaßt wurden. Diese Holz-Beton-Verbindungen zeichnen sich vor allem durch eine erhöhte Verbindungssteifigkeit aus.

Die meisten Verfahren zur Berechnung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen basieren auf der elastischen Verbundtheorie. Sie sind oft nicht allgemeingültig, sondern gelten nur für eine bestimmte Verbindungsart unter vorgegebenen Randbedingungen. Die Streuungen der Baustoffeigenschaften werden nicht berücksichtigt. Die günstige Auswirkung von plastischen Verformungen in mechanischen Verbindungen wurde bisher vereinfacht von BECKER (1990) und von CECOTTI und COVAN (1990) berücksichtigt.

3 Scherversuche mit Holz-Beton-Verbindungen

3.1 Versuchsprogramm

3.1.1 Ausgewählte Holz-Beton-Verbindungen

Die Wirksamkeit von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen wird in großem Maße durch die Verbindung zwischen Holz und Beton beeinflußt. Die Verbindung sollte sowohl eine große Steifigkeit im Gebrauchslastbereich als auch plastisches Verformungsvermögen im Traglastbereich besitzen. Außerdem muß sie einfach herzustellen sein, damit eine wirtschaftliche Konstruktion erreicht werden kann.

Unter Berücksichtigung dieser Kriterien wurden vier Verbindungsarten ausgewählt:

- unter $\pm 45^\circ$ eingebrachte Schrauben,
- Nagelplatte,
- Betonnocke und Stahlstift,
- Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte.

Die Verbindungen mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$, die Nagelplattenverbindungen und die Verbindungen mit Betonnocke und Stahlstift werden zwischen Holzträger und Betonplatte eingebaut. Die vierte Verbindungssart zielt auf Verbundsysteme mit glatter Deckenunterseite. Anstelle von Holzträgern werden Furnierschichtholzplatten verwendet.

Die verwendeten Schrauben wurden von einem Schweizer Hersteller speziell für Holz-Beton-Verbindungen entwickelt. Sie werden mit ihrem unteren Teil in die Holzträger eingedreht und mit ihrem oberen Teil im Beton vergossen. Die paarweise Anordnung der Schrauben unter $\pm 45^\circ$ wurde gewählt, weil sich in früheren Untersuchungen (Timmermann und Meierhofer, 1993; Meierhofer, 1994) gezeigt hat, daß sich die Verbindung dann tragfähiger und steifer verhält als bei einer Anordnung rechtwinklig zur Fuge zwischen Holz und Beton. Die Verbindung wurde ohne Zwischenschicht zwischen Holzträger und Betonplatte und mit Zwischenschichten unterschiedlicher Dicke geprüft. Die Zwischenschicht soll eine verlorene Schalung, z.B. eine vorhandene Bretterlage auf einer Holzbalkendecke, simulieren. Durch die Anordnung der Verbindungsmittel unter einem Winkel wirkt sich die Zwischenschicht weniger nachteilig auf die Steifigkeit der Verbindung aus.

Verbindungen mit Nagelplatte wurden zum Vergleich mit zwei unterschiedlichen Nagelplattentypen durchgeführt. Die Nagelplatten wurden vor der Herstellung der Verbindungen mittig entlang ihrer Längsachse aufgebogen und die Nägel auf einer Plattenhälfte entfernt. Die Plattenhälfte der aufgebogenen Nagelplatte mit den verbliebenen Nägeln wurde in die Oberseite des Holzträger eingepreßt. Beim Betonieren wird dann der auskragende Teil im Beton vergossen.

Die Verbindungen mit Betonnocke und Stahlstift wurden sowohl mit Nockendurchmesser 50 *mm* und Sechskantholzschaube mit Durchmesser 16 *mm* als auch mit Nockendurchmesser 70 *mm* und Stift aus Betonstabstahl mit Durchmesser 20 *mm* geprüft. Zur Herstellung der Verbindungen werden runde Vertiefungen in die Oberseite der Holzträger gefräst. In diese Vertiefungen werden Löcher gebohrt und die Stahlstifte eingeschraubt bzw. eingeschlagen. Der obere Teil der Stahlstifte kragt über die Holzoberfläche aus. Beim Betonieren der Betonplatte werden die Vertiefungen mit Beton ausgefüllt und die Stahlstifte im Beton vergossen.

Als Verbindungsmittel für Verbundkonstruktionen aus Furnierschichtholzplatten und Betonplatten wurden ebenfalls Betonnocken untersucht. Zunächst wurden Furnierschichtholzplatten mit ausschließlich parallel laufenden Furnierlagen verwendet, die zum Teil mit Schalöl als

Schutz gegen das Eindringen von Betonfeuchtigkeit gestrichen wurden. Da dieser Schutz nicht ausreichend war, wurden die weiteren Versuche mit Furnierschichtholzplatten mit einzelnen, quer laufenden Furnierlagen als Absperrung durchgeführt. Zur weiteren Verbesserung des Feuchteschutzes und um ein Verkleben der Betonplatten mit den Furnierschichtholzplatten zu verhindern, wurde zwischen Holz und Beton Folie mit Aussparungen im Bereich der Verbindungen angeordnet. Außerdem wurde der Einfluß einer Nockenbewehrung untersucht. In drei weiteren Versuchsreihen wurden der Bewehrungsgrad und die Form der Bewehrung variiert:

- Es wurde keine Bewehrung angeordnet.
- Aus engmaschiger Betonstahl-Matte (N 94) wurde ein kleiner Bewehrungskorb mit quadratischem Grundriß entsprechend der Maschengröße und hochgebogenen Enden angefertigt. Der Stahlquerschnitt beträgt in der Fuge zwischen Holz und Beton $8\varnothing 3\text{ mm}$.
- Die Bewehrung besteht aus kreuzförmig zusammengeschweißtem Stabstahl. Die vier Stabenden sind hochgebogen, so daß in der Fuge zwischen Holz und Beton ein Stahlquerschnitt von $4\varnothing 6\text{ mm}$ vorhanden ist.

3.1.2 Prüfumfang

Die vier Verbindungsarten wurden in Scherversuchen mit dem Ziel geprüft, das Trag- und Verformungsverhalten zu bestimmen. Pro Verbindungsart wurden etwa 50 Versuche durchgeführt, damit eine Aussage über die Streuung des Last-Verschiebungsverhaltens möglich wurde.

Die Bezeichnung der Versuche erfolgte einheitlich nach folgendem Schema:

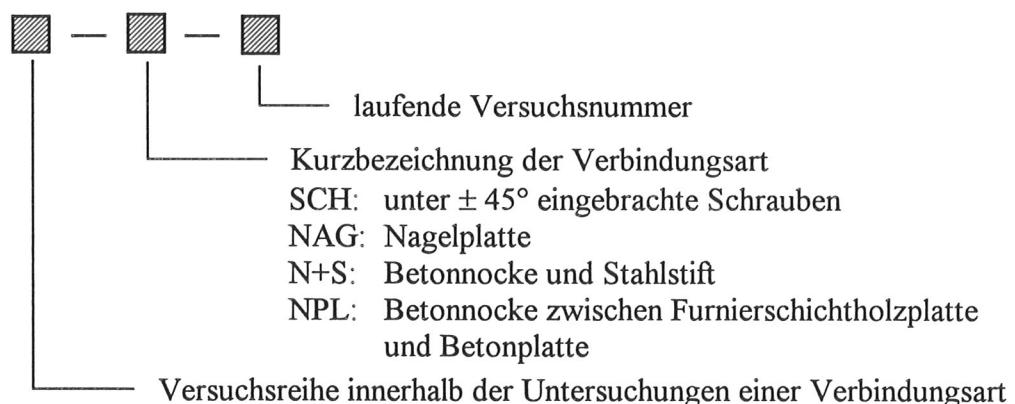


Tabelle 1 (Anlage 1) enthält eine Zusammenstellung aller Scherversuche mit den geprüften Varianten jeder Verbindungsart.

3.2 Prüfkörper

3.2.1 Aufbau und Abmessungen

Sowohl die Prüfkörper bestehend aus Holzträger und Betonplatte zur Prüfung der Verbindungen mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$, der Nagelplattenverbindungen und der Verbindungen mit Betonnocke und Stahlstift als auch die Prüfkörper zur Prüfung der Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte wurden einschichtig ausgebildet. Ihre Abmessungen sind aus den Abb. 1 bis 4 (Anlage 2 bis 4) ersichtlich.

Es wurden Prüfkörper mit Holzträger aus Brettschichtholz und Prüfkörper mit Holzträger aus Nadelvollholz untersucht. Die Verwendung von Nadelvollholz hat den Vorteil, daß die zugehörige Rohdichte und Holzfeuchte gleichmäßiger als bei Brettschichtholz über den Querschnitt verteilt sind. Damit können die in begleitenden Versuchen ermittelten Rohdichte- und Holzfeuchtwerte eindeutiger zugewiesen werden.

Zur Aufnahme der Eigenspannungen beim Abbinden wurden die Betonplatten mit Betonstahlmatten Q 131 bewehrt. Sie wurden einlagig, etwa 30 mm vom unteren Plattenrand angeordnet. Zwischen Holz und Beton wurde, mit Ausnahme einiger Versuchsreihen mit Prüfkörpern aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte (siehe Tabelle 1, Anlage 1), PE-Folie als Schutz des Holzes gegen die Betonfeuchtigkeit eingelegt.

In Abb. 1 (Anlage 2) ist der Aufbau der Prüfkörper für Verbindungen mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$ dargestellt. Es wurden Verbindungen mit einem Schraubenpaar und mit zwei Schraubenpaaren geprüft. Ferner wurden Verbindungen ohne Zwischenschicht und mit einer 19 mm und einer 28 mm dicken Zwischenschicht untersucht. Die Zwischenschicht bestand aus Spanplatte, die zwischen Holzträger und Betonplatte angeordnet wurde. Die Schraubenlöcher wurden in den Spanplatten vorgebohrt, in den Holzträgern nicht. Die Schrauben wurden immer paarweise nebeneinander in die Holzträger eingebracht. Die Abstände untereinander und von den Holzrändern wurden in Anlehnung an die Bestimmungen der DIN V ENV 1995-1-1 Eurocode 5 gewählt. Für Verbindungen mit Holzschrauben unter 8 mm gelten demnach die Mindestnagelabstände. In den maßgegenden Gleichungen wurde der Durchmesser des glatten Schaftes im oberen Teil der Schraube $d_s = 6 \text{ mm}$ für den Durchmesser d eingesetzt. Es ergaben sich für nicht vorgebohrte Löcher die folgenden Abstände:

$$\begin{aligned} a_{1,min} &= 12d = 72 \text{ mm} < a_1 = 100 \text{ mm} \\ a_{2,min} &= 5d = 30 \text{ mm} < a_2 = 40 \text{ mm} \\ a_{3,t,min} &= 15d = 90 \text{ mm} < a_{3,t} = 150 \text{ mm} \\ a_{4,c,min} &= 5d = 30 \text{ mm} = a_{4,c} = 30 \text{ mm} \end{aligned}$$

Der Aufbau der Prüfkörper mit Nagelplattenverbindung ist aus Abb. 2 (Anlage 3) ersichtlich. Die Nagelplatten wurden jeweils in der Mitte der Prüfkörper angeordnet.

Die zwei Varianten der Prüfkörper mit Verbindungen aus Betonnocke und Stahlstift sind in Abb. 3 (Anlage 3) dargestellt. Die Verbindungen wurden ebenfalls in Prüfkörpermitte angeordnet. Die Löcher für die Stahlstifte wurden vorgebohrt. Bei Verwendung von Sechskantholzschrauben mit Durchmesser 16 mm betrug der Bohrlochdurmesser 12 mm. Die Löcher für die Stifte aus Betonstabstahl mit Durchmesser 20 mm wurden mit dem Nenndurchmesser vorgebohrt.

Abb. 4 (Anlage 4) zeigt die Varianten der Prüfkörper mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte. Die Bewehrung der Betonnocke in den Versuchsreihen F und G soll ein plötzliches Abscheren der Nocke in der Fuge verhindern. Die Bewehrung wurde vor dem Betonieren in die ausgefrästen Vertiefungen der Furnierschichtholzplatten eingelegt.

3.2.2 Versuchsmaterial

Brettschichtholz

Das für einen Teil der Prüfkörper mit Schraubenverbindungen und mit Verbindungen aus Betonnocke und Stahlstift verwendete Brettschichtholz aus Nadelholz Fichte/Tanne wurde aus dem Fachhandel bezogen. Die Lagerung der Hölzer zur Klimatisierung erfolgte im Prüflabor bei Normalklima DIN 50014 - 20/65-2. Dort wurden auch die Holzträger zugesägt und die vorbereitenden Arbeiten zum Herstellen dieser Verbindungen durchgeführt.

Für einen Teil der Prüfkörper mit Nagelplattenverbindungen wurde ebenfalls Brettschichtholz aus Nadelholz Fichte/Tanne verwendet. Die Holzträger dieser Prüfkörper wurden in einer Holzbaufirma vorbereitet. Die aufgebogenen Nagelplatten wurden dort mit einer dafür geeigneten Presse in das Holz eingepreßt. Danach wurden die Holzträger angeliefert und ebenfalls im Prüflabor bei Normalklima klimatisiert.

Von 20 der insgesamt 35 Holzträger aus Brettschichtholz wurden beim Vorbereiten der Prüfkörper Proben für Darrversuche aus den Endquerschnitten entnommen und die vorhandenen mittleren Rohdichten und zugehörigen Holzfeuchten bestimmt. Die ermittelten Werte für die Prüfkörper mit Schraubenverbindungen A-SCH-(6÷20) sind in Tabelle 4 (Anlage 11 und 12) zusammengestellt. Tabelle 6 (Anlage 15 und 16) enthält die Werte für die Prüfkörper mit Verbindungen aus Betonnocke und Stahlstift A-N+S-(1÷5).

Zur stichprobenweisen Überprüfung der vorhandenen Holzfeuchten beim Versuch wurden bei vier Prüfkörpern mit Nagelplattenverbindung A-NAG-(2÷5) sofort nach dem jeweiligen Versuch aus der obersten Lamelle des Holzträgers eine Darrprobe entnommen. Die ermittelten Holzfeuchten und Rohdichten sind in Tabelle 5 (Anlage 13 und 14) zusammengestellt.

Nadelvollholz

Für den überwiegenden Teil der Prüfkörper mit Schraubenverbindungen, Nagelplattenverbindungen sowie Verbindungen aus Betonnocke und Stahlstift wurde Nadelvollholz Fichte/Tanne verwendet. Die Hölzer hatten bei Lieferung eine Holzfeuchte unter 20 %. Sie wurden zur Klimatisierung im Prüflabor bei Normalklima DIN 50014 - 20/65-2 gelagert. Dort wurden auch die Holzträger zugesägt und die vorbereitenden Arbeiten zum Herstellen der Verbindungen durchgeführt.

Zur Bestimmung der Rohdichten wurde beim Vorbereiten der Holzträger aus jeweils einem Endquerschnitt eines jeden Holzträgers eine Scheibe entnommen. Die ermittelten Werte sind zusammen mit den zugehörigen Holzfeuchten in den Tabellen 4 bis 6 (Anlage 11 bis 16) angegeben.

Furnierschichtholz

Das Furnierschichtholz hatte immer eine Dicke von 27 mm mit dem im Zulassungsbescheid Nr. Z-9.1-100 geregelten Plattenaufbau. Für die Prüfkörper der Versuchsreihen A und B der Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte wurden Kerto S-Platten verwendet, die aus 9 parallel laufenden Furnierlagen aufgebaut sind. Die übrigen Prüfkörper wurden mit Kerto Q-Platten hergestellt, bei denen 2 der 9 Furnierlagen quer verlaufen. Das Furnierschichtholz wurde in einer Holzbaufirma zugesägt. Dort wurden auch die Vertiefungen für die Verbindungen mit einer computergesteuerten Abbundanlage aus den Furnierschichtholzplatten gefräst. Danach wurden die Platten angeliefert und im Prüflabor bei Normalklima DIN 50014 - 20/65-2 klimatisiert.

Die Versuchsreihen A bis D der Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte wurden durchgeführt, um den wirksamsten Schutz des Furnierschichtholzes gegen Feuchtigkeit beim Betonieren der Betonplatte auf die Holzplatte zu ermitteln. Zur Bestimmung der vorhandenen Holzfeuchten wurden gleich nach den Versuchen Proben unmittelbar vor den Betonnocken entnommen. Die vorhandenen Holzfeuchten sind zusammen mit dem Prüfkörper-Alter beim Versuch in Tabelle 7 (Anlage 17 und 18) angegeben. Tabelle 7 enthält auch Einzelwerte der Rohdichten, die sich bei einer stichprobeweisen Untersuchung ergaben.

In den Versuchsreihen E bis G der Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte wurde eine PE-Folie als Feuchteschutz zwischen Holz und Beton

angeordnet. Zur Überprüfung der Holzfeuchte wurden aus 12 Furnierschichtholzplatten nach den Versuchen Proben im Bereich der Betonnocken entnommen. In Tabelle 7 (Anlage 17 und 18) sind die ermittelten Holzfeuchten, die Rohdichten und das zugehörige Prüfkörper-Alter zusammengestellt.

Beton

Die Zusammensetzung des Betons wurde so gewählt, daß der Beton gerade noch die Bedingungen der Festigkeitsklasse B 25 erfüllt. Für alle Betonierdurchgänge wurde der Beton nach folgender Rezeptur hergestellt:

- Betonzusammensetzung (Menge je m^3 verdichteter Beton):

Zement:	240 kg
Zuschlagstoffe:	1910 kg
Zugabewasser:	180 l

 Mischungsverhältnis: $Z/Z : W/Z : G/Z = 1: 0,75 : 7,96$
 Konsistenz: KP
- Zementsorte: PZ 35 F
- Zuschlag: Oberrheinkies, Körnung 0-16 mm, Sieblinie B16
 Kornzusammensetzung: 0/2: 42 % (getrocknet)
 2/8: 34 %
 8/16: 24 %
- Zusatzmittel: keine
- Zusatzstoffe: keine

Zur Überprüfung der Druckfestigkeiten und Rohdichten wurden bei jedem Betonierdurchgang drei Betonwürfel mit 200 mm Kantenlänge hergestellt und nach 28 Tagen geprüft. Die Ergebnisse sind in Tabelle 2 (Anlage 5) angegeben. Mit einem kleinsten Einzelwert für die Druckfestigkeit von $29,0 \text{ N/mm}^2$ ($> 25 \text{ N/mm}^2$) und einem Kleinstwert für die mittlere Druckfestigkeit jeder Würfelserie von $29,9 \text{ N/mm}^2$ ($\leq 30 \text{ N/mm}^2$) sind die Anforderungen an die Betonfestigkeitsklasse B 25 gerade erfüllt.

Beim ersten Betonierdurchgang wurde die Druckfestigkeitsentwicklung durch zusätzliche Prüfungen von jeweils drei Probewürfeln nach 7 Tagen und nach 14 Tagen kontrolliert. Die ermittelten Druckfestigkeiten sind mit den zugehörigen Rohdichten in Tabelle 3 (Anlage 5) zusammengestellt. Demnach betrug die mittlere Druckfestigkeit nach 14 Tagen schon 89 % der mittleren 28 Tage-Druckfestigkeit. Die Scherversuche wurden mit Prüfkörpern durchgeführt, deren Alter 28 Tage \pm 3 Tage betrug. Die Beton-Druckfestigkeitswerte der Scherkörper durften sich also kaum von den Werten der Würfeldruckproben unterschieden haben.

Schrauben

Das Verbindungsmitel für die Verbindungen mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$ wurde von einer Schweizer Firma speziell für den Einsatz in der Holz-Beton-Verbundbauweise entwickelt und wird als Verbundelement VB-48-7,5 x 100 mm bezeichnet¹. Es setzt sich aus zwei Teilen zusammen: einem oberen, glattschaftigen Teil mit einer an den Schraubenkopf angepreßten Scheibe, die hohe Ausziehwerte aus dem Beton bewirkt, und einem unteren Teil mit einem speziell geformten Gewinde und einer Spitz, die das Eindrehen in das Holz ohne Vorbohren ermöglicht. Zwischen dem glatten Schaft und dem Gewindeteil ist ein Mittelbund aufgestaucht,

¹ Wir danken der Firma SFS Provis AG, Heerbrugg/Schweiz für die kostenlose Bereitstellung des Verbundelementes.

durch den die richtige Einschraubtiefe in das Holz und ein festes Anliegen eventuell vorhandener Schalung auf dem Holzbalken gewährleistet wird. Die Schrauben bestehen aus Stahl der Festigkeitsklasse 8.8. Die Abmessungen sind aus Abb. 5 (Anlage 6) zu entnehmen.

Nagelplatten

Erste Voruntersuchungen der Verbindungen mit Nagelplatte (Typ I) wurden mit aufgebogenen Nagelplatten GN 200 nach Zulassungsbescheid Nr. Z-9.1-230 durchgeführt. Die Plattenabmessungen waren $b/l = 114/266 \text{ mm}$.

Für den überwiegenden Teil der Nagelplattenverbindungen (Typ II) wurden Nagelplatten MNP-A nach Zulassungsbescheid Nr. Z-9.1-273 mit den gleichen Abmessungen verwendet. In Abb. 6 (Anlage 7) ist diese Nagelplatte vor sowie nach dem Aufbiegen und Entfernen der Nägel auf einer Plattenhälfte abgebildet. Form und die wichtigsten Maße sind an einem Plattenausschnitt in Abb. 7 dargestellt. Die Nagelplatte besteht aus Stahlblech mit einer Streckgrenze von mindestens 250 N/mm^2 und einer Zugfestigkeit von mindestens 330 N/mm^2 .

Stahlstifte

Für einen Teil der Verbindungen mit Betonnocke und Stahlstift wurden Sechskant-Holzschrauben nach DIN 571 verwendet. Die Sechskant-Holzschrauben hatten einen Schaftdurchmesser von 16 mm und eine Länge von 160 mm .

Der größte Teil der Verbindungen mit Betonnocke und Stahlstift wurde mit Stiften aus geripptem Betonstabstahl nach DIN 488 Teil 1 der Stahlsorte BSt 500 S hergestellt. Der Nenn-durchmesser des nicht verwundenen Betonstahls mit Längsrippen betrug 20 mm . Die Stifte wurden auf 160 mm Länge zugesägt.

Bewehrung der Betonnocken

Die Bewehrung der Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte besteht in Versuchsreihe F aus einem Bewehrungskorb, der aus Betonstahl-Lagermatten N 94 aus der Stahlsorte BSt 500 M nach DIN 488 Teil 4 hergestellt wurde. Die Stäbe haben eine glatte Oberfläche. Der Stabdurchmesser beträgt 3 mm . Die Maschenweite ist $75 \text{ mm} \times 75 \text{ mm}$. Für einen Bewehrungskorb wurde aus der Matte ein Quadrat aus 3×3 Maschen so herausgeschnitten, daß in der Mitte eine geschlossene Masche mit jeweils zwei abstehenden Stäben pro Seite liegt. Die insgesamt 8 Stäbe wurden um die geschlossene Masche herum rechtwinklig hochgebogen. Der entstandene Bewehrungskorb hat einen quadratischen Grundriß mit 80 mm Seitenlänge (Maschenlänge plus Teil der Bogenlänge der aufgebogenen Stäbe) und ist ca. 70 mm hoch. Die 8 Stäbe ergeben einen Stahlquerschnitt von $8 \varnothing 3 \text{ mm}$ in der Fuge zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte.

Die Bewehrung der Betonnocke in der Versuchsreihe G der Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte wurde aus Betonstabstahl $\varnothing 6 \text{ mm}$ hergestellt. Die 170 mm langen Stäbe wurden zu U-förmigen Bügeln mit zwei 58 mm langen, rechtwinklig aufgebogenen Stabenden gebogen. Für eine Nockenbewehrung wurde jeweils ein Bügel in der Mitte geteilt und die zwei Hälften an einen ungeteilten Bügel symmetrisch angeschweißt. Die entstandene Bewehrung hat einen kreuzförmigen Grundriß, 92 mm lang, und ist 58 mm hoch. Die vier aufgebogenen Bügелenden ergeben einen Stahlquerschnitt von $4 \varnothing 6 \text{ mm}$ in der Fuge zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte.

Betonstahl-Lagermatte Q 131

Jede Betonplatte wurde gegen Eigenspannungen beim Abbinden des Betons mit einer Betonstahl-Lagermatte Q 131 aus BSt 500 M nach DIN 488 Teil 4 bewehrt. Der Stahlquerschnitt längs und quer beträgt $a_s = 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Folie

Bei allen Prüfkörpern, außer den Prüfkörpern der Versuchsreihen A bis D der Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte, wurde eine PE-Folie der Dicke 0,15 mm als Feuchteschutz des Holzes gegen die Betonfeuchtigkeit angeordnet.

Spanplatte

Die Zwischenschichten bei den Prüfkörpern der Versuchsreihen C und D der Verbindungen mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$ wurden aus 19 mm bzw. 28 mm dicken Flachpreßplatten nach DIN 68763 der Verleimungsart V100 hergestellt.

3.2.3 Herstellung der Prüfkörper

Sowohl die Holzträger als auch die Furnierschichtholzplatten lagerten nach dem Einbau der entsprechenden Holz-Beton-Verbindung bzw. nach Abschluß der vorbereitenden Arbeiten bis zum Betonieren der Betonplatte im Prüflabor bei Normalklima DIN 50014 - 20/65-2. Zum Aufbetonieren der Betonplatten wurden sie in passende Schalungen eingebaut. Die Schalungen waren auf einem Schaltisch mit integriertem Außenrüttler montiert. In Abb. 8 (Anlage 8) sind die eingeschalteten Prüfkörper des zweiten Betonierdurchgangs dargestellt. Pro Betonierdurchgang wurden jeweils 20 Betonplatten betoniert. Insgesamt wurden in 12 Durchgängen 240 Prüfkörper hergestellt. Davon wurden 16 Prüfkörper für die Untersuchungen von Holz-Beton-Verbindungen unter Klimawechselbeanspruchung benötigt.

Die Prüfkörper wurden einen Tag nach dem Betonieren ausgeschalt. Zur Beton-Nachbehandlung wurden sie bis zum 7. Tag nach dem Betonieren im Wasser gelagert und zwar so, daß sich die Betonplatte unter und das Holz über der Wasseroberfläche befand (Abb. 9, Anlage 8). Danach wurden die Prüfkörper bis zum Versuch im Labor bei Normalklima gelagert. Die Beton-Nachbehandlung der 3 Probewürfel jedes Betonierdurchgangs entsprach der Nachbehandlung der Prüfkörper, also Wasserlagerung bis zum 7. Tag, danach Luftlagerung im Prüflabor bis zum Versuch.

3.3 Versuche

3.3.1 Versuchseinrichtung

Die Versuchseinrichtung wurde für Druckscherversuche mit einschnittigen Prüfkörpern entworfen. Das Moment, das auf Grund der ausmittigen Lasteinleitung in den Prüfkörper entsteht, wird über einen steifen Rahmen aufgenommen. Die vertikale Bewegung der Prüfkörper wird praktisch reibungsfrei durch ein Rollenlager ermöglicht.

Abb. 10 (Anlage 9) zeigt das Schema der Versuchseinrichtung für Prüfkörper aus Holzträger und Betonplatte. Die Belastung wird durch den Kolben der Prüfmaschine aufgebracht. Sie wird mittels einer 100 mm x 100 mm großen Stahlplatte gleichmäßig über die gesamte Breite in den Holzträger eingeleitet. Der Achsabstand der Lasteinleitung von der Fuge zwischen Holz und Beton beträgt 50 mm. Bei Prüfkörpern mit Zwischenschicht zwischen Holzträger und Betonplatte wurde die Kraft mittels einer 70 mm x 100 mm großen Platte aus Buchenfurniersperrholz in den Holzträger eingeleitet, so daß sich ein Achsabstand zwischen Lasteinleitung und Fuge von 54 mm bei einer 19 mm dicken Zwischenschicht und von 63 mm bei einer 28 mm dicken Zwischenschicht ergibt. Die Prüfkörper wurden unter der Betonplatte aufgelagert. Zwischen die stählerne Auflagerplatte und die Betonplatte wurde eine Weichfaserplatte gelegt, um Unebenheiten der Betonplatte auszugleichen.

Die Versuchseinrichtungen sowohl für Prüfkörper aus Holzträger und Betonplatte als auch für Prüfkörper aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte sind in Abb. 11 (Anlage 10) abgebildet. Bei Prüfkörpern aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte wird die Belastung mittels einer 200 mm x 27 mm großen Stahlplatte in das Furnierschichtholz eingeleitet.

3.3.2 Meßeinrichtung

Neben der Kraft der Prüfmaschine wurden die Verschiebungen zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge gemessen. Die Verschiebungsmessungen wurden mit zwei induktiven Wegaufnehmern W 20 durchgeführt. Bei Prüfkörper aus Holzträger und Betonplatte waren die Wegaufnehmer in Höhe der Schwerachse der Verbindungen symmetrisch auf beiden Seiten angeordnet. Die genaue Lage der Meßpunkte kann Abb. 10 (Anlage 9) entnommen werden. Bei Prüfkörpern aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte wurden die Verschiebungen zwischen Holz und Beton rechts und links des Lasteinleitungsbereiches, jeweils 50 mm vom Plattenrand gemessen (Abb. 11, Anlage 10).

3.3.3 Versuchsdurchführung

In der Regel wurden die Versuche in der 4. Woche nach dem Betonieren der Betonplatte auf die Holzträger bzw. die Furnierschichtholzplatten durchgeführt. Das Alter der Prüfkörper lag dann zwischen 25 und 31 Tagen. Die Versuche A-NPL-2 und B-NPL-(1÷3) der Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte wurden erst am 74. Tag nach Herstellung der Betonplatte durchgeführt. Es hatte sich gezeigt, daß vorher das Furnierschichtholzes eine zu hohe Holzfeuchte besaß.

Die Versuche fanden im Prüflabor bei Normalklima DIN 50014 - 20/65-2 statt.

Die Versuchsdurchführung erfolgte in Anlehnung an DIN EN 26891 Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln - Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens. Ausgehend von einer geschätzten Höchstlast F_{est} wurden die Prüfkörper bis 0,4 F_{est} belastet. Nach 30 s Wartezeit erfolgte eine Entlastung auf 0,1 F_{est} . Nach erneuter Wartezeit von 30 s wurde bis zum Erreichen der Bruchlast oder einer Verschiebung von 15 mm belastet. Die Versuche wurden mit konstanter Verschiebungsgeschwindigkeit durchgeführt. Die Geschwindigkeit betrug 1,0 mm/min oder 2,0 mm/min. Sie wurde so eingestellt, daß die gesamte Versuchsdauer 10 bis 15 Minuten betrug. Die Meßdatenerfassung erfolgte in Intervallen von 10 Sekunden mit einer rechnergestützten Umschaltanlage.

3.4 Ergebnisse

3.4.1 Höchstlasten

In den Tabellen 4 bis 7 (Anlagen 11 bis 19) sind neben den Rohdichten und zugehörigen Holzfeuchten der Holzträger sowie dem Prüfkörper-Alter beim Versuch die Einzelwerte der Höchstlasten aller geprüften Holz-Beton-Verbindungen angegeben. Das Alter des Prüfkörpers zählt ab dem Tag des Betonierens der Betonplatte:

Tabelle 4 (Anlage 11 und 12): Höchstlasten der Verbindungen mit unter $\pm 45^\circ$ eingebrachten Schrauben,

Tabelle 5 (Anlage 13 und 14): Höchstlasten der Verbindungen mit Nagelplatte,

Tabelle 6 (Anlage 15 und 16): Höchstlasten der Verbindungen mit Betonnocke und Stahlstift,

Tabelle 7 (Anlage 17 und 18): Höchstlasten der Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte.

In Tabelle 12 (Anlage 27) sind die Mittelwerte und Variationskoeffizienten der Höchstlasten der einzelnen Versuchsreihen zusammengestellt.

3.4.2 Verformungskennwerte

In Anlehnung an DIN EN 26891 wurden folgende Verformungskennwerte ermittelt:

- Anfangsverschiebung v_i
- Modifizierte Anfangsverschiebung $v_{i,mod}$
- Bleibende Anfangsverschiebung v_s
- Elastische Verschiebung v_e
- Verschiebung bei $0,6F_{max}$ $v_{0,6}$
- Modifizierte Verschiebung bei $0,6F_{max}$ $v_{0,6,mod}$
- Verschiebung bei $0,8F_{max}$ $v_{0,8}$
- Modifizierte Verschiebung bei $0,8F_{max}$ $v_{0,8,mod}$
- Anfangs-Verschiebungsmodul k_i
- Verschiebungsmodul k_s

Diese Verformungskennwerte wurden für jeden Versuch bestimmt und in den Tabellen 8 bis 11 (Anlage 20 bis 27) zusammengestellt:

Tabelle 8 (Anlage 19 und 20): Verformungskennwerte der Verbindungen mit unter $\pm 45^\circ$ eingebrachten Schrauben,

Tabelle 9 (Anlage 21 und 22): Verformungskennwerte der Verbindungen mit Nagelplatte,

Tabelle 10 (Anlage 23 und 24): Verformungskennwerte der Verbindungen mit Betonnocke und Stahlstift,

Tabelle 11 (Anlage 25 und 26): Verformungskennwerte der Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte.

Bei den Versuchen C-NPL-(1+2) und D-NPL-(1÷3) ergaben sich praktisch keine Verschiebungen ($0,0 \text{ mm}$ bis $0,08 \text{ mm}$) zwischen den Furnierschichtholzplatten und den Betonplatten. Deshalb werden keine Verformungskennwerte angegeben.

In Tabelle 12 (Anlage 27) sind die Mittelwerte und Variationskoeffizienten der Verschiebungsmoduln der einzelnen Versuchsreihen angegeben.

3.4.3 Last-Verschiebungsdiagramme

Das Last-Verschiebungsverhalten aller Versuche wurde aufgenommen und, mit Ausnahme der Versuche C-NPL-(1+2) und D-NPL-(1÷3), graphisch dargestellt.

Die Last-Verschiebungsdiagramme sind in den Abb. 12 bis 43 (Anlage 28 bis 58) zusammengestellt. In den Diagrammen wurde die auf die Holz-Beton-Verbindung wirkende Last gegenüber dem Mittelwert der gemessenen vertikalen Verschiebungen zwischen Holz und Betonplatte aufgetragen.

3.4.4 Versagensursachen

Das Versagen der Verbindungen mit unter $\pm 45^\circ$ eingebrachten Schrauben trat durch Abreißen einer oder beider zugbeanspruchten Schrauben ein. In Abb. 44 (Anlage 59) ist ein Prüfkörper mit freigelegter Verbindung im Holzträger abgebildet. Die vordere Schraube ist unterhalb des

Mittelbundes im Gewindegang abgerissen. Im Hintergrund ist der aufgespaltene Holzträger mit dem abgerissenen Schraubenteil zu sehen. War eine *28 mm* dicke Zwischenschicht zwischen Holzträger und Betonplatte angeordnet, dann wurden die Schrauben aus dem Holzträger herausgezogen. Abb. 45 (Anlage 59) zeigt einen Prüfkörper, bei dem dieses Versagen aufgetreten ist. Bei Anordnung einer *19 mm* dicken Zwischenschicht rissen in einigen Versuchen die auf Zug beanspruchten Schrauben. In den meisten Versuchen wurden die Schrauben jedoch aus dem Holz gezogen.

Ursache für das Versagen aller Verbindungen mit Nagelplatte war, unabhängig vom Nagelplattentyp, ein Abbiegen und zum Teil auch Abbrechen der ins Holz eingepreßten Nägel. In Abb. 46 (Anlage 60) ist ein Prüfkörper mit Nagelplattenverbindung nach dem Versuch dargestellt.

Bei Verbindungen mit Betonnocke mit Durchmesser *50 mm* und Sechskantholzschaube mit Durchmesser *16 mm* konnte das Lastniveau im Bereich der Höchstlast bei größer werdenden Verschiebungen gehalten werden. Dabei wurde die Nocke zerstört und die Schraube verbog sich. Dies führte zu Lochleibungsverformungen im Holzträger. Die Versuche wurden abgebrochen, nachdem Verschiebungen von etwa *15 mm* erreicht waren. Abb. 47 (Anlage 60) zeigt einen solchen Prüfkörper mit freigelegter Verbindung im Bereich des Holzträgers. Die Verbindungen mit Betonnocke mit Durchmesser *70 mm* und Stift aus Betonstabstahl mit Durchmesser *20 mm* zeigten ebenfalls ein deutliches plastischen Verformungsverhalten. Nach Erreichen der Höchstlast konnten etwa *80 %* der Höchstlast bei zunehmenden Verschiebungen gehalten werden. Auch diese Versuche wurden abgebrochen, nachdem Verschiebungen von *15 mm* erreicht waren. Nach den Versuchen konnten sowohl Lochleibungseindrückungen im Holzträger als auch eine Zerstörung des Betons im Nockenbereich festgestellt werden. Teilweise platzte der Beton auf der Unterseite der Betonplatte kegelförmig um den Stahlstift herum ab (Abb. 48, Anlage 61). Bei einigen Versuchskörpern riß der Beton infolge der Biegebeanspruchung durch den Stift von der Plattenoberseite bis zur Bewehrungslage auf.

Für die ersten 5 Prüfkörper der Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte wurde Furnierschichtholz mit parallel laufenden Furnierlagen verwendet. Drei der fünf Furnierschichtholzplatten wurden mit Schalöl als Schutz gegen das Eindringen von Betonfeuchtigkeit gestrichen. Dieser Schutz war nicht ausreichend. Die in die Holzplatten eindringende Feuchtigkeit führte bei allen fünf Prüfkörpern zu großen Verformungen mit Abheben der Plattenränder. In Abb. 49 (Anlage 61) sind die verformten Prüfkörper abgebildet. Das Foto wurde in der zweiten Woche nach dem Betonieren aufgenommen. Die Versagensursache beim ersten Versuch A-NPL-1, der 27 Tage nach dem Betonieren durchgeführt wurde, war das Überschreiten der Lochleibungsfestigkeit des Furnierschichtholzes (Abb. 50, Anlage 62). Wegen der hohen Holzfeuchte des Furnierschichtholzes war die Lochleibungsfestigkeit vergleichsweise klein. Die übrigen vier Versuche A-NPL-2 und B-NPL-(1÷3) wurden 74 Tage nach dem Betonieren durchgeführt, damit die Furnierschichtholzplatten länger austrocknen konnten. Bei diesen Versuchen scherte die Betonnocke in der Fuge zwischen Holzplatte und Betonplatte ab (Abb. 51, Anlage 62). In den Versuchsreihen C und D wurden Furnierschichtholzplatten mit einzelnen, quer laufenden Furnierlagen verwendet, die dann auch nach dem Betonieren und Abbinden der Betonplatten eben blieben. Beim Prüfen dieser Verbindungen stellte sich heraus, daß sich die Betonplatten mit den Furnierschichtholzplatten „verklebt“ hatten. Es ergaben sich praktisch keine Verformungen zwischen den Platten. Der Bruch erfolgte schlagartig, wodurch die Betonnocke entweder abgeschert oder zerbrost und die Furnierschichtholzplatte eingedrückt wurde. Der bei einem Teil der Furnierschichtholzplatten angebrachte Anstrich mit Holzschutzfarbe als zusätzlichem Schutz gegen Betonfeuchtigkeit (Versuchsreihe D) blieb ohne Auswirkungen. In den übrigen Versuchsreihen wurde zwischen Holz und Beton Folie angeordnet und der Einfluß einer Nockenbewehrung untersucht. Wurde

die Betonnocke nicht bewehrt (Versuchsreihe E), dann scherte sie in der Fuge zwischen Holzplatte und Betonplatte schlagartig ab. Bei Einlegen eines kleinen Bewehrungskorbes mit $8 \varnothing 3 \text{ mm}$ in der Fuge (Versuchsreihe F) stellte sich ein plastisches Verformungsverhalten ein: bei größer werdenden Verschiebungen konnte das Lastniveau im Bereich der Höchstlast gehalten werden. Die Furnierschichtholzplatten wurde unter Lochleibungsbeanspruchung eingedrückt (Abb. 52, Anlage 63). Die Versuche wurden abgebrochen, wenn Verschiebungen von 15 mm erreicht waren. War eine Nockenbewehrung aus u-förmig zusammengeschweißten Bügeln mit $4 \varnothing 6 \text{ mm}$ Stahl in der Fuge eingelegt (Versuchsreihe E), dann platzte unter Höchstlast der Beton rund um die Nockenränder ab und die Verbindung rutschte aus der Ausfräzung der Holzplatte.

4 Holz-Beton-Verbindungen unter Klimawechselbeanspruchung

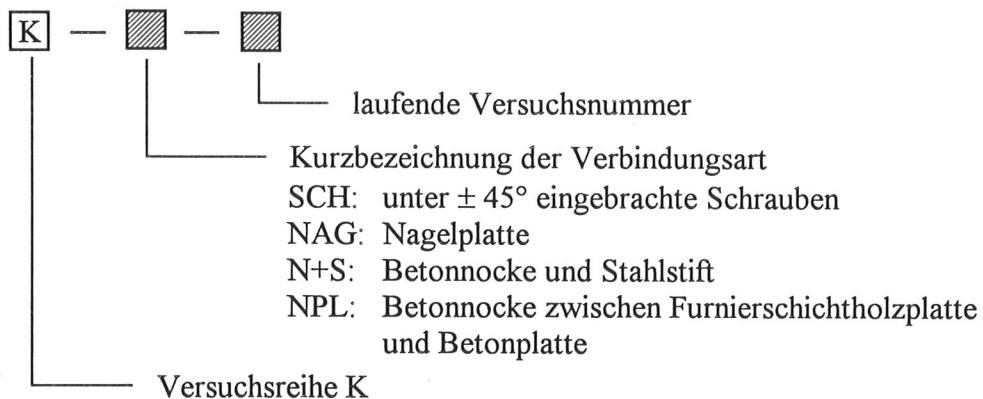
4.1 Versuchsprogramm

Ziel dieser Untersuchungen ist es, das Kriechen der Holz-Beton-Verbindungen, d.h. die Zunahme der Verformungen von Holz-Beton-Verbindungen im Laufe der Zeit unter ständig wirkender Last, zu bestimmen. Durch Versuche in definiertem Wechselklima unter Dauerbelastung wurde das Verformungsverhalten der Verbindungen unter Langzeitbeanspruchung simuliert. Vier Verbindungen pro Verbindungsart sollten folgende Klimawechsel durchlaufen:

- Normalklima 20/65
- Feuchtklima 20/90
- Trockenklima 20/40
- Feuchtklima 20/90
- Normalklima 20/65

Während der Klimawechselbeanspruchung wurden die Holz-Beton-Verbindungen mit rund 40 % der mittleren Höchstlasten aus den entsprechenden Kurzzeit-Scherversuchen belastet. Die Höhe der Belastung entspricht ungefähr der oberen Grenze der Gebrauchslast. Sie wurde so gewählt, um möglichst große Kriechverformungen zu erreichen. Tabelle 13 (Anlage 64) enthält eine Zusammenstellung der durchgeführten Versuche.

Die Bezeichnung der Versuche erfolgte nach folgendem Schema:



4.2 Prüfkörper

Aufbau und Abmessungen der Prüfkörper sowie die Ausbildung der Verbindungen stimmen mit den Prüfkörpern der entsprechenden Kurzzeitscherversuche überein (siehe Tabelle 13, Anlage 64). Jeweils zwei dieser einschnittig ausgebildeten Prüfkörper wurden an den Unterseiten der Holzträger bzw. der Furnierschichtholzplatten zusammengeklebt, so daß ein zweischnittiger, symmetrischer Prüfkörper entstand.

Das Versuchsmaterial und die Herstellung der Prüfkörper entsprachen dem Versuchsmaterial und dem Herstellungsverfahren der Prüfkörper für die Kurzzeit-Scherversuche. Die Holzträger der Prüfkörper mit Schraubenverbindungen, mit Nagelplattenverbindungen und mit Verbin-

dungen aus Betonnocke und Stahlstift waren aus Nadelvollholz. Zur Bestimmung der Rohdichten des Nadelvollholzes wurde bei den vorbereitenden Arbeiten zum Herstellen der Verbindungen aus jeweils einem Endquerschnitt eines jeden Holzträgers eine Scheibe für Darrversuche entnommen. Die ermittelten Werte sind zusammen mit den zugehörigen Holzfeuchten in Tabelle 14 (Anlage 64) angegeben.

4.3 Versuche

4.3.1 Belastungsvorrichtung

Zum Einbringen einer Dauerbelastung wurde eine Vorrichtung entwickelt, mit der jeweils zwei übereinander angeordnete Doppel-Prüfkörper gleichzeitig belastet werden. Pro Verbindungsart wurde eine Belastungsvorrichtung benötigt, so daß insgesamt vier Vorrichtungen hergestellt wurden. Die Belastungsvorrichtungen für Prüfkörper aus Holzträger und Betonplatte und für Prüfkörper aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte sind in Abb. 53 (Anlage 65) schematisch dargestellt: Die Last F auf die Prüfkörper entsteht durch Stahlgewichte G , die an einem Hebelarm im Abstand b von der Lasteinleitungsstelle und im Abstand $a+b$ vom Drehpunkt hängen. Bei der Ermittlung des erforderlichen Gewichtes G und des Abstandes b wurden die Eigengewichte sämtlicher Auflasten berücksichtigt. Da zweiseitige Prüfkörper belastet wurden, ist das Doppelte der in Tabelle 13 (Anlage 64) angegebenen Werte als Last F aufgebracht worden.

Die Belastung wird bei den oben liegenden Prüfkörpern über Stahlplatten in die Holzträger bzw. die Furnierschichtholzplatten eingeleitet. Die Auflager befinden sich unter den Betonplatten. Die unten liegenden Prüfkörper werden zusätzlich durch das Eigengewicht und die Auflager der darüber liegenden Prüfkörper belastet. Hier wird die Last in die Betonplatten eingeleitet und das Auflager wurde unter den Holzträgern bzw. den Furnierschichtholzplatten angeordnet. Da die Prüfkörper „gelenkig“ gelagert und seitlich praktisch nicht gehalten sind, werden nicht nur vertikale Verschiebungen, sondern auch Verdrehungen auftreten. Wegen der gegenläufigen Kräfteinleitung in den übereinander angeordneten Prüfkörpern werden auch die Verdrehungen gegenläufig sein.

4.3.2 Meßeinrichtung

Die Verschiebung zwischen Holz und Beton wurde an jeweils zwei Meßstellen pro Fuge, die auf jeder Seite eines Prüfkörpers angeordnet waren, gemessen. Die beiden Meßpunkte einer Meßstelle waren im Abstand von 50 mm symmetrisch um die Schwerachse der Verbindung im Holz bzw. im Beton angebracht. Mit einem induktiven Wegaufnehmer W 20 wurde regelmäßig der Abstand zwischen den beiden Meßpunkten aufgenommen. Die Meßdatenerfassung erfolgte mit einer rechnergestützten Umschaltanlage. Die Abbildungen 54 und 55 (Anlage 66) zeigen die Prüfkörper der Verbindungen mit Nagelplatte und die Prüfkörper der Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte in der Klimakammer. Auf den Fotos sind die Meßstellen erkennbar.

Der Trocknungs- bzw. Befeuchtungsablauf der Prüfkörper wurde durch Ermittlung der vorhandenen Holzfeuchte von Vergleichskörpern aus Nadelvollholz und aus Furnierschichtholz kontrolliert. Hierzu wurden Vergleichskörper vorbereitet, die die gleichen Abmessungen wie die Hölzer der Prüfkörper hatten. Die Seiten, über die bei den Prüfkörpern wegen Betonplatte oder Leimfläche kein Feuchte austausch mit der Umgebungsluft möglich war, wurden bei den Vergleichskörpern durch Anstrich mit Holzlack abgedichtet. Die Vergleichskörper wurden sowohl vor als auch während der Untersuchungen immer zusammen mit den Prüfkörpern gelagert. Bei gleicher Ausgangsfeuchte der Hölzer der Prüfkörper und der Vergleichskörper zu

Beginn der Untersuchungen kann die jeweils vorhandene Holzfeuchte über die Masse der Vergleichskörper berechnet werden:

$$u_t = \frac{m_t(u_{t=1} + 100)}{m_{t=1}} - 100$$

Es bedeuten: u_t Holzfeuchte zum Zeitpunkt der Messung in %,
 m_t Masse zum Zeitpunkt der Messung,
 $u_{t=1}$ Holzfeuchte zu Beginn der Untersuchungen in %,
 $m_{t=1}$ Masse zu Beginn der Untersuchungen.

Die Rohdichten und die zugehörigen Holzfeuchten der Vergleichskörper wurden am Tag der Lastaufbringung auf die Prüfkörper bestimmt. Es ergaben sich folgende Werte:

Vergleichskörper aus Nadelvollholz: $\rho = 486 \text{ kg/m}^3$ $u = 12,8 \%$
 Vergleichskörper aus Furnierschichtholz: $\rho = 526 \text{ kg/m}^3$ $u = 11,8 \%$

4.3.3 Versuchsdurchführung

Jeweils zwei Doppel-Prüfkörper einer Verbindungsart wurden am 28. Tag nach dem Betonieren der Betonplatten auf die Holzträger bzw. die Furnierschichtholzplatten in die entsprechenden Vorrichtungen eingebaut. Die erste Ablesung der Abstände zwischen den Meßpunkten erfolgte unmittelbar nach dem Einbau. Die gemessenen Werte gelten als Bezugswerte (Null-Messung) für die später abgelesenen Werte. Ihre Differenzen entsprechen dann den aufzunehmenden Verschiebungen.

Die zweite Ablesung wurde nach Aufbringen der Belastung am gleichen Tag durchgeführt. Danach wurde die Klimaanlage in der Klimakammer eingeschaltet. Zuerst wurde Normalklima mit einer Temperatur von 20°C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 65 % eingestellt. Die Verschiebungen wurden in regelmäßigen Abständen, zunächst täglich und später mindestens zweimal wöchentlich, bestimmt. Zusammen mit jeder Ablesung wurden auch die Vergleichskörper gewogen und die vorhandene Holzfeuchte berechnet. Das Klima in der Klimakammer wurde so lange konstant gehalten, bis sich in den Vergleichskörpern die zugehörige Ausgleichsfeuchte eingestellt hatte. Damit ergab sich folgender Versuchsablauf:

Belastungsdauer in der Klimakammer	Klima	Ausgleichsfeuchte in den Vergleichskörpern (%)	
		Nadelvollholz	Furnierschichtholz
1. Tag bis 15. Tag	Normalklima 20/65	13,1	12,5
16. Tag bis 78. Tag	Feuchtklima 20/90	18,5	21,2
79. Tag bis 141. Tag	Trockenklima 20/40	10,2	9,6
142. Tag bis 212. Tag	Feuchtklima 20/90	17,9	20,5
213. Tag bis 255. Tag	Normalklima 20/65	-	-

Während der ersten Befeuchtungsphase versagte am 77. Tag der Prüfkörper K-SCH-4 mit Schraubenverbindung. Die beiden zugbeanspruchten Schrauben wurden aus dem Holz herausgezogen. Nach einem Umbau der Belastungsvorrichtung konnten zwei der vier Prüfkörper, K-SCH-1 und K-SCH-3, weiter verwendet werden.

Zu Beginn der Trockenphase am 81. Tag spaltete der Holzträger des Prüfkörpers K-N+S-4 mit Verbindung aus Betonnocke und Stahlstift auf. Im darüber liegenden Prüfkörper K-N+S-2 wurde ein Riß auf der Unterseite der Betonplatte in Höhe der Verbindung entdeckt. Da sich

die übereinander angeordneten Prüfkörper in der Belastungsvorrichtung schräg gestellt hatten, war eine eindeutige Kraftableitung nicht mehr gewährleistet. Diese Versuche mußten vorzeitig abgebrochen werden.

In der zweiten Befeuchtungsphase kam es am 165. Tag im Holzträger des Doppel-Prüfkörpers K-NAG-(1+2) zu einem Querzugversagen. Die Fugen zwischen Holz und Beton waren bei diesen Prüfkörpern mit Nagelplattenverbindungen bis zu den Verbindungen geöffnet, die Nägel waren zum Teil aus dem Holz gezogen. Die wegen der zunehmenden Schräglage der Betonplatten angewachsene Kraftkomponente rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes verursachte das Aufreißen des Holzträgers neben der Leimfuge. Da dann keine eindeutige Kraftableitung mehr gewährleistet war, wurden diese Versuche abgebrochen.

Die Verformungen des Prüfkörpers K-SCH-1 mit Schraubenverbindung nahmen in der zweiten Befeuchtungsphase stark zu. Die Schrauben wurden immer mehr aus dem Holz gezogen. Die Schräglage der Betonplatte wurde so groß, daß nach dem 210. Tag keine Verformungsmessung mehr möglich war.

Die gesamte Klimawechselbeanspruchung konnte nur auf die Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte aufgebracht werden. Am 255. Tag in der Klimakammer wurden diese Versuche abgeschlossen.

4.4 Ergebnisse

In den Abb. 56 bis 59 (Anlage 67 bis 69) sind die Verschiebungskurven der vier Verbindungsarten dargestellt. Es wurden jeweils die Mittelwerte der gemessenen Verschiebungen der vier Verbindungen und die daraus berechnete mittlere Verschiebung über die Belastungsdauer aufgetragen.

Bei allen Prüfkörpern traten nicht nur Verschiebungen, sondern auch Verdrehungen rechtwinklig zur Fuge zwischen Holz und Beton auf. Wegen der gegenläufigen Kräfteführung in der Belastungsvorrichtung haben sich die Fugen in den oben angeordneten Prüfkörpern entgegengesetzt zu den Fugen in den unten angeordneten Prüfkörpern geöffnet. Dadurch wurden die Verschiebungen in den oberen Prüfkörpern um die vertikale Komponente aus Verdrehung zu klein, in den unteren Prüfkörpern dagegen zu groß gemessen. Durch Berechnung einer mittleren Verschiebung aus allen gemessenen Werten konnte diese Ungenauigkeit weitgehend korrigiert werden.

Aus den mittleren Verschiebungen wurden die relativen Verformungszunahmen k für alle vier Verbindungsarten berechnet:

$$k = \frac{v_t - v_{t=1}}{v_{t=1}}$$

Es bedeuten: v_t mittlere Verschiebung der Holz-Beton-Verbindung zum Zeitpunkt t ,
 $v_{t=1}$ mittlere Verschiebung der Holz-Beton-Verbindung am 1. Tag, nach Aufbringen der Belastung.

In Abb. 60 (Anlage 70) sind die relativen Verformungszunahmen der vier untersuchten Holz-Beton-Verbindungen über der Belastungsdauer aufgetragen. Es ist zu erkennen, daß die Kriechverformungen unmittelbar nach Aufbringen der Belastung beginnen. Die Verformungen nehmen schnell zu. Nach dem 2. Tag im Normalklima 20/65 gehen die Kurven in einen stabilen Bereich mit etwa linearen Verformungszunahmen über.

Im Feuchtklima 20/90 stellen sich bei allen untersuchten Holz-Beton-Verbindungen überproportionale Verformungszunahmen ein. Während die Verbindungen mit Nagelplatte (NAG),

Bettonnocke und Stahlstift (N+S) sowie Bettonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte (NPL) dabei ein stabiles Verhalten zeigen, kommt es bei den Verbindungen mit unter $\pm 45^\circ$ eingebrachten Schrauben (SCH) zu einer beschleunigten Verformungszunahme. Dies deutet auf ein bevorstehendes Versagen der Verbindung hin (Herausziehen der Schrauben bei K-SCH-4). Offensichtlich war der an der oberen Gebrauchslast-Grenze gewählte Beanspruchungsgrad von 40 % der Kurzzeitfestigkeit für die Verbindungen mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$ und Zwischenschicht der Dicke 28 mm zu hoch.

Gleich nach dem Klimawechsel vom Feuchtklima 20/90 auf ein Trockenklima 20/40 versagte ein Prüfkörper mit Verbindungen aus Bettonnocke und Stahlstift durch Aufspalten eines Holzträgers. Das Versagen ist auf die hohen Eigenspannungen aus Schwinden aufgrund des scharfen Klimawechsels zurückzuführen. Während der Trocknungsphase werden die Verformungszunahmen der weiter untersuchten Holz-Beton-Verbindungen wieder kleiner.

In der zweiten Befeuchtungsphase mit Klima 20/90 kommt es bei den Verbindungen mit unter $\pm 45^\circ$ eingebrachten Schrauben wieder zu einem instabilen Verhalten mit beschleunigter Verformungszunahme. Die schnell größer werdenden Verschiebungen entstehen aufgrund des Versagens der Verbindungen durch Herausziehen der Schrauben aus dem Holz. Die Verformungen der Verbindungen mit Bettonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte nehmen überproportional zu, bleiben aber stabil. Die Prüfkörper mit Nagelplatten-Verbindungen versagen durch Überschreiten der Querzugfestigkeit in einem Holzträger.

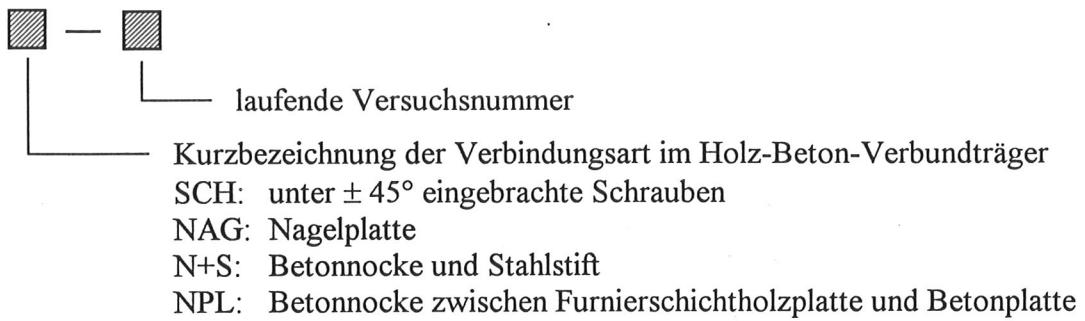
Nach dem letzten Klimawechsel auf Normalklima 20/65 werden die Verformungen der Verbindungen mit Bettonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte wieder kleiner. Die Verformungszunahme der mittleren Verschiebung ist bei Versuchsabbruch am 255. Tag noch nicht vollständig abgeschlossen.

5 Biegeversuche mit Holz-Beton-Verbundträgern

5.1 Versuchsprogramm

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens wurden Holz-Beton-Verbundträger unter Biegebeanspruchung geprüft. Die in den Versuchen gemessenen Kraft- und Verformungswerte dienen auch zur Überprüfung des Rechenmodells: durch Vergleich der berechneten mit den tatsächlich gemessenen Werten kann die Wirklichkeitsnähe des Rechenmodells überprüft werden. Die Verbindungen zwischen Holz und Beton wurden mit den vier Holz-Beton-Verbindungsarten ausgebildet, die zuvor in den Scherversuchen und den Untersuchungen unter Klimawechselbeanspruchung geprüft wurden.

Die Bezeichnung der Versuche erfolgte einheitlich nach folgendem Schema:



Pro Verbindungsart wurden zehn Holz-Beton-Verbundträger geprüft:

- Träger SCH-(1÷10) mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$ und einer Zwischenschicht der Dicke 28 mm zwischen Holzträger und Betonplatte,
- Träger NAG-(1÷10) mit Nagelplatten (Typ II) zwischen Holzträger und Betonplatte,
- Träger N+S-(1÷10) mit Betonnocken $d = 70$ mm und Stiften aus Betonstabstahl $d = 20$ mm zwischen Holzträger und Betonplatte,
- Träger NPL-(1÷10) mit bewehrten Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte aus Kerto Q und Betonplatte.

5.2 Prüfkörper

5.2.1 Aufbau und Abmessungen

Die Untersuchungen wurden an bauteilgroßen Prüfkörpern mit Spannweiten von 5,4 m bei Verbundsystemen aus Holzträger und Betonplatte und von 4,5 m bei Verbundsystemen aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte durchgeführt. In Abb. 61 (Anlage 71) sind die Querschnitte der Verbundträger mit dem jeweiligen Trägeraufbau dargestellt.

Die Verbundsysteme aus Holzträger und Betonplatte wurden mit Holzträgern aus Brettschichtholz hergestellt. Brettschichtholz hat den Vorteil, daß die Formbeständigkeit gewährleistet ist. Die langen Prüfkörper lassen sich exakt herstellen und die Geometrie bleibt erhalten. Dies wirkt sich vor allem beim Einpassen in die Versuchs- und Meßeinrichtung vorteilhaft aus. Für die Verbundsysteme aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte wurde Furnierschichtholz mit einzelnen, quer verlaufenden Furnierlagen (Kerto Q) verwendet.

Als Feuchteschutz des Holzes gegen die Betonfeuchtigkeit wurde immer eine PE-Folie zwischen den Holzträgern bzw. den Furnierschichtholzplatten und den Betonplatten angeordnet. Im Bereich der Ausfrässungen für die Betonnocken wurde die Folie entsprechend ausgeschnitten. Die Schrauben und die Nagelplatten wurden durch die Folie hindurch in die Holzträger eingebracht.

Aus Tabelle 15 (Anlage 72) ist die Anordnung der Verbindungen ersichtlich. Die Verbindungen wurden gleichmäßig, mit konstantem Abstand über die Trägerlängen, verteilt. Die Verbundträger aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte waren mit Betonnocken verbunden, die in drei Reihen gesetzt wurden. Dadurch ergaben sich sehr große Verbindungssteifigkeiten. Die Herstellung der Verbindungen entsprach der Herstellung der Verbindungen in den Prüfkörpern für die Scherversuche (siehe Kap. 3.2.1).

Zur Aufnahme der Eigenspannungen beim Abbinden wurden die Betonplatten mit Betonstahlmatten Q131 bewehrt. Sie wurden in den 70 mm dicken Betonplatten einlagig, 30 mm vom unteren Plattenrand, angeordnet. In den 110 mm dicken Betonplatten der Träger NPL-(1:5) wurden die Betonstahlmatten zweilagig mit jeweils 20 mm Betonüberdeckung verlegt. Zur Überprüfung der Notwendigkeit dieser konstruktiven Bewehrung wurden die Betonplatten der Träger NPL-(6:10) nicht bewehrt.

5.2.2 Versuchsmaterial

Brettschichtholz

Das für die Verbundträger mit Schraubenverbindungen und mit Verbindungen aus Betonnocken und Stahlstiften verwendete Brettschichtholz aus Nadelholz Fichte/Tanne wurde aus dem Fachhandel bezogen. Die Lagerung der Hölzer zur Klimatisierung erfolgte im Prüflabor bei Normalklima DIN 50014 - 20/65-2. Dort wurden die BSH-Träger auch zugesägt und die vorbereitenden Arbeiten zum Herstellen der Verbindungen durchgeführt.

Für die Verbundträger mit Nagelplattenverbindungen wurde ebenfalls Brettschichtholz aus Nadelholz Fichte/Tanne verwendet. Die Holzträger wurden in einer Holzbaufirma vorbereitet. Die aufgebogenen Nagelplatten wurden dort mit einer dafür geeigneten Presse in das Holz eingepreßt. Danach wurden die Holzträger angeliefert und ebenfalls im Prüflabor bei Normalklima klimatisiert.

Die Materialkennwerte der Brettschichtholzträger wurden bei den vorbereitenden Arbeiten zum Herstellen der Verbindungen bzw. nach ausreichender Klimatisierung der angelieferten Träger im Prüflabor bestimmt. Die mittleren Rohdichten der Brettschichtholzträger wurden durch Wiegen ermittelt. Bei Trägern mit eingepreßten Nagelplatten wurde das Gewicht der Nagelplatten vom Gesamtgewicht abgezogen. An Darrproben aus den Endquerschnitten der Träger wurde die Holzfeuchte des Brettschichtholzes überprüft. Sie lag zwischen 10 % und 12 %. Die Elastizitätsmoduln der Holzträger wurden mit Hilfe der Eigenfrequenzmessung von Längsschwingungen bestimmt (GÖRLACHER, 1990). Bei der Berechnung der Elastizitätsmoduln aus den gemessenen Schwingungszeiten und den Rohdichten wurde bei den Trägern mit eingepreßten Nagelplatten das Gewicht der Nagelplatten mitberücksichtigt, da die Nagelplatten zusammen mit dem Holz in Schwingung versetzt wurden. Der statische Wert des Elastizitätsmoduls ist zu 95 % des gemessenen dynamischen Elastizitätsmoduls angenommen worden. Die ermittelten Materialkennwerte sind in Tabelle 16 (Anlage 73) zusammengestellt. In Abb. 62 (Anlage 74) sind die berechneten statischen Elastizitätsmoduln über den mittleren Rohdichten der Brettschichtholzträger aufgetragen.

Furnierschichtholz

Das Furnierschichtholz hatte immer eine Dicke von 27 mm mit dem im Zulassungsbescheid Nr. Z-9.1-100 geregelten Plattenaufbau. Es wurden Kerto Q-Platten verwendet, bei denen 2 der 9 Furnierlagen quer verlaufen. Das Furnierschichtholz wurde in einer Holzbaufirma zugesägt. Dort wurden auch die Vertiefungen für die Verbindungen mit einer computergesteuerten Abbundanlage aus den Furnierschichtholzplatten gefräst. Danach wurden die Platten angeliefert und im Prüflabor bei Normalklima DIN 50014 - 20/65-2 klimatisiert.

Die Materialkennwerte wurden nach ausreichender Klimatisierung der Furnierschichtholzplatten im Prüflabor bestimmt. Die mittleren Rohdichten wurden durch Wiegen ermittelt. An Darrproben aus den Endquerschnitten wurde die Holzfeuchte des Furnierschichtholzes überprüft. Sie lag zwischen 9 % und 10 %. Zur Bestimmung der Zug-Elastizitätsmoduln war die Eigenfrequenzmessung von Längsschwingungen ungeeignet, da sich in den Furnierschichtholzplatten mit großen Querschnittsschwächungen durch die Ausfrässungen für die Verbindungen die Längsschwingungen nicht ungestört ausbreiten konnten. Deshalb wurden die Elastizitätsmoduln mit Hilfe der Eigenfrequenzmessung von Biegeschwingungen ermittelt, die an kleinen Proben $b/h = 27/10 \text{ mm}$, $l = 100 \text{ mm}$ aus den Endquerschnitten durchgeführt wurden. Die „Beanspruchung“ nach Erzeugen einer Biegeschwingung in der Probe entspricht der Beanspruchung der Furnierschichtholzplatte im Verbundträger. Die quer laufenden Furnierlagen bringen zwar einen Anteil zur Rohdichte, haben aber praktisch keinen Einfluß auf den Zug-Elastizitätsmodul der Furnierschichtholzplatte. Bei der Berechnung wurde der statische Wert des Elastizitätsmoduls zu 95 % des gemessenen dynamischen Elastizitätsmoduls angenommen. Die ermittelten Materialkennwerte sind in Tabelle 16 (Anlage 73) enthalten.

Beton

Die Zusammensetzung des Betons für die Holz-Beton-Verbundträger entsprach der Zusammensetzung des Betons für die Scherkörper zur Untersuchung der Holz-Beton-Verbindungen. Der Beton wurde als Transportbeton aus dem Fachhandel bezogen. Er wurde nach folgender Rezeptur hergestellt:

- Betonzusammensetzung (Menge je m^3 verdichteter Beton):

Zement:	240 kg	
Zuschlagstoffe:	1910 kg	
Zugabewasser:	111 l	Dies ergibt zusammen mit der Eigenfeuchte der Zuschlagstoffe von 69 l eine Wassermenge von 180 l.
- Mischungsverhältnis: $Z/Z : W/Z : G/Z = 1 : 0,75 : 7,96$
- Konsistenz: KR (durch Betonverflüssiger)
- Zementsorte: PZ 35 F
- Zuschlag: Oberrheinkies, Körnung 0-16 mm, Sieblinie B16

Kornzusammensetzung:	0/2: 42 %
	2/8: 34 %
	8/16: 24 %
- Zusatzmittel: Betonverflüssiger; 0,40 % vom Zementgewicht
- Zusatzstoffe: keine

Zur Überprüfung der Druckfestigkeiten und Rohdichten wurden bei jedem Betonierdurchgang drei Betonwürfel mit 200 mm Kantenlänge hergestellt und nach 28 Tagen geprüft. Die Ergebnisse sind in Tabelle 17 (Anlage 74) angegeben. Mit einem kleinsten Einzelwert für die Druckfestigkeit von $23,0 \text{ N/mm}^2$ ($< 25 \text{ N/mm}^2$) und einem Kleinstwert für die mittlere Druckfestigkeit jeder Würfelserie von $23,4 \text{ N/mm}^2$ ($< 30 \text{ N/mm}^2$) sind die Anforderungen an die Betonfestig-

keitsklasse B 25 nicht erfüllt. Die niedrige Betongüte wird aber keine negativen Auswirkungen auf die Versuchsergebnisse haben, da das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundträger hauptsächlich von den Eigenschaften der Holzträger und der Verbindungen zwischen Holz und Beton beeinflußt wird. Das Last-Verformungsverhalten der Holz-Beton-Verbindungen kann damit unverändert auf die Verbundträger übertragen werden.

Schrauben

Für die Verbundträger mit unter $\pm 45^\circ$ eingebrachten Schrauben wurden die Verbundelemente VB-48-7,5 x 100 mm verwendet (siehe Kapitel 3.2.2 und Abb. 5, Anlage 6).

Nagelplatten

Die Verbindungen in den Verbundträgern mit Nagelplatten bestehen aus aufgebogenen Nagelplatten MNP-A nach Zulassungsbescheid Nr. Z-9.1-273. Die Plattenabmessungen betragen $b/l = 114/266$ mm (siehe Kapitel 3.2.2 sowie Abb. 6 und 7, Anlage 7).

Stahlstifte

Für die Verbundträger mit Betonnocken und Stahlstiften wurden Stifte aus geripptem Betonstabstahl nach DIN 488 Teil 1 der Stahlsorte BSt 500 S verwendet. Der Nenndurchmesser des nicht verwundenen Betonstahls mit Längsrippen betrug 20 mm. Die Stifte wurden auf 160 mm Länge zugesägt (siehe Kapitel 3.2.2).

Bewehrung der Betonnocken

Die Bewehrung der Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte besteht aus einem Bewehrungskorb, der aus Betonstahl-Lagermatte N 94 hergestellt wurde (siehe Kapitel 3.2.2). Der Bewehrungskorb hat einen quadratischen Grundriß mit 80 mm Seitenlänge und ist ca. 70 mm hoch. Pro Verbindung ergibt sich ein Stahlquerschnitt von 8 Ø 3 mm in der Fuge zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte. Die Nockenbewehrung ist aus Abb. 64 (Anlage 75) ersichtlich.

Betonstahl-Lagermatte Q 131

Als Bewehrung der Betonplatten gegen Eigenspannungen beim Abbinden wurden Betonstahl-Lagermatten Q 131 aus BSt 500 M nach DIN 488 Teil 4 verwendet. Der Stahlquerschnitt längs und quer beträgt $a_s = 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Folie

Bei allen Prüfkörpern wurde eine PE-Folie der Dicke 0,15 mm als Feuchteschutz des Holzes gegen die Betonfeuchtigkeit angeordnet.

Spanplatte

Die Zwischenschichten bei den Verbundträgern mit unter $\pm 45^\circ$ eingebrachten Schrauben wurden aus 28 mm dicken Flachpreßplatten nach DIN 68763 der Verleimungsart V100 hergestellt.

5.2.3 Herstellung der Prüfkörper

Sowohl die Holzträger als auch die Furnierschichtholzplatten lagerten nach dem Einbau der entsprechenden Holz-Beton-Verbindung bzw. nach Abschluß der vorbereitenden Arbeiten bis zum Betonieren der Betonplatte im Prüflabor bei Normalklima DIN 50014 - 20/65-2. Zum Aufbetonieren der Betonplatten wurden sie in passende Schalungen eingebaut. In den Abbildungen 63 und 64 (Anlage 75) sind die eingeschalteten Prüfkörper des ersten Betonierdurchgangs dargestellt. Pro Betonierdurchgang wurden immer 10 Betonplatten betoniert. Insgesamt wurden in 4 Durchgängen 40 Prüfkörper hergestellt.

Nach dem Betonieren wurden die Betonplatten zur Nachbehandlung 7 Tage lang mit wassergeränktem Gewebe abgedeckt. Die Prüfkörper wurden in der Regel in der vierten Woche nach dem Betonieren ausgeschalt. Danach lagerten sie bis zum jeweiligen Versuch abgedeckt im Freien. Die Prüfkörper des 3. Betonierdurchgangs wurden schon 14 Tage nach dem Betonieren ausgeschalt und danach im Freien, ebenfalls abgedeckt, gelagert. Die Beton-Nachbehandlung der 3 Probewürfel jedes Betonierdurchgangs entsprach der Nachbehandlung der Prüfkörper, also Abdecken mit nassem Gewebe in der Schalung bis zum 7. Tag, Ausschalen zusammen mit den Prüfkörpern und Luflagerung im Freien bis zum Druckversuch am 28. Tag.

5.3 Versuche

5.3.1 Versuchseinrichtung

Die Holz-Beton-Verbundträger wurden als Einfeldträger mit zwei Einzellasten in den Drittelpunkten belastet. Aus Abb. 65 (Anlage 76) sind die Abmessungen sowie das statische System der Versuchseinrichtung mit Lage der Auflager- und Lasteinleitungspunkte für die Verbundsysteme aus Holzträger und Betonplatte und für die Verbundsysteme aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte ersichtlich. Abb. 66 (Anlage 76) zeigt einen in der Versuchseinrichtung eingebauten Verbundträger.

Die Lasteinleitung erfolgte mittels 100 *mm* breiten Stahlplatten bzw. quadratischen Stahl-Hohlprofilen mit 100 *mm* Seitenlänge gleichmäßig über die gesamte Breite der Betonplatte von 600 *mm*. Zum Ausgleichen der Betonunebenheiten wurden unter die Stahlplatten bzw. die Stahlprofile Weichfaserplatten gelegt. Die Träger wurden unter den Holzträgern bzw. den Furnierschichtholzplatten über die gesamte Holzbreite aufgelagert. Unter den Holzträgern betrug die Länge der stählernen Auflagerplatte jeweils 300 *mm*, unter den Furnierschichtholzplatten 100 *mm*. Gegen mögliches Kippen beim Versuch wurden die Verbundsysteme aus Holzträger und Betonplatte durch Unterstellen von Hölzern unter die Betonplatte im Bereich der Auflager gesichert. Über diese Hölzer konnte im stabilen Zustand keine Kraft abgeleitet werden.

5.3.2 Meßeinrichtung

Neben der Kraft der Kolben der Prüfmaschine wurden die Durchbiegung in Trägermitte, die Auflagereindrückungen im Holz sowie die Verschiebungen zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge an den Trägerenden und bei der jeweils zweiten Verbindung gemessen. Zusätzlich wurden bei einigen Trägern die Verschiebungen zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der jeweils vierten bzw. fünften Verbindung aufgenommen sowie die Spaltaufweitung zwischen Holzträger und Betonplatte in Trägermitte. Bei Trägern mit Schraubenverbindungen wurden außerdem die Verschiebungen zwischen Holzträger und Betonplatte rechtwinklig zur Fuge an den Trägerenden gemessen.

Abb. 67 (Anlage 77) zeigt die Anordnung der Meßstellen im Verbundträger. Für Verbundsysteme aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte gilt sie entsprechend. Die Meßstellen zur Bestimmung der Verschiebungen zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge an den Trägerenden lagen direkt in der Trägerachse bzw. der Schwerachse der Verbindungen. Alle anderen Verformungen wurden jeweils beidseitig, auf der rechten und der linken Trägerseite, gemessen.

Zur Messung der Verschiebungen in der Fuge zwischen Holz und Beton und der Eindrückungen im Holz über den Auflagern wurden induktive Wegaufnehmer (W 2 und W 20) verwendet. In Abb. 68 (Anlage 78) sind vier Meßstellen eines Verbundträgers mit Schraubenverbindungen und Zwischenschicht zwischen Holzträger und Betonplatte zur Aufnahme der Verformungen

am Trägerende, über dem Auflager und bei der 2. Verbindung abgebildet. Abb. 69 (Anlage 78) zeigt die vier Meßstellen eines Verbundträgers mit Verbindungen aus Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte am Trägerende, über dem Auflager, bei der 2. Verbindung und bei der 5. Verbindung.

Die Durchbiegungen wurden jeweils mit zwei elektrischen Meßgeräten eigener Bauart, die auf der rechten und linken Trägerseite angebracht waren, ermittelt. In Abb. 70 (Anlage 79) ist die Anordnung dieser Meßeinrichtung bei einem Verbundsystem aus Holzträger und Betonplatte, in Abb. 71 (Anlage 79) bei einem Verbundsystem aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte dargestellt. Gemessen wurde die Länge des abgewickelten Drahtes, der zwischen Holz und einem Festpunkt außerhalb des Meßsystems angebracht war. Die endgültige Trägerdurchbiegung wurde unter Berücksichtigung der Auflagereindrückungen berechnet.

5.3.3 Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden in der 4. und 5. Woche nach dem Betonieren der Betonplatte auf die Holzträger bzw. die Furnierschichtholzplatten durchgeführt. Das Alter der Prüfkörper lag dann zwischen 26 Tage und 37 Tage. Die Versuche fanden im Prüflabor bei Normalklima DIN 50014 - 20/65-2 statt.

Ausgehend von einer geschätzten Höchstlast F_{est} wurden die Prüfkörper bis zu einer oberen Grenze im Gebrauchslastbereich, die bei $0,4 F_{est}$ festgelegt wurde, belastet. Nach 30 s Wartezeit erfolgte eine Entlastung auf $0,1 F_{est}$. Nach einer weiteren Wartezeit von 30 s wurde bis zum Bruch belastet. Die Versuche wurden mit konstanter Verschiebungsgeschwindigkeit von 5,0 mm/min oder 6,0 mm/min durchgeführt. In den meisten Fällen lag dann die Gesamtdauer des Versuchs zwischen 20 Minuten und 30 Minuten. Die Meßdatenerfassung erfolgte in Intervallen von 10 Sekunden mit einer rechnergestützten Umschaltanlage.

5.4 Ergebnisse

5.4.1 Höchstlasten und Größtwerte der Verformungen

In Tabelle 18 und 19 (Anlagen 80 und 81) sind die Höchstlasten und die Größtwerte der Verformungen aller Prüfkörper sowie das jeweilige Prüfkörper-Alter beim Versuch zusammengestellt. Die Höchstlast eines Versuches entspricht der Kraft eines Kolbens der Prüfmaschine im Bruchzustand. Mit Ausnahme der maximalen Verschiebungen zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge an den Trägerenden sind die angegebenen maximalen Verformungswerte gemittelte Werte aus den jeweiligen gemessenen maximalen Verformungen der rechten und linken Trägerseite.

5.4.2 Kraft-Verformungsdiagramme

Das Last-Verformungsverhalten aller Versuche wurde aufgenommen und graphisch dargestellt. In den Abb. 72 bis 87 (Anlage 82 bis 95) sind die Diagramme zusammengestellt. Für jeden Versuch sind in der Regel drei Diagramme mit folgenden Kraft-Verformungskurven abgebildet:

- Kraft gegenüber Durchbiegung in Trägermitte (unter Berücksichtigung der Auflager-eindrückungen im Holz),
- Kraft gegenüber den Verschiebungen zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge zwischen Trägerende 1 und Trägermitte,
- Kraft gegenüber den Verschiebungen zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge zwischen Trägerende 2 und Trägermitte.

Mit Ausnahme der Verschiebungen zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge an den Trägerenden sind die aufgezeichneten Verformungen gemittelte Werte aus den Meßwerten der rechten und linken Trägerseite.

5.4.3 Trag- und Verformungsverhalten

Während der Biegeversuche wurde das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundträger beobachtet. Dabei stellte sich für Träger mit unterschiedlichen Verbindungen zwischen Holz und Beton unterschiedliches Verhalten ein. Im Folgenden wird das Trag- und Verformungsverhalten jeder Verbundträgerserie beschrieben.

Holz-Beton-Verbundträger mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$ und einer Zwischenschicht von 28 mm

Unter Anfangsbelastung bis $F \approx (2,0 \div 3,0) \text{ kN}$ ergeben sich praktisch keine Verformungen. Danach nehmen alle Verformungen, also die Durchbiegung in Trägermitte und die Verschiebungen in der Fuge zwischen Holz und Beton, fast linear bis $F \approx (11,5 \div 15,0) \text{ kN}$ zu. Der erste Riß in der Betonplatte ist bei $F \approx (11,0 \div 16,0) \text{ kN}$ unter einer Lasteinleitungsstelle sichtbar. Mit zunehmender Belastung ergeben sich bis zu 3 Risse unter jeder Lasteinleitungsstelle.

Das lineare Kraft-Verformungsverhalten wird durch überproportionale Verformungszunahme abgelöst. Diese wird durch das Herausziehen der zugbeanspruchten Schrauben aus dem Holzträger verursacht. Das Versagen beginnt bei den hoch beanspruchten Verbindungsmittern an einem Trägerende. Nach Lastumlagerungen in den Verbindungsmittern steigt die Belastung der Verbundträger bei kleinerer Verformungszunahme weiter an. Dabei wird die ursprünglich druckbeanspruchte Schraube eines überbeanspruchten Schraubenpaars durch eine immer größer werdende Zugkomponente belastet, bis sie ebenfalls aus dem Holzträger gezogen wird. Zwischen Holzträger und der Zwischenschicht aus Spanplatte öffnet sich dann die Fuge (siehe Abb. 68, Anlage 78) und die Belastung nimmt bei zunehmenden Verformungen ab. Die in der Fuge zu übertragende Schubkraft wird auf weniger beanspruchte Schrauben in Richtung Trägermitte umgelagert, bis diese nach und nach durch eine zu große Zugbeanspruchung ebenfalls aus dem Holz gezogen werden. Dabei wächst der Spalt zwischen Holzträger und Spanplatte in Richtung Trägermitte an.

In der Regel öffnet sich die Fuge zwischen Holzträger und Spanplatte aufgrund der Überbeanspruchung der Verbindungsmitte auch vom zweiten Trägerende her. Wegen der ausmittigen Anordnung der beiden Schrauben eines Schraubenpaars entsteht im Verbundträger eine Torsionsbeanspruchung, die asymmetrisch zur Trägermitte verläuft. Die Schraube eines Schraubenpaars, die am Trägerende 1 auf Zug beansprucht wird, liegt auf der anderen Trägerseite als die entsprechende Schraube eines Schraubenpaars am Trägerende 2. Deshalb öffnet sich die Fuge an beiden Trägerenden gegengleich.

Bei weiterer Laststeigerung ergibt sich wieder ein annähernd lineares Kraft-Verformungsverhalten, bis die Höchstlast im jeweiligen Versuch bei $F_{max} = (16,1 \div 22,8) \text{ kN}$ erreicht ist (vgl. Abb. 72 bis 75, Anlage 82 bis 85).

Holz-Beton-Verbundträger mit Nagelplatten

Aus den Kraft-Verformungskurven (Abb. 76 bis 79, Anlage 85 bis 88) ist erkennbar, daß praktisch keine Durchbiegung in Trägermitte bis $F \approx (1,5 \div 2,5) \text{ kN}$ vorhanden ist. Die Verschiebungen zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge wachsen dagegen von Belastungsbeginn an. Mit größer werdender Last nehmen alle Verformungen, also Durchbiegung und Verschiebungen zwischen Holz und Beton, immer mehr zu. Zwischen $F \approx (8,0 \div 12,0) \text{ kN}$ und $F \approx (18,0 \div 26,0) \text{ kN}$ stellt sich ein annähernd lineares Kraft-Verformungsverhalten ein. Die mei-

sten Prüfkörper versagen in diesem Lastbereich. Kurz vor Erreichen ihrer Höchstlast konnte ein geringer Zuwachs der Verformungen beobachtet werden.

Die Prüfkörper, die weiter belastet werden können, reagieren mit überproportionalen Verformungszunahmen. Die Schubkraft in der Fuge zwischen Holz und Beton wird von den überbeanspruchten Nagelplatten an den Trägerenden auf daneben liegende weniger beanspruchte Nagelplatten umgelagert. Die Verformungen wachsen immer mehr an bei immer weniger ansteigender Last bis die Kraft-Verformungskurven horizontal verlaufen.

Die Höchstlasten in den Versuchen liegen zwischen 12,5 kN und 30,8 kN. Die kleinste Höchstlast von 12,5 kN trat bei einem Prüfkörper mit fehlerhafter Keilzinkung in der untersten Lamelle des Brettschichtholzträgers auf.

Der erste Riß in der Betonplatte ist bei $F \approx (9,0 \div 20,0)$ kN unter einer Lasteinleitungsstelle sichtbar. Mit zunehmender Belastung öffnen sich in den meisten Versuchen zwei Risse unter den Lasteinleitungsstellen bis zur halben Plattendicke. Im mittleren Trägerbereich tauchen in einigen Fällen ebenfalls Risse bis zur halben Plattendicke auf.

Holz-Beton-Verbundträger mit Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl

Unter Anfangsbelastung bis $F \approx (1,5 \div 2,5)$ kN ist keine Durchbiegung in Trägermitte vorhanden. Die Verschiebungen zwischen Holzträger und Betonplatte nehmen dagegen in den meisten Versuchen von Belastungsbeginn an zu. Bis $F \approx (13,0 \div 17,5)$ kN ist ein lineares Kraft-Verformungsverhalten vorhanden (siehe Abb. 80 bis 83, Anlage 89 bis 92). Danach stellen sich überproportionale Verformungszunahmen sowohl bei der Durchbiegung als auch bei den Verschiebungen zwischen Holz und Beton ein.

Der erste Riß in der Betonplatte öffnet sich bei $F \approx (12,0 \div 26,0)$ kN unter einer Lasteinleitungstelle. Mit zunehmender Belastung ergeben sich bis zu drei Risse, auch unter der zweiten Lasteinleitungsstelle. Die Risse öffnen sich ungefähr bis zur halben Plattendicke.

Bei $F \approx (24,0 \div 35,0)$ kN spaltet in den meisten Versuchen ein Hirnholzende eines Holzträgers in Trägermitte von oben her auf. Die Rißlänge beträgt etwa 40 mm, wächst aber mit zunehmender Belastung an. In einigen Versuchen wird zusätzlich das Vorholz vor der Betonnocke der ersten Verbindung ausgeschert. Nach dem Aufspalten kommt es zu Kräfteumlagerungen von der hoch beanspruchten ersten Verbindung am Trägerende auf daneben liegende weniger beanspruchte Verbindungen. In einigen Versuchen öffnet sich die Fuge zwischen Holz und Beton bei $F \approx (25,0 \div 33,0)$ kN vom Trägerende her und weitet sich nach und nach in Richtung Trägermitte aus. Dabei nehmen die Verschiebungen zwischen Holz und Beton stark zu. Bei Fugenöffnung werden die Stahlstifte in den Verbindungen auf Biegung beansprucht. Bei $F \approx (29,0 \div 35,0)$ kN plastizieren die Stifte in den hoch beanspruchten Verbindungen. Die Verschiebungen zwischen Holz und Beton nehmen dann bei wenig ansteigernder Last immer weiter zu. Das Kraft-Verformungsverhalten am zweiten Trägerende ist in der Regel entsprechend. Die Höchstlast wird bei $F_{max} = (26,9 \div 36,3)$ kN erreicht.

Holz-Beton-Verbundträger mit bewehrten Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte

Bis $F \approx (0,5 \div 2,0)$ kN sind keine Durchbiegung in Trägermitte und keine Verschiebungen zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge vorhanden. Danach nehmen die Durchbiegung und bei einigen Prüfkörpern auch die Verschiebungen zwischen Holz und Beton annähernd linear bis in den oberen Traglastbereich bei $F \approx (0,85 \div 0,9)F_{max}$ zu. Bei anderen Prüfkörpern wachsen die Verschiebungen zwischen Holz und Beton linear bis $F \approx (3,0 \div 5,0)$ kN. Danach folgt eine überproportionale Verschiebungszunahme bis $F \approx (5,0 \div 7,0)$ kN. Anschließend stellt sich ein fast lineares Kraft-Verschiebungsverhalten bis in den oberen Traglastbereich ein. Alle Verformungen

nehmen vor Erreichen der Höchstlast bei $F_{max} = (15,8 \div 23,1) \text{ kN}$ überproportional zu (siehe Abb. 84 bis 87, Anlage 92 bis 95).

Die Verbindungen zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte wurden mit je drei Betonnocken pro Verbindungsreihe sehr steif ausgebildet. Deshalb ergaben sich kleine Verschiebungen zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge verglichen mit den entsprechenden Verschiebungen der anderen Verbindungsarten. An den Trägerenden (Meßstellen x_1 und x_2) wurden Verschiebungen bis $0,32 \text{ mm}$, zum Teil auch negative Werte bis $-0,18 \text{ mm}$ aufgenommen. Im Gegensatz zum Verformungsverhalten der anderen Trägerserien werden die Verschiebungen in Richtung Trägermitte größer: Die bei einigen Prüfkörpern gemessenen Werte bei den jeweils 5. Verbindungen von den Trägerenden her waren deutlich größer als die entsprechenden Werte bei den jeweils 2. Verbindungen.

Der erste Riß in der Betonplatte öffnete sich bei $F \approx (5,0 \div 8,0) \text{ kN}$ unter einer Lasteinleitungsstelle. Mit zunehmender Belastung wurden immer mehr Risse sowohl im mittleren Trägerbereich als auch zwischen den Lasteinleitungsstellen und den Auflagern sichtbar. Der Rißabstand betrug im mittleren Trägerbereich 200 mm bis 300 mm . Zu den Auflagern hin vergrößerte sich der Abstand. Die Rißtiefe betrug bis zu $2/3$ der Betonplattendicke.

Beim Prüfkörper NPL-7 war die Betonplatte schon vor dem Versuch an zwei Stellen, ungefähr in den Trägerdrittelpunkten, gerissen. Wahrscheinlich wurde der Beton beim Transport und Einbau des Verbundträgers in die Versuchseinrichtung überbeansprucht. Obwohl bei diesem Träger die kleinste Höchstlast $F_{max} = 15,8 \text{ kN}$ aufgetreten ist, konnte kein eindeutig unterschiedliches Kraft-Verformungsverhalten verglichen mit den anderen Verbundträgern dieser Trägerserie festgestellt werden.

Die Betonplatten der Prüfkörper NPL-(1÷5) waren zweilagig mit Betonstahlmatten Q 131 bewehrt. Zur Überprüfung der Notwendigkeit dieser konstruktiven Bewehrung gegen Eigenspannungen beim Abbinden des Betons wurden die Betonplatten der Prüfkörper NPL-(6÷10) nicht bewehrt. In der folgenden Tabelle sind die Höchstlasten F_{max} und die Durchbiegungen γ in Trägermitte bei $F = 8,0 \text{ kN}$, dies entspricht etwa der oberen Grenze der Gebrauchslast, zusammengestellt:

Versuchsbezeichnung	F_{max} (kN)			γ ($F = 8,0 \text{ kN}$) (mm)		
	Kleinstwert	Mittelwert	Höchstwert	Kleinstwert	Mittelwert	Höchstwert
NPL-(1÷5)	18,3	20,5	23,1	24,6	26,0	28,7
NPL-(6÷10)	15,8	18,0	19,2	27,6	29,9	32,9

Für die Prüfkörper NPL-(6÷10) ohne Bewehrung der Betonplatten ergab sich eine um 12,2 % kleinere mittlere Höchstlast und um 15,0 % größere mittlere Durchbiegung bei $F = 8,0 \text{ kN}$.

5.4.4 Versagensursachen

Die Verbundsysteme aus Holzträger und Betonplatte versagten in der Regel durch Überschreiten der Biegezugfestigkeit des Brettschichtholzes. Die Brettschichtholzträger rissen meistens im mittleren Trägerdrittelpunkt, dem Bereich mit der größten Biegezugbeanspruchung, auf. Abb. 88 (Anlage 96) zeigt einen gerissenen Brettschichtholzträger. Das Versagen wurde teilweise durch vorhandene Äste oder Keilzinkungen in der untersten Trägerlamelle ausgelöst. In Abb. 89 (Anlage 96) ist der Rißbeginn durch Äste in der untersten Trägerlamelle zu erkennen.

Bei Verbundträgern mit Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl spaltete unter hoher Belastung in der Regel ein Hirnholzende des Brettschichtholzträgers in Trägermitte von oben her

auf (siehe Abb. 90, Anlage 97). Bei einigen Trägern wurde außerdem das Vorholz vor der ersten Verbindung ausgeschert. Damit verbunden war ein Aufreißen der Betonplatte auf der Plattenunterseite (siehe Abb. 91, Anlage 97). Dieses Versagen stellte sich durch Überbeanspruchung der ersten Verbindung ein. Nach Kraftumlagerung von der ersten Verbindung auf die anschließenden Verbindungen konnte die Belastung der Verbundträger aber weiter gesteigert werden.

Bruchursache des Prüfkörpers N+S-6 der Trägerserie mit Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl war ein Überschreiten der Schubfestigkeit des Brettschichtholzes. Die am höchsten schubbeanspruchte mittlere Brettlamelle riß vom Hirnholzende in Richtung Trägermitte auf. In Abb. 92 (Anlage 98) ist der Schubbruch des Brettschichtholzträgers zu erkennen.

Die Verbundsysteme aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte versagten alle durch Überschreiten der Biegezugfestigkeit des Furnierschichtholzes. In Abb. 93 (Anlage 98) ist ein Verbundträger nach dem Versuch mit gerissener Furnierschichtholzplatte und Rissen in der Betonplatte, die sich während des Versuches einstellten, abgebildet. Der Bruch im Furnierschichtholz erfolgte jeweils in einem Querschnitt im mittleren Trägerdrittel, der durch die Ausfräsuren für die Verbindungen geschwächt war. Abb. 94 (Anlage 99) zeigt eine freigelegte Versagensstelle. Die erreichten Höchstlasten in den Versuchen waren deutlich geringer als erwartet. Dies kann auf eine geringe Zugfestigkeit des Furnierschichtholzes zurückgeführt werden. Außerdem entstehen durch die ausgefrästen Vertiefungen und die dadurch verursachten Kraftumlagerungen Spannungsspitzen an den Rändern der Vertiefungen, durch die das Furnierschichtholz zusätzlich beansprucht wird.

6 Langzeituntersuchungen mit Holz-Beton-Verbundträgern

6.1 Versuchsprogramm

Das Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen wird beeinflußt durch das bei bestimmten Klimabedingungen unterschiedliche Langzeitverhalten von Holz, Beton und Verbindungen. Beton kriecht besonders in trockener Umgebung, während Holz eher in feuchtem Klima und besonders bei wechselnder Feuchte zum Kriechen neigt. Bei ausgeprägtem Kriechen des Betons entzieht sich dieser im Laufe der Zeit eines Teils der Belastung, wodurch das Holz stärker belastet wird. Um das durch Kriechen und Schwinden beeinflußte Verformungsverhalten einer Holz-Beton-Verbundkonstruktion zu bestimmen, werden Langzeituntersuchungen mit Holz-Beton-Verbundträgern unter Dauerbelastung durchgeführt.

Es werden jeweils zwei Holz-Beton-Verbundträger pro Verbindungsart untersucht:

- Träger SCH-(1+2) mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$ und einer Zwischenschicht der Dicke 28 mm zwischen Holzträger und Betonplatte,
- Träger NAG-(1+2) mit Nagelplatten (Typ II) zwischen Holzträger und Betonplatte,
- Träger N+S-(1+2) mit Betonnocken $d = 70 \text{ mm}$ und Stiften aus Betonstabstahl $d = 20 \text{ mm}$ zwischen Holzträger und Betonplatte,
- Träger NPL-(1+2) mit bewehrten Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte aus Kerto Q und Betonplatte.

Die Ergebnisse dieser Langzeitversuche liefern Vergleichsdaten für zukünftige Rechenmodelle. Erste FE-Berechnungen haben gezeigt, daß das Verformungsverhalten des Holzes einen bedeutenden Einfluß auf das Verformungsverhalten der Verbundkonstruktion hat. Deshalb werden die Holz-Beton-Verbundträger während des Untersuchungszeitraumes im Außenklima mit üblichen Klimaschwankungen gelagert, wo sich relativ große, aber doch wirklichkeitsnahe Holzverformungen einstellen werden. Die Verbundträger sollen dort mindestens 5 Jahre lang beobachtet werden.

Nach Abschluß der Langzeituntersuchungen wird die Resttragfähigkeit der Verbundträger durch Kurzzeitversuche ermittelt und mit den Traglasten der bereits geprüften Verbundträger verglichen. Dadurch kann ein eventuell vorhandener Einfluß der Langzeitbelastung auf die Tragfähigkeit bestimmt werden.

6.2 Prüfkörper

6.2.1 Aufbau und Abmessungen

Die Untersuchungen wurden an Prüfkörpern durchgeführt, die im Aufbau, in den Abmessungen und in der Ausbildung der Verbindungen mit den Prüfkörpern der Kurzzeit-Biegeversuche übereinstimmen (siehe Abb. 61, Anlage 71 und Tabelle 15, Anlage 72). Beim Verbundträger NPL-1 aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte wurde in der Betonplatte keine Bewehrung gegen Eigenspannungen beim Abbinden angeordnet. Die Betonplatte des Verbundträgers NPL-2 wurde zweilagig mit Betonstahlmatten Q 131 bewehrt. Die Betonstahlmatten wurden mit jeweils 20 mm Betonüberdeckung verlegt.

6.2.2 Versuchsmaterial

Das Versuchsmaterial entsprach dem Versuchsmaterial, das für die Prüfkörper der Kurzzeit-Biegeversuche verwendet wurde (siehe Kap. 5.2.2).

Das für die Verbundträger mit Schraubenverbindungen und mit Verbindungen aus Betonnocken und Stahlstiften verwendete Brettschichtholz aus Nadelholz Fichte/Tanne wurde aus dem Fachhandel bezogen. Die Lagerung der Hölzer zur Klimatisierung erfolgte im Prüflabor bei Normalklima DIN 50014 - 20/65-2. Dort wurden die BSH-Träger auch zugesägt und die vorbereitenden Arbeiten zum Herstellen der Verbindungen durchgeführt. Für die Verbundträger mit Nagelplattenverbindungen wurde ebenfalls Brettschichtholz aus Nadelholz Fichte/Tanne verwendet. Die Holzträger wurden in einer Holzbaufirma vorbereitet. Die aufgebogenen Nagelplatten wurden dort mit einer dafür geeigneten Presse in das Holz eingepreßt. Danach wurden die Holzträger angeliefert und ebenfalls im Prüflabor bei Normalklima klimatisiert. Die Materialkennwerte der Brettschichtholzträger wurden bei den vorbereitenden Arbeiten zum Herstellen der Verbindungen bzw. nach ausreichender Klimatisierung der angelieferten Träger im Prüflabor bestimmt. Die mittleren Rohdichten der Brettschichtholzträger wurden durch Wiegen ermittelt. Bei Trägern mit eingepreßten Nagelplatten wurde das Gewicht der Nagelplatten vom Gesamtgewicht abgezogen. An Darrproben aus den Endquerschnitten der Träger wurde die Holzfeuchte des Brettschichtholzes bestimmt. Die Elastizitätsmoduln der Holzträger wurden mit Hilfe der Eigenfrequenzmessung von Längsschwingungen ermittelt (GÖRLACHER, 1990). Bei der Berechnung der Elastizitätsmoduln aus den gemessenen Schwingungszeiten und den Rohdichten wurde bei den Trägern mit eingepreßten Nagelplatten das Gewicht der Nagelplatten mitberücksichtigt, da die Nagelplatten zusammen mit dem Holz in Schwingung versetzt wurden. Der statische Wert des Elastizitätsmoduls ist zu 95 % des gemessenen dynamischen Elastizitätsmoduls angenommen worden. Die ermittelten Materialkennwerte sind in Tabelle 20 (Anlage 100) zusammengestellt.

Das Furnierschichtholz Kerto Q hatte eine Dicke von 27 mm mit dem im Zulassungsbescheid Nr. Z-9.1-100 geregelten Plattenaufbau, bei dem 2 der 9 Furnierlagen quer verlaufen. Es wurden 800 mm breite Furnierschichtholzplatten verwendet, die in 600 mm breite Platten für die Prüfkörper und 200 mm breite Plattenstreifen getrennt wurden. In die 600 mm breiten Furnierschichtholzplatten für die Prüfkörper wurden in einer Holzbaufirma die Vertiefungen für die Verbindungen mit einer computergesteuerten Abbundanlage gefräst. Danach wurde die Furnierschichtholzplatten und die zugehörigen Plattenstreifen angeliefert und im Prüflabor bei Normalklima DIN 50014 - 20/65-2 klimatisiert. Vor dem Betonieren der Betonplatten wurden an den ungeschwächten Plattenstreifen die Materialkennwerte bestimmt. Die mittleren Rohdichten wurden durch Wiegen ermittelt. Die Elastizitätsmoduln wurden mit dem Verfahren der Eigenfrequenzmessung von Längsschwingungen bestimmt. Dabei wurde der statische Wert des Elastizitätsmoduls zu 95 % des gemessenen dynamischen Elastizitätsmoduls angenommen. An Darrproben aus den Endquerschnitten der Prüfkörper wurde die Holzfeuchte des Furnierschichtholzes bestimmt. Die ermittelten Materialkennwerte sind in Tabelle 20 (Anlage 100) enthalten.

Der Beton wurde nach der gleichen Rezeptur wie für die Prüfkörper der Kurzzeit-Biegeversuche als Transportbeton aus dem Fachhandel bezogen. Zur Überprüfung der Druckfestigkeiten und Rohdichten wurden drei Betonwürfel mit 200 mm Kantenlänge hergestellt und nach 28 Tagen geprüft. Die Ergebnisse sind in Tabelle 21 (Anlage 100) angegeben. Mit einem kleinsten Einzelwert von 27,8 N/mm^2 ($> 25 N/mm^2$), aber einer mittleren Druckfestigkeit von 28,5 N/mm^2 ($< 30 N/mm^2$) sind die Anforderungen an die Betonfestigkeitsklasse B 25 nicht erfüllt. Wie bei den Prüfkörpern der Kurzzeit-Biegeversuche wird sich auch hier die niedrige Betongüte nicht negativ auf die Versuchsergebnisse auswirken, da das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundträger hauptsächlich von den Eigenschaften der Holzträger und der Verbindungen zwischen Holz und Beton abhängig ist. Die Ergebnisse der bisher durchgeführten Untersuchungen werden deshalb auch auf die Langzeituntersuchungen übertragen werden können. Um Aufschluß über weitere Materialeigenschaften des verwendeten Betons zu erhalten, wurden nach DIN 1048, Teil 5 an drei zylindrischen Proben mit 150 mm Durchmesser

und etwa 300 *mm* Höhe die statischen Druck-Elastizitätmoduln sowie an drei Probe-Balken von 150 *mm* Höhe, 150 *mm* Breite und 700 *mm* Länge in 4-Punkt-Versuchen die Biegezugfestigkeiten bestimmt. Diese Werte sind ebenfalls in Tabelle 21 (Anlage 100) angegeben.

6.2.3 Herstellung der Prüfkörper

Sowohl die Holzträger als auch die Furnierschichtholzplatten lagerten nach dem Einbau der entsprechenden Holz-Beton-Verbindung bzw. nach Abschluß der vorbereitenden Arbeiten bis zum Betonieren der Betonplatte im Prüflabor bei Normalklima DIN 50014 - 20/65-2. Zum Aufbetonieren der Betonplatten wurden sie in passende Schalungen eingebaut. Die acht Prüfkörper wurden in einem Betonierdurchgang hergestellt.

Nach dem Betonieren wurden die Betonplatten zur Nachbehandlung 7 Tage lang mit wassergeränktem Gewebe abgedeckt. Die Prüfkörper wurden in der zweiten Woche nach dem Betonieren ausgeschalt. Danach lagerten sie bis zum Beginn der Langzeituntersuchungen abgedeckt im Freien. Die Beton-Nachbehandlung der jeweils 3 Probewürfel, Zylinderproben und balkenförmigen Proben entsprach der Nachbehandlung der Prüfkörper, also Abdecken mit nassem Gewebe in der Schalung bis zum 7. Tag, Ausschalen zusammen mit den Prüfkörpern und Luftlagerung im Freien bis zum jeweiligen Versuch am 28. Tag.

6.3 Versuche

6.3.1 Versuchseinrichtung

Jeder Holz-Beton-Verbundträger wird als Einfeldträger über zwei Einzellasten in den Drittelpunkten belastet. Somit entsprechen das statische System und die Abmessungen dem statischen System und den Abmessungen der Versuchseinrichtung für die Kurzzeit-Biegeversuche, wie sie in Abb. 65 (Anlage 76) dargestellt ist. Abb. 95 (Anlage 99) zeigt bereits aufgestellte und belastete Prüfkörper während der Montagearbeiten.

Die Höhe der Belastung wurde zwischen 20 % und 30 % der mittleren Kurzzeit-Tragfähigkeit gewählt. In Tab. 22 (Anlage 100) sind die genauen Werte der auf die jeweiligen Verbundträger aufgebrachten Belastungen zusammengestellt. Der Belastungsgrad wurde im Hinblick auf einen stabilen Kriechzustand und unter Berücksichtigung der Tatsache, daß in den meisten Anwendungsfällen die ständigen Lasten höchstens 25 % der Kurzzeit-Tragfähigkeiten betragen, festgelegt. Die Lasten werden durch einen Block bzw. zwei Blöcke aus Beton und durch Zusatzgewichte aus Stahl aufgebracht. Die Lasteinleitung erfolgt über zwei 100 *mm* breite Stahlprofile gleichmäßig über die gesamte Breite der Betonplatte von 600 *mm*. Zum Ausgleichen der Betonunebenheiten wurden unter die Stahlprofile Weichfaserplatten gelegt.

Die Verbundträger sind unter den Holzträgern bzw. den Furnierschichtholzplatten über die gesamte Holzbreite aufgelagert. Unter den Holzträgern beträgt die Länge der stählernen Auflagerplatte jeweils 250 *mm*, unter den Furnierschichtholzplatten 100 *mm*. Gegen mögliches Kippen wurden die Verbundsysteme aus Holzträger und Betonplatte durch Unterstellen von Hölzern unter die Betonplatte im Bereich der Auflager gesichert. Über diese Hölzer kann im stabilen Zustand keine Kraft abgeleitet werden.

6.3.2 Meßeinrichtung

Neben der Durchbiegung in Trägermitte werden die Verschiebungen zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge an den Trägerenden, bei der jeweils zweiten und der vierten bzw. fünften Verbindung aufgenommen. Die Anordnung der Meßstellen entspricht der Anordnung der Meßstellen in den Holz-Beton-Verbundträgern während der Kurzzeit-Biegeversuche (Abb. 67,

Anlage 77 und Tabelle 15, Anlage 72). Die Meßstellen zur Bestimmung der Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge an den Trägerenden liegen direkt in der Trägerachse bzw. der Schwerachse der Verbindungen. Alle anderen Verschiebungen und die Durchbiegungen werden jeweils beidseitig, auf der rechten und der linken Trägerseite gemessen.

Die beiden Meßpunkte einer Meßstelle zur Aufnahme der Verschiebungen zwischen Holz und Beton wurden symmetrisch im Abstand von 30 mm um die Schwerachse der entsprechenden Verbindung im Holz bzw. im Beton angebracht. Bei den Meßstellen an den Trägerenden liegt der Meßpunkt im Beton 20 mm über der Oberseite der Betonplatte. Der zugehörige Meßpunkt im Holz wurde mit einem Fugenabstand von 35 mm bei Brettschichtholzträgern bzw. 17 mm bei Furnierschichtholzplatten angeordnet. Abb. 96 (Anlage 101) zeigt eine Meßstelle am Trägerende bei einem Verbundsystem aus Brettschichtholzträger und Betonplatte. Alle Verschiebungen werden mit einem induktiven Wegaufnehmer W 20 aufgenommen.

Die Durchbiegungsmessungen werden mit Meßuhren durchgeführt. In Abb. 97 (Anlage 101) ist eine Meßstelle im Detail aufgenommen. Gemessen werden die Verformungen zwischen Holz auf halber Höhe und dem festen Untergrund. Auflagereindrückungen im Holz sind unter der vorhandenen Belastung vernachlässigbar.

Der Trocknungs- bzw. Befeuchtungsablauf des Holzes in den Verbundträgern wird durch Ermittlung der vorhandenen Holzfeuchte von Vergleichskörpern aus Brettschichtholz und aus Furnierschichtholz kontrolliert. Hierzu wurden Vergleichskörper vorbereitet, die die gleichen Querschnittsabmessungen wie die Hölzer der Prüfkörper haben. Die Länge der Vergleichskörper beträgt 1,1 m. Die Hirnholzenden und die Oberseite, über die im inneren Bereich der Prüfkörper kein Feuchteaustausch mit der Umgebungsluft möglich sind, wurden bei den Vergleichskörpern durch Anstrich mit Holzlack abgedichtet. Die Vergleichskörper wurden vor und werden auch während der Langzeituntersuchungen immer zusammen mit den Prüfkörpern gelagert. Bei gleicher Ausgangsfeuchte der Hölzer der Prüfkörper und der Vergleichskörper zu Beginn der Untersuchungen kann die jeweils vorhandene Holzfeuchte über die Masse der Vergleichskörper berechnet werden:

$$u_t = \frac{m_t (u_{t=1} + 100)}{m_{t=1}} - 100$$

Es bedeuten: u_t Holzfeuchte zum Zeitpunkt der Messung in %,
 m_t Masse zum Zeitpunkt der Messung,
 $u_{t=1}$ Holzfeuchte zu Beginn der Untersuchungen in %,
 $m_{t=1}$ Masse zu Beginn der Untersuchungen.

Die Massen und zugehörigen Holzfeuchten der Vergleichskörper wurden am Tag der Lastaufbringung auf die Prüfkörper bestimmt. Es ergaben sich folgende Werte:

Vergleichskörper aus Brettschichtholz: $m_{t=1} = 8672 \text{ g}$ $u_{t=1} = 11,3 \text{ %}$
Vergleichskörper aus Furnierschichtholz: $m_{t=1} = 9466 \text{ g}$ $u_{t=1} = 10,7 \text{ %}$

Während der Langzeituntersuchungen werden kontinuierlich der Verlauf der Temperatur und der Verlauf der relativen Luftfeuchte des Umgebungsklimas durch Thermohygraphen aufgezeichnet.

6.3.3 Versuchsdurchführung

Die jeweils zwei Holz-Beton-Verbundträger mit Schraubenverbindungen und mit Verbindungen aus Betonnocken und Stahlstiften wurden am 30. Tag, die zwei Holz-Beton-Verbundträger mit Nagelplattenverbindungen am 31. Tag und die zwei Holz-Beton-Verbundträger mit Verbindungen aus Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte am 35. Tag nach dem Betonieren der Betonplatten auf die Holzträger bzw. die Furnierschichtholzplatten

aufgestellt. Die erste Ablesung der Meßstellen erfolgte unmittelbar nach der Montage. Die dabei gemessenen Werte gelten als Bezugswerte (Null-Messung) für die später abgelesenen Werte. Die Differenzen entsprechen den aufzunehmenden Verformungen. Die zweite Ablesung wurde nach Aufbringen der Belastung am gleichen Tag durchgeführt. Alle Verformungen werden in regelmäßigen Abständen, zunächst täglich, dann zweimal wöchentlich, später einmal wöchentlich, bestimmt. Zusammen mit jeder Ablesung werden die Vergleichskörper gewogen und die vorhandene Holzfeuchte berechnet.

Die Untersuchungen wurden im Mai 1995 begonnen. Nach ihrem Abschluß werden die gemessenen Verformungen ausgewertet und beurteilt werden.

7 Finite-Elemente-Modell zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Holz-Beton-Verbundträgern

7.1 Allgemeines

Zur Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens von Holz-Beton-Verbundträgern wurde das auf der Finite-Elemente-Methode basierende Computerprogramm DIANA (1992) verwendet. Um die Übereinstimmung der Rechenergebnisse mit den Versuchsergebnissen zu überprüfen, wurden die in den Kurzzeit-Biegeversuchen bis zum Versagen geprüften Holz-Beton-Verbundträger von Belastungsbeginn an bis zum Erreichen der Tragfähigkeit nachgerechnet.

7.2 Eingaben in das Rechenprogramm

7.2.1 Netzeinteilung

Zum Modellieren der Betonplatte werden Schalenelemente (CQ40S) mit sieben Integrationspunkten über die Schalendicke verwendet. Damit kann das plastische Verhalten des Betons sowie der Rißfortschritt ausreichend genau simuliert werden. Die Anzahl der Schalenelemente ist so gewählt, daß in Richtung der Spannweite jeweils ein Element zwischen zwei Verbindungsmittern und rechtwinklig dazu jeweils ein Element zwischen zwei Holzbalken angeordnet ist. Bei der Berechnung von Verbundträgern mit T-Querschnitt sind in Querrichtung zwei Elemente angeordnet. Für einen Verbundträger mit einer Spannweite von 5,4 m und einem Abstand der Verbindungsmitte von 300 mm ergibt dies 18 Schalenelemente in Trägerlängsrichtung. Die Anzahl der Schalenelemente wurde so bestimmt, daß auch bei einer feineren Netzeinteilung sich die Rechenergebnisse kaum noch ändern und daß dennoch, vor allem im Hinblick auf die Simulationsrechnungen, die Rechenzeit so gering wie möglich gehalten wird.

Die Holzträger werden mit Balkenelementen (CL18B) mit fünf Integrationspunkten über die Balkenhöhe modelliert. Die Einteilung der Elemente in Trägerlängsrichtung erfolgt so, daß jeweils ein Balkenelement zwischen zwei Verbindungsmittern angeordnet ist, so daß sich dieselbe Anzahl von Balken- und Schalenelementen in Längsrichtung ergibt.

Die Verbindungen werden als nichtlineare, elasto-plastische Federn (SP2TR) abgebildet. Jede Last-Verschiebungskurve aus den Scherversuchen wird dabei durch einen Polygonzug mit in der Regel vier Teilgeraden angenähert. Abb. 98 (Anlage 102) zeigt den grundsätzlichen Verlauf der Näherungsfunktion einer Last-Verschiebungskurve.

7.2.2 Bruchkriterien zum Erfassen von plastischen Verformungen und Rißbildung

Zum Erfassen plastischer Verformungen und der Rißbildung sowohl im Beton als auch im Holz müssen unterschiedliche Kriterien zur Simulation der entsprechenden Materialeigenschaften angewendet werden. Es wird angenommen, daß die Spannungen sowohl im Beton als auch im Holz linear zunehmen, bis entweder in der Zugzone Risse auftreten oder in der Druckzone plastische Verformungen auftreten.

In der Zugzone des Holzes wird ein Rißkriterium verwendet, das die Spannung sofort auf Null setzt, wenn die Zugfestigkeit in einem Integrationspunkt erreicht ist. In den anderen Integrationspunkten des Elementes wird gleichzeitig die Zugfestigkeit auf 10 % des ursprünglichen Wertes abgemindert. Dadurch pflanzt sich der Riß in diesem Element fort und führt schließlich zum „Ausfall“ des Elementes. Mit dieser Modell-Erweiterung kann instabiles Rißwachstum simuliert werden, das für ein Biegezugversagen des Holzes in der Regel auftritt. Ohne diese

Erweiterung könnte der Holzträger in vielen Fällen durch Spannungsumlagerungen rechnerisch höhere Lasten aufnehmen. Dieses theoretisch mögliche Verhalten ist jedoch in Versuchen kaum zu beobachten.

Das plastische Verhalten des Holzes in der Druckzone wird mit einem modifizierten Hoffmann-Festigkeitskriterium modelliert, das die Druckfestigkeit in Faserrichtung wirklichkeitsgetreu berücksichtigt (VAN DE KUILLEN et al., 1994).

In der Zugzone des Betons geht die Spannung nach dem Erreichen der Festigkeit nicht plötzlich auf Null zurück, sondern allmählich mit zunehmenden Dehnungen (linear tension softening).

Zum Modellieren der Druckzone des Betons wird das Treska-Modell (DIANA, 1992) verwendet.

Plastisches bzw. nichtlineares Verhalten der Verbindungen zwischen Holz und Beton wird durch das Modellieren als Federelemente berücksichtigt. Das Last-Verformungsverhalten jeder Feder wird wie oben beschrieben durch einen Polygonzug mit vier Teilgeraden angenähert.

7.2.3 Eingabeparameter für Monte Carlo-Simulationen

Da die notwendige Anzahl von Versuchen zur Bestimmung charakteristischer Werte der Tragfähigkeit und Steifigkeit von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen allein aus wirtschaftlichen Gründen nicht durchgeführt werden kann, werden zum Erfassen der streuenden Materialeigenschaften des Holzes und des streuenden Last-Verschiebungsverhaltens der Verbindungen Monte-Carlo-Simulationsrechnungen durchgeführt. Die Materialeigenschaften des Betons werden in den Simulationsrechnungen als deterministische Größen angesehen, da Probeberechnungen für die untersuchten Geometrien der Verbundträger zeigten, daß die Ergebnisse durch Änderungen der Materialeigenschaften des Betons kaum beeinflußt werden. Deshalb wurden die Beton-Materialeigenschaften in allen Berechnungen konstant gehalten.

Da die zu simulierenden Eigenschaften nicht unabhängig voneinander sind, müssen die gegenseitigen Korrelationen beim Modellieren der Verbundträger berücksichtigt werden. Mit einem Programm (RANLIB), das auf der Methode der multivariaten Zufallsverteilung basiert, wurden diese Korrelationen zwischen den Variablen erfaßt. Zuerst wurde die Rohdichte des ersten Balkenelements des Holzträgers zufällig aus der entsprechenden Verteilung entnommen. Danach wurde für den gesamten Balken der Elastizitätsmodul und die Biegefestigkeit unter Berücksichtigung ihrer Korrelation mit der Rohdichte bestimmt. Elastizitätsmodul und Biegefestigkeit wurden für ein Brettschichtholzbauteil als konstant angesehen. Da die Rohdichte innerhalb eines Bauteils ebenfalls deutlich weniger streut als zwischen verschiedenen Bauteilen, wurde die Standardabweichung innerhalb eines Bauteils mit 10 kg/m^3 zu 20 % der Standardabweichung für Rohdichten zwischen verschiedenen Bauteilen festgesetzt. Ausgehend von den so simulierten Werten der Rohdichte für die einzelnen Balkenelemente eines Trägers werden die Eigenschaften der Verbindungen wie z.B. die Steifigkeit und zugehörige Verschiebung jeder Teilgeraden des Last-Verschiebungsdiagrammes einer Verbindungsart bestimmt.

Die simulierten Werte wurden mit dem statistischen Programm (SAS, 1988) überprüft. Es zeigte sich, daß die Verteilung sämtlicher Parameter und die Mehrzahl der Korrelationen zwischen den Parametern richtig modelliert wurden. Die durchweg schwachen Korrelationen zwischen der Holzrohdichte und dem Last-Verschiebungsverhalten der Verbindungen wurden nicht immer korrekt simuliert. Dies ist in der Regel aber ohne Bedeutung, da diese Korrelationskoeffizienten meist zwischen -0,4 und 0,4 lagen.

7.2.4 Aufbringen der Belastung

Im Rechenmodell wird die Belastung stufenweise aufgebracht. Um die Versuchsanordnung der Biegeversuche nachzubilden, wird zunächst einheitlich die Eigenlast sowie eine erste Einzellaststufe in den Drittelpunkten der Verbundträger eingegeben. Die Größe dieser Einzellasten ist so gewählt, daß die Spannungen in allen Elementen im linearen Bereich bleiben. Die Einzellasten werden danach in weiteren Laststufen erhöht, bis die Tragfähigkeit des Holz-Beton-Verbundträgers erreicht ist.

Nach jeder Laststufe werden die Spannungen, Verschiebungen und die Gesamtbelastung aller Elemente registriert, um sie mit den vorhandenen Meßwerten aus den Biegeversuchen vergleichen zu können. Da die Durchbiegungen und Verschiebungen aus Eigengewicht im Versuch nicht gemessen wurden, sind diese Werte bei der Berechnung entsprechend zu korrigieren.

7.2.5 Materialeigenschaften des Betons

Falls nicht anders beschrieben, werden die Materialeigenschaften des Betons (etwa B 25) einheitlich wie folgt angenommen:

- Elastizitätsmodul: 25000 N/mm^2 ,
- Druckfestigkeit: $26,7 \text{ N/mm}^2$,
- Biegezugfestigkeit: $8,4 \text{ N/mm}^2$.

Der vergleichsweise hohe Wert für die Biegezugfestigkeit ergibt sich aus der geringen Dicke der Betonschicht ($70 - 110 \text{ mm}$) und sollte nur für die Simulation der Kurzzeit-Biegeversuche verwendet werden. Für Langzeitberechnungen mit Kriecheinflüssen sind niedrigere Werte anzusetzen. Allgemein zeigt die Zugfestigkeit des Betons eine relativ große Streuung und hängt von einer Vielzahl von Einflußfaktoren, wie Wassergehalt, Betonalter oder Zuschlagsart, ab. Der in den Versuchen verwendete Beton enthielt Zuschlagstoffe mit relativ kleiner Korngröße. Nach BONZEL (1965) ist dann mit einer höheren Zugfestigkeit zu rechnen.

7.2.6 Modellieren des Trag- und Verformungsverhaltens der Holz-Beton-Verbindungen

Im FE-Rechenmodell werden die Holz-Beton-Verbindungen als Federelemente abgebildet. Ihr Last-Verschiebungsverhalten wird durch einen Polygonzug aus vier Teilgeraden, der sich aus den Last-Verschiebungskurven der Scherversuche ergibt, angenähert (Abb. 98, Anlage 102). Schneidet die vierte Teilgerade dieses Polygonzuges die x -Achse vor einer Verschiebung von 20 mm , dann wird aus numerischen Gründen eine fünfte Teilgerade eingeführt. Diese verläuft dann horizontal auf einer Lasthöhe von $0,5 \text{ kN}$. Da dies weniger als 5 % der Höchstlast aller Verbindungen ist, hat diese rechentechnische Änderung keine Auswirkungen auf das Rechenergebnis. Bei einigen Verbindungsarten sind numerische Instabilitäten aufgetreten, wenn der Verlauf der vierten Teilgeraden zu steil abfiel. In diesem Fall wurde die negative Steigung der letzten Teilgerade verringert. Da die realen Verschiebungen selten 15 mm überschritten, wurde das Rechenergebnis auch dadurch nicht beeinflußt.

Die ersten beiden Teilgeraden des Polygonzuges verlaufen für alle vier untersuchten Verbindungsarten ähnlich mit nur geringen Unterschieden in den Werten für die Steigungen k_1 und k_2 sowie die zugehörigen Verschiebungen u_1 und u_2 . Die Länge der dritten Teilgeraden, die das plastische Verformungsvermögen auf dem Traglastniveau beschreibt, unterscheidet sich jedoch abhängig von der Verbindungsart. Für Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte ist diese Teilgerade vergleichsweise lang, d.h. das plastische Verformungsvermögen ist groß, während sie für Verbindungen mit unter $\pm 45^\circ$ eingebrachten Schrauben relativ kurz ist. Der Verlauf der vierten Teilgeraden unterscheidet sich ebenfalls bei allen vier Verbindungsarten. Sie bleibt horizontal für Verbindungen mit Nagelplatte. Für Ver-

bindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte ergibt sich ein leichter Abfall. Für Verbindungen mit Betonnocke und Stahlstift fällt sie und damit die aufnehmbare Last der Verbindung stärker ab. Für die Schraubenverbindungen verläuft die Last-Verschiebungskurve nach Erreichen der Höchstlast steil nach unten, d.h. die aufnehmbare Last nimmt mit zunehmender Verschiebung schnell ab.

Die Last-Verschiebungskurven sämtlicher Scherversuche mit Holz-Beton-Verbindungen wurden durch die vier beschriebenen Teilgeraden angenähert. Mittelwert und Standardabweichung der Parameter k_i bzw. u_i und die Korrelationskoeffizienten zwischen diesen Parametern wurden anschließend bestimmt. Zusätzlich wurde für Schraubenverbindungen, Verbindungen mit Nagelplatte sowie Verbindungen mit Betonnocke und Stahlstift die Korrelation zwischen der Rohdichte des Holzes in den Scherversuchen und den Kennwerten des Last-Verschiebungspolygonzuges als Grundlage für die Simulation dieser Eigenschaften berechnet. In den Tabellen 23 bis 30 (Anlage 102 bis 104) sind die Parameter und Korrelationen für jede Verbindungsart enthalten. Die Parameter k_i der Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte wurden in den Simulationsberechnungen mit dem dreifachen Wert berücksichtigt, da die Verbundträger mit drei Betonnocken in einer Reihe aufgebaut waren.

Die Steigung der ersten Teilgeraden k_1 entspricht nicht dem Verschiebungsmodul k_s nach DIN EN 26891, der aus den Ergebnissen der Scherversuche bestimmt wurde (siehe Tabelle 8 bis 11, Anlage 19 bis 26 und Tabelle 12, Anlage 27). Die Werte für k_1 wurden so bestimmt, daß das Verhalten nahe dem Ursprung möglichst wirklichkeitsnah beschrieben werden konnte. Da damit nur ein sehr kleiner Verformungsbereich unter geringen Lasten beschrieben wird, können die angegebenen Werte für k_1 daher für eine Bemessung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen nicht verwendet werden.

7.2.7 Materialeigenschaften des Holzes

Die mittleren Rohdichten der Brettschichtholzträger der Prüfkörper für die Kurzzeit-Biegeversuche wurden durch Wiegen bestimmt. Mit diesen Rohdichte-Werten und den gemessenen Schwingungszeiten wurden die Elastizitätsmoduln der Brettschichtholzträger berechnet (vgl. Kap. 5.5.5). Für die Simulationsrechnungen wurde die Rohdichte in allen Trägerlamellen als konstant angenommen. Mit Hilfe des von COLLING (1990) beschriebenen Modells für Brettschichtholz wurde auf der Grundlage angenommener Verteilungen für Rohdichte und Elastizitätsmodul die zugehörige Verteilung der Biegefestigkeit des Brettschichtholzes abgeschätzt. In Tabelle 31 (Anlage 105) sind die festgelegten Verteilungen der Materialeigenschaften des Brettschichtholzes der Trägerserien SCH, NAG und N+S zusammengestellt. Tabelle 32 (Anlage 105) enthält die angenommenen Korrelationen zwischen den Holzeigenschaften. Sie basieren auf Untersuchungen von BLAß und GARD (1994).

Die Verteilung der Rohdichte für das Furnierschichtholz wurde aus den durch Wiegen bestimmten mittleren Rohdichten der Furnierschichtholzplatten für die Kurzzeit-Biegeversuche bestimmt (vgl. Kap. 5.5.5). Der Elastizitätsmodul wurde unter Berücksichtigung der Querschnittsschwächungen durch die Vertiefungen für die Betonnocken festgelegt. Es wurde angenommen, daß bei einem vorhandenen Verbindungsabstand in Trägerlängsrichtung von 250 mm der durch die Querschnittsschwächungen beeinflußte Bereich 180 mm und der unbeeinflußte Bereich 70 mm lang ist. Im beeinflußten Bereich wurde zur Berücksichtigung der Querschnittsschwächungen mit einer Nettoquerschnittsfläche von 400 mm x 27 mm gerechnet. Im unbeeinflußten Bereich beträgt die Querschnittsfläche 600 mm x 27 mm. Aus Zugversuchen mit Furnierschichtholzplatten Kerto Q, die durch eine ausgefräste Vertiefung geschwächt waren, ergab sich im beeinflußten Bereich ein um 8 % kleinerer Elastizitätsmodul als im unbeeinflußten Bereich (VAN DER LINDEN, 1995 a). Aus den ungeschwächten Proben der Furnierschichtholzplatten für die Kurzzeit-Biegeversuche ergab sich der Mittelwert des statischen Zug-Elastizitäts-

moduls zu 9830 N/mm^2 (vgl. Kap. 5.5.5). Unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Dehnsteifigkeiten in Trägerlängsrichtung - rechnerisch hat das Furnierschichtholz abwechselnd über eine Länge von 70 mm eine Querschnittsfläche von $600 \text{ mm} \times 27 \text{ mm}$ und einen Elastizitätsmodul von 9830 N/mm^2 , dann über eine Länge von 180 mm eine Querschnittsfläche von $400 \text{ mm} \times 27 \text{ mm}$ und einen Elastizitätsmodul von $0,92 \times 9830 \text{ N/mm}^2$ - ergibt sich ein mittlerer Rechenwert für den Elastizitätsmodul des Furnierschichtholzes Kerto Q über die gesamte Trägerlänge von 10142 N/mm^2 bezogen auf die Nettoquerschnittsfläche $400 \text{ mm} \times 27 \text{ mm}$. Die Verteilung der Biegezugfestigkeit des Furnierschichtholzes Kerto Q wurde durch Versuche bestimmt. Aus Zugversuchen mit Furnierschichtholzplatten Kerto Q der Dicke 27 mm , die durch eine ausgefräste Vertiefung geschwächt waren, ergab sich eine mittlere Zugfestigkeit von $27,2 \text{ N/mm}^2$ bei einer Standardabweichung von $7,4 \text{ N/mm}^2$ (VAN DER LINDEN, 1995 a). Berechnungen für die vorhandenen Trägergeometrien der Holz-Beton-Verbundsysteme aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte ergaben im Bruchzustand ein Verhältnis der Zugspannung der obersten Furnierlage zur Zugspannung der untersten Furnierlage von ungefähr 0,65. Deshalb wurde in den Berechnungen die Biegefestigkeit des Materials und nicht die Zugfestigkeit berücksichtigt. In der Literatur wird kein eindeutiger Zusammenhang zwischen Zugfestigkeit und Biegefestigkeit für Furnierschichtholz Kerto Q angegeben. Das Verhältnis der charakteristischen Werte der Zugfestigkeit zur Biegefestigkeit beträgt bei Kerto S ungefähr 0,8 (RUSKE, 1995). Für Bau-Furniersperrholz ergibt sich nach Eurocode 5 ein Verhältnis von ungefähr 0,6. Damit wurde für Furnierschichtholz Kerto Q ein Verhältnis der mittleren Zugfestigkeit zur mittleren Biegefestigkeit von 0,7 angenommen. Es ergab sich:

$$\text{Mittlere Biegefestigkeit} \quad \frac{1}{0,7} \cdot 27,2 = 38,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Standardabweichung} \quad \sqrt{\frac{1}{0,7}} \cdot 7,4 = 8,8 \text{ N/mm}^2.$$

In Tabelle 31 (Anlage 105) sind die Verteilungen der Rohdichte, des Elastizitätsmoduls und der Biegefestigkeit für die Trägerserie NPL aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte enthalten. Tabelle 33 (Anlage 105) enthält die angenommenen Korrelationen zwischen den Materialeigenschaften des Furnierschichtholzes. Sie basieren auf Untersuchungen von TORATTI (1994), der allerdings die Festigkeit und Steifigkeit von Furnierschichtholz Kerto S bei Biegung in Plattenebene untersuchte. Da keine anderen Ergebnisse vorliegen, wurden diese Korrelationen für die auf Biegung rechtwinklig zur Plattenebene beanspruchten Kerto Q-Furnierschichtholzplatten verwendet.

7.3 Simulationsrechnungen

7.3.1 Parameterstudien

Zur Bestimmung der Einflüsse einzelner Materialeigenschaften auf die Tragfähigkeit und die Steifigkeit von Holz-Beton-Verbundträgern wurden diese Materialkennwerte systematisch variiert. Die Untersuchungen wurden für mehrere Trägergeometrien durchgeführt. Da nicht alle möglichen Geometrien und nicht alle Materialkombinationen berechnet werden konnten, können die Ergebnisse nur Tendenzen und keine allgemeingültigen Regeln aufzeigen.

Der Einfluß der Beton-Materialeigenschaften ist bei den meisten berechneten Trägergeometrien eher klein. Nur bei Holz-Beton-Verbundsystemen aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte, bei denen die Geometrie so gewählt wird, daß von Belastungsbeginn an in der Betonplatte Zugspannungen auftreten, sind Einflüsse der Betongüte erkennbar. Für Holz-Beton-Verbundsysteme aus Holzträger und Betonplatte hat die Zugfestigkeit des Betons dagegen

keine Bedeutung. Eine höhere Zugfestigkeit bewirkt nur, daß Risse in der Zugzone erst bei einer höheren Belastung auftreten. Sie beeinflußt jedoch nicht die Höchstlast. Die Betondruckfestigkeit ist für die Tragfähigkeit und Steifigkeit der Holz-Beton-Verbundträger ebenfalls ohne Bedeutung. Simulationsrechnungen mit variierender Betongüte zwischen B15 und B35 zeigten keinen signifikanten Einfluß auf die Höchstlast des Verbundträgers. Ebenso war kaum ein Zusammenhang zwischen dem Beginn des Plastizierens der Betondruckzone und der Biegesteifigkeit des Verbundträgers zu erkennen.

Die Bewehrung der Betonplatte zur Aufnahme der Eigenspannungen beim Abbinden des Betons wurde im FE-Modell nicht abgebildet. Bei Verbundträgern mit T-Querschnitt lag die Bewehrung etwa in der Mitte der Betonplatte und konnte deshalb das Tragverhalten kaum beeinflussen. Mit dem vorhandenen kleinen Stahlquerschnitt könnten auch nur kleine Kräfte aufgenommen werden. Für Verbundsysteme aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte war dies anders, wie aus den Unterschieden in den Höchstlasten der Prüfkörper NPL-(1÷5) mit Bewehrung der Betonplatte und der Prüfkörper NPL-(6÷10) ohne Bewehrung der Betonplatte zu erkennen ist.

Einen großen Einfluß auf die Tragfähigkeit und die Steifigkeit der Verbundträger hat die Steifigkeit der Holz-Beton-Verbindungen. In Abb. 99 (Anlage 106) ist der Einfluß der Verbindungssteifigkeit auf die wirksame Biegesteifigkeit eines Verbundsystems aus Holzträger mit den Abmessungen $b/h=100/200 \text{ mm}$ und Betonplatte mit den Abmessungen $d/b=60/600 \text{ mm}$, Spannweite 6 m, dargestellt. Die wirksame Biegesteifigkeit wurde nach dem in Eurocode 5, Anhang B angegebenen Verfahren für Biegeträger aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen berechnet. Es ist zu erkennen, daß bei der untersuchten Trägergeometrie und Spannweite eine Verbindungssteifigkeit unter 10 $(\text{N/mm})/\text{mm}$ keinen Einfluß und über 300 $(\text{N/mm})/\text{mm}$ kaum einen Einfluß auf die Biegesteifigkeit des Verbundträgers hat. Im mittleren Bereich zwischen 10 und 300 $(\text{N/mm})/\text{mm}$ wirkt sich eine Änderung in der Fugensteifigkeit jedoch deutlich auf die Steifigkeit des Verbundträgers aus.

Bei Verbundsystemen mit T-Querschnitt hat auch das Last-Verformungsverhalten der Holz-Beton-Verbindungen nach Erreichen der Höchstlast einen signifikanten Einfluß. Nicht nur Anfangssteifigkeit und Höchstlast sind entscheidende Faktoren, sondern z.B. auch der Verlauf der vierten Teilgerade im angenäherten Last-Verschiebungsdiagramm.

Den größten Einfluß auf die Tragfähigkeit und Steifigkeit des Verbundträgers hat bei den meisten untersuchten Trägergeometrien die Biegefesteigkeit und die Biegesteifigkeit des Holzträgers. Lediglich für Trägergeometrien, bei denen signifikante plastische Verformungen in den Verbindungsfügen zwischen Holz und Beton vor dem Erreichen der Biegezugfestigkeit des Holzes auftreten, und damit der Verbundträgers selbst deutliche plastische Verformungen zeigt, ist die Biegefesteigkeit und Biegesteifigkeit der Holzträger von untergeordneter Bedeutung. Ein Beispiel für ein derartiges Verhalten stellen die Trägerversuche mit Schrauben als Verbindungsmittel dar.

7.3.2 Ergebnisse für Verbundträger mit Schraubenverbindungen

In Abb. 100 (Anlage 107) ist die Häufigkeitsverteilung der Höchstlasten von 50 simulierten Holz-Beton-Verbundträgern mit Schraubenverbindungen zusammen mit der Häufigkeitsverteilung der Höchstlasten der entsprechenden Biegeversuche SCH-(1÷10) dargestellt. Obwohl alle Eingabeparameter normalverteilt festgelegt wurden, ergab sich für die Verteilung der Höchstlasten keine Normalverteilung. Dies zeigte sich auch in den übrigen Versuchsreihen mit anderen Verbindungsmitteln.

Der Mittelwert der Höchstlasten aus den Simulationsrechnungen beträgt 17,0 kN pro Kolben. Die mittlere Höchstlast in den Biegeversuchen SCH-(1÷10) war $F = 18,8 \text{ kN}$. Unter Berück-

sichtigung des zusätzlichen Gewichtes durch die stählerne Lasteinleitungskonstruktion von 0,23 kN pro Lasteinleitungsstelle ergab sich in den Berechnungen im Mittel ein um 11 % kleinerer Wert als in den Versuchen.

Zum Vergleich der Rechenergebnisse mit den Versuchsergebnissen sind in Abb. 102 (Anlage 108) vier Diagramme mit Last-Durchbiegungskurven der simulierten Holz-Beton-Verbundträger und der geprüften Holz-Beton-Verbundträger mit der größten und der kleinsten Höchstlast sowie der größten und der kleinsten Biegesteifigkeit dargestellt.

7.3.3 Ergebnisse für Verbundträger mit Nagelplattenverbindungen

In Abb. 101 (Anlage 107) ist die Häufigkeitsverteilung der Höchstlasten von 100 simulierten Holz-Beton-Verbundträgern mit Nagelplattenverbindungen zusammen mit der Häufigkeitsverteilung der Höchstlasten der entsprechenden Biegeversuche NAG-(2÷10) dargestellt. Das Ergebnis des Versuchs NAG-1 wurde nicht berücksichtigt, da seine kleine Höchstlast auf eine fehlerhafte Keilzinkung in der untersten Lamelle des Brettschichtholzträgers zurückzuführen ist.

Der Mittelwert der Höchstlasten aus den Simulationsrechnungen beträgt 26,9 kN pro Kolben. Die mittlere Höchstlast in den Biegeversuchen NAG-(2÷10) war $F = 23,0 \text{ kN}$. Mit dem zusätzlichen Gewicht durch die stählerne Lasteinleitungskonstruktion von 0,23 kN pro Lasteinleitungsstelle wurden in den Berechnungen die in den Versuchen erreichten Höchstlasten um 16 % überschätzt.

Zum Vergleich der Rechenergebnisse mit den Versuchsergebnissen sind in Abb. 103 (Anlage 109) vier Diagramme mit Last-Durchbiegungskurven der simulierten Holz-Beton-Verbundträger und der geprüften Holz-Beton-Verbundträger mit der größten und der kleinsten Höchstlast sowie der größten und der kleinsten Biegesteifigkeit dargestellt.

7.3.4 Ergebnisse für Verbundträger mit Verbindungen aus Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl

In Abb. 104 (Anlage 110) ist die Häufigkeitsverteilung der Höchstlasten von 100 simulierten Holz-Beton-Verbundträgern mit Verbindungen aus Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl zusammen mit der Häufigkeitsverteilung der Höchstlasten der entsprechenden Biegeversuche N+S-(1÷10) dargestellt.

Der Mittelwert der Höchstlasten aus den Simulationsrechnungen beträgt 36,2 kN pro Kolben. Die mittlere Höchstlast in den Biegeversuchen N+S-(1÷10) war $F = 32,1 \text{ kN}$. Unter Berücksichtigung des zusätzlichen Gewichtes durch die stählerne Lasteinleitungskonstruktion von 0,23 kN pro Lasteinleitungsstelle ergab sich in den Berechnungen ein um 12 % größerer Wert als in den Versuchen.

Zum Vergleich der Rechenergebnisse mit den Versuchsergebnissen sind in Abb. 106 (Anlage 111) vier Diagramme mit Last-Durchbiegungskurven der simulierten Holz-Beton-Verbundträger und der geprüften Holz-Beton-Verbundträger mit der größten und der kleinsten Höchstlast sowie der größten und der kleinsten Biegesteifigkeit dargestellt.

7.3.5 Ergebnisse für Verbundträger mit Verbindungen aus Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte

In Abb. 105 (Anlage 110) ist die Häufigkeitsverteilung der Höchstlasten von 100 simulierten Holz-Beton-Verbundträgern mit Verbindungen aus Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte zusammen mit der Häufigkeitsverteilung der Höchstlasten der entsprechenden Biegeversuche NPL-(1÷10) dargestellt.

Der Mittelwert der Höchstlasten aus den Simulationsrechnungen beträgt 22,4 kN pro Kolben. Die mittlere Höchstlast in den Biegeversuchen NPL-(1÷10), ohne Unterscheidung zwischen Prüfkörpern mit bewehrter und unbewehrter Betonplatte, ergibt sich zu $F = 19,3$ kN. Unter Berücksichtigung des zusätzlichen Gewichtes durch das Stahl-Hohlprofil von 0,07 kN pro Lasteinleitungsstelle ergab sich in den Berechnungen ein um 16 % größerer Wert als in den Versuchen.

Zum Vergleich der Rechenergebnisse mit den Versuchsergebnissen sind in Abb. 107 (Anlage 112) vier Diagramme mit Last-Durchbiegungskurven der simulierten Holz-Beton-Verbundträger und der geprüften Holz-Beton-Verbundträger mit der größten und der kleinsten Höchstlast sowie der größten und der kleinsten Biegesteifigkeit dargestellt.

7.4 Vergleich der Rechenergebnisse mit den Versuchsergebnissen

Das FE-Modell kann das unterschiedliche Last-Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern mit verschiedenen Verbindungsarten gut erfassen. Bei den Verbundsystemen aus Holzträger und Betonplatte stellte sich in den Versuchen je nach Verbindungsart ein mehr oder weniger großes plastisches Verformungsvermögen ein. Das Ausmaß der plastischen Verformungen des Verbundträgers wird insbesondere durch die Beanspruchung der Verbindung zwischen Holz und Beton bestimmt: treten in der Verbindung größere plastische Verformungen vor dem Erreichen der Tragfähigkeit des Holzes auf, wird das Verhalten des Verbundsystems ebenfalls plastisch. Dies wurde vom Rechenmodell auch richtig angezeigt. Die Verbundsysteme aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte verhielten sich bis zum Erreichen der Tragfähigkeit nahezu linear. Auch dieses durch die hohe Kapazität der Verbindungselemente verursachte Last-Verformungsverhalten wurde vom Rechenmodell erfaßt.

Ein Vergleich der berechneten Last-Durchbiegungskurven mit den Last-Durchbiegungskurven aus den Versuchen zeigt eine gute bis sehr gute Übereinstimmung des Tragverhaltens.

Bei den Verbundsystemen aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte sind Unterschiede zwischen den berechneten und den tatsächlichen Last-Durchbiegungskurven nur bis zu einer Laststufe von $F \approx 8$ kN zu erkennen. Dann treten im Beton erste Risse auf. Dies wirkt sich in den Berechnungen durch eine starke Abnahme der Biegesteifigkeit des Verbundträgers aus. Da danach die berechneten Kurven den Last-Durchbiegungskurven aus den Biegeversuchen folgen, kann geschlossen werden, daß schon vor Beginn der Versuche in den Betonplatten der Prüfkörper Risse vorhanden waren. Die Risse können durch Schwinden des Betons und durch dessen Eigengewicht hervorgerufen worden sein. Berechnungen haben gezeigt, daß beide Effekte zusammen eine Zugspannung von ungefähr 5 N/mm² ergeben. Diese Spannung ist hoch genug, um Risse im Bereich der Verbindungen hervorzurufen. Da das Last-Verformungsverhalten des Prüfkörpers NPL-7, dessen Betonplatte schon vor dem Versuch sichtbar gerissen war, sich von dem Last-Verformungsverhalten der anderen Prüfkörper dieser Trägerserie nicht signifikant unterschied, kann von einer von Belastungsbeginn an gerissenen Beton-Zugzone ausgegangen werden.

Ein Grund für die Unterschiede zwischen den Rechenergebnissen und den Versuchsergebnissen bei den Verbundsystemen aus Holzträger und Betonplatte liegt darin, daß die wichtigsten Eingabeparameter für die Simulationsrechnungen, Elastizitätsmodul und Biegefestigkeit, lediglich abgeschätzt werden konnten und dadurch ungenau sind. Die statischen Elastizitätsmoduln wurden z.B. mit einem einheitlichen Abminderungsfaktor aus den dynamischen Elastizitätsmoduln berechnet. Diese Werte wurden dann verwendet, um auf der Grundlage des Modells von Colling die Werte der Biegefestigkeit abzuschätzen.

Die durchgeführten Parameterstudien haben gezeigt, daß die Unterschiede zwischen Berechnungen und Versuchsergebnissen nicht mit dem ungenauen Erfassen der Materialeigenschaften des Betons erklärt werden können.

Mögliche Abweichungen des Last-Verschiebungsverhaltens der Holz-Beton-Verbindungen in den Scherversuchen vom Last-Verschiebungsverhalten der im Verbundträger eingebauten Holz-Beton-Verbindungen würden nur bei hohem Lastniveau und demzufolge großen Verschiebungen in den Verbindungen auftreten und könnten nur dann Abweichungen verursachen.

Mit dem FE-Rechenmodell wurde der Einfluß einer um 10 % kleineren Biegefestigkeit und eines entsprechend reduzierten Elastizitätsmoduls des Holzträgers auf die Höchstlast der Holz-Beton-Verbundträger untersucht. Für die Verbundträger mit Schraubenverbindungen ergab sich wegen der vor dem Bruch auftretenden plastischen Verformungen erwartungsgemäß keine Änderung. Die Höchstlast der Verbundträger mit Nagelplattenverbindungen wurde um 6 % und die Höchstlast der Verbundträger mit Verbindungen aus Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl um 9 % kleiner ermittelt. Die Biegefestigkeit und der Elastizitätsmodul des Holzträgers haben demzufolge dann einen signifikanten Einfluß auf die Tragfähigkeit der Verbundträger, wenn die Biegezugfestigkeit des Holzes erreicht wird, bevor ausgeprägte plastische Verformungen der Verbindungen auftreten.

Die um 16 % zu hoch berechnete mittlere Höchstlast bei Verbundsystemen aus Furnierschicht-holzplatte und Betonplatte kann auf den angenommenen Zusammenhang zwischen Zugfestigkeit und Biegefestigkeit für das Furnierschichtholz Kerto Q zurückgeführt werden. Die Biegefestigkeit wurde mit dem 1,43-fachen der Zugfestigkeit abgeschätzt. Die Zugfestigkeit ergab sich aus Versuchen an Proben, die durch jeweils eine ausgefräste Vertiefung geschwächt waren. Der Einfluß mehrerer Vertiefungen neben- oder hintereinander im Furnierschichtholz wurde nicht untersucht. Es wurden deshalb zusätzliche Berechnungen mit 100 simulierten Verbundträgern durchgeführt, bei denen die Biegefestigkeit des Furnierschichtholzes gleich der Zugfestigkeit, die sich aus den Zugversuchen ergeben hat, gesetzt wurde. Diese Berechnungen ergaben eine mittlere Höchstlast von 13,9 kN pro Kolben. Dies ist 28 % weniger als die mittlere Höchstlast, die sich in den Biegeversuchen mit Verbundträgern ergeben hat. Daraus folgt, daß ein Wert der Biegefestigkeit für das Furnierschichtholz, der das 1,3-fache der Zugfestigkeit der geschwächten Proben beträgt, im Mittel zu den im Versuch ermittelten Tragfähigkeitswerten führt.

8 Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern

8.1 Allgemeines

Aufgrund des unterschiedlichen Kriechverhaltens von Holz, Beton und Holz-Beton-Verbündungen ist das Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern rechnerisch schwer zu erfassen. Bestehende Rechenmodelle für Stahl-Beton-Verbundsysteme können nicht genutzt werden, da dort nur das Kriechen des Betons berücksichtigt wird. Die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführten Langzeituntersuchungen mit Holz-Beton-Verbundträgern wurden im Mai 1995 begonnen. Es ist geplant, die Versuchskörper fünf Jahre lang zu beobachten und die Verformungen in regelmäßigen Abständen aufzunehmen. Mit den dann vorliegenden Versuchsergebnissen wird es möglich sein, bestehende Rechenmodelle anhand tatsächlich gemessener Werte zu überprüfen und gegebenenfalls zu kalibrieren.

In der Literatur wurden in den letzten Jahren verschiedene Rechenmodelle für Holz-Beton-Verbundsysteme vorgestellt. Es hat sich gezeigt, daß zum genaueren Erfassen des unterschiedlichen Kriechverhaltens der beiden Baustoffe und der Verbindung nichtlineare Berechnungen mit Hilfe von Rechenprogrammen erforderlich sind. Für die meisten Anwendungen wird dieses Verfahren aber zu aufwendig sein.

Im folgenden werden einige Rechenmodelle erläutert und die Ergebnisse einzelner Beispielerrechnungen miteinander verglichen. Dadurch soll die praktische Anwendbarkeit der Rechenmodelle überprüft werden.

8.2 Rechenmodelle

8.2.1 Berechnungsverfahren nach Mungwa und Kenmou

MUNGWA und KENMOU (1993 a, b) schlagen eine Finite-Differenzen-Methode zur Berücksichtigung des Kriechens und Schwindens eines Holz-Beton-Verbundträgers vor. Die Grundidee des Rechenverfahrens ist es, zunächst die Spannungen im Holz und im Beton in jedem Zeitschritt konstant zu halten. Aufgrund von Kriechen und Relaxation ändern sich diese Spannungen. Um das Gleichgewicht wiederherzustellen, werden zusätzliche äußere Kräfte auf den Querschnitt aufgebracht. Da die äußeren Kräfte über die Zeit in Wirklichkeit unverändert bleiben, ist eine Anpassung an die äußeren Lasten erforderlich. Dies wiederum führt zu einer weiteren Änderung der Spannungen im Holz und im Beton. Diese Iterationen werden für jeden Zeitschritt durchgeführt, bis die gewünschte Dehnung erreicht wird und die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind. Wegen der aufwendigen Berechnungen ist dieses Verfahren für eine Bemessung nicht geeignet.

8.2.2 Berechnungsverfahren nach Ceccotti und Covani

Das Berechnungsverfahren von CECCOTTI und COVAN (1990) liefert nach Aussage der Autoren auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse. Die Verschiebung nach beispielsweise 50 Jahren wird durch eine unterschiedliche Abminderung der Elastizitätsmoduln der Baustoffe Holz und Beton und der Verbindungssteifigkeit berechnet. Für jeden Zeitschritt werden die folgenden Anpassungen vorgeschlagen:

$$E(t_i) = \frac{E(t_{i-1})}{1 + \alpha(1 - e^{t_{i-1} - t_i})} \quad (1)$$

mit t_i, t_{i-1} unterschiedliche Zeitschritte in Jahren,
 α für Beton ungefähr 2,0,
für Holz zwischen 0,6 und 1,0.

$$k(t_i) = \frac{k(t_{i-1})}{1 + \nu \cdot 10 \log(t_i - t_{i-1} + 1)} \quad (2)$$

mit ν Variable zwischen 0,07 und 0,40 zur Berücksichtigung des Umgebungsklimas.

Werden die Berechnungen unter der Annahme eines einzigen Zeitschrittes von 50 Jahren durchgeführt, dann entsprechen sie der üblichen Berechnungsmethode. Bei mehreren aufeinander folgenden kleinen Zeitschritten kann mit diesem Berechnungsverfahren aber besser das tatsächliche Kriechverhalten abgeschätzt werden, allerdings nur mit Hilfe einer Computerberechnung.

8.2.3 Rechenmodell nach Kupfer und Kirmair

Das von KUPFER und KIRMAIR (1987) vorgestellte Rechenmodell wurde von KREUZINGER (1994) auf Holz-Beton-Verbundträger übertragen. Danach können die Kriechverformungen eines Verbundträgers über einen fiktiven Elastizitätsmodul E_f für jede Komponente j berechnet werden:

$$E_{f,j} = \frac{E_j}{n_j} \quad (3)$$

Die vorgeschlagene Berechnungsmethode kann bei Komponenten mit unterschiedlichen Kriechfaktoren ϕ_j bzw. Entlastungsfaktoren k_j angewendet werden. Bei der Ableitung der Faktoren n_j wurden folgende Annahmen getroffen:

- Der Verlauf der Kriechfaktoren ϕ_j ist kongruent für jede Komponente.
- Die Kriechfaktoren ϕ_j sind für jede Komponente unabhängig von der Belastungshöhe.
- Jede Komponente besitzt ein linear elastisches Materialverhalten.

Zur Berücksichtigung des Langzeitverhaltens der Holz-Beton-Verbindungen wird der gleiche Faktor n_j , der für die Komponente Holz abgeleitet wird, auf den Verschiebungsmodul der Verbindungen angewendet.

Wird die Komponente Beton mit dem Index a und die Komponente Holz mit dem Index b bezeichnet, dann ergeben sich die Faktoren zur Berücksichtigung des Kriechens beider Werkstoffe $n_{a,c}$ und $n_{b,c}$ zu:

$$n_{a,c} = 1 + k_a + \phi_{a,i} \left(\frac{1 + \phi_b}{\phi_{b,i} - e^{-\psi'}(\phi_{b,i} - \psi'(1 + k_b))} - \frac{1}{\psi'} \right) \quad (4)$$

$$n_{b,c} = 1 + k_b + \phi_{b,i} \left(\frac{1 + \phi_a}{\phi_{a,i} - e^{-\psi'}(\phi_{a,i} - \psi'(1 + k_a))} - \frac{1}{\psi'} \right) \quad (5)$$

mit

ϕ_j Kriechfaktor der Komponente j ,
 k_j Entlastungsfaktor der Komponente j ,
 $\phi_{j,i}$ irreversibler Anteil des Kriechfaktors der Komponente j ,
 ψ' bezogener System-Kriechfaktor.

$$\phi_{j,i} = \phi_j - k_j \quad (6)$$

$$\psi' = \frac{\psi - k_c}{1 + k_c} \quad (7)$$

$$\psi = \alpha_0 \phi_a + \beta_0 \phi_b \quad (8)$$

$$k_c = \alpha_0 k_a + \beta_0 k_b \quad (9)$$

Mit Gleichung (8) wird der System-Kriechfaktor und mit Gleichung (9) der System-Entlastungsfaktor berechnet.

$$\alpha_0 = \frac{\delta_{a11}}{\delta_{a11} + \delta_{b11}} \quad (10)$$

$$\beta_0 = \frac{\delta_{b11}}{\delta_{a11} + \delta_{b11}} = 1 - \alpha_0 \quad (11)$$

$$\delta_{a11} = \frac{1}{EA_a} + \frac{e^2}{EI_a} \quad (12)$$

$$\delta_{b11} = \frac{1}{EA_b} + \frac{(h_0 - e)^2}{EI_b} + \frac{\pi^2}{l^2 \cdot C} \quad (13)$$

$$e = h_0 \left(\frac{1}{1 + EI_b / EI_a} \right) \quad (14)$$

mit

EA_j Dehnsteifigkeit der Komponente j ,

EI_j Biegesteifigkeit der Komponente j ,

C Verschiebungsmodul pro mm in Trägerlängsrichtung,

h_0 Schwerpunktsabstand der beiden Komponenten,

l Spannweite.

Die Gleichung zur Berechnung von $n_{j,c}$ kann auch in einer anderen Form geschrieben werden:

$$n_{j,c} = 1 + k_j + \phi_{j,i} \cdot f(\psi', \phi'_{j,i}) \quad (15)$$

$$\phi'_{j,i} = \frac{\phi_j - k_j}{1 + k_j} \quad (16)$$

mit

$\phi_{j,i}$ irreversibler Anteil des Kriechfaktors der Komponente j nach Gleichung (6).

Die Funktion $f(\psi', \phi'_{j,i})$ beinhaltet den bezogenen System-Kriechfaktor ψ' nach Gleichung (7) und den bezogenen irreversiblen Anteil des Kriechfaktors $\phi'_{j,i}$ der Komponente j nach Gleichung (16).

Beispielrechnung

Kreuzinger berechnete nach dem vorgestellten Rechenmodell die Kriechverformungen eines Holz-Beton-Verbundträgers. Die angenommenen Abmessungen, Materialeigenschaften und Belastung sind in Abb. 108 (Anlage 113) und Tabelle 34 (Anlage 113) dargestellt.

Nach Kreuzinger beträgt zum Zeitpunkt $t = 0$ die Mittendurchbiegung des Holz-Beton-Verbundträgers 15,0 mm. Unter der Annahme eines relativ kleinen Kriechfaktors für das Holz von 0,15 ergibt sich nach 50 Jahren eine Zunahme der Durchbiegung um 50 % auf 22,5 mm. Die Zugspannungen im Holz nehmen im Laufe der Zeit um 20 % zu. Wegen des größeren Kriechfaktors des Betons verglichen mit dem Kriechfaktor des Holzes nehmen die Spannungen in der Druckzone des Betons ab.

8.2.4 FE-Berechnungen

Das für die Kriechberechnungen verwendete Finite Elemente-Modell wird in VAN DER LINDEN (1995 b) beschrieben. Es wurden folgende Erweiterungen eingearbeitet:

- Zur Beschreibung des Langzeitverhaltens von Holz, Beton und Holz-Beton-Verbindung wird eine Potenzfunktion verwendet:

$$\psi = at^b \quad (17)$$

mit den Konstanten a und b und der Zeit t (in Tagen).

Die Gleichung kann so angepaßt werden, daß das Kriechverhalten der verschiedenen Baustoffe erfaßt wird.

- Die für das Kurzzeitverhalten programmierten Federelemente für die Verbindungen wurden durch Elemente ersetzt, die ihr Materialverhalten im Laufe der Zeit ändern können.
- Obwohl Risse in der Betonplatte für Verbundträger mit T-Querschnitt nur einen geringen Einfluß haben, können sie bei anderen Trägergeometrien die Biegesteifigkeit oder das Langzeitverhalten signifikant beeinflussen. Auch durch Schwinden können Risse im Beton entstehen. Deshalb ist es angebracht, das Rißverhalten zu berücksichtigen, auch wenn unter der aufgebrachten Last kein Aufreißen des Betons zu erwarten ist. Hierzu wurde die Belastung um das Doppelte bis Dreifache erhöht, anschließend wieder auf das Lastniveau für die Kriechberechnungen entlastet und die Kriechberechnungen durchgeführt.

Beispielrechnung

Zum Vergleich der Ergebnisse wurde der in Abb. 108 und Tabelle 34 (Anlage 113) beschriebene Holz-Beton-Verbundträger mit dem FE-Modell nachgerechnet. Die Materialeigenschaften wurden linear berücksichtigt. Es wurde ein Verbindungsabstand von 250 mm und ein Verschiebungsmodul von 33,3 kN/mm angenommen. Dies ergibt eine Verbindungssteifigkeit von 133,3 (N/mm)/mm.

Das FE-Modell berechnet zum Zeitpunkt $t = 0$ die Durchbiegung in Trägermitte zu 16,1 mm. Nach 50 Jahren ergibt sich nur eine 14 %-ige Zunahme auf 18,3 mm. Die maximale Zugspannung im Holzträger erhöhte sich um 4 %. Die Spannungen in der Betonplatte nahmen ab.

8.2.5 Übliche Methode

Das Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern wird berücksichtigt durch Abminderung des Elastizitätsmoduls E_i jedes Werkstoffes auf $E_i/(1+\phi_i)$ wobei ϕ_i der Kriechfaktor des jeweiligen Baustoffes i ist. Die Verbindungssteifigkeit K_i wird auf $K_i/(1+\phi_i)$, mit dem Kriechfaktor ϕ_i des Holzes, abgemindert. Diese Vorgehensweise wurde z.B. von NATTERER und HOEFT (1987) zur Berücksichtigung des Langzeitverhaltens von Holz-Beton-verwendet. Verglichen mit dem Rechenmodell nach Kupfer ist die Abminderung unabhängig von der Querschnittsgeometrie und von den Materialeigenschaften des zweiten Baustoffes im Querschnitt.

Beispielrechnung

Es wurde ebenfalls der in Abb. 108 und Tabelle 34 (Anlage 113) dargestellte Holz-Beton-Verbundträger nachgerechnet. Unter der Annahme eines vergleichsweise kleinen Kriechfaktors für den Holzträger von 0,15 ergibt sich eine Erhöhung der Mittendurchbiegung nach 50 Jahren um 40 % auf 21,1 mm. Die Zugspannungen im Holz nehmen im Laufe der Zeit um 15 % zu. Die Spannungen im Beton nehmen ab.

8.3 Schlußfolgerungen

Die Durchbiegungen von Holz-Beton-Verbundträgern nach einer Belastungsdauer von 50 Jahren werden vor allem vom Kriechverhalten des Holzes beeinflußt. Dies gilt insbesondere für Trägergeometrien mit Holzbalken und Betonplatte. Der Einfluß des Kriechverhaltens der Verbindungen hängt vom Entwurf des Verbundträgers ab. Hat die Steifigkeit der Verbindung auch im Kurzzeitverhalten einen großen Einfluß auf die wirksame Steifigkeit des Verbundträgers, dann wirkt sich das Kriechverhalten der Verbindung auch deutlich auf das Langzeitverhalten aus. Haben Änderungen der Fugensteifigkeit im Kurzzeitverhalten jedoch kaum einen Einfluß auf die wirksame Biegesteifigkeit, ist das Kriechverhalten des Verbundträgers vom Kriechverhalten der Verbindung praktisch unabhängig.

Die verschiedenen Berechnungsansätze zur Abschätzung der Endverformung der Verbundträger zeigen für das gewählte Beispiel unterschiedliche Ergebnisse der kriechbedingten Verformungen. Die Unterschiede sind jedoch nicht so groß, daß - auch unter Berücksichtigung der Unsicherheiten in den Annahmen über die zugrundezulegenden Kriechfaktoren - der hohe Rechenaufwand der genaueren Verfahren gerechtfertigt erscheint. Es wird daher vorgeschlagen, das von verschiedenen Autoren bereits verwendete und im Abschnitt 8.2.5 dargestellte Verfahren zur Berechnung der Langzeitverformungen von Holz-Beton-Verbundträgern zu verwenden. Vorschläge für Zahlenwerte der Kriechfaktoren der einzelnen Baustoffe und der Verbindungen können erst nach Abschluß der Langzeitversuche mit Holz-Beton-Verbundträgern gemacht werden. Für die Zwischenzeit wird vorgeschlagen, für Holz und Holz-Beton-Verbindungen die im Eurocode 5 angegebenen Werte k_{def} zu verwenden und für Beton die Kriechzahlen nach Eurocode 2.

9 Vorschlag für die Berechnung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

9.1 Allgemeines

Zum Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen wird das in Eurocode 5, Anhang B angegebene Berechnungsverfahren für Biegeträger aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen vorgeschlagen.

Die Nachgiebigkeit der Holz-Beton-Verbindungen wird durch den Verschiebungsmodul K_u für Berechnungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und durch den Verschiebungsmodul K_{ser} für Berechnungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (entspricht k_s nach DIN EN 26891) erfaßt. Es darf angenommen werden:

$$K_{u, mean} = 2 K_{ser, mean} / 3 \quad (1)$$

Die Holz-Beton-Verbindungen können entweder gleichmäßig über die Trägerlänge angeordnet oder entsprechend der Querkraftlinie zwischen s_{min} und s_{max} ($\leq 4 s_{min}$) abgestuft werden. Bei abgestufter Anordnung darf mit dem wirksamen Abstand s_{ef} gerechnet werden:

$$s_{ef} = 0,75 s_{min} + 0,25 s_{max} \quad (2)$$

Für einen zweiteiligen Querschnitt nach Abb. 109 (Anlage 114) mit einem Gurt aus Beton (Index 1) und einem Steg aus Holz (Index 2) berechnet sich die wirksame Biegesteifigkeit zu

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^2 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (3)$$

wobei für E_i stets der Mittelwert E_{mean} einzusetzen ist.

Die Eingangswerte in Gleichung (3) berechnen sich zu:

$$A_i = b_i h_i \quad (4)$$

$$I_i = b_i h_i^3 / 12 \quad (5)$$

Unter der Annahme, daß die maßgebende Spannungsnullebene im Holz (Index 2) auftritt, ist

$$\gamma_1 = [1 + \pi^2 E_1 A_1 s / K l^2]^{-1} \quad (6)$$

$$\gamma_2 = 1 \quad (7)$$

Bei Verbundsystemen aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte liegt die Spannungsnullebene in der Regel im Beton (Index 1). Es ergibt sich dann

$$\gamma_1 = 1 \quad (6a)$$

$$\gamma_2 = [1 + \pi^2 E_2 A_2 s / K l^2]^{-1} \quad (7a)$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i} \quad (8)$$

$$a_1 = \frac{(h_1 + h_2)}{2} - a_2 \quad (9)$$

Es bedeuten:

b_i Querschnittsbreiten,
 h_i Dicken bzw. Höhen der einzelnen Querschnittsteile,
 γ_i Abminderungswerte zur Berechnung von $(EI)_{ef}$,
 E_i Elastizitätsmoduln der einzelnen Querschnittsteile,
 s Abstand der Holz-Beton-Verbindungen oder mittlerer Abstand der in eine Reihe geschobenen Holz-Beton-Verbindungen oder wirksamer Abstand s_{ef} , nach Gleichung (2)
 K Verschiebungsmodul der Holz-Beton-Verbindung,
 l maßgebende Stützweite,
 a_i Abstand der Schwerachsen der ungeschwächten Querschnittsflächen von der maßgebenden Spannungsnullebene.

Ist zwischen Holz und Beton eine Zwischenschicht angeordnet, dann muß der Verschiebungsmodul der Holz-Beton-Verbindung in Versuchen mit Prüfkörpern, bei denen eine entsprechende Zwischenschicht vorhanden ist, ermittelt werden. Bei der Berechnung der Abstände a_i wird eine Zwischenschicht der Dicke d wie folgt berücksichtigt:

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + 2d + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i} \quad (8a)$$

$$a_1 = \frac{(h_1 + 2d + h_2)}{2} - a_2 \quad (9a)$$

Die mitwirkende Plattenbreite der Betonplatte $b_{1,ef}$ wird entsprechend dem Verfahren für Plattenbalken aus Beton nach Eurocode 2 berechnet. Demnach ergibt sich für einen symmetrischen Holz-Beton-Verbundträger

$$b_{1,ef} = b_2 + \frac{1}{5} l_0 \leq b_1 \quad (10)$$

und für einen Holz-Beton-Verbundträger mit einseitig angeordnetem Gurt

$$b_{1,ef} = b_2 + \frac{1}{10} l_0 \leq b_1 \quad (11)$$

Es bedeutet:

l_0 Abstand der Momentennullpunkte im Feld; für Einfeldträger: Stützweite l .

Bei den Nachweisen der Tragfähigkeit und dem Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind die Einflüsse von Kriechverformungen und Feuchteänderungen zu berücksichtigen. Die Nachweise sind sowohl im Anfangszustand, d.h. ohne jede Berücksichtigung von Kriecheinflüssen, als auch für die Zeit $t = \infty$ zu führen. Kriechen und Feuchteänderungen für das Holz können vereinfacht durch Abminderung des Elastizitätsmoduls der beiden Baustoffe und des Verschiebungsmoduls der Verbindung abgeschätzt werden:

$$E_{1,t} = \frac{E_{1,0}}{1 + \phi_1} \quad (12)$$

$$E_{2,t} = \frac{E_{2,0}}{1 + k_{def}} \quad (13)$$

$$K_t = \frac{K_{u,0}}{1 + k_{def}} \quad (14)$$

Es bedeuten:

ϕ_1 Kriechzahl des Betons nach Eurocode 2,
 k_{def} Beiwert nach Eurocode 5.

Bei Lastkombinationen aus Einwirkungen, die zu verschiedenen Klassen der Lasteinwirkungsdauer gehören, ist der Elastizitätsmodul des Holzes und der Verschiebungsmodul der Holz-Beton-Verbindung anteilig aus den verschiedenen Einwirkungen mit den jeweils entsprechenden Werten für k_{def} zu berechnen. Für eine Einwirkung g mit ständiger Lasteinwirkungsdauer und eine Einwirkung p mit mittlerer Lasteinwirkungsdauer ergibt sich dann z.B. der Elastizitätsmodul des Holzes zu:

$$E_{2,t} = \frac{g}{g + p} \cdot \frac{E_{2,0}}{1 + k_{def, \text{ständig}}} + \frac{p}{g + p} \cdot \frac{E_{2,0}}{1 + k_{def, \text{mittel}}} \quad (13a)$$

In einer Verbunddecke aus Holzträgern und Betonplatte liegen mehrere Holzträger mit unterschiedlichen Biegesteifigkeiten nebeneinander. Da die Steifigkeit und Festigkeit der Holzträger positiv korreliert sind, kann ein steifer Holzträger eine höhere Belastung ertragen als ein weicher Holzträger. Durch die relativ steife Betonplatte wird eine nahezu gleichförmige Durchbiegung sämtlicher Holzträger erzwungen. Dadurch werden die steiferen Träger höher belastet als die weicheren. Es findet also eine Lastumlagerung von den weniger tragfähigen zu den höher belastbaren Holzträgern statt, bei der die Betonplatte als Lastverteilungssystem wirkt. Dadurch ergibt sich, daß die charakteristische Tragfähigkeit einer Holz-Beton-Verbunddecke mit mehreren Holzträgern höher ist als die vergleichbare Tragfähigkeit eines Holz-Beton-Verbundträgers. Da Steifigkeit und Rohdichte der Holzträger positiv korreliert sind, hat ein steifer und dadurch hoch beanspruchter Holzträger in der Regel eine hohe Rohdichte. Verbindungen in Holzträgern mit hoher Rohdichte können eine höhere Belastung übertragen und weisen einen höheren Verschiebungsmodul auf als Verbindungen in Holzträgern mit niedriger Rohdichte. Entsprechend den Angaben in Eurocode 5 wird deshalb vorgeschlagen, bei der Berechnung einer Verbunddecke aus Holzträgern und Betonplatte die Bemessungswerte der Tragfähigkeit der Holzträger sowie der Holz-Beton-Verbindungen mit einem Lastverteilungsfaktor $k_{ls}=1,1$ zu erhöhen. Beim Nachweis der Holz-Beton-Verbunddecke nach DIN 1052 sollen die zulässigen Beanspruchungen der Holzträger und der Holz-Beton-Verbindungen um 10 % erhöht werden.

9.2 Nachweise der Tragfähigkeit

9.2.1 Normalspannungen

Es sind die Randspannungen im Beton und im Holz sowie die Schwerpunktspannung im Holz nachzuweisen. Die Spannungsanteile σ_i und $\sigma_{m,i}$ nach Abb. 109 (Anlage 114) werden wie folgt berechnet:

$$\sigma_i = \gamma_i E_i a_i M / (EI)_{ef} \quad (15)$$

$$\sigma_{m,i} = 0,5 E_i h_i M / (EI)_{ef} \quad (16)$$

Querschnittsschwächungen dürfen berücksichtigt werden, indem die Spannungen σ_i nach Gleichung (15) mit dem Faktor A_i/A_{in} und die Spannungen $\sigma_{m,i}$ nach Gleichung (16) mit dem Faktor I_i/I_{in} multipliziert werden.

Es bedeuten:

M Biegemoment,

A_i, A_{in} Querschnittsflächen der ungeschwächten bzw. der geschwächten Querschnittsteile,

I_i, I_{in} Flächenmomente 2. Grades der ungeschwächten bzw. der geschwächten Querschnittsteile.

Zugspannungen im Beton müssen über eine Zugbewehrung aufgenommen werden. Die Zugbewehrung ist für die Teilschnittgrößen der Betonplatte N_1 und M_1 nachzuweisen. Wird keine Bewehrung angeordnet, dann darf nur der überdrückte Bereich der Betonplatte für die wirksame Biegesteifigkeit $(EI)_{ef}$ in Rechnung gestellt werden. Zur Aufnahme der Eigenspannungen beim Abbinden des Betons wird empfohlen, die Betonplatte immer mit einer Betonstahlmatte Q 131 zu bewehren.

Nachweise nach DIN 1052:

Die berechneten Spannungen werden mit den zulässigen Spannungen verglichen.

$$-(\sigma_1 + \sigma_{m,1}) \leq \text{zul } \sigma_{D,1} \quad (17)$$

$$\sigma_2 + \sigma_{m,2} \leq k_{ls} \text{zul } \sigma_{B,2} \quad (18)$$

$$\sigma_2 \leq k_{ls} \text{zul } \sigma_{Z\parallel,2} \quad (19)$$

Es bedeuten:

$\text{zul } \sigma_{D,1}$ zulässige Druckspannung im Beton,

$\text{zul } \sigma_{B,2}$ zulässige Biegespannung im Holz,

$\text{zul } \sigma_{Z\parallel,2}$ zulässige Zugspannung im Holz parallel zur Faser,

k_{ls} Systemfaktor.

Nachweise nach Eurocode 5:

Die Bemessungswerte der Spannungen werden mit den Bemessungswerten der Festigkeiten verglichen. Für M ist in den Gleichungen (15) und (16) der Bemessungswert des Biegemoments M_d einzusetzen.

$$\sigma_{1,d} + \sigma_{m,1,d} \leq f_{c,1,d} \quad (20)$$

$$\sigma_{2,d} + \sigma_{m,2,d} \leq k_{ls} f_{m,2,d} \quad (21)$$

$$\sigma_{2,d} \leq k_{ls} f_{t,2,0,d} \quad (22)$$

Es bedeuten:

$f_{c,1,d}$ Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betons,

$f_{m,2,d}$ Bemessungswert der Biegefestsigkeit des Holzes,

$f_{t,2,0,d}$ Bemessungswert der Zugfestigkeit des Holzes parallel zur Faser.

9.2.2 Schubspannung

Die größten Schubspannungen ergeben sich in der maßgebenden Spannungsnullebene. Liegt die Spannungsnullebene im Holz, dann berechnet sich dort die größte Schubspannung zu:

$$\tau_{2,max} = 0,5 E_2 b_2 h^2 V / (b_2 (EI)_{ef}) \quad (23)$$

Es bedeuten:

V Querkraft,

h Höhe der unterhalb der maßgebenden Nullebene liegenden Teilfläche des Holzträgers.

Nachweis nach DIN 1052:

Die berechnete Schubspannung wird mit der zulässigen Schubspannung verglichen.

$$\tau_{2,\max} \leq k_{ls} \text{zul } \tau_{Q,2} \quad (24)$$

Es bedeutet:

$\text{zul } \tau_{Q,2}$ zulässige Schubspannung des Holzes.

Nachweis nach Eurocode 5:

Der Bemessungswert der Schubspannung wird mit dem Bemessungswert der Schubfestigkeit verglichen. Für V ist in Gleichung (23) der Bemessungswert der Querkraft V_d einzusetzen.

$$\tau_{2,\max,d} \leq k_{ls} f_{v,2,d} \quad (25)$$

Es bedeutet:

$f_{v,2,d}$ Bemessungswert der Schubfestigkeit des Holzes.

Besonders bei Verbundsystemen aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte wird es vorkommen, daß die größten Schubspannungen in der Betonplatte auftreten. Es ist dann nachzuweisen, daß die aus der Querkraft resultierenden Schubspannungen vom Betonquerschnitt ohne Berücksichtigung der gerissenen Zugzone (Zustand II) aufgenommen werden können. Andernfalls ist eine Schubbewehrung anzuordnen.

9.2.3 Holz-Beton-Verbindung

Die Beanspruchung einer Holz-Beton-Verbindung berechnet sich zu:

$$F = \gamma_1 E_1 A_1 \alpha_1 sV / (EI)_{ef} \quad (26)$$

mit $s = s(x)$ und $V = V(x)$.

Zur Berücksichtigung des plastischen Verformungsvermögens der Holz-Beton-Verbindungen mit relativ geringen Streubreiten der Trag- und Verformungswerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Lastumlagerungen von hoch beanspruchten Verbindungen auf weniger beanspruchte Verbindungen wird vorgeschlagen, die zulässige Belastung der Verbindung aus dem Mittelwert der Höchstlasten aus Versuchen abzuleiten bzw. den charakteristischen Wert der Tragfähigkeit der Holz-Beton-Verbindung als Mittelwert der Höchstlasten aus Versuchen festzulegen.

Nachweis nach DIN 1052:

Die berechnete Beanspruchung wird mit der zulässigen Belastung der Holz-Beton-Verbindung verglichen.

$$F \leq k_{ls} \text{zul } F \quad (27)$$

Es bedeutet:

$\text{zul } F$ zulässige Belastung der Holz-Beton-Verbindung. Es wird vorgeschlagen, die zulässige Verbindungsbelastung mit einem pauschalen Sicherheitsfaktor von 2,5 gegenüber der mittleren Höchstlast aus Versuchen festzulegen.

Nachweis nach Eurocode 5:

Der Bemessungswert der Beanspruchung wird mit dem Bemessungswert der Tragfähigkeit der Holz-Beton-Verbindung verglichen. Für V ist in Gleichung (26) der Bemessungswert der Querkraft V_d einzusetzen.

$$F_d \leq k_{ls} R_d \quad (28)$$

Es bedeutet:

R_d Bemessungswert der Tragfähigkeit der Holz-Beton-Verbindung.

9.3 Nachweise der Tragfähigkeit für die in den Biegeversuchen geprüften Träger

Das vorgeschlagene Bemessungsverfahren wird beispielhaft auf die in den Biegeversuchen geprüften Holz-Beton-Verbundträger angewendet. Alle Abmessungen sowie das statische System sind in Abb. 61 (Anlage 71), Tabelle 15 (Anlage 72) und Abb. 65 (Analge 76) dargestellt.

In den Biegeversuchen wirkte eine kurze Lasteinwirkungsdauer auf die Prüfkörper bis zum Erreichen der Tragfähigkeit. Deshalb werden die Nachweise im Anfangszustand ($t=0$) geführt.

Da einzelne Holz-Beton-Verbundträger berechnet werden, darf kein Systemfaktor in Rechnung gestellt werden.

9.3.1 Träger SCH-(1÷10) mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$ und einer Zwischenschicht der Dicke 28 mm zwischen Holzträger und Betonplatte

Baustoffeigenschaften:

Beton B 25 (Annahme): $E_1 = 30000 \text{ N/mm}^2$

BSH S 10/MS 10 (Annahme): $E_2 = 11000 \text{ N/mm}^2$

Holz-Beton-Verbindung: $K_{ser} = 15,6 \text{ kN/mm}$
 $K_u = 10,4 \text{ kN/mm}$

Querschnittswerte für die Nachweise der Tragfähigkeit:

$b_1 = 600 \text{ mm}$

$b_2 = 100 \text{ mm}$

$h_1 = 70 \text{ mm}$

$h_2 = 172 \text{ mm}$

vorhandene Zwischenschicht: $d_2 = 28 \text{ mm}$

$A_1 = 420 \text{ cm}^2$

$A_2 = 172 \text{ cm}^2$

$I_1 = 1715 \text{ cm}^4$

$I_2 = 4240 \text{ cm}^4$

$\gamma_1 = 0,109$

$\gamma_2 = 1$

$a_1 = 86,4 \text{ mm}$

$a_2 = 62,6 \text{ mm}$

$(EI)_{ef} = 274 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}^2$

Größtwerte der Normalspannungen, Schubspannung und Beanspruchung der Holz-Beton-Verbindung unter Berücksichtigung der vollen Querschnittswerte:

Versuch	Höchstlast	F_{max} (kN)	M_{max} (kNm)	V_{max} (kN)	Normalspannungen				Schubspannung $\tau_{2,max}$ (N/mm ²)	Verbindung F_{max} (kN)
					$-(\sigma_1 + \sigma_{m,1})$ (N/mm ²)	$-(\sigma_1 - \sigma_{m,1})$ (N/mm ²)	$\sigma_2 + \sigma_{m,2}$ (N/mm ²)	σ_2 (N/mm ²)		
SCH-1	18,8	33,8	18,8	18,8	- 16,4	9,47	20,2	8,48	0,83	16,2
SCH-2	21,6	38,9	21,6	21,6	- 18,9	10,9	23,2	9,75	0,96	18,6
SCH-3	18,2	32,8	18,2	18,2	- 15,9	9,17	19,5	8,21	0,80	15,7
SCH-4	19,8	35,6	19,8	19,8	- 17,3	9,98	21,2	8,94	0,88	17,1
SCH-5	22,8	41,0	22,8	22,8	- 19,9	11,5	24,4	10,3	1,01	19,7
SCH-6	16,9	30,4	16,9	16,9	- 14,8	8,51	18,1	7,63	0,75	14,6
SCH-7	16,1	29,0	16,1	16,1	- 14,1	8,11	17,3	7,27	0,71	13,9
SCH-8	16,3	29,3	16,3	16,3	- 14,2	8,21	17,5	7,36	0,72	14,1
SCH-9	20,0	36,0	20,0	20,0	- 17,5	10,1	21,4	9,03	0,88	17,3
SCH-10	17,9	32,2	17,9	17,9	- 15,6	9,02	19,2	8,08	0,79	15,4

Am unteren Rand der Betonplatte sind Zugspannungen vorhanden. Da in den Prüfkörpern keine Zugbewehrung angeordnet war, darf in der Berechnung die gerissene Zugzone nicht berücksichtigt werden. Durch Iteration wird die reduzierte Dicke der Betonplatte bzw. die Dicke der gerissenen Zugzone festgestellt. Diese fiktive Zwischenschicht wird zusammen mit der bei den Prüfkörpern mit Schraubenverbindungen vorhandenen Zwischenschicht zwischen Holz und Beton berücksichtigt. Es ergeben sich folgende Rechenwerte:

$b_1 = 600 \text{ mm}$	$b_2 = 100 \text{ mm}$
$h_1 = 37,2 \text{ mm}$	$h_2 = 172 \text{ mm}$
fiktive Zwischenschicht: $d_1 = 32,8 \text{ mm}$	
$A_1 = 223 \text{ cm}^2$	$A_2 = 172 \text{ cm}^2$
$I_1 = 257 \text{ cm}^4$	$I_2 = 4240 \text{ cm}^4$
$\gamma_1 = 0,187$	$\gamma_2 = 1$
$a_1 = 99,6 \text{ mm}$	$a_2 = 65,8 \text{ mm}$
$(EI)_{ef} = 260 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}^2$	

Größtwerte der Normalspannungen, Schubspannung und Beanspruchung der Holz-Beton-Verbindung ohne Berücksichtigung der gerissenen Zugzone der Betonplatte:

Versuch	Höchstlast	Normalspannungen							Schubspannung	Verbindung
		F_{max} (kN)	M_{max} (kNm)	V_{max} (kN)	$-(\sigma_1 + \sigma_{m,1})$ (N/mm ²)	$-(\sigma_1 - \sigma_{m,1})$ (N/mm ²)	$\sigma_2 + \sigma_{m,2}$ (N/mm ²)	σ_2 (N/mm ²)		
SCH-1	18,8	33,8	18,8	- 14,5	0	21,7	9,41	0,92	18,0	
SCH-2	21,6	38,9	21,6	- 16,7	0	24,9	10,8	1,05	20,7	
SCH-3	18,2	32,8	18,2	- 14,0	0	21,0	9,11	0,89	17,4	
SCH-4	19,8	35,6	19,8	- 15,3	0	22,9	9,91	0,96	18,9	
SCH-5	22,8	41,0	22,8	- 17,6	0	26,3	11,4	1,11	21,8	
SCH-6	16,9	30,4	16,9	- 13,0	0	19,5	8,46	0,82	16,2	
SCH-7	16,1	29,0	16,1	- 12,4	0	18,6	8,06	0,78	15,4	
SCH-8	16,3	29,3	16,3	- 12,6	0	18,8	8,16	0,79	15,6	
SCH-9	20,0	36,0	20,0	- 15,4	0	23,1	10,0	0,97	19,1	
SCH-10	17,9	32,2	17,9	- 13,8	0	20,7	8,96	0,87	17,1	

Nachweise nach DIN 1052:

Zulässige Werte: $zul \sigma_{D,1} = 17,5/2,1 = 8,3 \text{ N/mm}^2$
 $zul \sigma_{B,2} = 11 \text{ N/mm}^2$
 $zul \sigma_{Z||,2} = 8,5 \text{ N/mm}^2$
 $zul \tau_{Q,2} = 1,2 \text{ N/mm}^2$
 $zul F = 15,0/2,5 = 6,0 \text{ kN}$

Nachweise der Normalspannungen:

Versuch	Rand- spannung im Beton - $(\sigma_1 + \sigma_{m,1})$ (N/mm ²)	$\frac{-(\sigma_1 + \sigma_{m,1})}{zul \sigma_{D,1}}$	Rand- spannung im BSH $\sigma_2 + \sigma_{m,2}$ (N/mm ²)	$\frac{(\sigma_2 + \sigma_{m,2})}{zul \sigma_{B,2}}$	Schwerpunkts- spannung im BSH σ_2 (N/mm ²)	$\frac{\sigma_2}{zul \sigma_{z \parallel 2}}$
SCH-1	- 14,5	1,74	21,7	1,97	9,41	1,11
SCH-2	- 16,7	2,00	24,9	2,27	10,8	1,27
SCH-3	- 14,0	1,69	21,0	1,91	9,11	1,07
SCH-4	- 15,3	1,83	22,9	2,08	9,91	1,17
SCH-5	- 17,6	2,11	26,3	2,39	11,4	1,34
SCH-6	- 13,0	1,56	19,5	1,77	8,46	1,00
SCH-7	- 12,4	1,49	18,6	1,69	8,06	0,95
SCH-8	- 12,6	1,51	18,8	1,71	8,16	0,96
SCH-9	- 15,4	1,85	23,1	2,10	10,0	1,18
SCH-10	- 13,8	1,66	20,7	1,88	8,96	1,05
Mittelwert	- 14,5	1,74	21,8	1,98	9,43	1,11

Nachweise der Schubspannung im BSH und der Holz-Beton-Verbindung:

Versuch	Schub- spannung im BSH $\tau_{2,max}$ (N/mm ²)	$\frac{\tau_{2,max}}{zul \tau_{Q,2}}$	Beanspruchung der Holz-Beton- Verbindung F_{max} (kN)	$\frac{F_{max}}{zul F}$
SCH-1	0,92	0,76	18,0	3,00
SCH-2	1,05	0,88	20,7	3,44
SCH-3	0,89	0,74	17,4	2,90
SCH-4	0,96	0,80	18,9	3,16
SCH-5	1,11	0,93	21,8	3,64
SCH-6	0,82	0,69	16,2	2,69
SCH-7	0,78	0,65	15,4	2,57
SCH-8	0,79	0,66	15,6	2,60
SCH-9	0,97	0,81	19,1	3,19
SCH-10	0,87	0,73	17,1	2,85
Mittelwert	0,92	0,76	18,0	3,00

Für die getroffenen Annahmen ist das Verhältnis zwischen berechneter und zulässiger Beanspruchung beim Nachweis der Holz-Beton-Verbindung am größten. Bei einer Bemessung wäre die Holz-Beton-Verbindung damit die maßgebende Komponente. Dieses Ergebnis entspricht dem Verhalten der Prüfkörper in den Biegeversuchen, bei denen eine deutliche plastische Verformung der Verbindungen vor dem Erreichen der Tragfähigkeit beobachtet werden konnte. Dieses plastische Verhalten der Verbindungen führte auch zu einem plastischen Verhalten der Verbundträger (Abb. 72 bis 75, Anlage 82 bis 85) vor dem Biegezugversagen der Holzträger. Eine Bemessung mit dem vorgeschlagenen Verfahren würde demnach einem Verhältniswert zwischen zulässiger Beanspruchung und Tragfähigkeit von im Mittel 3,0 entsprechen.

9.3.2 Träger NAG-(1÷10) mit Nagelplatten zwischen Holzträger und Betonplatte

Baustoffeigenschaften:

Beton B 25 (Annahme): $E_1 = 30000 \text{ N/mm}^2$

BSH S 10/MS 10 (Annahme): $E_2 = 11000 \text{ N/mm}^2$

Holz-Beton-Verbindung: $K_{ser} = 48,8 \text{ kN/mm}$

$K_u = 32,5 \text{ kN/mm}$

Querschnittswerte für die Nachweise der Tragfähigkeit:

Unter hohen Lasten ergeben sich wieder Zugspannungen in der Betonplatte. Da in den Prüfkörpern keine Zugbewehrung angeordnet war, wird die Berechnung ohne Berücksichtigung der gerissenen Zugzone durchgeführt. Durch Iteration wird die reduzierte Dicke der Betonplatte bzw. die Dicke der gerissenen Zugzone festgestellt. Es ergeben sich folgende Rechenwerte:

$$\begin{aligned} b_1 &= 600 \text{ mm} & b_2 &= 100 \text{ mm} \\ h_1 &= 38 \text{ mm} & h_2 &= 200 \text{ mm} \\ \text{fiktive Zwischenschicht: } d_1 &= 32 \text{ mm} \\ A_1 &= 228 \text{ cm}^2 & A_2 &= 200 \text{ cm}^2 \\ I_1 &= 274 \text{ cm}^4 & I_2 &= 6667 \text{ cm}^4 \\ \gamma_1 &= 0,207 & \gamma_2 &= 1 \\ a_1 &= 92 \text{ mm} & a_2 &= 59 \text{ mm} \\ (EI)_{ef} &= 278 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Größtwerte der Normalspannungen, Schubspannung und Beanspruchung der Holz-Beton-Verbindung ohne Berücksichtigung der gerissenen Zugzone der Betonplatte:

Versuch	Höchstlast	Normalspannungen							Schubspannung	Verbindung
		F_{max} (kN)	M_{max} (kNm)	V_{max} (kN)	$-(\sigma_1 + \sigma_{m,1})$ (N/mm ²)	$-(\sigma_1 - \sigma_{m,1})$ (N/mm ²)	$\sigma_2 + \sigma_{m,2}$ (N/mm ²)	σ_2 (N/mm ²)		
NAG-1	12,5	22,5	12,5	- 9,23	0	14,2	5,26	0,63	31,6	
NAG-2	21,5	38,7	21,5	- 15,9	0	24,4	9,05	1,08	54,3	
NAG-3	22,3	40,1	22,3	- 16,5	0	25,3	9,39	1,12	56,3	
NAG-4	30,9	55,6	30,9	- 22,8	0	35,0	13,0	1,55	78,1	
NAG-5	19,1	34,4	19,1	- 14,1	0	21,7	8,04	0,96	48,2	
NAG-6	21,2	38,2	21,2	- 15,7	0	24,0	8,92	1,06	53,6	
NAG-7	28,0	50,4	28,0	- 20,7	0	31,8	11,8	1,40	70,7	
NAG-8	16,5	29,7	16,5	- 12,2	0	18,7	6,95	0,83	41,7	
NAG-9	26,0	46,8	26,0	- 19,2	0	29,5	11,0	1,30	65,7	
NAG-10	21,9	39,4	21,9	- 16,2	0	24,8	9,22	1,10	55,3	

Nachweise nach DIN 1052:

Zulässige Werte: $zul \sigma_{D,1} = 17,5/2,1 = 8,3 \text{ N/mm}^2$

$zul \sigma_{B,2} = 11 \text{ N/mm}^2$

$zul \sigma_{Z||,2} = 8,5 \text{ N/mm}^2$

$zul \tau_{Q,2} = 1,2 \text{ N/mm}^2$

$zul F = 47,9/2,5 = 19,2 \text{ kN}$

Nachweise der Normalspannungen:

Versuch	Randspannung im Beton - $(\sigma_1 + \sigma_{m,1})$ (N/mm ²)	$\frac{-(\sigma_1 + \sigma_{m,1})}{zul \sigma_{D,1}}$	Randspannung im BSH $\sigma_2 + \sigma_{m,2}$ (N/mm ²)	$\frac{(\sigma_2 + \sigma_{m,2})}{zul \sigma_{B,2}}$	Schwerpunktspannung im BSH σ_2 (N/mm ²)	$\frac{\sigma_2}{zul \sigma_{z \parallel,2}}$
NAG-1	- 9,23	1,11	14,2	1,29	5,26	0,62
NAG-2	- 15,9	1,91	24,4	2,22	9,05	1,06
NAG-3	- 16,5	1,98	25,3	2,30	9,39	1,10
NAG-4	- 22,8	2,74	35,0	3,19	13,0	1,53
NAG-5	- 14,1	1,69	21,7	1,97	8,04	0,95
NAG-6	- 15,7	1,88	24,0	2,19	8,92	1,05
NAG-7	- 20,7	2,48	31,8	2,89	11,8	1,39
NAG-8	- 12,2	1,46	18,7	1,70	6,95	0,82
NAG-9	- 19,2	2,30	29,5	2,68	11,0	1,29
NAG-10	- 16,2	1,94	24,8	2,26	9,22	1,08
Mittelwert	- 16,2	1,95	24,9	2,27	9,26	1,09

Nachweise der Schubspannung und der Holz-Beton-Verbindung:

Versuch	Schubspannung im BSH $\tau_{2,max}$ (N/mm ²)	$\frac{\tau_{2,max}}{zul \tau_{Q,2}}$	Beanspruchung der Holz-Beton-Verbindung F_{max} (kN)	$\frac{F_{max}}{zul F}$
NAG-1	0,63	0,52	31,6	1,65
NAG-2	1,08	0,90	54,3	2,83
NAG-3	1,12	0,93	56,3	2,94
NAG-4	1,55	1,29	78,1	4,07
NAG-5	0,96	0,80	48,2	2,52
NAG-6	1,06	0,89	53,6	2,79
NAG-7	1,40	1,17	70,7	3,69
NAG-8	0,83	0,69	41,7	2,18
NAG-9	1,30	1,09	65,7	3,43
NAG-10	1,10	0,91	55,3	2,89
Mittelwert	1,10	0,92	55,5	2,90

Auch bei den Nagelplattenverbindungen ist das Verhältnis zwischen berechneter und zulässiger Beanspruchung beim Nachweis der Verbindung am größten und damit die Holz-Beton-Verbindung die maßgebende Komponente. Auch dieses Ergebnis entspricht dem Verhalten der Prüfkörper in den Biegeversuchen, bei denen plastische Verformungen der Verbindungen und ein plastisches Verhalten der Verbundträger (siehe Abb. 76 bis 79, Anlage 85 bis 88) vor dem Biegezugversagen der Holzträger beobachtet werden konnten. Eine Bemessung mit dem vorgeschlagenen Verfahren würde einem Verhältniswert zwischen zulässiger Beanspruchung und Tragfähigkeit von im Mittel 2,9 entsprechen.

9.3.3 Träger N+S-(1÷10) mit Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl zwischen Holzträger und Betonplatte

Baustoffeigenschaften:

Beton B 25 (Annahme): $E_1 = 30000 \text{ N/mm}^2$

BSH S 10/MS 10 (Annahme): $E_2 = 11000 \text{ N/mm}^2$

Holz-Beton-Verbindung: $K_{ser} = 79,5 \text{ kN/mm}$

$K_u = 53 \text{ kN/mm}$

Querschnittswerte für die Nachweise der Tragfähigkeit:

Unter hohen Lasten ergeben sich wieder Zugspannungen in der Betonplatte. Da in den Prüfkörpern keine Zugbewehrung angeordnet war, wird die Berechnung ohne Berücksichtigung der gerissenen Zugzone durchgeführt. Durch Iteration wird die reduzierte Dicke der Betonplatte bzw. die Dicke der gerissenen Zugzone festgestellt. Es ergeben sich folgende Rechenwerte:

$$b_1 = 600 \text{ mm}$$

$$b_2 = 100 \text{ mm}$$

$$h_1 = 46,15 \text{ mm}$$

$$h_2 = 200 \text{ mm}$$

$$\text{fiktive Zwischenschicht: } d_1 = 23,85 \text{ mm}$$

$$A_1 = 277 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 200 \text{ cm}^2 \quad A_{2n} = 172 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = 491 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 6667 \text{ cm}^4 \quad I_{2n} = 5694 \text{ cm}^4$$

$$\gamma_1 = 0,386$$

$$\gamma_2 = 1$$

$$a_1 = 59,8 \text{ mm}$$

$$a_2 = 87,1 \text{ mm}$$

$$(EI)_{ef} = 370 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}^2$$

Größtwerte der Normalspannungen, Schubspannung und Beanspruchung der Holz-Beton-Verbindung ohne Berücksichtigung der gerissenen Zugzone der Betonplatte:

Versuch	Höchstlast	F_{max} (kN)	M_{max} (kNm)	V_{max} (kN)	Normalspannungen				Schubspannung $\tau_{2,max}$ (N/mm ²)	Verbindung F_{max} (kN)
					$-(\sigma_1 + \sigma_{m,1})$ (N/mm ²)	$-(\sigma_1 - \sigma_{m,1})$ (N/mm ²)	$\sigma_2 + \sigma_{m,2}$ (N/mm ²)	σ_2 (N/mm ²)		
N+S-1	30,6	55,1	30,6	30,6	- 20,6	0	35,8	16,6	1,59	47,6
N+S-2	33,4	60,1	33,4	33,4	- 22,5	0	39,1	18,1	1,74	52,0
N+S-3	26,9	48,4	26,9	26,9	- 18,1	0	31,5	14,6	1,40	41,8
N+S-4	37,0	66,6	37,0	37,0	- 24,9	0	43,3	20,1	1,93	57,6
N+S-5	29,4	52,9	29,4	29,4	- 19,8	0	34,4	16,0	1,53	45,7
N+S-6	36,3	65,3	36,3	36,3	- 24,5	0	42,5	19,7	1,89	56,5
N+S-7	29,8	53,6	29,8	29,8	- 20,1	0	34,9	16,2	1,55	46,4
N+S-8	32,5	58,5	32,5	32,5	- 21,9	0	38,0	17,6	1,69	50,6
N+S-9	29,2	52,6	29,2	29,2	- 19,7	0	34,2	15,8	1,52	45,4
N+S-10	35,2	63,4	35,2	35,2	- 23,7	0	41,2	19,1	1,83	54,8

Nachweise nach DIN 1052:

Zulässige Werte: $zul \sigma_{D,1} = 17,5/2,1 = 8,3 \text{ N/mm}^2$

$zul \sigma_{B,2} = 11 \text{ N/mm}^2$

$zul \sigma_{Z||,2} = 8,5 \text{ N/mm}^2$

$zul \tau_{Q,2} = 1,2 \text{ N/mm}^2$

$zul F = 51,1/2,5 = 20,4 \text{ kN}$

Nachweise der Normalspannungen:

Versuch	Rand- spannung im Beton - $(\sigma_1 + \sigma_{m,1})$ (N/mm ²)	$\frac{-(\sigma_1 + \sigma_{m,1})}{zul \sigma_{D,1}}$	Rand- spannung im BSH $\sigma_2 + \sigma_{m,2}$ (N/mm ²)	$\frac{(\sigma_2 + \sigma_{m,2})}{zul \sigma_{B,2}}$	Schwerpunkt- spannung im BSH σ_2 (N/mm ²)	$\frac{\sigma_2}{zul \sigma_{z \parallel,2}}$
N+S-1	- 20,6	2,48	35,8	3,25	16,6	1,95
N+S-2	- 22,5	2,70	39,1	3,55	18,1	2,13
N+S-3	- 18,1	2,18	31,5	2,86	14,6	1,72
N+S-4	- 24,9	2,99	43,3	3,93	20,1	2,36
N+S-5	- 19,8	2,38	34,4	3,13	16,0	1,88
N+S-6	- 24,5	2,94	42,5	3,86	19,7	2,32
N+S-7	- 20,1	2,41	34,9	3,17	16,2	1,90
N+S-8	- 21,9	2,63	38,0	3,46	17,6	2,07
N+S-9	- 19,7	2,36	34,2	3,10	15,8	1,86
N+S-10	- 23,7	2,85	41,2	3,74	19,1	2,25
Mittelwert	- 21,6	2,59	37,5	3,41	17,4	2,04

Nachweise der Schubspannung und der Holz-Beton-Verbindung:

Versuch	Schub- spannung im BSH $\tau_{2,max}$ (N/mm ²)	$\frac{\tau_{2,max}}{zul \tau_{Q,2}}$	Beanspruchung der Holz-Beton- Verbindung F_{max} (kN)	$\frac{F_{max}}{zul F}$
N+S-1	1,59	1,33	47,6	2,33
N+S-2	1,74	1,45	52,0	2,54
N+S-3	1,40	1,17	41,8	2,05
N+S-4	1,93	1,61	57,6	2,82
N+S-5	1,53	1,28	45,7	2,24
N+S-6	1,89	1,58	56,5	2,76
N+S-7	1,55	1,29	46,4	2,27
N+S-8	1,69	1,41	50,6	2,47
N+S-9	1,52	1,27	45,4	2,22
N+S-10	1,83	1,53	54,8	2,68
Mittelwert	1,67	1,39	49,8	2,44

Bei den Verbundträgern mit Nocke-Stift-Verbindungen ist das Verhältnis zwischen berechneter und zulässiger Beanspruchung beim Nachweis der Biegerandspannung der Holzträger am größten, obwohl auch die Tragfähigkeit der Verbindungen mit einem mittleren Verhältniswert von 2,4 zwischen zulässiger Belastung und Tragfähigkeit nahezu erreicht ist. Daher sind auch hier plastische Verformungen der Verbindungen und ein - wenn auch nicht ausgeprägtes - plastisches Verhalten der Verbundträger (siehe Abb. 80 bis 83, Anlage 89 bis 92) vor dem Biegezugversagen der Holzträger zu beobachten. Eine Bemessung mit dem vorgeschlagenen Verfahren würde einem mittleren Verhältniswert zwischen zulässiger Beanspruchung und Tragfähigkeit von 3,4 entsprechen.

9.3.4 Träger NPL-(1÷10) mit bewehrten Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte

Baustoffeigenschaften:

Beton B 25 (Annahme): $E_1 = 30000 \text{ N/mm}^2$

Furnierschichtholz Kerto Q (Annahme): $E_2 = 10000 \text{ N/mm}^2$

Holz-Beton-Verbindung: $K_{ser} = 128 \text{ kN/mm}$

$K_u = 85,3 \text{ kN/mm}$

Querschnittswerte für die Nachweise der Tragfähigkeit:

Unter hohen Lasten ergeben sich wieder Zugspannungen in der Betonplatte. Da in den Prüfkörpern keine Zugbewehrung angeordnet war, wird die Berechnung ohne Berücksichtigung der gerissenen Zugzone durchgeführt. Durch Iteration wird die reduzierte Dicke der Betonplatte bzw. die Dicke der gerissenen Zugzone festgestellt. Die maßgebende Nullebene liegt in der Betonplatte. Es ergeben sich folgende Rechenwerte:

$$b_1 = 600 \text{ mm}$$

$$b_2 = 600 \text{ mm}$$

$$h_1 = 37,8 \text{ mm}$$

$$h_2 = 27 \text{ mm}$$

fiktive Zwischenschicht: $d_1 = 72,2 \text{ mm}$

$$A_1 = 227 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 162 \text{ cm}^2 \quad A_{2n} = 108 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = 271 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 98,4 \text{ cm}^4 \quad I_{2n} = 88,3 \text{ cm}^4$$

$$\gamma_1 = 1$$

$$\gamma_2 = 0,928$$

$$a_1 = 18,9 \text{ mm}$$

$$a_2 = 85,7 \text{ mm}$$

$$(EI)_{ef} = 144 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}^2$$

Die größte Schubspannung in der Betonplatte berechnet sich zu:

$$\tau_{1,max} = 0,5 E_1 b_1 h_1^2 V / (b_1 (EI)_{ef})$$

Größtwerte der Normalspannungen, Schubspannung und der Beanspruchung der Holz-Beton-Verbindung ohne Berücksichtigung der gerissenen Zugzone der Betonplatte:

Versuch	Höchstlast	F_{max} (kN)	M_{max} (kNm)	V_{max} (kN)	Normalspannungen				Schubspannung $\tau_{1,max}$ (N/mm ²)	Verbindung F_{max} (kN)
					$-(\sigma_1 + \sigma_{m,1})$ (N/mm ²)	$-(\sigma_1 - \sigma_{m,1})$ (N/mm ²)	$\sigma_2 + \sigma_{m,2}$ (N/mm ²)	σ_2 (N/mm ²)		
NPL-1	18,3	27,5	18,3	- 21,7	0	25,6	22,8	0,27	13,7	
NPL-2	19,3	29,0	19,3	- 22,8	0	27,0	24,0	0,29	14,4	
NPL-3	19,2	28,8	19,2	- 22,7	0	26,9	23,9	0,29	14,3	
NPL-4	23,1	34,7	23,1	- 27,3	0	32,4	28,7	0,34	17,2	
NPL-5	22,7	34,1	22,7	- 26,9	0	31,8	28,2	0,34	16,9	
NPL-6	19,2	28,8	19,2	- 22,7	0	26,9	23,9	0,29	14,3	
NPL-7	15,8	23,7	15,8	- 18,7	0	22,1	19,7	0,24	11,8	
NPL-8	18,2	27,3	18,2	- 21,5	0	25,5	22,6	0,27	13,6	
NPL-9	18,9	28,4	18,9	- 22,4	0	26,5	23,5	0,28	14,1	
NPL-10	18,1	27,2	18,1	- 21,4	0	25,4	22,5	0,27	13,5	

Nachweise nach DIN 1052:

Zulässige Werte: $zul \sigma_{D,1} = 17,5/2,1 = 8,3 \text{ N/mm}^2$
 $zul \sigma_{Bxy,2} = 15 \text{ N/mm}^2$
 $zul \sigma_{Z\parallel,2} = 8 \text{ N/mm}^2$
 $zul \tau_{Q,1} = 0,5 \text{ N/mm}^2$
 $zul F = 52,3/2,5 = 20,9 \text{ kN}$

Nachweise der Normalspannungen:

Versuch	Rand- spannung im Beton - $(\sigma_1 + \sigma_{m,1})$ (N/mm^2)	$\frac{-(\sigma_1 + \sigma_{m,1})}{zul \sigma_{D,1}}$	Rand- spannung im FSH $\sigma_2 + \sigma_{m,2}$ (N/mm^2)	$\frac{(\sigma_2 + \sigma_{m,2})}{zul \sigma_{B,2}}$	Schwerpunkt- spannung im FSH σ_2 (N/mm^2)	$\frac{\sigma_2}{zul \sigma_{Z\parallel,2}}$
NPL-1	- 21,7	2,60	25,6	1,71	22,8	2,85
NPL-2	- 22,8	2,74	27,0	1,80	24,0	3,00
NPL-3	- 22,7	2,73	26,9	1,79	23,9	2,99
NPL-4	- 27,3	3,28	32,4	2,16	28,7	3,59
NPL-5	- 26,9	3,22	31,8	2,12	28,2	3,53
NPL-6	- 22,7	2,73	26,9	1,79	23,9	2,99
NPL-7	- 18,7	2,24	22,1	1,48	19,7	2,46
NPL-8	- 21,5	2,58	25,5	1,70	22,6	2,83
NPL-9	- 22,4	2,68	26,5	1,77	23,5	2,94
NPL-10	- 21,4	2,57	25,4	1,69	22,5	2,81
Mittelwert	- 22,8	2,74	27,0	1,80	24,0	3,00

Nachweise der Schubspannung im Beton und der Holz-Beton-Verbindung:

Versuch	Schub- spannung im Beton $\tau_{1,max}$ (N/mm^2)	$\frac{\tau_{1,max}}{zul \tau_{Q,1}}$	Beanspruchung der Holz-Beton- Verbindung F_{max} (kN)	$\frac{F_{max}}{zul F}$
NPL-1	0,27	0,55	13,7	0,65
NPL-2	0,29	0,58	14,4	0,69
NPL-3	0,29	0,57	14,3	0,69
NPL-4	0,34	0,69	17,2	0,82
NPL-5	0,34	0,68	16,9	0,81
NPL-6	0,29	0,57	14,3	0,69
NPL-7	0,24	0,47	11,8	0,56
NPL-8	0,27	0,54	13,6	0,65
NPL-9	0,28	0,56	14,1	0,67
NPL-10	0,27	0,54	13,5	0,65
Mittelwert	0,29	0,58	14,4	0,69

Die Anordnung einer Schubbewehrung in der Betonplatte war nicht erforderlich.

Bei den Verbundträgern mit bewehrten Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte ist das Verhältnis zwischen berechneter und zulässiger Beanspruchung beim Nachweis der Schwerpunktspannung im Furnierschichtholz am größten. Dieses Ergebnis entspricht dem Verhalten der Prüfkörper in den Biegeversuchen, bei denen das Versagen durch das Erreichen der Tragfähigkeit des auf Biegung und Zug beanspruchten Furnierschichtholzes eingeleitet wurde. Plastische Verformungen der Verbindungen und ein plastisches Verhalten der Verbundträger vor dem Versagen des Furnierschichtholzes wurde nicht beobachtet (siehe Abb. 84 bis 87, Anlage 92 bis 95). Dies wird auch durch den niedrigen Verhältniswert zwischen zulässiger Beanspruchung und Tragfähigkeit für die Verbindungsnocken bestätigt. Eine Bemessung mit dem vorgeschlagenen Verfahren würde einem Verhältniswert zwischen zulässiger Beanspruchung und Tragfähigkeit von im Mittel 3,0 entsprechen.

9.4 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Die Durchbiegungen werden mit der wirksamen Biegesteifigkeit $(EI)_{ef}$ nach Gleichung (3) und den Verschiebungsmoduln K_{ser} berechnet.

10 Zusammenfassung

Ziel des Forschungsvorhabens war es, das Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen rechnerisch zu erfassen. Hierzu wurde ein Rechenmodell, basierend auf der Finite-Elemente-Methode, entwickelt. Dieses Rechenmodell ist in der Lage, die verschiedenen Einflüsse auf die Tragfähigkeit und die Steifigkeit von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen zu erfassen.

Es hat sich gezeigt, daß sich die Verwendung von Holz-Beton-Verbindungen mit großer Steifigkeit im Gebrauchslastbereich und plastischem Verformungsvermögen im Traglastbereich positiv auf das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundkonstruktion auswirkt. Durch plastische Verformungen werden die Lasten von hoch beanspruchten Verbindungen, die ihre Tragfähigkeit erreicht haben, auf weniger hoch beanspruchte Verbindungen umgelagert und ein Versagen des Holz-Beton-Verbundträgers durch Überbeanspruchung einer einzelnen Verbindung wird verhindert. Wird das plastische Verformungsvermögen der Verbindungen ausgenutzt, dann führt dies zu geringeren Streuungen der Tragfähigkeitswerte. Damit diese Vorteile auch rechnerisch genutzt werden können, ist die Erfassung des tatsächlichen Last-Verschiebungsverhaltens der Holz-Beton-Verbindungen erforderlich. In Scherversuchen wurden vier unterschiedliche Holz-Beton-Verbindungsarten untersucht: unter $\pm 45^\circ$ eingebrachte Schrauben, Nagelplatten, Betonnocken mit Stahlstift und Betonnocken zwischen Furnier-schichtholzplatte und Betonplatte. Pro Verbindungsart wurden etwa 50 Versuche durchgeführt, um auch die Streuungen im Last-Verschiebungsverhalten zu erfassen. Neben Höchstlasten und Verformungskennwerten wurden in allen Versuchen die Last-Verschiebungskurven bis zum Bruch oder bis zum Erreichen einer Verschiebung von etwa 15 mm aufgenommen. Für das rechnerische Erfassen im Rechenmodell wurde jede Last-Verschiebungskurve durch einen Polygonzug mit in der Regel vier Teilgeraden angenähert und die Parameter k_i und u_i für die Steigungen der Teilgeraden und zugehörigen Verschiebungen bestimmt. Mittelwert und Standardabweichung der Parameter sowie Korrelationen zur Holzrohdichte wurden ermittelt und als Eingangsdaten für die Simulationsrechnungen mit dem Rechenmodell aufbereitet.

In einem Verbundquerschnitt hängt die Spannungsverteilung wesentlich von der Steifigkeit der Einzelquerschnitte und der Verbindung in der Kontaktfuge ab. Da sich die Steifigkeitseigenschaften in einzelnen Verbundträgern wegen vorhandener Streuungen wesentlich unterscheiden können, und damit die Tragfähigkeit eines Verbundträgers nicht nur durch die Materialfestigkeit bzw. die Beanspruchbarkeit der Verbindungen bestimmt wird, müssen die Streuungen bei den Festigkeiten und Steifigkeiten der verwendeten Baustoffe und die Streuungen beim Last-Verschiebungsverhalten der Verbindung in einem wirklichkeitsnahen Rechenmodell erfaßt werden. Hierzu wurden Monte-Carlo-Simulationsrechnungen durchgeführt. Erste Probeberechnungen zeigten, daß die Ergebnisse für die untersuchten Trägergeometrien durch eine Änderung der Materialeigenschaften des Betons kaum beeinflußt werden. Deshalb wurden die Beton-Materialeigenschaften in allen Berechnungen konstant gehalten. Die Streuungen der Materialeigenschaften des Holzes und des Last-Verschiebungsverhaltens der Verbindungen wurden in Simulationsrechnungen mit modellierten Verbundträgern erfaßt, bei deren Aufbau die gegenseitigen Korrelationen zwischen den Materialeigenschaften Rohdichte, Elastizitätsmodul und Biegefesteitigkeit einerseits und zwischen der Rohdichte und den Parametern k_i und u_i der Teilgeraden des Polygonzuges andererseits, berücksichtigt wurden.

Aufgrund des unterschiedlichen Kriechverhaltens von Holz, Beton und Holz-Beton-Verbindung ist das Langzeitverhalten einer Holz-Beton-Verbundkonstruktion rechnerisch schwer zu erfassen. Bestehende Rechenmodelle berücksichtigen entweder nur das Kriechen des Betons oder sind für die meisten Anwendungen zu aufwendig, weil die nichtlinearen Berechnungen zum genaueren Erfassen des unterschiedlichen Kriechverhaltens der beiden Baustoffe

und der Verbindung nur mit Hilfe von Rechenprogrammen durchgeführt werden können. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden Versuche mit Holz-Beton-Verbindungen unter Klimawchselbeanspruchung durchgeführt. Dabei wurde die Zunahme der Verschiebungen im Laufe der Zeit aufgenommen. Außerdem wurden im Mai 1995 Langzeituntersuchungen mit Holz-Beton-Verbundträgern begonnen. Es ist geplant, diese Versuchskörper fünf Jahre lang zu beobachten und die Verschiebungen in der Fuge zwischen Holz und Beton sowie die Durchbiegung in Trägermitte in regelmäßigen Abständen aufzunehmen. Mit den dann vorliegenden Versuchsergebnissen wird es möglich sein, bestehende Rechenmodelle anhand tatsächlich gemessener Werte zu überprüfen und gegebenenfalls zu kalibrieren. Durchgeführte Beispielrechnungen mit unterschiedlichen Berechnungsansätzen zeigten unterschiedliche Ergebnisse der kriechbedingten Verformungen. Die Unterschiede sind aber nicht so groß, daß der hohe Rechenaufwand der genaueren Verfahren gerechtfertigt erscheint. Es wurde daher vorgeschlagen, die schon von verschiedenen Autoren angewandte Methode der Abminderung der Elastizitätsmoduln der Werkstoffe und der Steifigkeit der Holz-Beton-Verbindung mit einem entsprechenden Kriechfaktor zu verwenden. Vorschläge für Zahlenwerte der Kriechfaktoren der einzelnen Werkstoffe und der Verbindungen können erst nach Abschluß der Langzeituntersuchungen mit Holz-Beton-Verbundträgern gemacht werden. Für die Zwischenzeit wird vorgeschlagen, für Holz und Holz-Beton-Verbindungen die im Eurocode 5 angegebenen Werte k_{def} und für Beton die Kriechzahlen nach Eurocode 2 zu verwenden.

Die Wirklichkeitsnähe des Rechenmodells wurde durch den Vergleich der berechneten Kraft- und Verformungswerte mit tatsächlich gemessenen Werten aus Versuchen überprüft. Hierzu wurden 10 Holz-Beton-Verbundträger pro Verbindungsart in Biegeversuchen geprüft: Verbundträger mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$ und einer Zwischenschicht der Dicke 28 mm zwischen Holzträger und Betonplatte, Verbundträger mit Nagelplatten zwischen Holzträger und Betonplatte, Verbundträger mit Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl zwischen Holzträger und Betonplatte und Verbundträger mit bewehrten Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte aus Kerto Q und Betonplatte. In jedem Versuch wurden kontinuierlich die Kraft, die Verschiebungen zwischen Holz und Beton und die Durchbiegung in Trägermitte aufgenommen. Das gemessene Kraft-Verformungsverhalten wurde mit dem Rechenmodell von Belastungsbeginn an bis zum Erreichen der Tragfähigkeit nachgerechnet. Die vier untersuchten Holz-Beton-Verbundsysteme zeigten ein unterschiedliches Kraft-Verformungsverhalten. Bei den Verbundsystemen aus Holzträger und Betonplatte stellte sich in den Versuchen je nach Verbindungsart ein mehr oder weniger großes plastisches Verformungsvermögen ein. Das Ausmaß der plastischen Verformungen des Verbundträgers wurde insbesondere durch die Beanspruchung der Verbindung zwischen Holz und Beton bestimmt: treten in der Verbindung größere plastische Verformungen vor dem Erreichen der Tragfähigkeit des Holzes auf, wird das Verhalten des Verbundsystems ebenfalls plastisch. Dies wurde vom Rechenmodell auch richtig angezeigt. Unterschiede zwischen Rechenergebnissen und Versuchsergebnissen sind auf ein ungenaues Erfassen der Holz-Materialeigenschaften Elastizitätsmodul und Biegefestigkeit zurückzuführen. Die Verbundsysteme aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte verhielten sich bis zum Erreichen der Tragfähigkeit nahezu linear. Auch dieses durch die hohe Tragfähigkeit der Verbindungselemente verursachte Kraft-Verformungsverhalten wurde vom Rechenmodell erfaßt. Die Unterschiede zwischen gemessenen und tatsächlichen Last-Durchbiegungskurven bei diesem Verbundsystem ergaben sich dadurch, daß nicht von Belastungsbeginn an mit einer gerissenen Beton-Zugzone gerechnet wurde.

Für die einfache Bemessung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen wurde das in Eurocode 5, Anhang B angegebene Berechnungsverfahren für Biegeträger aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen vorgeschlagen. Die Nachgiebigkeit der Holz-Beton-Verbindungen wird durch den Verschiebungsmodul K_u für Berechnungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und durch den Verschiebungsmodul K_{ser} für Berechnungen im Grenzzustand der Ge-

brauchstauglichkeit erfaßt, mit $K_u = 2 K_{ser}/3$. Falls für Holz-Beton-Verbindungen die Verschiebungskennwerte nicht bekannt sind, sollten sie durch Versuche entsprechend DIN EN 26891 bestimmt werden. Zur Berücksichtigung des plastischen Verformungsvermögens der Holz-Beton-Verbindungen kann mit dem mittleren Verschiebungsmodul aus Versuchen gerechnet werden. Die zulässige Verbindungsbelastung bzw. der Bemessungswert der Tragfähigkeit einer Holz-Beton-Verbindung sollte aus den mittleren Versuchshöchstlasten abgeleitet werden. Es wird vorgeschlagen, die zulässige Verbindungsbelastung mit einem pauschalen Sicherheitsfaktor von 2,5 gegenüber der mittleren Höchstlast festzulegen. Das Systemverhalten einer Holz-Beton-Verbunddecke aus Holzträgern und Betonplatte wird durch den Lastverteilungsfaktor $k_{ls} = 1,1$ entsprechend den Angaben in Eurocode 5 beim Nachweis der Tragfähigkeit der Holzträger und der Holz-Beton-Verbindungen erfaßt. Für die in den Biegeversuchen geprüften Verbundträger wurden die Nachweise der Tragfähigkeit mit dem vorgeschlagenen Berechnungsverfahren geführt. Hierbei zeigte sich, daß die in den Biegeversuchen für das Versagen maßgebenden Komponenten auch für die Bemessung maßgebend waren. Der Verhältniswert zwischen angenommener zulässiger Beanspruchung und der Tragfähigkeit im Biegeversuch lagen für die verschiedenen Verbundträgeraufbauten dabei im Mittel zwischen 2,9 und 3,4.

11 Literatur

BECKER, M. (1990). Vorschlag zur Bemessung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen nach den einheitlichen Regeln der europäischen Gemeinschaft (Eurocodes). Diplomarbeit am Chaire de construction en bois, Ecole Polytechnique Federal de Lausanne, Schweiz.

BONZEL, J. (1965). Biegezug- und Spaltzugfestigkeit des Betons. Forschungsinstitut der Zementindustrie, Düsseldorf.

BLAß, H.J. (1993). Verbundkonstruktion Holz-Beton. Stand der Technik, Bemessungsgrundlagen, ausgeführte Bauten. In: 15. Dreiländer Holztagung, Garmisch-Partenkirchen.

BLAß, H.J. und GARD, W.F. (1994). Optimieren der maschinellen Festigkeitssortierung von Bauholz. TNO report (unveröffentlicht), Delft, The Netherlands.

CAPRETTI, S. und CECCOTTI, A. (1994). On the experimental determination of factor k_{def} and slip modulus K_{ser} from short- and longterm tests on a timber-concrete composite (TCC) beam. CIB-W18A Paper 27-20-2, Sydney, Australien.

CECCOTTI, A. und COVAN, C. (1990). Behaviour of Timber and Concrete Composite Load-Bearing Structures. IUFRO Timber Engineering Group Meeting, Saint John, New Brunswick, Kanada.

COLLING, F. (1990). Tragfähigkeit von Biegeträgern aus Brettschichtholz in Abhängigkeit von den festigkeitsrelevanten Einflußgrößen. Universität Karlsruhe.-Dissertation.

DEAN, W.E. (1943). Timber-Concrete Bridge Decks used in Florida. In: Civil Engineering, Vol.13, No.4.

DIANA (1992). User's Manual - Release 5.1, Revision A. Volume 0 - Introduction & Utilities, Volume 1- Linear Static Analysis, Volume 4 - Nonlinear Analysis.

DIEBOLD, F. (1994). Bauphysik der Holz-Beton-Verbunddecken. In: Schweizer Ingenieur und Architekt 37.

ERLER, K. (1992). Verbundträger aus Holz und Polymerbeton. TH Wismar; Ingenieurbüro Dr. Erler, Leipzig.- Forschungsbericht.

GERBER, CH.; QUAST, U. und STEFFENS, R. (1993). Balkenschuhe als Verbundmittel für Holzbalkendecken mit mittragender Stahlbetondecke. In: Beton- und Stahlbetonbau 88(1993), Heft 9.

GIRHAMMAR, U. A. (1984). Nail-plates as shear connectors in composite timber and concrete structures. Proceedings of IABSE 12th congress, pp. 961-968, Vancouver.

GODYCKI, T.; PAWLICA, J. und KLESZCZEWSKI, J. (1984). Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte. In: Bauingenieur 59(1984).

GÖRLACHER, R. (1990). Klassifizierung von Brettschichtholzlamellen durch Messung von Longitudinalschwingungen. Universität Karlsruhe.-Dissertation.

KUILEN VAN DE, J-W.G.; LINDEN VAN DER, M.L.R. und BLAß, H.J. (1994). Application of the Hoffman yield criterion for load sharing in timber sheet pile walls. Proceedings of Pacific Timber Engineering Conference, pp. 412-417, Gold Coast, Australien.

KOLBITSCH, A.; PAUSER, A.; BÖLCSKEY, E. und ZAJICEK, P. (1992). Verstärkung von bestehenden Holzdecken unter besonderer Berücksichtigung von nachträglich hergestellten Holz-Beton Verbundkonstruktionen. Forschungsprojekt F 1021, Technische Universität Wien und Österreichische Gesellschaft zur Erhaltung von Bauten Wien, Österreich.

KREUZINGER, H. (1994). Verbundkonstruktion Holz-Beton.

KÜNG, R. (1987). Verbunddecke Holz - Leichtbeton. Forschungsprojekt F 1108, Technische Universität Graz, Österreich.

KUPFER, H. und KIRMAIR, H. (1987). Verformungsmoduln zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme aus zwei Komponenten mit unterschiedlichen Kriechzahlen. In: Bauingenieur 62, Seite 371-377.

LABORATORY OF BUILDING PRODUCTION TECHNOLOGY, Technical Research Centre of Finland, Tampere (1986). TP-slab test. Research report No. RTT 64555.

LABORATORY OF BUILDING PRODUCTION TECHNOLOGY, Technical Research Centre of Finland, Tampere (1988). TP-slab point load and line load tests. Research report No. RTT 81503.

LABORATORY OF BUILDING PRODUCTION TECHNOLOGY, Technical Research Centre of Finland, Tampere (1988). TP-slab test. Research report No. RTT 81261.

LABORATORY OF BUILDING PRODUCTION TECHNOLOGY, Technical Research Centre of Finland, Tampere (1988). TP-slab testing piece of nail plate test. Research report No. RTT 81504.

LINDEN VAN DER, M.L.R. (1994). Load-sharing in timber-concrete composite floors. Proceedings of Pacific Timber Engineering Conference, Vol. 1, Gold Coast, Australien.

LINDEN VAN DER, M.L.R. (1995). Determination of the notch factor of a blind hole in laminated veneer lumber (LVL) Kerto Q. Report no. 25.4.95.5/HE-37, Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Chair Timber structures, Niederlande.

LINDEN VAN DER, M.L.R. (1995). Timber-concrete composite floor systems. A calculation model. Report no. 95-CON-RO254, TNO Building and Construction Research, Delft, Niederlande.

MEIERHOFER, U.A. (1992). RF 2000, a new efficient system for Timber/Concrete Composite Structural Elements. RILEM-conference, TC 111, Ravenna, Italien.

MEIERHOFER, U.A. (1994). Untersuchungen und Entwicklungen zum mechanischen Verbund von Holz und Beton. In: Schweizer Ingenieur und Architekt 37(1994).

MÖHLER, K. (1956). Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln. Technische Hochschule Karlsruhe.-Habilitation.

MUNGWA, M.S. und KENMOU, D.A. (1993). Instantaneous and time-dependent analysis of composite wood-concrete cross-sections using Dischinger's equations of state: Part I- Instantaneous analysis. In: Materials and structures 26(1993), pp. 98-102.

MUNGWA, M.S. und KENMOU, D.A. (1993). Instantaneous and time-dependent analysis of wood-concrete cross-sections using Dischinger's equations of state: Part II - Time-dependent analysis. In: Materials and structures, 26(1993), pp.176-180.

NATTERER, J. (1990). Verbundkonstruktionen im Holzbau - Entwicklung und Tendenzen. 14. Dreiländer-Holztagung, Interlaken, Schweiz.

NATTERER, J. (1991). Quality Criteria for timber design. Proceedings of 1991 International Timber Engineering Conference, Vol. 2, London, Großbritannien.

NATTERER, J. und HOEFT, M. (1987). Zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Forschungsbericht CERS Nr. 1345, Ecole Polytechnique Federal de Lausanne, Schweiz.

N.N. (1976). Straßenbrücke in Neuseeland. In: Bauen mit Holz 74(1976), Nr.7.

N.N. (1992). Modul-Haus, auch hier Holz-Beton-Verbunddecken. In: Bauen mit Holz 90(1992), Nr.11.

N.N. (1992). Viergeschossiges Bauwerk im Bauwerk, aus Holz, Stahl und Beton. In: Bauen mit Holz 90(1992), Nr.11.

RANLIB. Library of Fortran Routines for Random Number Generation, compiled and written by Brown, B.W. and Lovato, J., Department of Biomathematics, University of Texas, M.D., Anderson Cancer Center.

RUSKE, W. (1995). Furnierschichtholz, ein High-Tech-Werkstoff. In: Mikado 7-8/95.

POUTANEN, T. (1987). Composite Structure of Timber Joists and Concrete Slap. CIB-W18A Paper 20-10-3, Dublin, Irland.

SAS (1988). SAS Institute Inc., Release 6.03 Edition.

SCHAUB, O. (1939). Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte. Patentschrift Nr. 673556, Deutsches Patentamt.

SFS PROVIS AG (1992). Holz-Beton-Verbundsystem mit dem Stadler-Verbundelement VB-48-7,5 x 100 mm. Dokumentation der SFS Provis AG, Heerbrugg, Schweiz.

SPIRIG, H. (1985). Architektonische Gestaltungsmöglichkeiten dank Doppelkopfschraube. In: STZ, Nr.10.

STEVANOVIC, B. (1989). Analysis, calculation and practical use of composite action of timber beams and reinforced concrete plate connected by nails. Proceedings of 2nd Pacific Timber Engineering Conference, Auckland, Neuseeland.

THOMI, M. und WAIBEL, H. (1994). Entwicklung und Fertigung von Verbundelementen. In: Schweizer Ingenieur und Architekt 37.

TIMMERMANN, K. und MEIERHOFER U.A. (1993). Holz/Beton-Verbundkonstruktionen. Untersuchungen und Entwicklungen zum mechanischen Verbund von Holz und Beton. Forschungsbericht 115/30, Eidgenössische Material- und Prüfanstalt, Dübendorf, Schweiz.

TIMMERMANN, K. und MEIERHOFER, U.A. (1994). Berechnung von Holz-Beton-Verbundbalken mit der Differenzenmethode. In: Schweizer Ingenieur und Architekt (1994) Nr.45.

TORATTI, T. (1994). Short and long term bending experiments on laminated veneer lumber. COST 508 Wood mechanics, May 1994, Espoo Finland.

VERSUCHSANSTALT FÜR STAHL, HOLZ UND STEINE, Universität Karlsruhe (1992). Prüfung einer Holz-Beton-Verbindung mit bewehrten Betonnocken und Betonstahlstiften. - Prüfzeugnis Nr. H9110 (unveröffentlicht).

WERNER, H. (1992). Holz-Beton-Verbunddecke mit einer neuartigen Fugenausbildung. In: Bauen mit Holz 90(1992), Nr.4.

WIELAND, H. (1994). Anwendung von Holz-Beton-Verbund im Hochbau. In: Schweizer Ingenieur und Architekt 37.

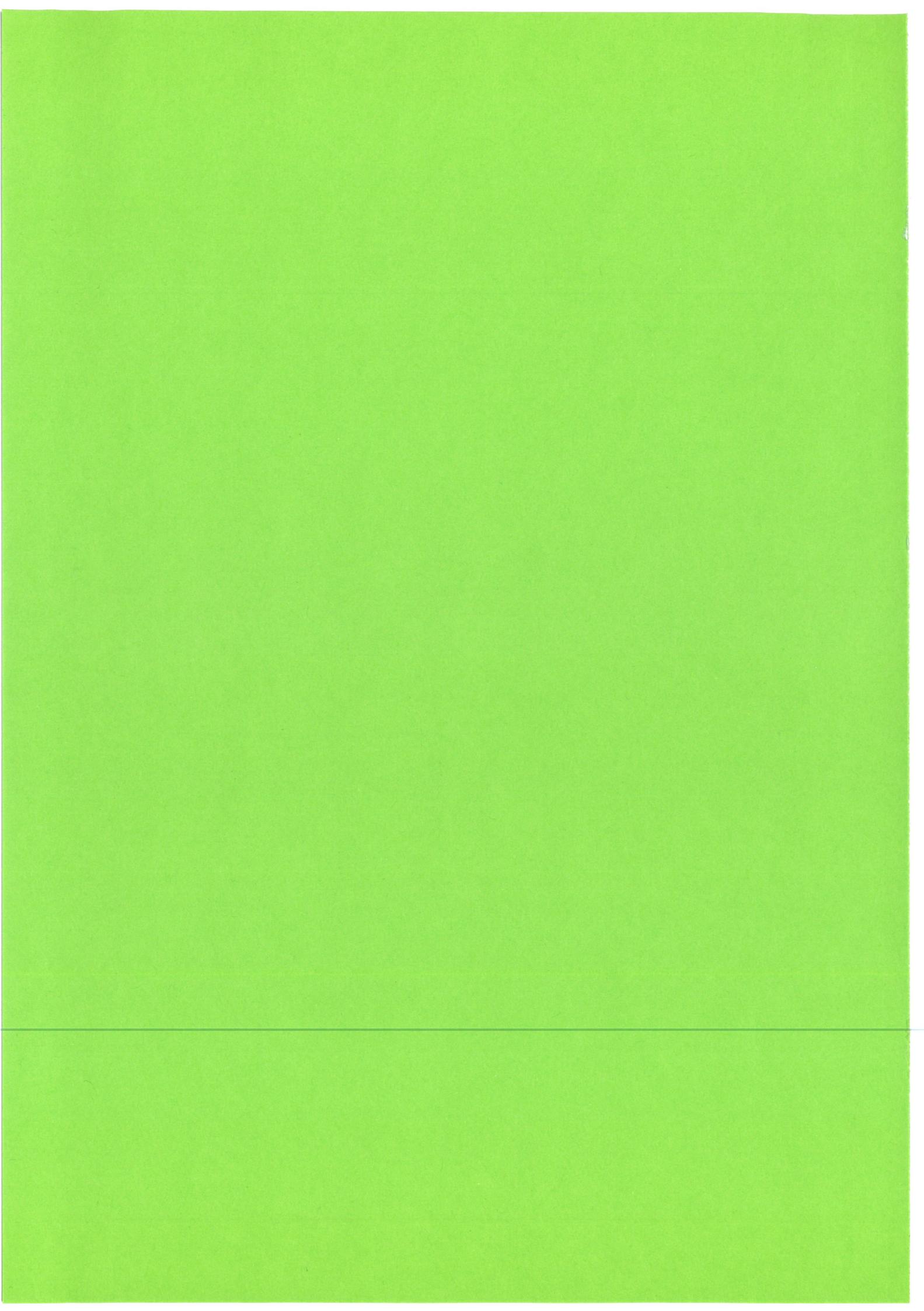
ZAJICEK, P. (1985). Verstärkung der alten Deckenkonstruktionen. In: Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift 130(1985), Heft 7/8.

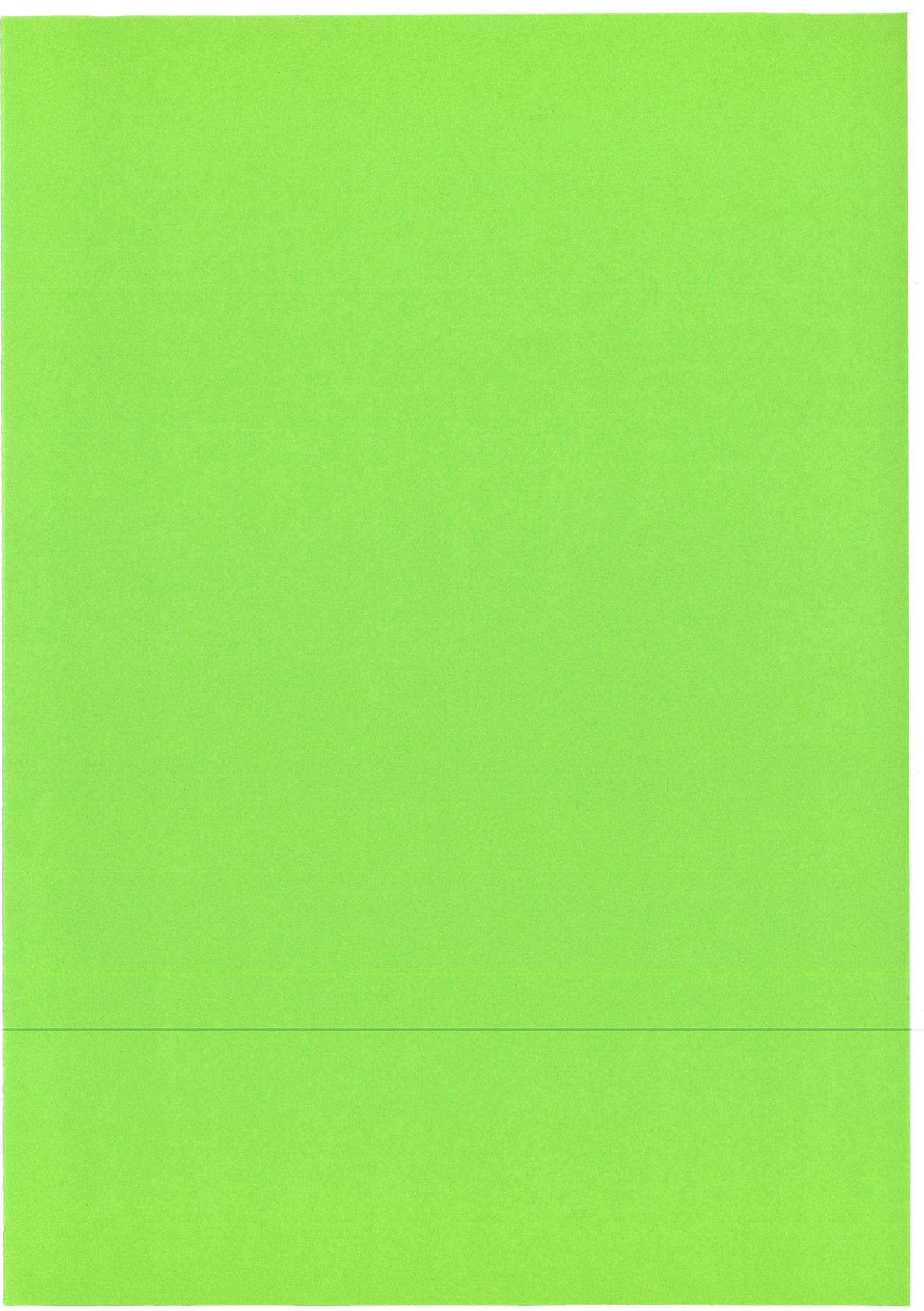
ZAJICEK, P. (1989). Bemessungsvorschlag für Holz-Beton-Verbunddecken. In: Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift 134(1989), Heft 9.

ZAJICEK, P. (1989). Holz-Beton-Verbunddecken mit nachgiebigem Verbund. In: Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift 134(1989), Heft 2.

Zitierte Normen, Vornormen und Normentwürfe

DIN 488, Teil 1, September 1984	Betonstahl; Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen.
DIN 488, Teil 4, Juni 1986	Betonstahl; Betonstahlmatten und Bewehrungsdrähte; Prüfungen.
DIN 571, Dezember 1986	Sechskant-Holzschrauben.
DIN 1045, Juli 1988	Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung.
DIN 1048, Teil 5, Juni 1991	Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper.
DIN 1052 Teil 1, April 1988	Holzbauwerke - Teil 1: Berechnung und Ausführung.
Entwurf DIN 1052-1/A1, Juni 1995	Holzbauwerke - Teil 1: Berechnung und Ausführung, Änderung 1.
DIN 50014, Juli 1985	Klimata und ihre technische Anwendung; Normalklimate.
DIN 68763	Spanplatten; Flachpreßplatten für das Bauwesen.
DIN EN 26891, Juli 1991	Holzbauwerke; Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln, Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens.
DIN V ENV 1995 Teil 1-1, Juni 1994	Eurocode 5: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holztragwerken, Teil 1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau.
Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1995-1-1, Februar 1995 - Nationales Anwendungsdokument (NAD)	
DIN V ENV 1992 Teil 1-1, Juni 1992	Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau.



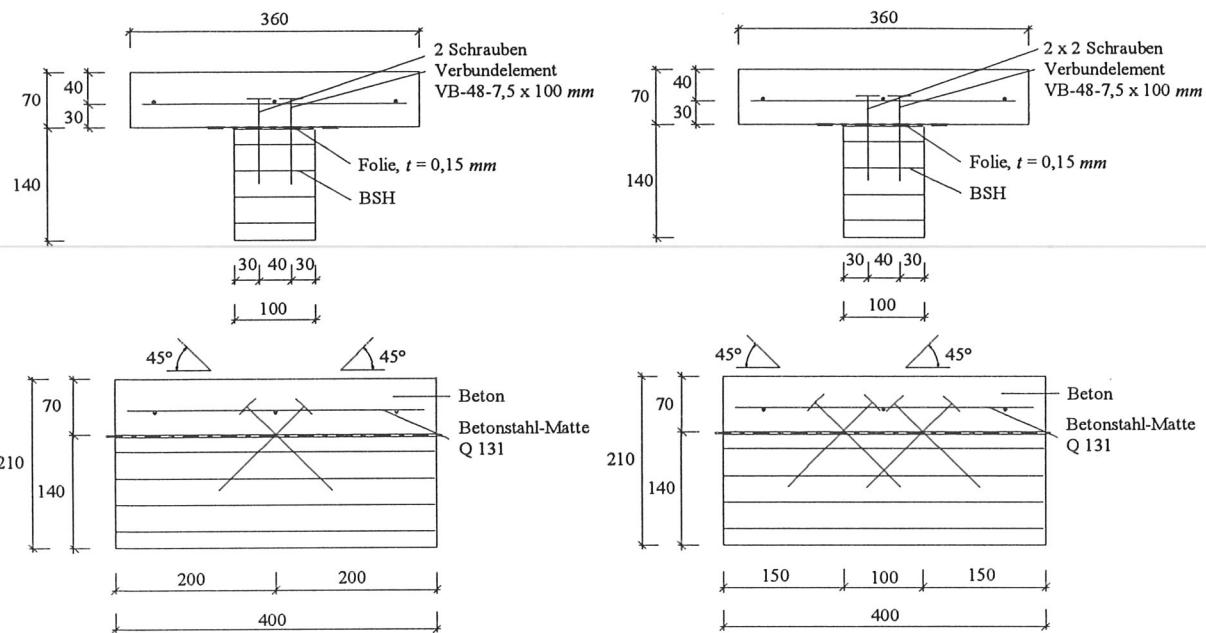


Anlage 1

Tabelle 1 Zusammenstellung aller durchgeföhrten Scherversuche.

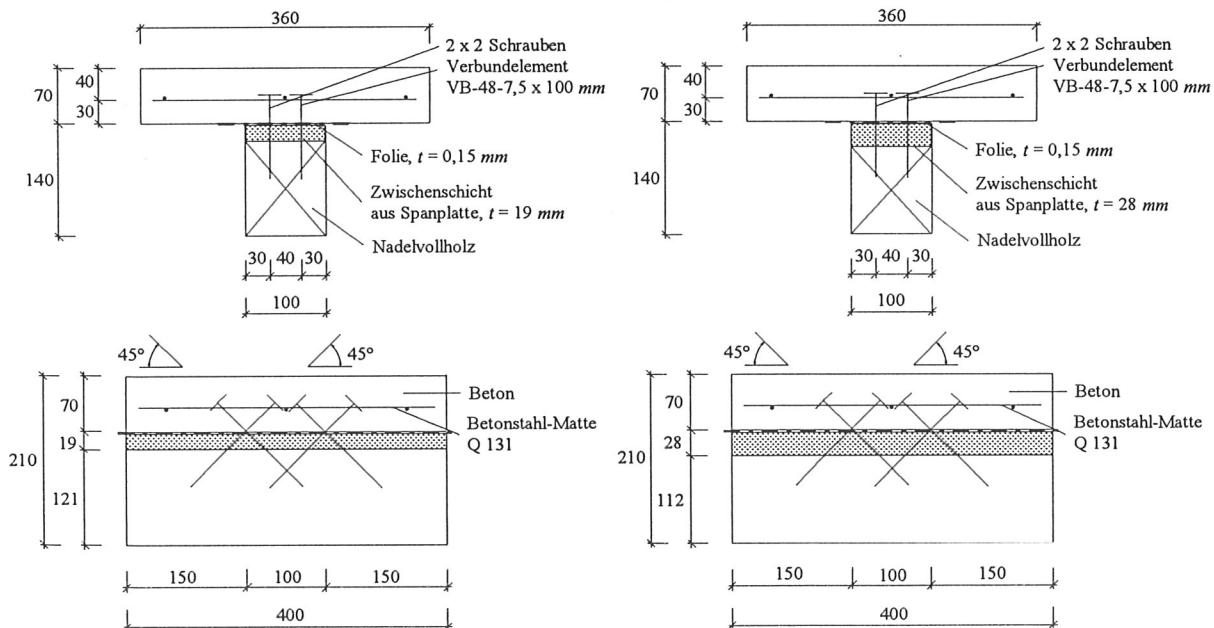
Versuchsbezeichnung	Verbindungsart	Holzart	Anzahl der Versuche
A-SCH-(1÷20)	1 x 2 SCH	BSH	20
B-SCH-(1÷5)	2 x 2 SCH	BSH	5
C-SCH-(1÷10)	2 x 2 SCH	VH + PL19	10
D-SCH-(1÷16)	2 x 2 SCH	VH + PL28	16
A-NAG-(1÷5)	NAG I	BSH	5
B-NAG-(1÷46)	NAG II	VH	46
A-N+S-(1÷5)	N50 + SCH16	BSH	5
B-N+S-(1÷46)	N70 + S20	VH	46
A-NPL-(1÷2)	NOCKE	KERTO S, o	2
B-NPL-(1÷3)	NOCKE	KERTO S, Öl	3
C-NPL-(1÷2)	NOCKE	KERTO Q, o	2
D-NPL-(1÷3)	NOCKE	KERTO Q, Farbe	3
E-NPL-(1÷7)	NOCKE	KERTO Q, Folie	7
F-NPL-(1÷48)	NOCKE + Bew 8 Ø 3	KERTO Q, Folie	48
G-NPL-(1÷6)	NOCKE + Bew 4 Ø 6	KERTO Q, Folie	6
Verbindungsart	1 x 2 SCH	zwei unter $\pm 45^\circ$ eingebauchte Schrauben	
	2 x 2 SCH	zwei mal zwei unter $\pm 45^\circ$ eingebauchte Schrauben	
	NAG I / II	abgebogene Nagelplatte Typ I bzw. Typ II, 114/266 mm	
	N50 + SCH16	Betonnocke Ø 50 mm und Sechskantholzschraube Ø 16 mm	
	N70 + S20	Betonnocke Ø 70 mm und Betonstabstahl Ø 20 mm	
	NOCKE	Betonnocke Ø 115/125 mm	
	NOCKE + Bew	Betonnocke mit Stahlbewehrung 8 Ø 3 mm bzw. 4 Ø 6 mm	
Holzart	BSH	Träger aus Brettschichtholz	
	VH	Träger aus Nadelvollholz	
	VH + PL19	Träger aus Nadelvollholz, darüber Zwischenschicht aus Spanplatte $t=19$ mm	
	VH + PL28	Träger aus Nadelvollholz, darüber Zwischenschicht aus Spanplatte $t=28$ mm	
	KERTO S	Funierschichtholzplatte mit ausschließlich parallel laufenden Furnierlagen	
	KERTO Q	Funierschichtholzplatte mit einzelnen, quer laufenden Furnierlagen	
	o	ohne Feuchteschutz	
	Öl	Anstrich der Funierschichtholzplatten mit Schalöl	
	Farbe	Anstrich der Funierschichtholzplatten mit Holzschutzfarbe	
	Folie	PE-Folie zwischen Funierschichtholzplatte und Betonplatte	

Anlage 2



Prüfkörper mit 1 x 2 Schrauben unter $\pm 45^\circ$,
ohne Zwischenschicht, Versuche A-SCH-(1÷20)

Prüfkörper mit 2 x 2 Schrauben unter $\pm 45^\circ$,
ohne Zwischenschicht, Versuche B-SCH-(1÷5)

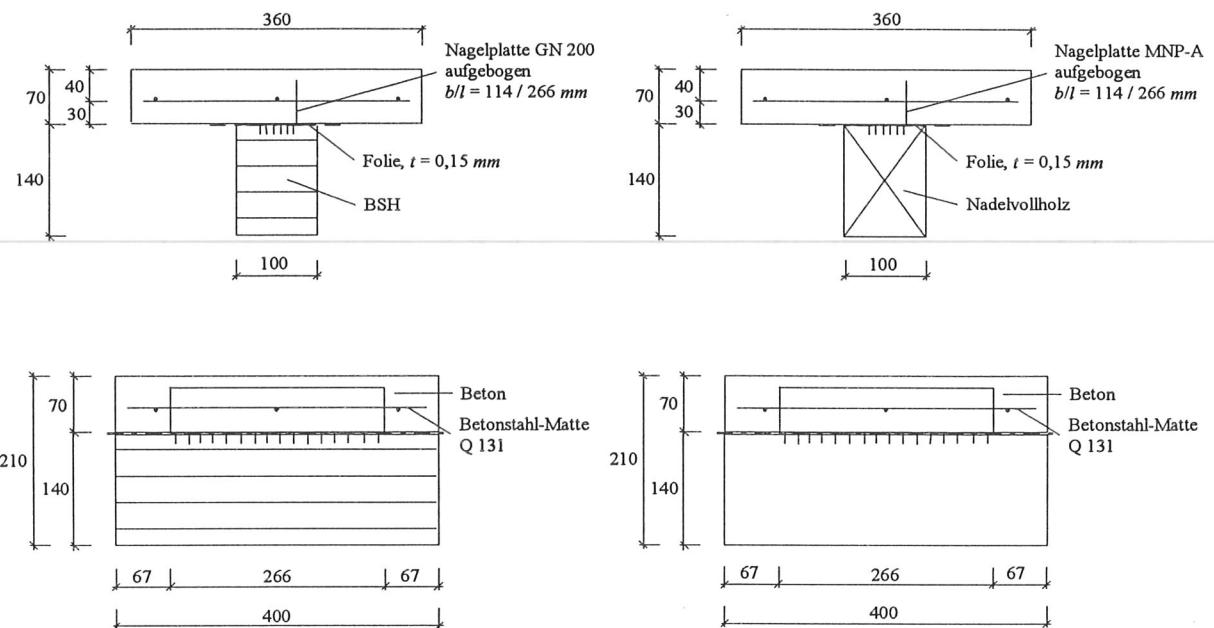


Prüfkörper mit 2 x 2 Schrauben unter $\pm 45^\circ$,
Zwischenschicht $t=19$ mm, Versuche C-SCH-(1÷10)

Prüfkörper mit 2 x 2 Schrauben unter $\pm 45^\circ$,
Zwischenschicht $t=28$ mm, Versuche D-SCH-(1÷16)

Abb. 1 Varianten der Prüfkörper mit unter $\pm 45^\circ$ eingebrachten Schrauben.

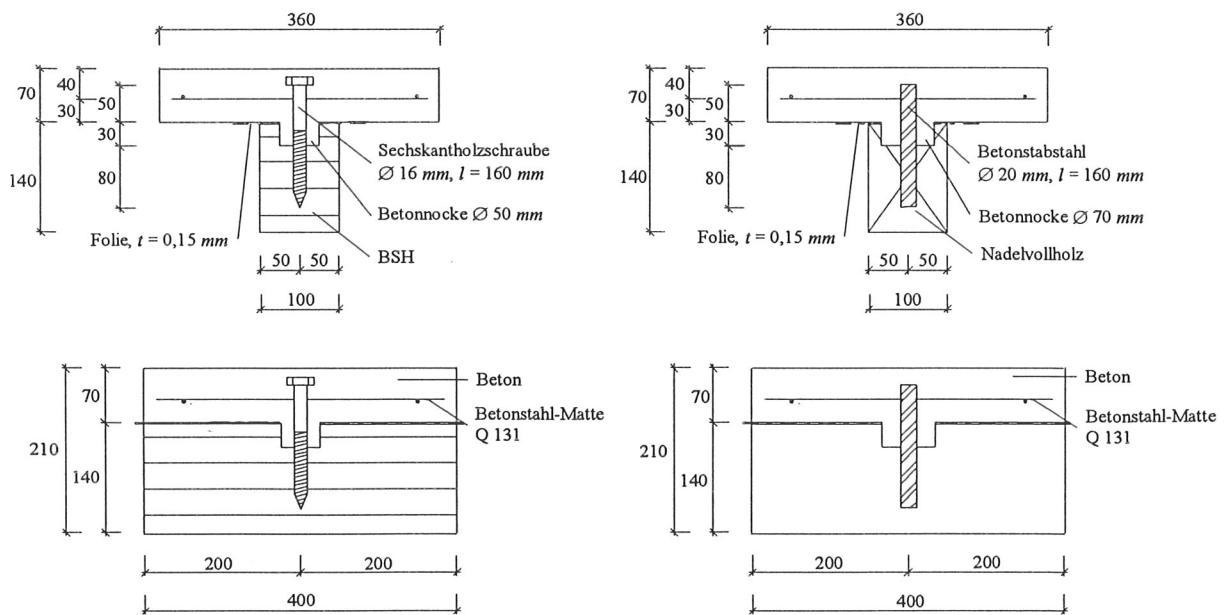
Anlage 3



Prüfkörper mit Nagelplatte Typ I,
Versuche A-NAG-(1÷5)

Prüfkörper mit Nagelplatte Typ II,
Versuche B-NAG-(1÷46)

Abb. 2 Varianten der Prüfkörper mit Nagelplatte.

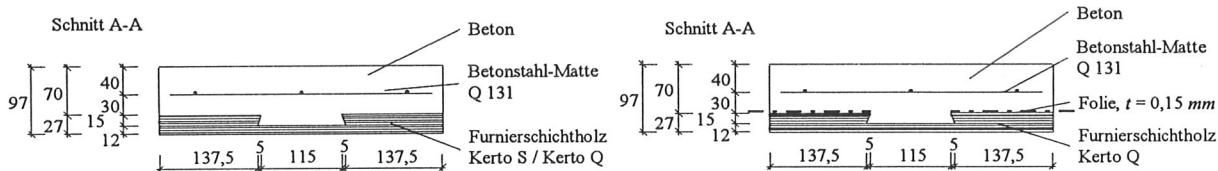
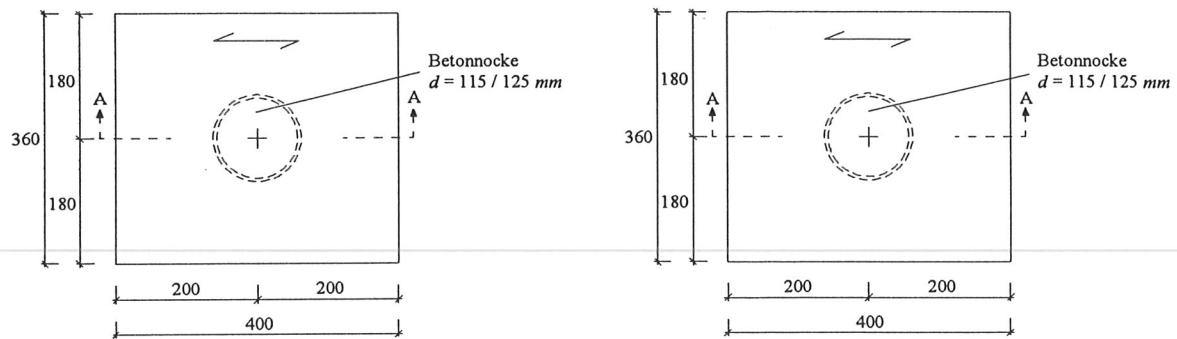


Prüfkörper mit Betonnocke $d = 50 \text{ mm}$ und
Sechskantholzschraube $d = 16 \text{ mm}$,
Versuche A-N+S-(1÷5)

Prüfkörper mit Betonnocke $d = 70 \text{ mm}$ und
Stift aus Betonstabstahl $d = 20 \text{ mm}$,
Versuche B-N+S-(1÷46)

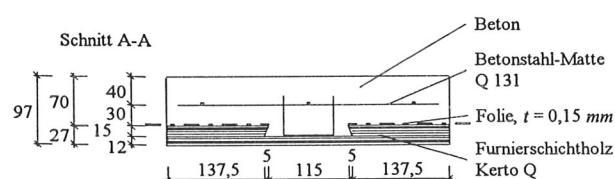
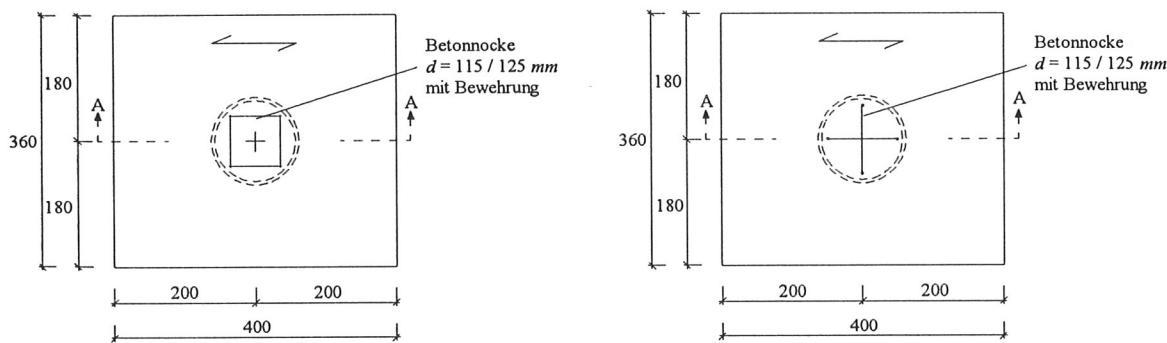
Abb. 3 Varianten der Prüfkörper mit Betonnocke und Stahlstift.

Anlage 4



Prüfkörper mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte,
Versuche A-NPL-(1÷2) mit Kerto S ohne Feuchteschutz,
Versuche B-NPL-(1÷3) mit Kerto S und Anstrich mit Schälöl,
Versuche C-NPL-(1÷2) mit Kerto Q ohne Feuchteschutz,
Versuche D-NPL-(1÷3) mit Kerto Q und Anstrich mit Holzsatzfarbe.

Prüfkörper mit Betonnocke zwischen Kerto Q-Platte und Betonplatte, Feuchteschutz durch Folie,
Versuche E-NPL-(1÷7) ohne Nockenbewehrung.



Prüfkörper mit Betonnocke zwischen Kerto Q-Platte und Betonplatte, Feuchteschutz durch Folie,
Versuche F-NPL-(1÷48) mit Nockenbewehrung aus Bewehrungskorb, 8Ø3 mm in der Fuge.

Prüfkörper mit Betonnocke zwischen Kerto Q-Platte und Betonplatte, Feuchteschutz durch Folie,
Versuche G-NPL-(1÷6) mit Nockenbewehrung aus zusammengeschweißten u-förmigen Bügeln,
4Ø6 mm in der Fuge.

Abb. 4 Varianten der Prüfkörper mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte.

Anlage 5

Tabelle 2 28 Tage-Druckfestigkeiten und -Rohdichten des Betons zum Betonieren der Betonplatten der Prüfkörper für die Scherversuche.

Betonier-durchgang	Einzelwerte der Würfeldruckfestigkeiten β_{w28}			mittlere Würfel-Druckfestigkeiten (N/mm^2)	Einzelwerte der Würfel-Rohdichten			mittlere Würfel-Rohdichten (kg/m^3)
	(N/mm^2)				(kg/m^3)			
1	33,1	32,8	34,6	33,5	2309	2337	2309	2318
2	37,1	37,9	37,1	37,4	2315	2323	2310	2316
3	35,1	34,3	34,5	34,6	2374	2308	2296	2326
4	34,6	34,3	32,2	33,7	2305	2303	2328	2312
5	30,2	29,0	30,4	29,9	2299	2314	2286	2300
6	32,5	33,2	31,5	32,4	2289	2305	2308	2301
7	32,3	33,8	33,1	33,1	2323	2308	2295	2309
8	34,5	33,0	34,5	34,0	2294	2275	2275	2281
9	36,6	36,6	35,8	36,3	2290	2291	2285	2287
10	32,2	35,5	34,0	33,9	2293	2328	2308	2310
11	34,6	37,9	36,1	36,2	2313	2317	2303	2311
12	33,3	34,2	35,8	34,4	2293	2301	2291	2295

Tabelle 3 Betondruckfestigkeitsentwicklung beim Betonierdurchgang 1.

Alter (Tage)	Einzelwerte der Würfeldruckfestigkeiten			mittlere Würfel-Druckfestigkeiten (N/mm^2)	Einzelwerte der Würfel-Rohdichten			mittlere Würfel-Rohdichten (kg/m^3)
	(N/mm^2)				(kg/m^3)			
7	22,1	23,8	21,9	22,6	2303	2335	2320	2319
14	30,0	28,3	33,0	30,8	2313	2303	2330	2315
28	33,1	32,8	34,6	33,5	2309	2337	2309	2318

Anlage 6

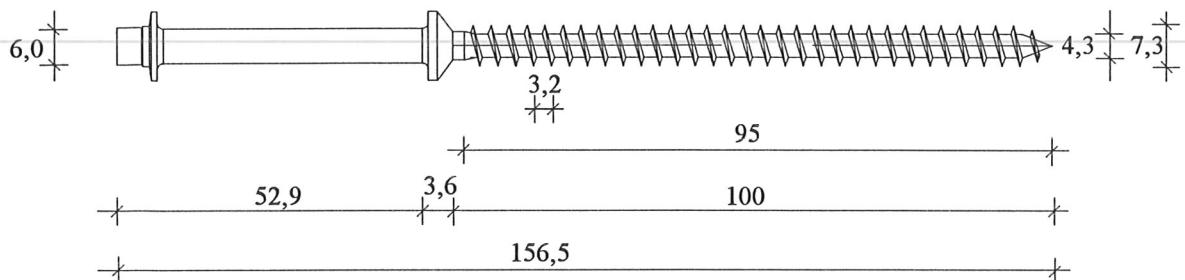


Abb. 5 Abmessungen des Verbundelementes VB-48-7,5 x 100 *mm* für Verbindungen mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$.

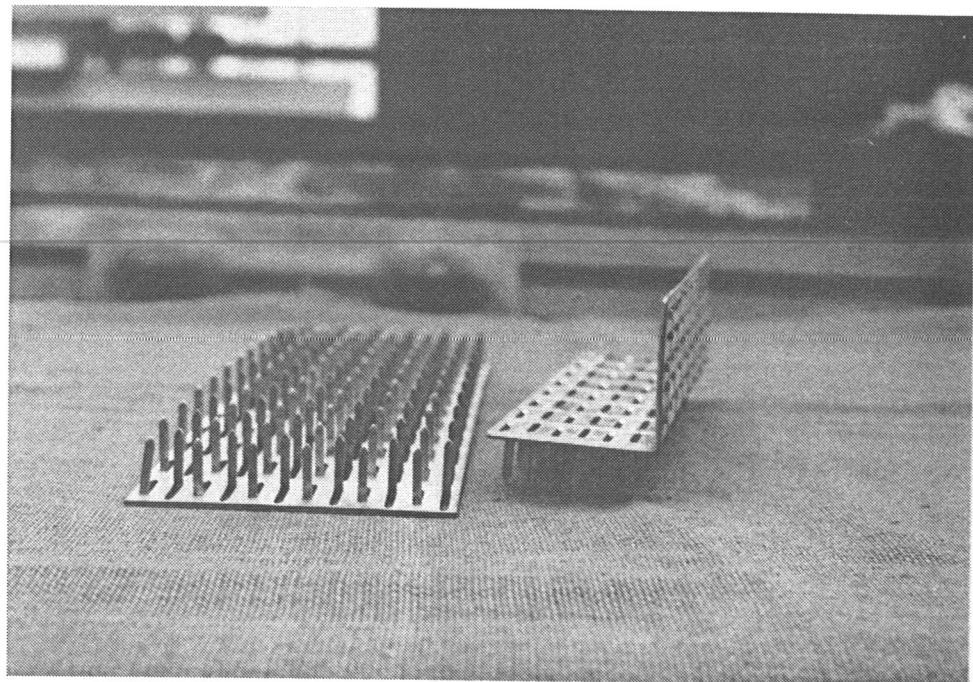


Abb. 6 Nagelplatte MNP-A vor sowie nach dem Aufbiegen und Entfernen der Nägel auf einer Plattenhälfte.

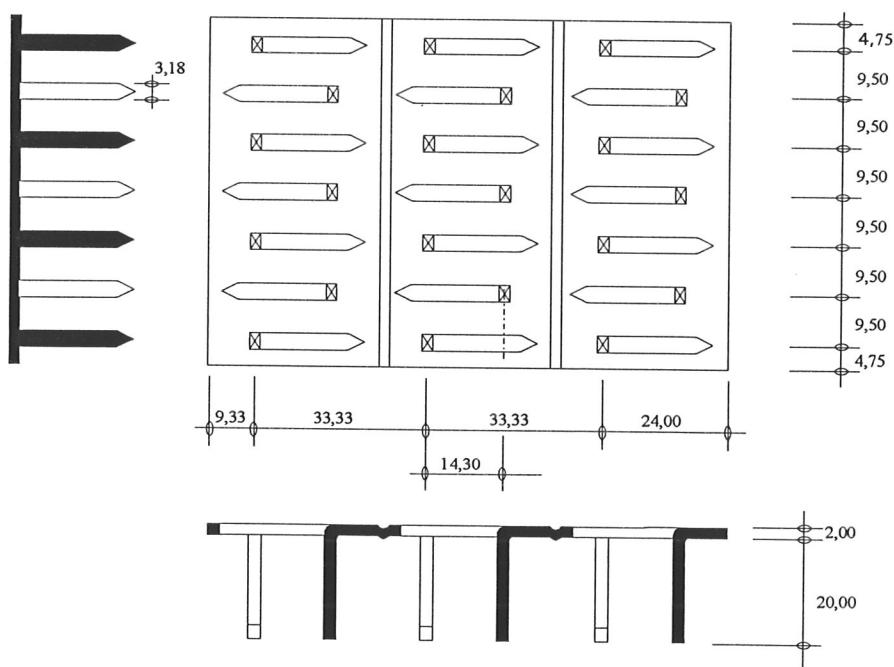


Abb.7 Form und Maße der Nagelplatte MNP-A (Ausschnitt).

Anlage 8

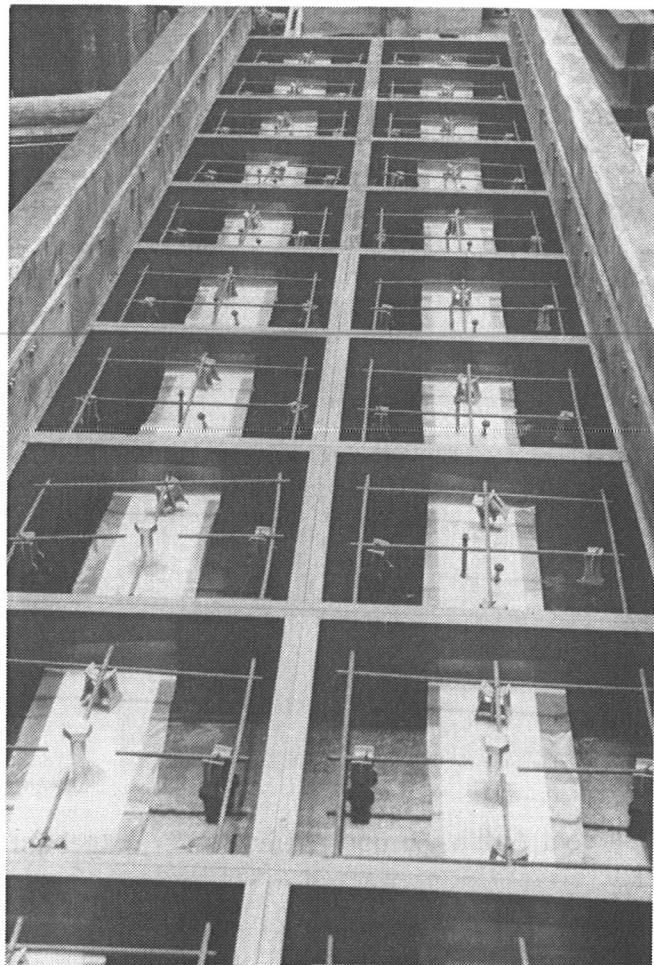


Abb. 8 Eingeschaltete Prüfkörper vor dem Betonieren.



Abb. 9 Wasserlagerung der Betonplatten nach dem Ausschalen bis zum 7. Tag nach dem Betonieren.

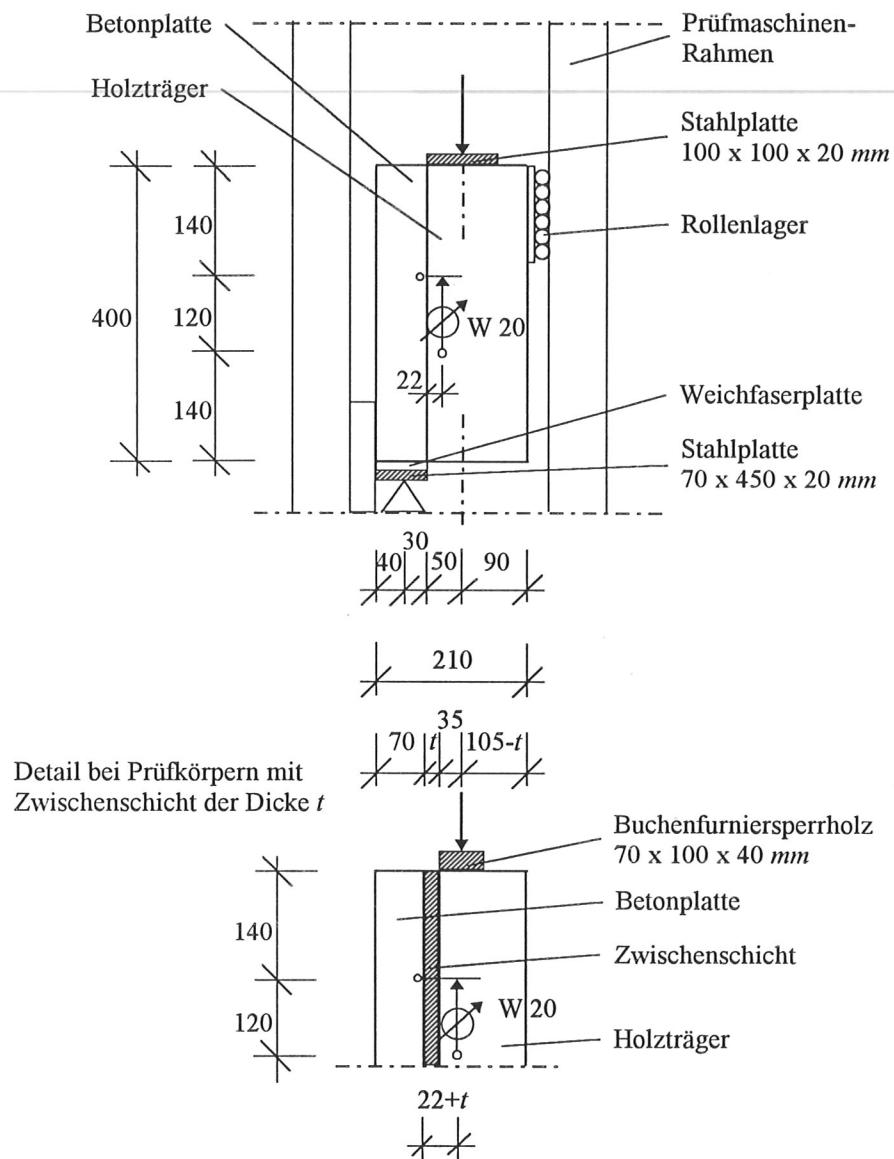


Abb. 10 Schema der Versuchseinrichtung für Prüfkörper aus Holzträger und Betonplatte mit Lage der Meßpunkte.

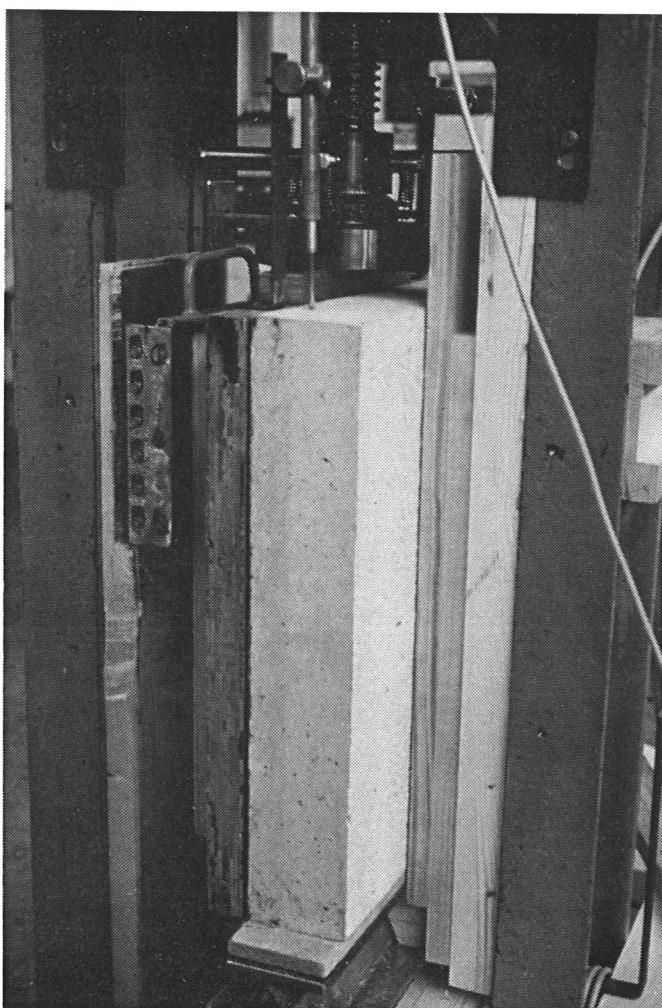
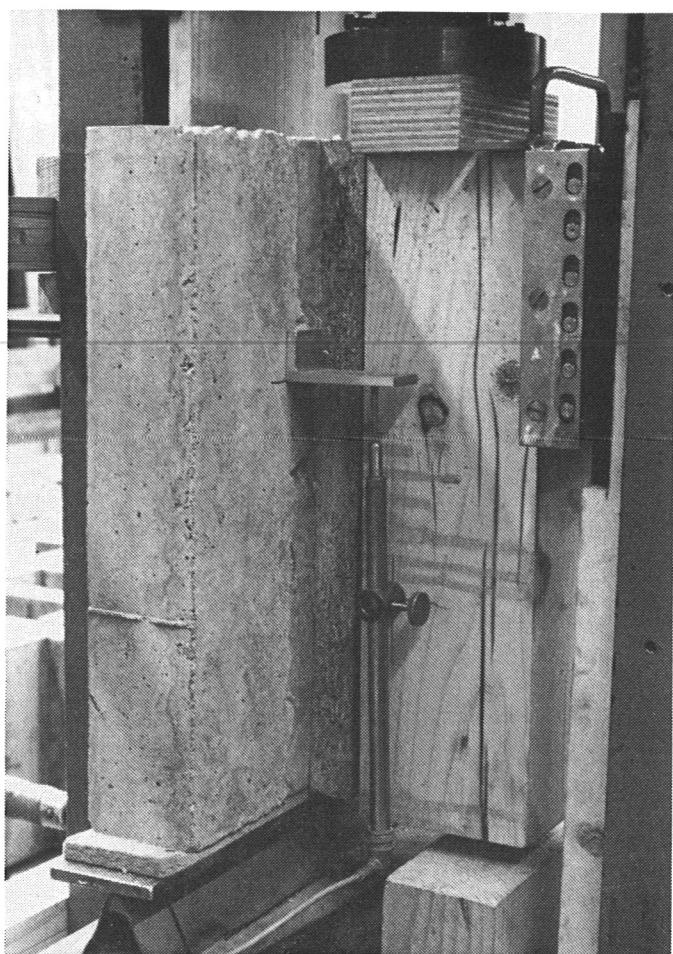


Abb. 11 Versuchseinrichtungen für Prüfkörper aus Holzträger und Betonplatte (oben) und für Prüfkörper aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte (unten).

Anlage 11

Tabelle 4 Zusammenstellung der Höchstlasten der Verbindungen mit unter $\pm 45^\circ$ eingebrochenen Schrauben; Rohdichten und zugehörige Holzfeuchten der Holzträger während der vorbereitenden Arbeiten zum Herstellen der Verbindungen; Prüfkörper-Alter beim Versuch:

Versuchsreihe A: 1 x 2 SCH, Träger aus BSH, ohne Zwischenschicht

Versuchsreihe B: 2 x 2 SCH, Träger aus BSH, ohne Zwischenschicht

Versuchsreihe C: 2 x 2 SCH, Träger aus VH, Zwischenschicht $t = 19 \text{ mm}$

Versuchsreihe D: 2 x 2 SCH, Träger aus VH, Zwischenschicht $t = 28 \text{ mm}$.

Versuchs- bezeichnung	Holzfeuchte u (%)	Rohdichte bei Holz- feuchte u (kg/m^3)	Prüfkörper-Alter beim Versuch (Tage)	F_{max} (kN)	F_{max} bezogen auf 1 x 2 Schrauben (kN)
A-SCH-1	-	-	25	20,8	20,8
A-SCH-2	-	-	25	21,4	21,4
A-SCH-3	-	-	25	21,0	21,0
A-SCH-4	-	-	25	21,9	21,9
A-SCH-5	-	-	26	19,8	19,8
A-SCH-6	9,2	407	27	26,2	26,2
A-SCH-7	9,4	400	27	24,0	24,0
A-SCH-8	9,0	402	27	22,2	22,2
A-SCH-9	8,8	420	27	19,9	19,9
A-SCH-10	8,7	383	27	22,0	22,0
A-SCH-11	8,8	393	27	23,1	23,1
A-SCH-12	8,5	414	27	21,6	21,6
A-SCH-13	8,5	438	27	20,6	20,6
A-SCH-14	8,6	422	27	20,7	20,7
A-SCH-15	8,4	424	27	21,5	21,5
A-SCH-16	8,7	410	27	20,6	20,6
A-SCH-17	8,7	428	27	21,6	21,6
A-SCH-18	8,8	437	28	19,1	19,1
A-SCH-19	9,3	439	28	21,1	21,1
A-SCH-20	9,0	404	28	20,7	20,7
B-SCH-1	-	-	25	47,1	23,55
B-SCH-2	-	-	25	44,6	22,3
B-SCH-3	-	-	25	44,4	22,2
B-SCH-4	-	-	25	43,2	21,6
B-SCH-5	-	-	25	41,1	20,55

Anlage 12

Tabelle 4 Fortsetzung

Zusammenstellung der Höchstlasten der Verbindungen mit unter $\pm 45^\circ$ eingebrochenen Schrauben; Rohdichten und zugehörige Holzfeuchten der Holzträger während der vorbereitenden Arbeiten zum Herstellen der Verbindungen; Prüfkörper-Alter beim Versuch.

Versuchs-bezeichnung	Holzfeuchte <i>u</i> (%)	Rohdichte bei Holz- feuchte <i>u</i> (kg/m ³)	Prüfkörper-Alter beim Versuch (Tage)	<i>F_{max}</i> (kN)	<i>F_{max}</i> bezogen auf 1 x 2 Schrauben (kN)
C-SCH-1	14,1	398	27	32,9	16,45
C-SCH-2	14,5	391	27	20,5	10,25
C-SCH-3	14,4	395	30	29,9	14,95
C-SCH-4	14,9	370	27	23,3	11,65
C-SCH-5	14,8	394	27	27,3	13,65
C-SCH-6	14,8	383	30	27,6	13,8
C-SCH-7	14,4	384	30	31,8	15,9
C-SCH-8	14,1	400	27	37,0	18,5
C-SCH-9	14,1	414	28	40,5	20,25
C-SCH-10	14,4	400	28	35,9	17,95
D-SCH-1	14,1	373	28	28,0	14,0
D-SCH-2	14,1	390	28	25,1	12,55
D-SCH-3	15,0	392	28	25,8	12,9
D-SCH-4	16,0	416	28	26,5	13,25
D-SCH-5	15,8	422	28	28,6	14,3
D-SCH-6	15,9	414	27	31,7	15,85
D-SCH-7	15,9	432	27	30,4	15,2
D-SCH-8	16,0	442	27	33,5	16,75
D-SCH-9	16,1	462	27	31,6	15,8
D-SCH-10	15,6	496	27	28,1	14,05
D-SCH-11	15,6	490	27	28,3	14,15
D-SCH-12	15,6	492	27	33,1	16,55
D-SCH-13	15,4	445	27	26,7	13,35
D-SCH-14	15,4	430	27	31,3	15,65
D-SCH-15	15,6	426	27	31,2	15,6
D-SCH-16	15,8	486	29	38,7	19,35

Anlage 13

Tabelle 5 Zusammenstellung der Höchstlasten der Verbindungen mit Nagelplatte; Rohdichten und Holzfeuchten der obersten Lamellen der Holzträger aus BSH beim Versuch; Rohdichten und Holzfeuchten der Holzträger aus VH während der vorbereitenden Arbeiten zum Herstellen der Verbindungen; Prüfkörper-Alter beim Versuch:

Versuchsreihe A: Nagelplatte Typ I, Träger aus BSH

Versuchsreihe B: Nagelplatte Typ II, Träger aus VH.

Versuchs-bezeichnung	Holzfeuchte <i>u</i> (%)	Rohdichte bei Holzfeuchte <i>u</i> (kg/m ³)	Prüfkörper-Alter beim Versuch (Tage)	<i>F</i> _{max} (kN)
A-NAG-1	-	-	26	49,2
A-NAG-2	14,9	467	26	55,7
A-NAG-3	13,6	421	26	50,8
A-NAG-4	14,0	456	26	50,7
A-NAG-5	13,0	424	26	61,1
B-NAG-1	14,5	398	27	48,1
B-NAG-2	14,6	401	27	38,7
B-NAG-3	14,6	404	27	44,0
B-NAG-4	14,5	404	27	38,4
B-NAG-5	14,5	407	27	41,2
B-NAG-6	14,6	424	27	41,2
B-NAG-7	15,8	412	27	41,0
B-NAG-8	13,3	383	27	40,5
B-NAG-9	14,2	397	27	39,8
B-NAG-10	14,2	403	28	42,1
B-NAG-11	14,1	391	28	43,9
B-NAG-12	14,2	399	28	38,8
B-NAG-13	14,2	380	27	38,8
B-NAG-14	14,6	374	27	40,7
B-NAG-15	13,7	449	28	44,6
B-NAG-16	14,0	417	28	42,5
B-NAG-17	13,9	432	28	42,3
B-NAG-18	14,1	394	28	40,7
B-NAG-19	14,1	402	28	41,3
B-NAG-20	14,8	406	28	46,6
B-NAG-21	14,8	393	29	41,1
B-NAG-22	14,0	408	29	44,9
B-NAG-23	14,1	426	29	52,5
B-NAG-24	14,1	439	29	52,6
B-NAG-25	14,1	435	29	44,6

Anlage 14

Tabelle 5 Fortsetzung

Zusammenstellung der Höchstlasten der Verbindungen mit Nagelplatte; Rohdichten und Holzfeuchten der obersten Lamellen der Holzträger aus BSH beim Versuch; Rohdichten und Holzfeuchten der Holzträger aus VH während der vorbereitenden Arbeiten zum Herstellen der Verbindungen; Prüfkörper-Alter beim Versuch.

Versuchs-bezeichnung	Holzfeuchte <i>u</i> (%)	Rohdichte bei Holzfeuchte <i>u</i> (kg/m ³)	Prüfkörper-Alter beim Versuch (Tage)	<i>F</i> _{max} (kN)
B-NAG-26	13,9	427	30	46,0
B-NAG-27	15,8	543	30	56,4
B-NAG-28	16,2	552	30	53,4
B-NAG-29	16,5	545	30	58,4
B-NAG-30	17,0	552	30	56,0
B-NAG-31	17,0	570	31	53,5
B-NAG-32	16,8	563	31	58,2
B-NAG-33	16,6	561	31	53,3
B-NAG-34	15,4	503	31	53,4
B-NAG-35	15,7	497	31	52,1
B-NAG-36	15,9	496	28	54,2
B-NAG-37	15,9	505	28	47,8
B-NAG-38	16,0	507	30	49,1
B-NAG-39	15,7	500	28	53,0
B-NAG-40	17,0	543	28	57,1
B-NAG-41	14,3	535	28	52,8
B-NAG-42	16,1	556	29	55,3
B-NAG-43	17,2	544	30	52,2
B-NAG-44	17,3	547	29	60,0
B-NAG-45	17,4	548	29	53,6
B-NAG-46	17,2	545	29	58,7

Anlage 15

Tabelle 6 Zusammenstellung der Höchstlasten der Verbindungen mit Betonnocke und Stahlstift; Rohdichten und zugehörige Holzfeuchten der Holzträger während der vorbereitenden Arbeiten zum Herstellen der Verbindungen; Prüfkörper-Alter beim Versuch:

Versuchsreihe A: Betonnocke $\varnothing 50 \text{ mm}$ und Sechskantholzschaube $\varnothing 16 \text{ mm}$, Träger aus BSH

Versuchsreihe B: Betonnocke $\varnothing 70 \text{ mm}$ und Stift aus Betonstabstahl $\varnothing 20 \text{ mm}$, Träger aus VH.

Versuchs-bezeichnung	Holzfeuchte u (%)	Rohdichte bei Holzfeuchte u (kg/m^3)	Prüfkörper-Alter beim Versuch (Tage)	F_{max} (kN)
A-N+S-1	8,5	409	28	33,0
A-N+S-2	8,2	392	28	33,4
A-N+S-3	8,3	400	28	39,1
A-N+S-4	8,6	414	28	35,1
A-N+S-5	8,6	411	28	34,0
B-N+S-1	14,9	390	28	45,5
B-N+S-2	15,0	379	28	45,4
B-N+S-3	14,9	401	287	37,9
B-N+S-4	15,2	384	28	44,4
B-N+S-5	15,0	401	28	42,4
B-N+S-6	13,9	505	28	55,6
B-N+S-7	14,8	502	28	56,9
B-N+S-8	15,3	503	28	49,2
B-N+S-9	15,6	403	27	47,4
B-N+S-10	11,5	395	28	46,1
B-N+S-11	15,2	410	28	46,3
B-N+S-12	16,0	493	28	48,8
B-N+S-13	16,1	487	28	56,3
B-N+S-14	15,8	489	28	52,8
B-N+S-15	15,8	514	28	58,1
B-N+S-16	17,1	524	28	50,0
B-N+S-17	16,9	508	29	51,4
B-N+S-18	15,8	474	29	50,5
B-N+S-19	16,2	497	29	52,6
B-N+S-20	15,7	472	29	49,5
B-N+S-21	13,8	481	29	50,9
B-N+S-22	13,8	477	29	52,0
B-N+S-23	13,8	510	29	56,1
B-N+S-24	16,1	489	29	55,4
B-N+S-25	16,1	485	29	54,2

Anlage 16

Tabelle 6 Fortsetzung

Zusammenstellung der Höchstlasten der Verbindungen mit Betonnocke und Stahlstift; Rohdichten und zugehörige Holzfeuchten der Holzträger während der vorbereitenden Arbeiten zum Herstellen der Verbindungen; Prüfkörper-Alter beim Versuch.

Versuchs-bezeichnung	Holzfeuchte (%)	Rohdichte bei Holzfeuchte u (kg/m^3)	Prüfkörper-Alter bcim Versuch (Tage)	F_{max} (kN)
B-N+S-26	16,1	492	29	48,5
B-N+S-27	15,2	492	27	47,3
B-N+S-28	15,7	473	27	52,0
B-N+S-29	14,5	470	27	51,2
B-N+S-30	13,0	496	27	58,5
B-N+S-31	13,5	510	27	49,7
B-N+S-32	13,4	468	27	50,5
B-N+S-33	15,2	485	27	52,5
B-N+S-34	15,4	508	27	52,5
B-N+S-35	14,0	509	27	50,8
B-N+S-36	14,8	487	28	53,6
B-N+S-37	15,5	498	28	50,2
B-N+S-38	15,1	500	28	52,1
B-N+S-39	14,9	487	28	51,7
B-N+S-40	13,8	476	28	55,7
B-N+S-41	13,8	397	28	46,1
B-N+S-42	13,8	506	28	55,8
B-N+S-43	14,2	504	28	55,9
B-N+S-44	14,0	529	28	54,1
B-N+S-45	13,0	385	28	45,2
B-N+S-46	19,9	461	29	59,3

Tabelle 7 Zusammenstellung der Höchstlasten der Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte; Rohdichten und Holzfeuchten des Furnierschichtholzes beim Versuch; Prüfkörper-Alter beim Versuch:

Versuchsreihe A: Betonnocke ohne Bewehrung, Kerto S - ohne Feuchteschutz

Versuchsreihe B: Betonnocke ohne Bewehrung, Kerto S - Anstrich mit Schalöl

Versuchsreihe C: Betonnocke ohne Bewehrung, Kerto Q - ohne Feuchteschutz

Versuchsreihe D: Betonnocke ohne Bewehrung,

Kerto Q - Anstrich mit Holzschutzfarbe

Versuchsreihe E: Betonnocke ohne Bewehrung,

Kerto Q - Feuchteschutz durchFolie

Versuchsreihe F: Betonnocke mit Bewehrung aus Bewehrungskorb,

Kerto Q - Feuchteschutz durch Folie

Versuchsreihe G: Betonnocke mit Bewehrung aus zusammengeschweißten Bügeln,

Kerto Q - Feuchteschutz durch Folie.

Versuchs-bezeichnung	Holzfeuchte <i>u</i> (%)	Rohdichte bei Holzfeuchte <i>u</i> (kg/m ³)	Prüfkörper-Alter beim Versuch (Tage)	<i>F_{max}</i> (kN)
A-NPL-1	18,9	569	27	30,5
A-NPL-2	13,6	525	74	43,9
B-NPL-1	14,1	515	74	47,0
B-NPL-2	14,0	536	74	50,0
B-NPL-3	13,7	526	74	44,9
C-NPL-1	16,5	-	31	61,8
C-NPL-2	16,6	-	31	80,9
D-NPL-1	16,9	-	31	77,1
D-NPL-2	17,1	-	31	91,9
D-NPL-3	17,1	-	31	85,3
E-NPL-1	15,9	549	29	35,1
E-NPL-2	13,1	529	29	38,2
E-NPL-3	12,5	506	29	41,5
E-NPL-4	13,5	484	29	45,1
E-NPL-5	12,2	520	29	43,1
E-NPL-6	13,2	523	29	33,8
E-NPL-7	14,5	510	29	37,1
F-NPL-1	11,2	526	27	39,6
F-NPL-2	12,6	521	27	52,4
F-NPL-3	12,9	521	27	40,9
F-NPL-4	12,3	526	27	37,1
F-NPL-5	19,0	525	27	24,0
F-NPL-6	-	-	28	34,9
F-NPL-7	-	-	28	40,3
F-NPL-8	-	-	27	61,2
F-NPL-9	-	-	27	48,6
F-NPL-10	-	-	28	60,9
F-NPL-11	-	-	28	59,3
F-NPL-12	-	-	28	55,8

Anlage 18

Tabelle 7 Fortsetzung

Zusammenstellung der Höchstlasten der Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte; Rohdichten und Holzfeuchten des Furnierschichtholzes beim Versuch; Prüfkörper-Alter beim Versuch.

Versuchs-bezeichnung	Holzfeuchte <i>u</i> (%)	Rohdichte bei Holzfeuchte <i>u</i> (kg/m ³)	Prüfkörper-Alter beim Versuch (Tage)	<i>F</i> _{max} (kN)
F-NPL-13	-	-	28	55,5
F-NPL-14	-	-	29	55,2
F-NPL-15	-	-	29	59,6
F-NPL-16	-	-	29	54,0
F-NPL-17	-	-	29	59,5
F-NPL-18	-	-	29	46,5
F-NPL-19	-	-	29	52,4
F-NPL-20	-	-	29	49,5
F-NPL-21	-	-	29	49,9
F-NPL-22	-	-	29	54,1
F-NPL-23	-	-	29	51,7
F-NPL-24	-	-	29	48,5
F-NPL-25	-	-	29	47,6
F-NPL-26	-	-	29	48,2
F-NPL-27	-	-	29	48,5
F-NPL-28	-	-	27	60,8
F-NPL-29	-	-	27	60,2
F-NPL-30	-	-	27	40,6
F-NPL-31	-	-	27	57,5
F-NPL-32	-	-	27	56,2
F-NPL-33	-	-	27	56,1
F-NPL-34	-	-	27	57,0
F-NPL-35	-	-	27	61,6
F-NPL-36	-	-	28	68,2
F-NPL-37	-	-	28	40,0
F-NPL-38	-	-	28	58,6
F-NPL-39	-	-	28	54,7
F-NPL-40	-	-	28	58,9
F-NPL-41	-	-	28	64,4
F-NPL-42	-	-	28	54,3
F-NPL-43	-	-	28	56,7
F-NPL-44	-	-	28	55,2
F-NPL-45	-	-	28	53,5
F-NPL-46	-	-	28	48,5
F-NPL-47	-	-	28	49,6
F-NPL-48	-	-	29	59,5
G-NPL-1	-	-	28	49,8
G-NPL-2	-	-	28	39,2
G-NPL-3	-	-	28	49,2
G-NPL-4	13,5	571	27	43,4
G-NPL-5	-	-	28	39,5
G-NPL-6	-	-	28	40,7

Anlage 19

Tabelle 8 Zusammenstellung der Verformungskennwerte der Verbindungen mit unter $\pm 45^\circ$ eingebrochenen Schrauben.

Versuchsbezeichnung	v_i (mm)	$v_{i,mod}$ (mm)	v_s (mm)	v_e (mm)	$v_{0,6}$ (mm)	$v_{0,6,mod}$ (mm)	$v_{0,8}$ (mm)	$v_{0,8,mod}$ (mm)	k_i ¹⁾ (kN/mm)	k_s ¹⁾ (kN/mm)
A-SCH-1	0,24	0,24	0,00	0,09	0,49	0,47	0,75	0,73	33,3	33,3
A-SCH-2	0,30	0,32	- 0,02	0,11	0,51	0,52	0,77	0,78	26,7	25,0
A-SCH-3	0,28	0,32	- 0,04	0,11	0,49	0,52	0,77	0,80	28,6	25,0
A-SCH-4	0,26	0,31	- 0,05	0,07	0,48	0,52	0,74	0,78	30,8	26,1
A-SCH-5	0,33	0,33	0,00	0,11	0,52	0,49	0,76	0,73	24,2	24,0
A-SCH-6	0,23	0,21	0,02	-	0,58	-	0,88	-	34,8	37,5
A-SCH-7	0,23	0,25	- 0,02	0,09	0,48	0,49	0,75	0,76	34,8	31,6
A-SCH-8	0,25	0,28	- 0,03	0,08	0,50	0,51	0,76	0,77	32,0	28,6
A-SCH-9	0,23	0,25	- 0,02	0,09	0,37	0,39	0,58	0,60	34,8	31,6
A-SCH-10	0,31	0,37	- 0,06	0,10	0,50	0,58	0,81	0,89	25,8	21,4
A-SCH-11	0,28	0,33	- 0,05	0,08	0,54	0,58	0,84	0,88	28,6	24,0
A-SCH-12	0,29	0,33	- 0,04	0,12	0,53	0,55	0,84	0,86	27,6	24,0
A-SCH-13	0,35	0,39	- 0,04	0,13	0,61	0,64	0,90	0,93	22,9	20,7
A-SCH-14	0,32	0,36	- 0,04	0,10	0,51	0,55	0,76	0,80	25,0	22,2
A-SCH-15	0,29	0,36	- 0,07	0,07	0,55	0,61	0,90	0,96	27,6	22,2
A-SCH-16	0,23	0,28	- 0,05	0,09	0,42	0,47	0,65	0,70	34,8	28,6
A-SCH-17	0,27	0,32	- 0,05	0,14	0,49	0,51	0,72	0,74	29,6	25,0
A-SCH-18	0,30	0,35	- 0,05	0,10	0,46	0,50	0,67	0,71	26,7	23,1
A-SCH-19	0,32	0,35	- 0,03	0,13	0,53	0,56	0,83	0,86	25,0	23,1
A-SCH-20	0,26	0,32	- 0,06	0,08	0,46	0,52	0,75	0,81	30,8	25,0
B-SCH-1	0,19	0,21	- 0,02	0,08	0,43	0,44	0,71	0,72	42,1	37,5
B-SCH-2	0,27	0,31	- 0,04	0,11	0,51	0,54	0,85	0,88	29,6	26,1
B-SCH-3	0,32	0,31	0,01	0,11	0,53	0,52	0,79	0,78	25,0	26,1
B-SCH-4	0,23	0,24	- 0,01	0,12	0,40	0,39	0,63	0,62	34,8	33,3
B-SCH-5	0,37	0,35	0,02	0,11	0,59	0,55	0,91	0,87	21,6	23,1
C-SCH-1	0,51	0,63	- 0,12	0,15	0,68	0,78	0,97	1,07	15,7	12,8
C-SCH-2	0,27	0,35	- 0,08	-	0,63	-	0,72	-	18,5	14,4
C-SCH-3	0,42	0,51	- 0,09	0,14	0,78	0,86	1,11	1,19	11,9	9,9
C-SCH-4	0,27	0,33	- 0,06	-	0,49	-	0,70	-	18,5	15,0
C-SCH-5	0,36	0,36	0,00	0,15	0,64	0,61	0,92	0,89	13,9	13,9
C-SCH-6	0,37	0,40	- 0,03	0,11	0,56	0,60	0,82	0,86	13,5	12,5
C-SCH-7	0,46	0,44	0,02	0,17	0,79	0,76	1,09	1,06	10,9	11,4
C-SCH-8	0,58	0,55	0,03	-	0,91	-	1,28	-	12,1	12,8
C-SCH-9	0,50	0,45	0,05	-	0,86	-	1,25	-	14,0	15,4
C-SCH-10	0,57	0,64	- 0,07	0,25	0,88	0,94	1,24	1,30	12,3	10,9

¹⁾ k_i und k_s bezogen auf 1 x 2 Schrauben

Anlage 20

Tabelle 8 Fortsetzung

Zusammenstellung der Verformungskennwerte der Verbindungen mit unter $\pm 45^\circ$ eingebrochenen Schrauben.

Versuchs- bezeichnung	v_i	$v_{i,mod}$	v_s	v_e	$v_{0,6}$	$v_{0,6,mod}$	$v_{0,8}$	$v_{0,8,mod}$	k_i ¹⁾	k_s ¹⁾
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN/mm)	(kN/mm)
D-SCH-1	0,41	0,44	- 0,03	0,19	0,58	0,61	0,83	0,86	14,6	13,6
D-SCH-2	0,37	0,37	0,00	0,20	0,44	0,46	0,61	0,63	16,2	16,1
D-SCH-3	0,41	0,43	- 0,02	0,21	0,56	0,55	0,79	0,78	14,6	14,1
D-SCH-4	0,36	0,37	- 0,01	0,18	0,48	0,49	0,68	0,69	16,7	16,1
D-SCH-5	0,33	0,36	- 0,03	0,23	0,46	0,49	0,66	0,69	18,2	16,7
D-SCH-6	0,41	0,41	0,00	0,22	0,54	0,54	0,75	0,75	17,1	16,9
D-SCH-7	0,45	0,45	0,00	0,20	0,58	0,58	0,85	0,85	15,6	15,4
D-SCH-8	0,47	0,48	- 0,01	0,25	0,66	0,67	0,92	0,93	14,9	14,6
D-SCH-9	0,42	0,43	- 0,01	0,25	0,58	0,57	0,83	0,82	16,7	16,4
D-SCH-10	0,45	0,44	0,01	0,21	0,54	0,52	0,75	0,73	15,6	15,9
D-SCH-11	0,41	0,40	0,01	0,23	0,57	0,55	0,80	0,78	14,6	15,0
D-SCH-12	0,37	0,39	- 0,02	0,17	0,65	0,66	0,93	0,94	16,2	15,5
D-SCH-13	0,38	0,41	- 0,03	0,20	0,53	0,54	0,76	0,77	15,8	14,5
D-SCH-14	0,29	0,32	- 0,03	0,17	0,48	0,51	0,75	0,78	20,7	18,7
D-SCH-15	0,38	0,39	- 0,01	0,20	0,58	0,59	0,84	0,85	15,8	15,5
D-SCH-16	0,42	0,41	0,01	0,20	0,79	0,77	1,13	1,11	14,3	14,5

¹⁾ k_i und k_s bezogen auf 1 x 2 Schrauben

Anlage 21

Tabelle 9 Zusammenstellung der Verformungskennwerte der Verbindungen mit Nagelplatte.

Versuchsbezeichnung	v_i (mm)	$v_{i,mod}$ (mm)	v_s (mm)	v_e (mm)	$v_{0,6}$ (mm)	$v_{0,6,mod}$ (mm)	$v_{0,8}$ (mm)	$v_{0,8,mod}$ (mm)	k_i (kN/mm)	k_s (kN/mm)
A-NAG-1	0,39	0,47	- 0,08	-	1,04	-	2,70	-	53,3	44,6
A-NAG-2	0,33	0,40	- 0,07	-	1,17	-	2,72	-	63,0	52,0
A-NAG-3	0,40	0,48	- 0,08	0,13	1,14	1,18	2,92	2,96	52,0	43,3
A-NAG-4	0,44	0,55	- 0,11	0,13	1,16	1,25	2,70	2,79	47,3	38,0
A-NAG-5	0,25	0,29	- 0,04	0,09	1,16	1,18	2,98	3,00	83,2	70,9
B-NAG-1	0,22	0,28	- 0,06	-	1,00	-	2,67	-	72,7	57,1
B-NAG-2	0,31	0,37	- 0,06	-	0,87	-	1,87	-	51,6	42,9
B-NAG-3	0,31	0,37	- 0,06	-	0,93	-	2,12	-	51,6	42,9
B-NAG-4	0,32	0,39	- 0,07	-	0,86	-	2,54	-	50,0	41,4
B-NAG-5	0,52	0,65	- 0,13	0,11	1,20	1,32	3,04	3,16	30,8	24,5
B-NAG-6	0,34	0,41	- 0,07	0,11	0,98	0,97	2,19	2,18	47,1	38,7
B-NAG-7	0,27	0,33	- 0,06	0,08	0,82	0,79	1,85	1,82	59,3	48,0
B-NAG-8	0,34	0,41	- 0,07	0,09	0,85	0,89	2,21	2,25	47,1	38,7
B-NAG-9	0,34	0,41	- 0,07	0,09	0,80	0,85	2,00	2,05	47,1	38,7
B-NAG-10	0,29	0,36	- 0,07	0,10	0,85	0,88	2,49	2,52	55,2	44,4
B-NAG-11	0,32	0,40	- 0,08	0,10	0,91	0,97	2,74	2,80	50,0	40,0
B-NAG-12	0,36	0,44	- 0,08	0,11	0,85	0,89	2,36	2,40	44,4	36,4
B-NAG-13	0,25	0,31	- 0,06	0,09	0,64	0,67	2,14	2,17	64,0	52,2
B-NAG-14	0,33	0,40	- 0,07	0,09	0,88	0,91	2,53	2,56	48,5	40,0
B-NAG-15	0,28	0,35	- 0,07	0,08	0,80	0,88	2,12	2,20	57,1	46,2
B-NAG-16	0,28	0,35	- 0,07	0,09	0,89	0,88	1,97	1,96	57,1	46,2
B-NAG-17	0,23	0,27	- 0,04	0,09	0,62	0,60	1,58	1,56	69,6	60,0
B-NAG-18	0,39	0,48	- 0,09	0,11	1,01	1,06	2,42	2,47	41,0	33,3
B-NAG-19	0,34	0,41	- 0,07	0,09	0,81	0,84	1,91	1,94	47,1	38,7
B-NAG-20	0,22	0,27	- 0,05	0,09	0,68	0,71	2,07	2,10	72,7	60,0
B-NAG-21	0,28	0,33	- 0,05	0,09	0,77	0,77	1,80	1,80	57,1	48,0
B-NAG-22	0,10	0,12	- 0,02	-	0,39	-	1,16	-	160	133
B-NAG-23	0,28	0,35	- 0,07	-	1,37	-	2,88	-	57,1	46,2
B-NAG-24	0,20	0,24	- 0,04	0,09	1,07	1,07	2,60	2,60	80,0	66,7
B-NAG-25	0,25	0,31	- 0,06	0,08	0,81	0,84	2,09	2,12	64,0	52,2
B-NAG-26	0,18	0,23	- 0,05	0,07	0,62	0,65	1,61	1,64	88,9	70,6
B-NAG-27	0,29	0,35	- 0,06	0,11	0,87	0,91	1,89	1,93	69,0	57,7
B-NAG-28	0,23	0,28	- 0,05	0,11	0,75	0,73	2,05	2,03	87,0	71,4
B-NAG-29	0,22	0,25	- 0,03	0,11	0,68	0,70	1,68	1,70	90,9	78,9
B-NAG-30	0,36	0,44	- 0,08	0,15	1,21	1,23	2,62	2,64	55,6	45,5
B-NAG-31	0,52	0,64	- 0,12	0,13	1,24	1,27	2,86	2,89	42,3	34,4
B-NAG-32	0,33	0,40	- 0,07	0,09	0,90	0,87	2,18	2,15	66,7	55,0
B-NAG-33	0,46	0,56	- 0,10	0,11	1,00	1,05	2,44	2,49	47,8	39,3
B-NAG-34	0,24	0,28	- 0,04	-	0,65	-	1,81	-	91,7	78,6
B-NAG-35	0,48	0,60	- 0,12	0,15	1,28	1,25	2,71	2,68	45,8	36,7

Anlage 22

Tabelle 9 Fortsetzung

Zusammenstellung der Verformungskennwerte der Verbindungen mit Nagelplatte.

Versuchs- bezeichnung	v_i	$v_{i,mod}$	v_s	v_e	$v_{0,6}$	$v_{0,6,mod}$	$v_{0,8}$	$v_{0,8,mod}$	k_i	k_s
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN/mm)	(kN/mm)
B-NAG-36	0,43	0,53	- 0,10	0,13	1,10	1,18	2,39	2,47	46,5	37,5
B-NAG-37	0,50	0,61	- 0,11	0,15	1,06	1,12	2,37	2,43	40,0	32,6
B-NAG-38	0,49	0,60	- 0,11	0,12	1,10	1,17	2,40	2,47	40,8	33,3
B-NAG-39	0,37	0,45	- 0,08	0,13	1,19	1,18	2,33	2,32	54,1	44,1
B-NAG-40	0,43	0,52	- 0,09	0,13	1,29	1,32	2,47	2,50	46,5	38,5
B-NAG-41	0,39	0,47	- 0,08	0,11	1,01	1,05	2,08	2,12	51,3	42,9
B-NAG-42	0,38	0,47	- 0,09	0,12	1,05	1,10	2,28	2,33	52,6	42,9
B-NAG-43	0,42	0,51	- 0,09	0,12	1,09	1,15	2,17	2,23	47,6	39,5
B-NAG-44	0,32	0,39	- 0,07	0,13	0,98	1,03	2,10	2,15	62,5	51,7
B-NAG-45	0,35	0,41	- 0,06	0,16	0,81	0,86	1,73	1,78	57,1	48,4
B-NAG-46	0,35	0,41	- 0,06	0,12	1,02	0,93	1,97	1,88	57,1	48,4

Anlage 23

Tabelle 10 Zusammenstellung der Verformungskennwerte der Verbindungen mit Betonnocke und Stahlstift.

Versuchsbezeichnung	v_i	$v_{i,mod}$	v_s	v_e	$v_{0,6}$	$v_{0,6,mod}$	$v_{0,8}$	$v_{0,8,mod}$	k_i	k_s
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN/mm)	(kN/mm)
A-N+S-1	0,47	0,56	- 0,09	-	0,76	-	1,25	-	29,8	25,0
A-N+S-2	0,39	0,47	- 0,08	0,10	0,57	0,63	1,03	1,09	35,9	30,0
A-N+S-3	0,42	0,48	- 0,06	0,11	0,80	0,84	1,42	1,46	42,9	37,5
A-N+S-4	0,47	0,57	- 0,10	0,10	0,78	0,88	2,02	2,12	38,3	31,4
A-N+S-5	0,40	0,53	- 0,13	0,07	0,60	0,73	1,21	1,34	45,0	33,8
B-N+S-1	0,19	0,21	- 0,02	-	0,36	-	0,61	-	94,7	84,4
B-N+S-2	0,21	0,24	- 0,03	0,10	0,38	0,39	0,75	0,76	85,7	75,0
B-N+S-3	0,27	0,32	- 0,05	0,12	0,37	0,40	0,87	0,90	66,7	56,2
B-N+S-4	0,20	0,24	- 0,04	0,08	0,37	0,39	0,88	0,90	90,0	75,0
B-N+S-5	0,16	0,19	- 0,03	0,10	0,31	0,29	0,61	0,59	113	96,4
B-N+S-6	0,31	0,33	- 0,02	-	0,61	-	1,09	-	64,5	60,0
B-N+S-7	0,27	0,29	- 0,02	0,12	0,58	0,57	1,14	1,13	74,1	68,2
B-N+S-8	0,35	0,39	- 0,04	0,13	0,62	0,61	1,37	1,36	57,1	51,7
B-N+S-9	0,21	0,25	- 0,04	0,10	0,41	0,42	1,03	1,04	95,2	78,9
B-N+S-10	0,16	0,19	- 0,03	0,09	0,34	0,32	0,68	0,66	125	107
B-N+S-11	0,16	0,20	- 0,04	0,09	0,40	0,38	1,12	1,10	125	100
B-N+S-12	0,17	0,19	- 0,02	0,11	0,24	0,24	0,43	0,43	118	107
B-N+S-13	0,21	0,27	- 0,06	0,11	0,44	0,48	0,88	0,92	95,2	75,0
B-N+S-14	0,20	0,24	- 0,04	0,08	0,39	0,42	0,87	0,90	100	83,3
B-N+S-15	0,15	0,17	- 0,02	0,09	0,38	0,37	0,74	0,73	133	115
B-N+S-16	0,20	0,24	- 0,04	0,07	0,47	0,45	1,04	1,02	100	83,3
B-N+S-17	0,22	0,25	- 0,03	0,10	0,47	0,47	0,97	0,97	90,9	78,9
B-N+S-18	0,21	0,25	- 0,04	0,10	0,41	0,44	0,85	0,88	95,2	78,9
B-N+S-19	0,24	0,28	- 0,04	0,09	0,54	0,55	1,26	1,27	83,3	71,4
B-N+S-20	0,16	0,20	- 0,04	0,09	0,30	0,33	0,63	0,66	125	100
B-N+S-21	0,33	0,35	- 0,02	0,12	0,62	0,60	1,34	1,32	60,6	57,7
B-N+S-22	0,40	0,44	- 0,04	0,13	0,70	0,71	1,20	1,21	50,0	45,5
B-N+S-23	0,31	0,35	- 0,04	0,11	0,68	0,66	1,18	1,16	64,5	57,7
B-N+S-24	0,28	0,35	- 0,07	0,12	0,61	0,65	1,20	1,24	71,4	57,7
B-N+S-25	0,18	0,21	- 0,03	0,09	0,38	0,40	0,78	0,80	111	93,7
B-N+S-26	0,29	0,35	- 0,06	0,13	0,47	0,51	0,95	0,99	69,0	57,7
B-N+S-27	0,17	0,21	- 0,04	0,09	0,34	0,33	0,69	0,68	118	93,7
B-N+S-28	0,20	0,24	- 0,04	0,11	0,42	0,43	0,87	0,88	100	83,3
B-N+S-29	0,16	0,19	- 0,03	0,08	0,31	0,33	0,60	0,62	125	107
B-N+S-30	0,31	0,35	- 0,04	0,14	0,58	0,61	1,01	1,04	64,5	57,7
B-N+S-31	0,22	0,24	- 0,02	-	0,40	-	0,62	-	90,9	83,3
B-N+S-32	0,31	0,33	- 0,02	0,11	0,51	0,51	0,91	0,91	64,5	60,0
B-N+S-33	0,20	0,24	- 0,04	0,12	0,41	0,42	0,83	0,84	100	83,3
B-N+S-34	0,19	0,23	- 0,04	0,12	0,38	0,40	0,98	1,00	105	88,2

Anlage 24

Tabelle 10 Fortsetzung

Zusammenstellung der Verformungskennwerte der Verbindungen mit Betonnocke und Stahlstift.

Versuchs-bezeichnung	v_i (mm)	$v_{i,mod}$ (mm)	v_s (mm)	v_e (mm)	$v_{0,6}$ (mm)	$v_{0,6,mod}$ (mm)	$v_{0,8}$ (mm)	$v_{0,8,mod}$ (mm)	k_i (kN/mm)	k_s (kN/mm)
B-N+S-35	0,17	0,21	- 0,04	0,08	0,32	0,34	0,58	0,60	118	93,7
B-N+S-36	0,15	0,17	- 0,02	0,09	0,34	0,33	0,75	0,74	133	115
B-N+S-37	0,22	0,25	- 0,03	0,10	0,41	0,43	0,94	0,96	90,9	78,9
B-N+S-38	0,18	0,21	- 0,03	0,09	0,35	0,37	0,70	0,72	111	93,7
B-N+S-39	0,16	0,19	- 0,03	0,10	0,34	0,33	0,71	0,70	125	107
B-N+S-40	0,23	0,29	- 0,06	0,11	0,43	0,49	0,90	0,96	87,0	68,2
B-N+S-41	0,14	0,16	- 0,02	0,09	0,28	0,27	0,77	0,76	143	125
B-N+S-42	0,43	0,47	- 0,04	0,12	0,78	0,80	1,40	1,42	46,5	42,9
B-N+S-43	0,38	0,43	- 0,05	0,12	0,67	0,71	1,24	1,28	52,6	46,9
B-N+S-44	0,28	0,29	- 0,01	0,11	0,55	0,53	0,93	0,91	71,4	68,2
B-N+S-45	0,27	0,32	- 0,05	0,11	0,39	0,43	0,83	0,87	74,1	62,5
B-N+S-46	0,24	0,25	- 0,01	0,10	0,43	0,44	0,69	0,70	83,3	78,9

Anlage 25

Tabelle 11 Zusammenstellung der Verformungskennwerte der Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte.

Versuchsbezeichnung	v_i (mm)	$v_{i,mod}$ (mm)	v_s (mm)	v_e (mm)	$v_{0,6}$ (mm)	$v_{0,6,mod}$ (mm)	$v_{0,8}$ (mm)	$v_{0,8,mod}$ (mm)	k_i (kN/mm)	k_s (kN/mm)
A-NPL-1	0,44	0,41	0,03	-	0,88	-	1,84	-	27,3	29,0
A-NPL-2	0,29	0,25	0,04	-	0,44	-	0,69	-	62,1	71,1
B-NPL-1	0,26	0,24	0,02	-	0,42	-	0,64	-	69,2	75,0
B-NPL-2	0,43	0,44	- 0,01	0,17	0,62	0,64	1,03	1,05	41,9	40,9
B-NPL-3	0,34	0,33	0,01	0,13	0,49	0,48	0,80	0,79	52,9	54,0
E-NPL-1	0,17	0,20	- 0,03	0,06	0,24	0,26	0,38	0,40	94,1	80,0
E-NPL-2	0,22	0,27	- 0,05	0,07	0,34	0,38	0,51	0,55	72,7	60,0
E-NPL-3	0,10	0,12	- 0,02	0,08	0,26	0,27	0,43	0,44	160	133
E-NPL-4	0,09	0,11	- 0,02	0,05	0,21	0,22	0,48	0,49	178	150
E-NPL-5	0,19	0,23	- 0,04	0,09	0,38	0,39	0,60	0,61	84,2	70,6
E-NPL-6	0,21	0,24	- 0,03	0,00	0,34	0,58	0,39	0,63	76,2	66,7
E-NPL-7	0,12	0,13	- 0,01	0,05	0,21	0,19	0,34	0,32	133	120
F-NPL-1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
F-NPL-2	0,12	0,13	- 0,01	0,07	0,23	0,24	0,43	0,44	167	150
F-NPL-3	0,29	0,36	- 0,07	0,07	0,35	0,41	0,62	0,68	69,0	55,6
F-NPL-4	0,14	0,15	- 0,01	0,05	0,28	0,28	0,48	0,48	114	109
F-NPL-5	0,42	0,52	- 0,10	0,10	0,34	0,34	1,28	1,28	38,1	30,8
F-NPL-6	0,24	0,29	- 0,05	0,03	0,58	0,60	3,94	3,96	66,7	54,5
F-NPL-7	0,06	0,08	- 0,02	0,04	0,12	0,13	0,47	0,48	267	200
F-NPL-8	0,07	0,08	- 0,01	0,05	0,30	0,29	0,61	0,60	286	250
F-NPL-9	0,14	0,16	- 0,02	0,05	0,27	0,29	0,48	0,50	114	100
F-NPL-10	0,13	0,15	- 0,02	-	0,34	-	0,57	-	154	136
F-NPL-11	0,15	0,19	- 0,04	0,06	0,34	0,37	0,62	0,65	133	107
F-NPL-12	0,17	0,20	- 0,03	0,08	0,31	0,33	0,49	0,51	118	100
F-NPL-13	0,13	0,16	- 0,03	0,09	0,30	0,27	0,55	0,52	154	125
F-NPL-14	0,07	0,09	- 0,02	0,04	0,28	0,28	0,47	0,47	286	214
F-NPL-15	0,15	0,17	- 0,02	0,09	0,38	0,39	0,76	0,77	133	115
F-NPL-16	0,17	0,19	- 0,02	0,07	0,30	0,32	0,47	0,49	118	107
F-NPL-17	0,13	0,16	- 0,03	0,05	0,31	0,34	0,57	0,60	154	125
F-NPL-18	0,08	0,09	- 0,01	0,05	0,13	0,14	0,32	0,33	250	214
F-NPL-19	0,11	0,13	- 0,02	0,05	0,27	0,26	0,48	0,47	182	150
F-NPL-20	0,17	0,20	- 0,03	0,07	0,37	0,36	0,68	0,67	118	100
F-NPL-21	0,13	0,16	- 0,03	0,03	0,30	0,33	0,49	0,52	154	125
F-NPL-22	0,19	0,24	- 0,05	0,08	0,40	0,44	0,82	0,86	105	83,3
F-NPL-23	0,15	0,19	- 0,04	0,07	0,29	0,32	0,49	0,52	133	107
F-NPL-24	0,15	0,19	- 0,04	0,10	0,29	0,30	0,50	0,51	133	107
F-NPL-25	0,22	0,27	- 0,05	0,09	0,33	0,37	0,52	0,56	90,9	75,0

Anlage 26

Tabelle 11 Fortsetzung

Zusammenstellung der Verformungskennwerte der Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte.

Versuchs- bezeichnung	v_i (mm)	$v_{i,mod}$ (mm)	v_s (mm)	v_e (mm)	$v_{0,6}$ (mm)	$v_{0,6,mod}$ (mm)	$v_{0,8}$ (mm)	$v_{0,8,mod}$ (mm)	k_i (kN/mm)	k_s (kN/mm)
F-NPL-26	0,22	0,27	- 0,05	0,09	0,37	0,39	0,69	0,71	90,9	75,0
F-NPL-27	0,17	0,20	- 0,03	0,07	0,28	0,30	0,47	0,49	118	100
F-NPL-28	0,21	0,28	- 0,07	0,09	0,43	0,50	2,21	2,28	95,2	71,4
F-NPL-29	0,20	0,27	- 0,07	0,08	0,42	0,49	2,39	2,46	100	75,0
F-NPL-30	0,22	0,28	- 0,06	0,08	0,30	0,33	0,96	0,99	90,9	71,4
F-NPL-31	0,11	0,09	0,02	0,05	0,38	0,34	0,70	0,66	182	214
F-NPL-32	0,19	0,23	- 0,04	0,09	0,33	0,36	0,57	0,60	105	88,2
F-NPL-33	0,15	0,19	- 0,04	0,09	0,32	0,33	0,54	0,55	133	107
F-NPL-34	0,10	0,12	- 0,02	0,07	0,32	0,34	0,56	0,58	200	167
F-NPL-35	0,11	0,13	- 0,02	0,09	0,31	0,32	0,62	0,63	182	150
F-NPL-36	0,12	0,15	- 0,03	0,05	0,39	0,40	1,52	1,53	167	136
F-NPL-37	0,26	0,32	- 0,06	0,12	0,33	0,36	0,65	0,68	76,9	62,5
F-NPL-38	0,05	0,07	- 0,02	0,04	0,20	0,21	0,51	0,52	400	300
F-NPL-39	0,10	0,12	- 0,02	0,06	0,32	0,33	0,58	0,59	200	167
F-NPL-40	0,09	0,12	- 0,03	0,07	0,29	0,31	0,52	0,54	222	167
F-NPL-41	0,16	0,20	- 0,04	0,05	0,41	0,44	0,72	0,75	125	100
F-NPL-42	0,15	0,17	- 0,02	0,11	0,37	0,37	0,60	0,60	133	115
F-NPL-43	0,19	0,23	- 0,04	0,09	0,42	0,42	0,94	0,94	105	88,2
F-NPL-44	0,16	0,20	- 0,04	0,04	0,35	0,35	0,62	0,62	125	100
F-NPL-45	0,08	0,09	- 0,01	0,05	0,22	0,22	0,42	0,42	250	214
F-NPL-46	0,20	0,25	- 0,05	0,07	0,36	0,37	0,61	0,62	100	78,9
F-NPL-47	0,22	0,28	- 0,06	0,08	0,31	0,37	0,50	0,56	90,9	71,4
F-NPL-48	0,06	0,05	0,01	0,04	0,24	0,22	0,37	0,35	333	375
G-NPL-1	0,07	0,08	- 0,01	0,04	0,25	0,25	0,43	0,43	229	200
G-NPL-2	0,13	0,15	- 0,02	0,04	0,21	0,22	0,36	0,37	123	109
G-NPL-3	0,07	0,08	- 0,01	0,03	0,28	0,28	0,45	0,45	229	200
G-NPL-4	0,08	0,09	- 0,01	0,00	0,23	0,32	0,39	0,48	200	171
G-NPL-5	0,12	0,13	- 0,01	0,05	0,20	0,21	0,48	0,49	133	120
G-NPL-6	0,19	0,24	- 0,05	0,10	0,27	0,31	0,43	0,47	84,2	66,7

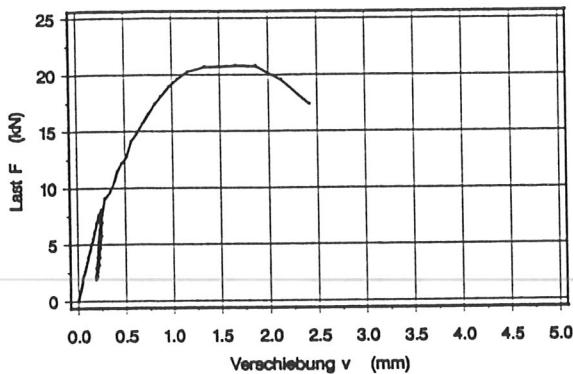
Tabelle 12 Mittelwerte und Variationskoeffizienten der Höchstlasten F_{max} und der Verschiebungsmoduln k_s der einzelnen Versuchsreihen mit Holz-Beton-Verbindungen.

Versuchs- bezeichnung	F_{max}		k_s	
	Mittelwert (kN)	Variations- koeffizient (%)	Mittelwert (kN/mm)	Variations- koeffizient (%)
A-SCH-(1÷20)	21,5	7,3	26,1	17,0
B-SCH-(1÷5) ¹⁾	22,0	5,0	29,2	20,5
C-SCH-(1÷10) ¹⁾	15,3	20,3	12,9	14,1
D-SCH-(1÷16) ¹⁾	15,0	11,7	15,6	8,1
A-NAG-(1÷5)	53,5	9,2	49,8	25,8
B-NAG-(1÷46)	47,9	14,0	48,8	35,9
A-N+S-(1÷5)	34,9	7,1	31,5	14,7
B-N+S-(1÷46)	51,1	8,8	79,5	25,6
A-NPL-1	30,5 ²⁾	-	29,0 ²⁾	-
A-NPL-2	43,9 ²⁾	-	71,1 ²⁾	-
B-NPL-(1÷3)	47,3	-	56,6	-
C-NPL-(1÷2)	71,4	-	-	-
D-NPL-(1÷3)	84,8	-	-	-
E-NPL-(1÷7)	39,1	10,8	97,2	37,4
F-NPL-(1÷48)	52,3	16,1	128	51,9
G-NPL-(1÷6)	43,6	11,0	145	37,6

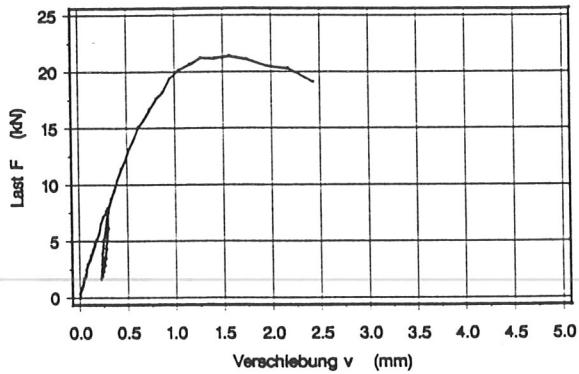
¹⁾ F_{max} und k_s bezogen auf 1 x 2 Schrauben

²⁾ Einzelwerte

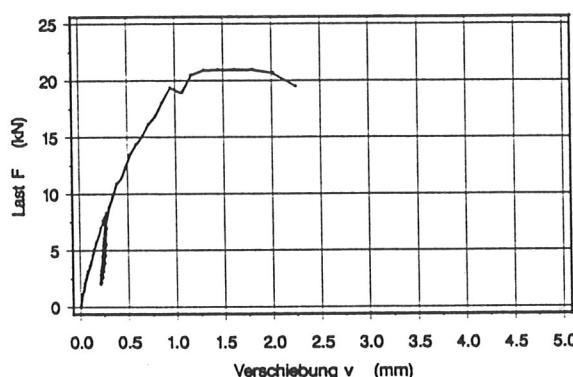
Anlage 28



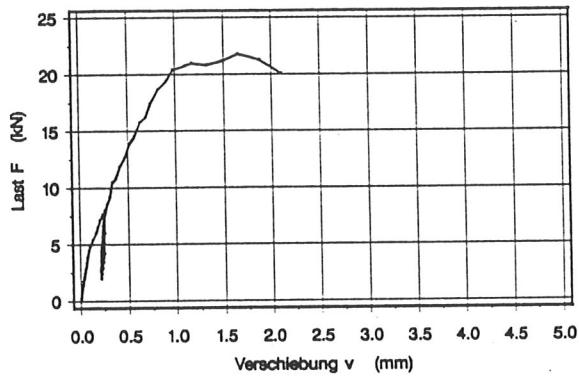
Versuch A-SCH-1



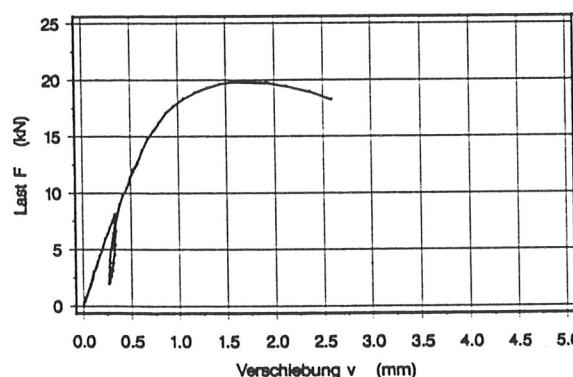
Versuch A-SCH-2



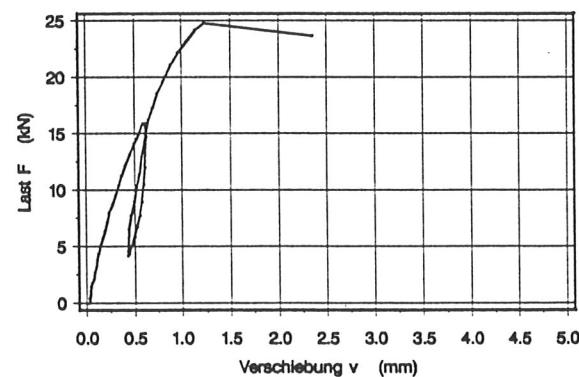
Versuch A-SCH-3



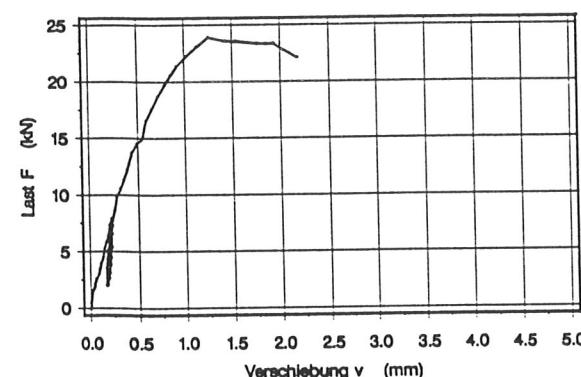
Versuch A-SCH-4



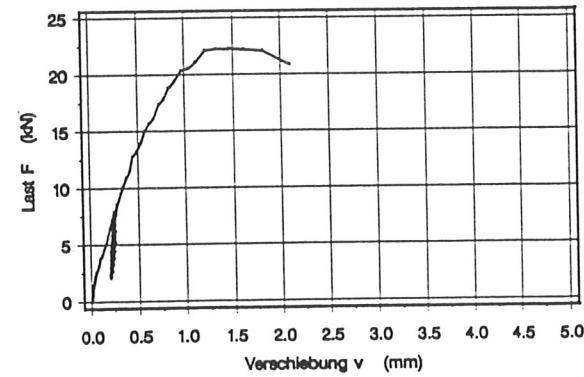
Versuch A-SCH-5



Versuch A-SCH-6

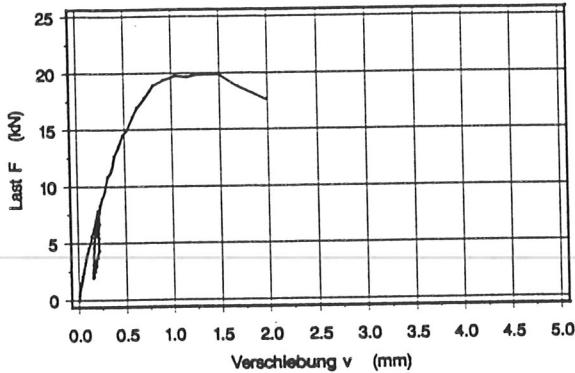


Versuch A-SCH-7

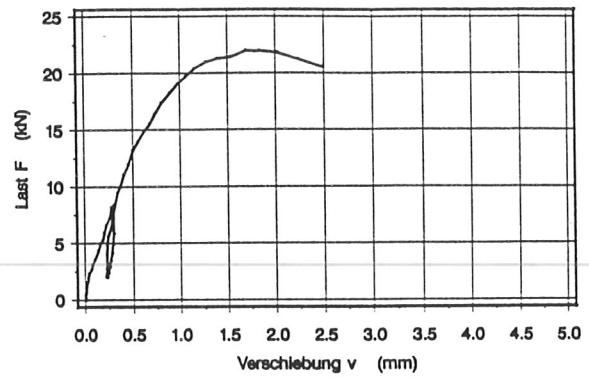


Versuch A-SCH-8

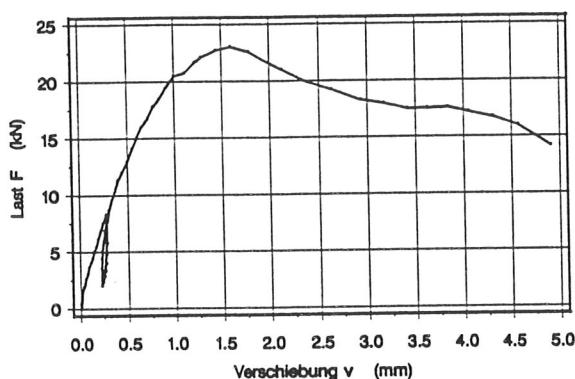
Abb. 12 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche A-SCH-(1÷8)



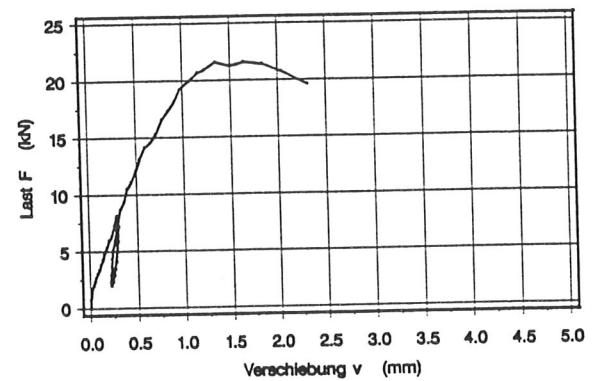
Versuch A-SCH-9



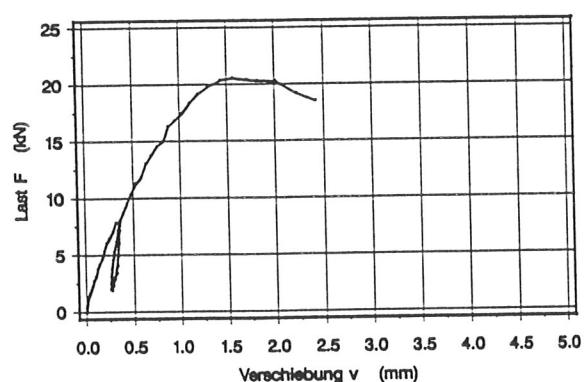
Versuch A-SCH-10



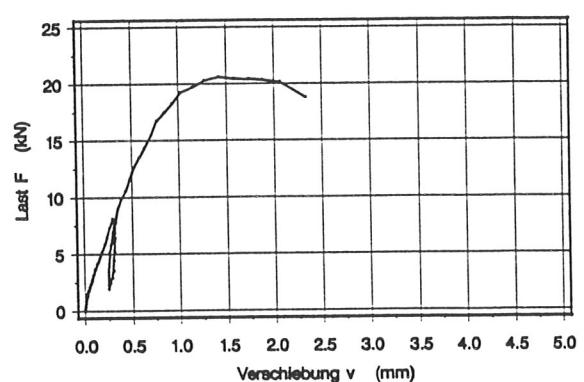
Versuch A-SCH-11



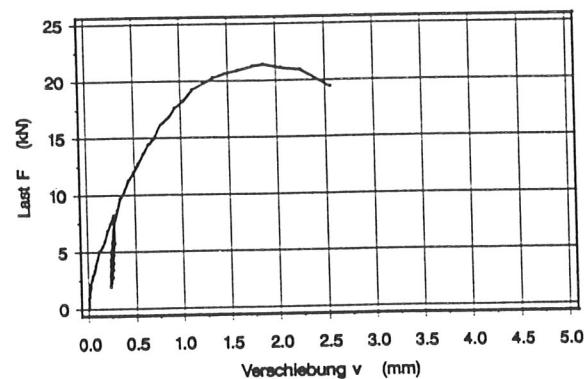
Versuch A-SCH-12



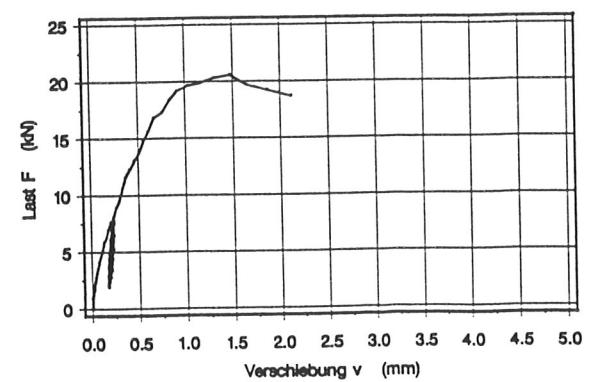
Versuch A-SCH-13



Versuch A-SCH-14



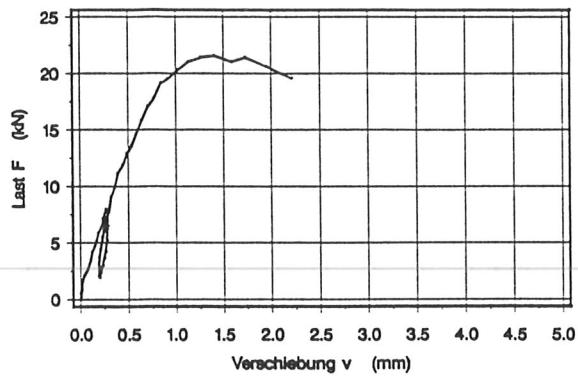
Versuch A-SCH-15



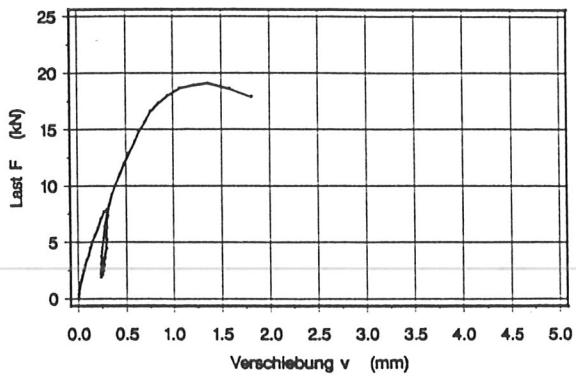
Versuch A-SCH-16

Abb. 13 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche A-SCH-(9÷16)

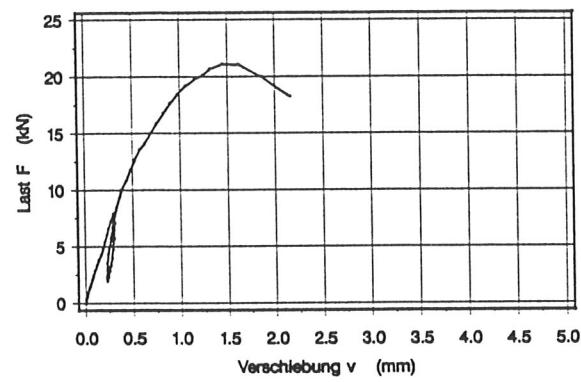
Anlage 30



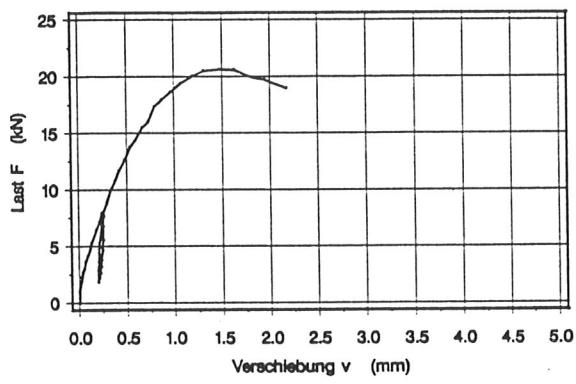
Versuch A-SCH-17



Versuch A-SCH-18



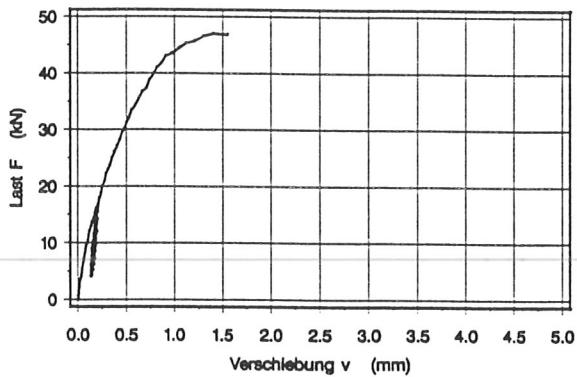
Versuch A-SCH-19



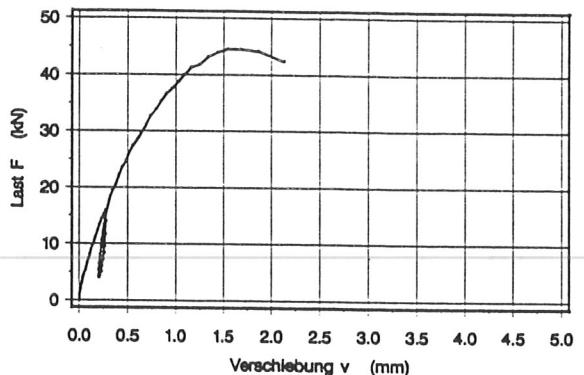
Versuch A-SCH-20

Abb. 14 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche A-SCH-(17÷20)

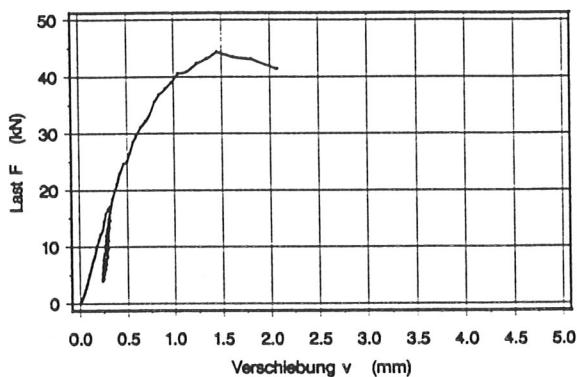
Anlage 31



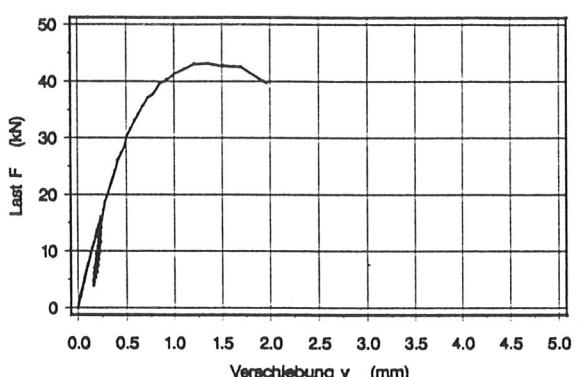
Versuch B-SCH-1



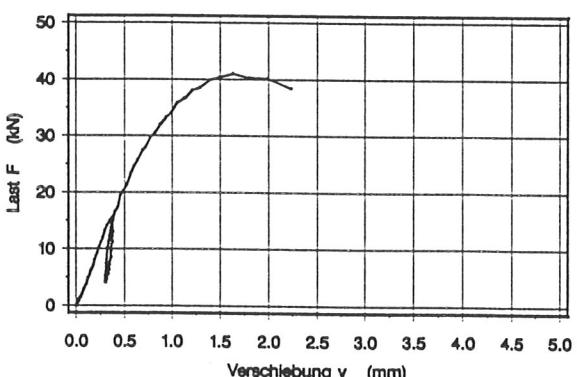
Versuch B-SCH-2



Versuch B-SCH-3



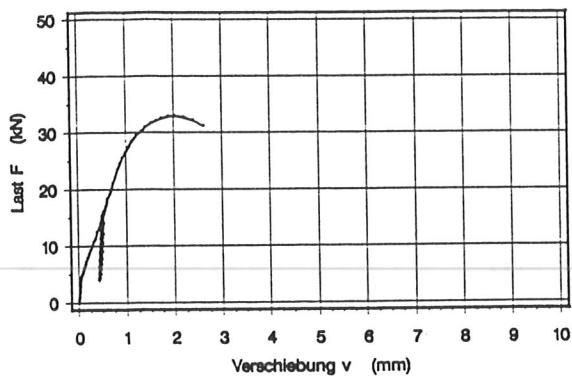
Versuch B-SCH-4



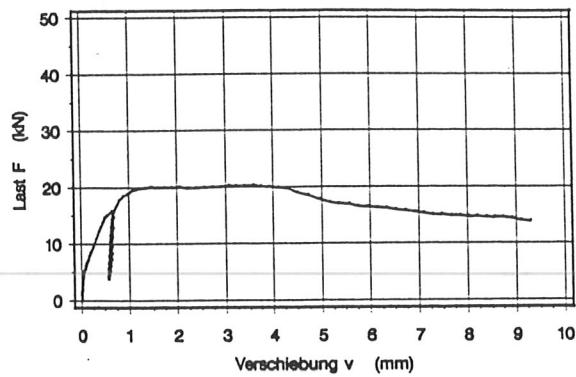
Versuch B-SCH-5

Abb. 15 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche B-SCH-(1÷5)

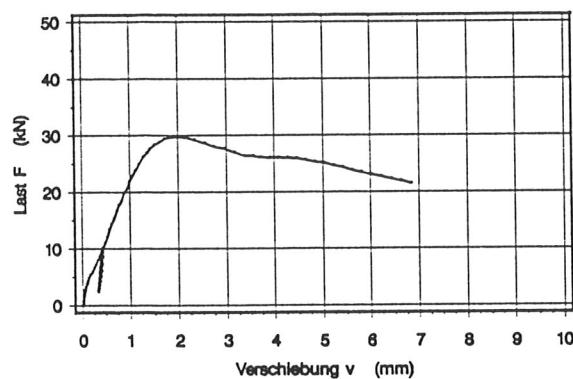
Anlage 32



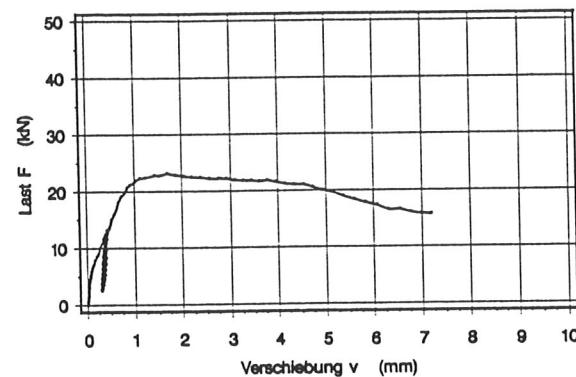
Versuch C-SCH-1



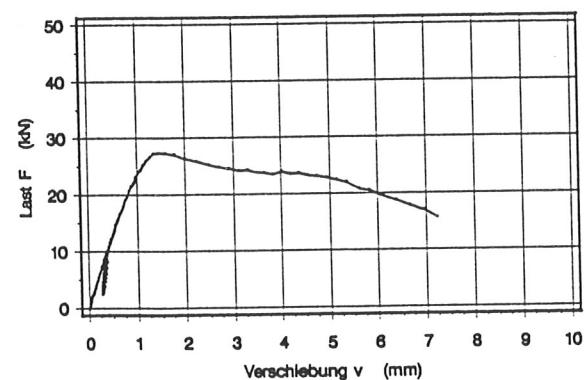
Versuch C-SCH-2



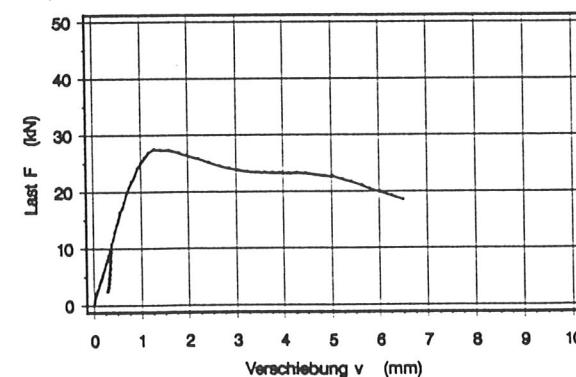
Versuch C-SCH-3



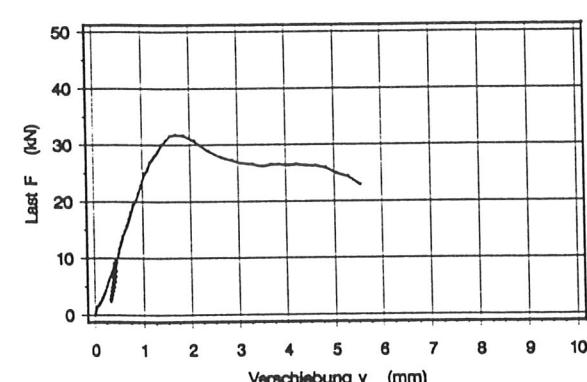
Versuch C-SCH-4



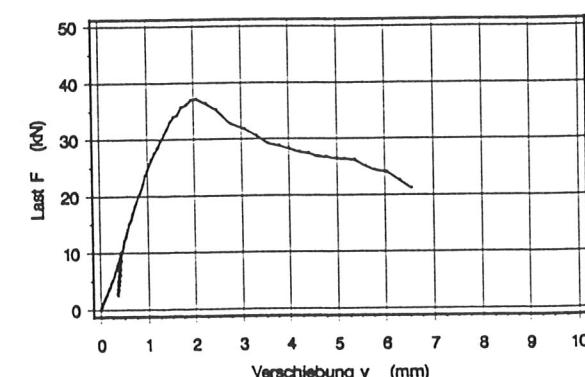
Versuch C-SCH-5



Versuch C-SCH-6



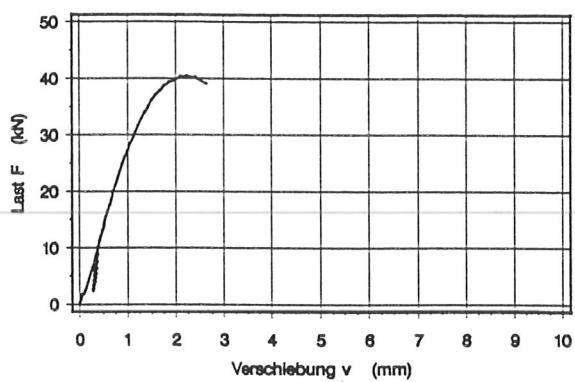
Versuch C-SCH-7



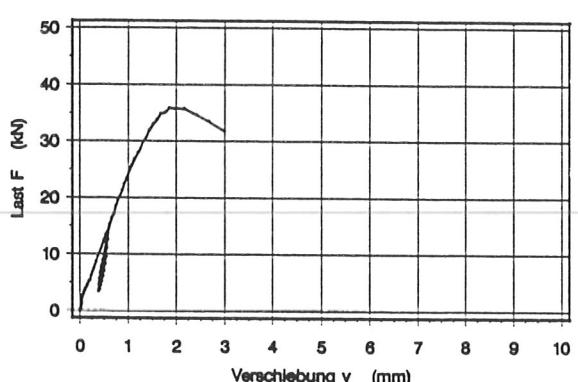
Versuch C-SCH-8

Abb. 16 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche C-SCH-(1÷8)

Anlage 33



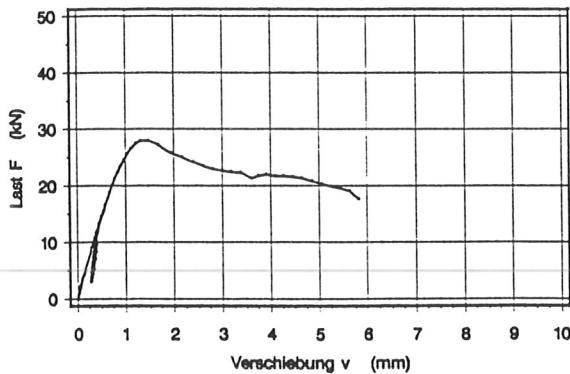
Versuch C-SCH-9



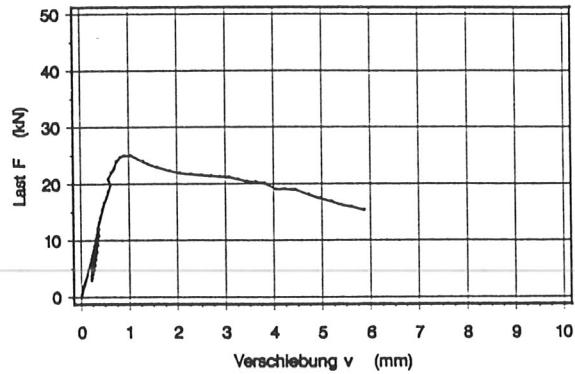
Versuch C-SCH-10

Abb. 17 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche C-SCH-(9÷10)

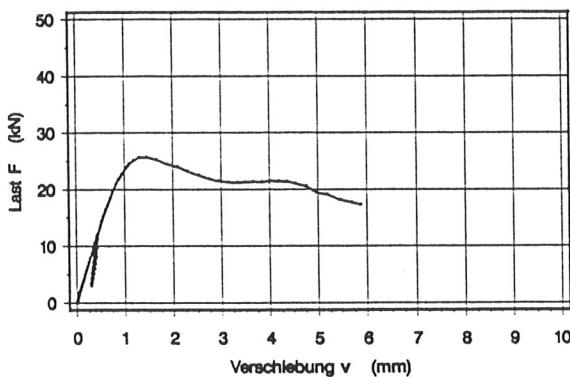
Anlage 34



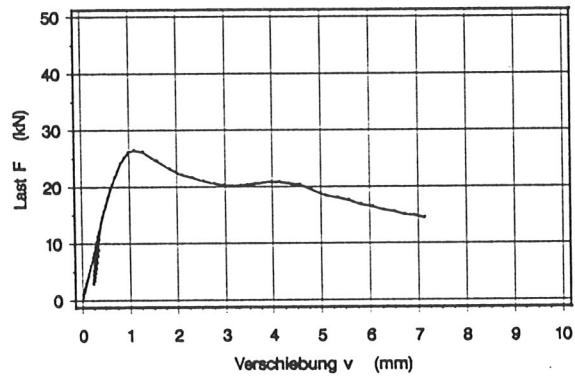
Versuch D-SCH-1



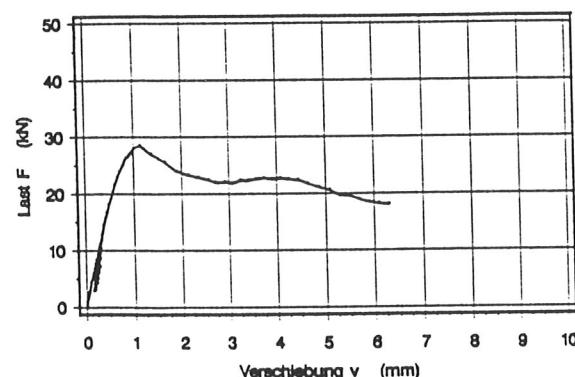
Versuch D-SCH-2



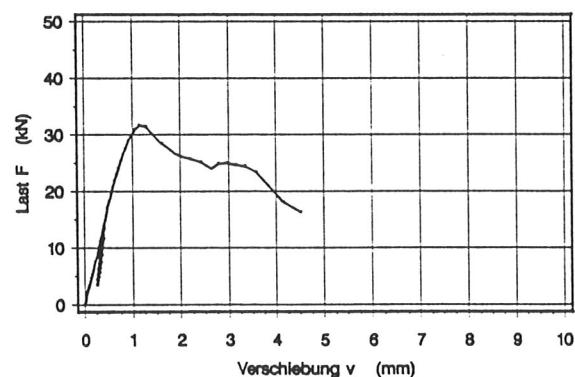
Versuch D-SCH-3



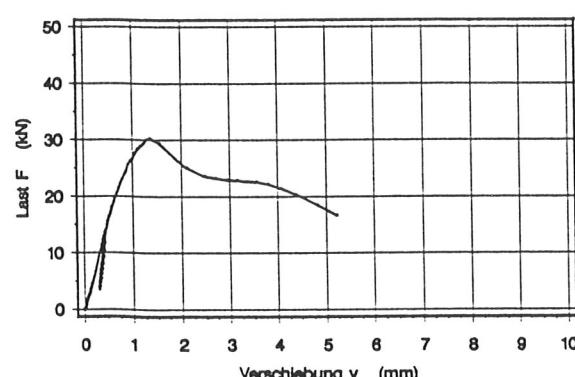
Versuch D-SCH-4



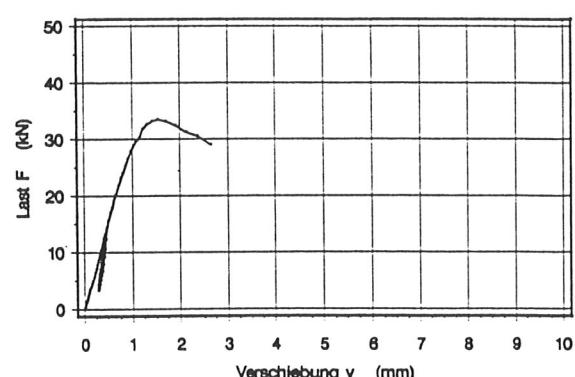
Versuch D-SCH-5



Versuch D-SCH-6



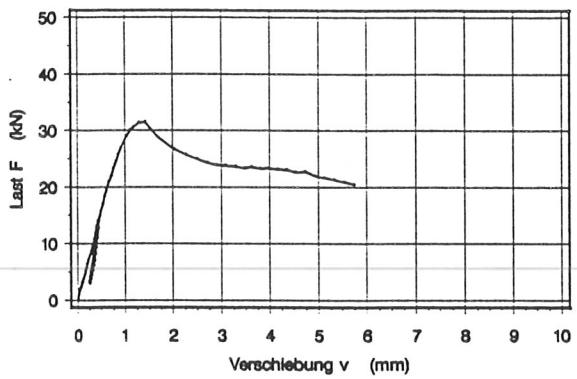
Versuch D-SCH-7



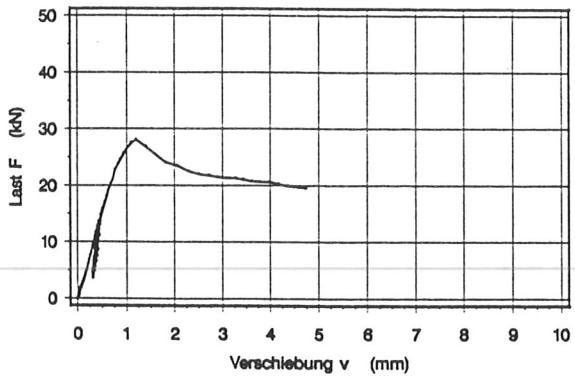
Versuch D-SCH-8

Abb. 18 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche D-SCH-(1÷8)

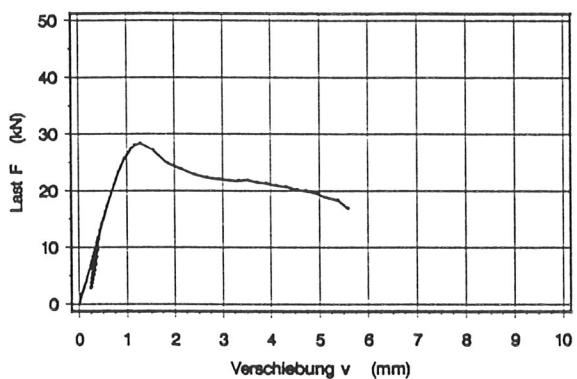
Anlage 35



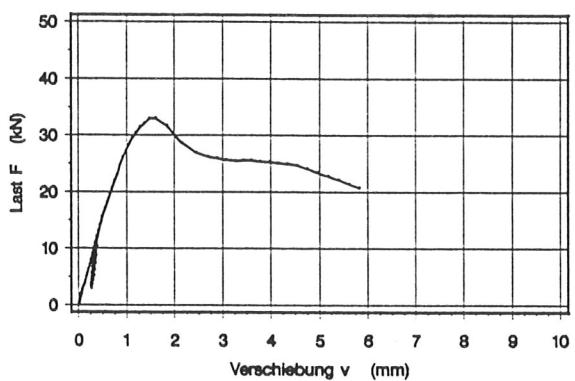
Versuch D-SCH-9



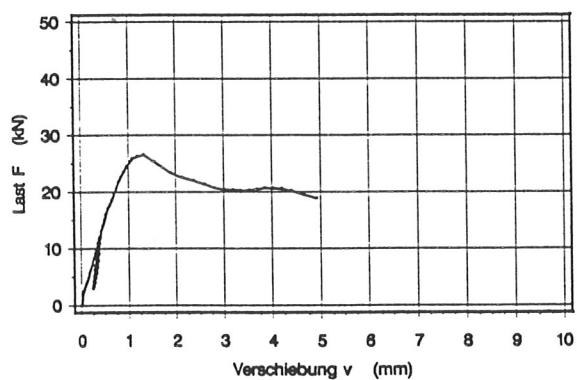
Versuch D-SCH-10



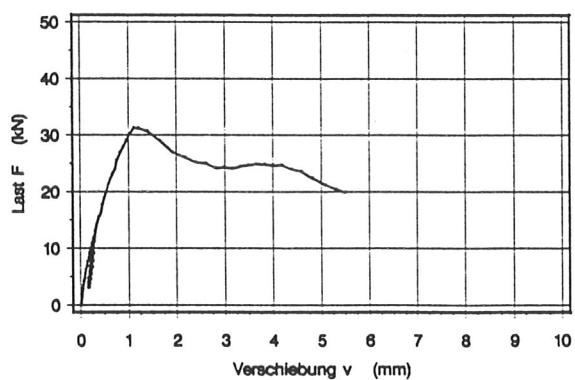
Versuch D-SCH-11



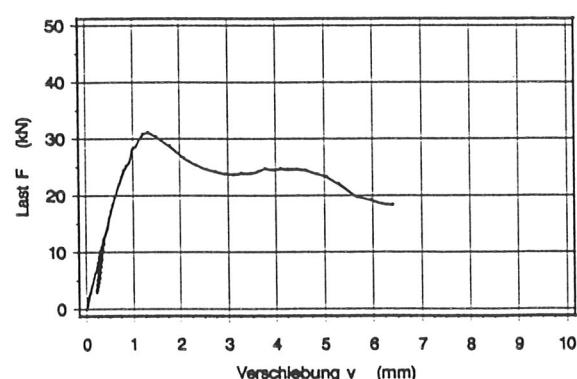
Versuch D-SCH-12



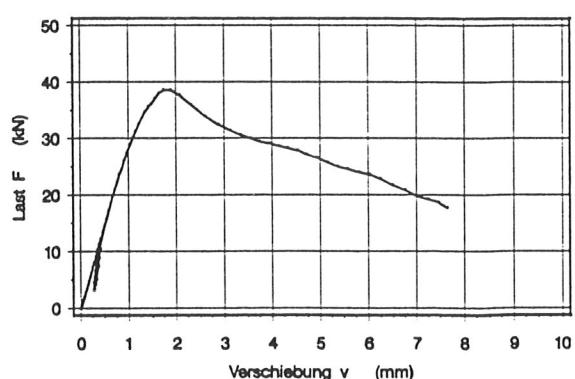
Versuch D-SCH-13



Versuch D-SCH-14



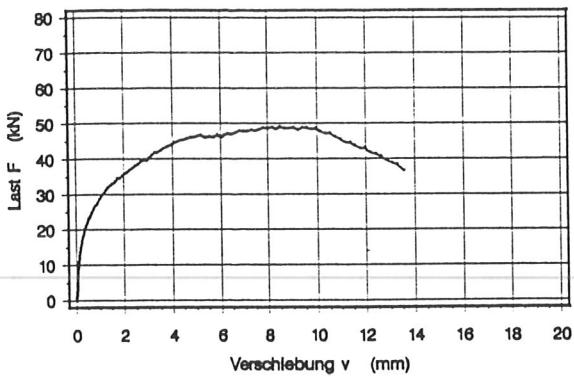
Versuch D-SCH-15



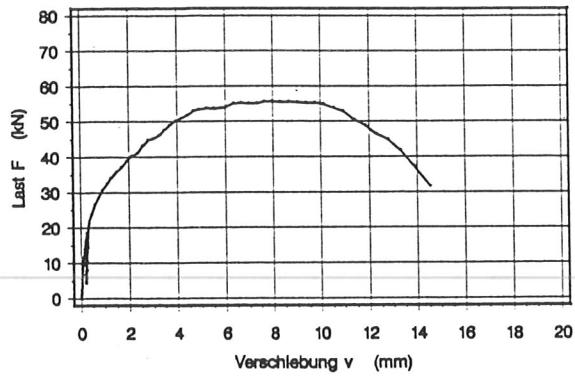
Versuch D-SCH-16

Abb. 19 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche D-SCH-(9÷16)

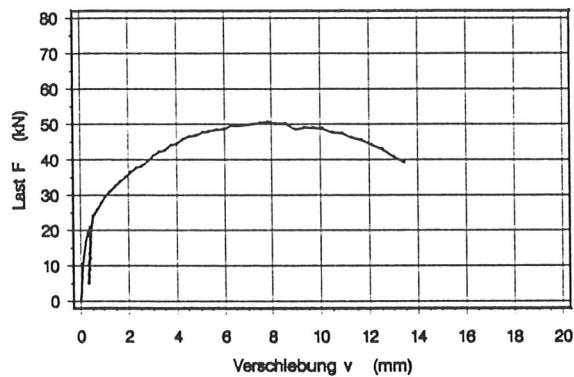
Anlage 36



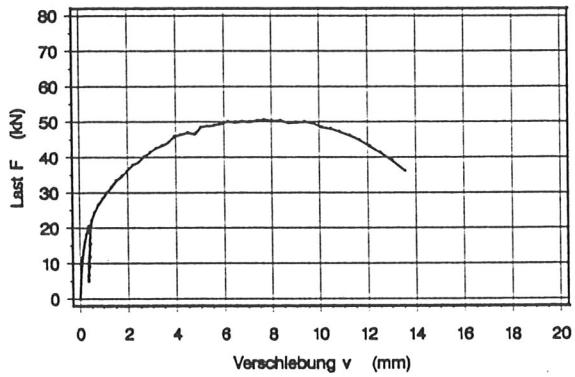
Versuch A-NAG-1



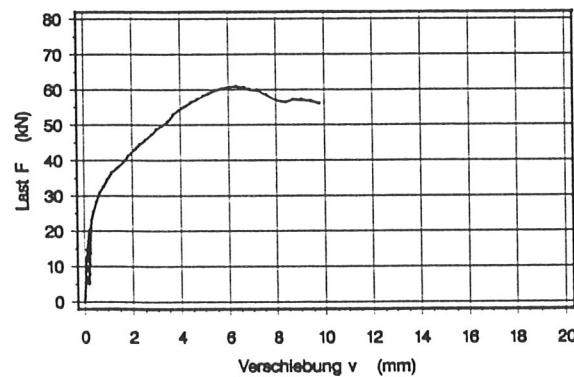
Versuch A-NAG-2



Versuch A-NAG-3

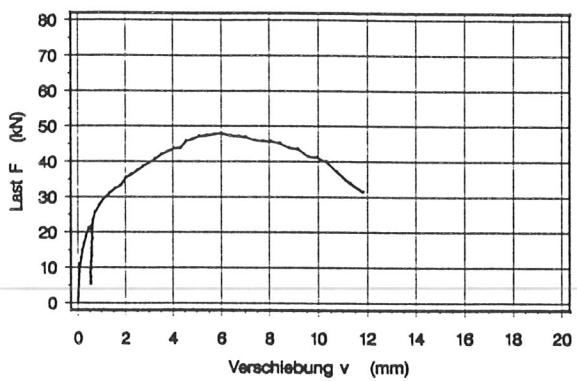


Versuch A-NAG-4

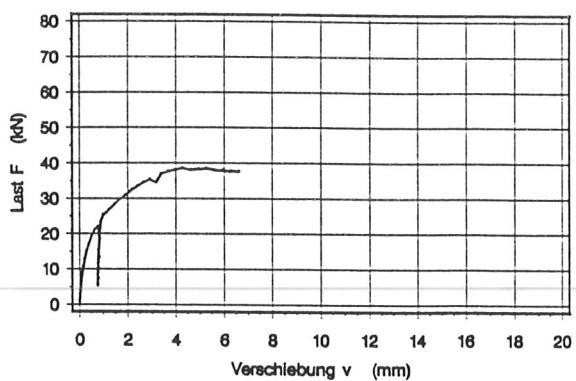


Versuch A-NAG-5

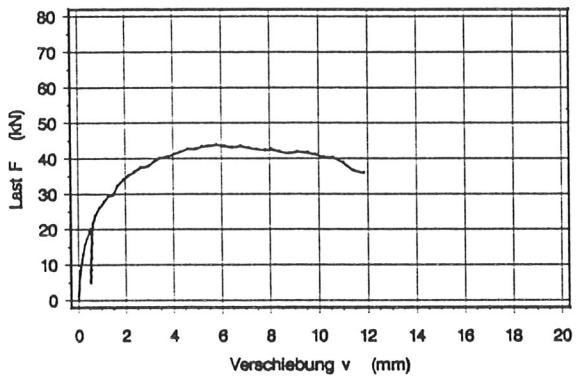
Abb. 20 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche A-NAG-(1÷5)



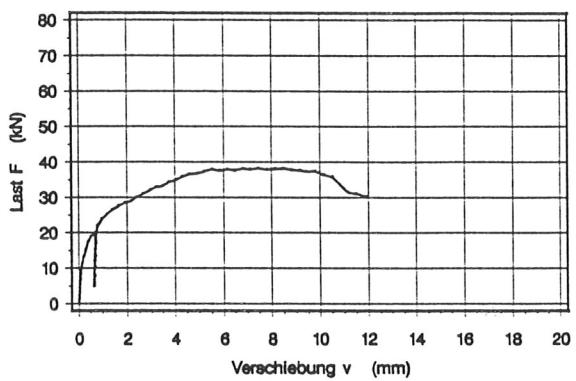
Versuch B-NAG-1



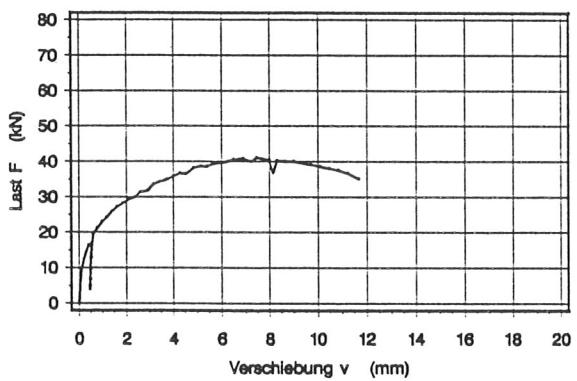
Versuch B-NAG-2



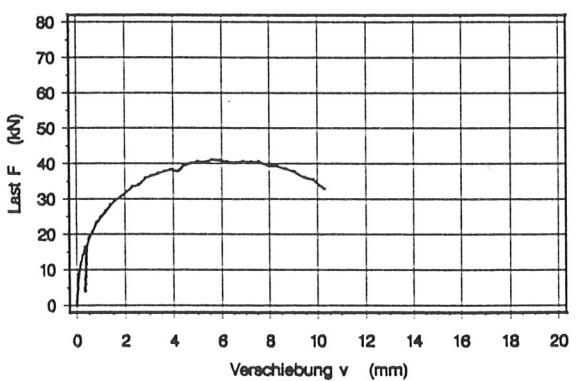
Versuch B-NAG-3



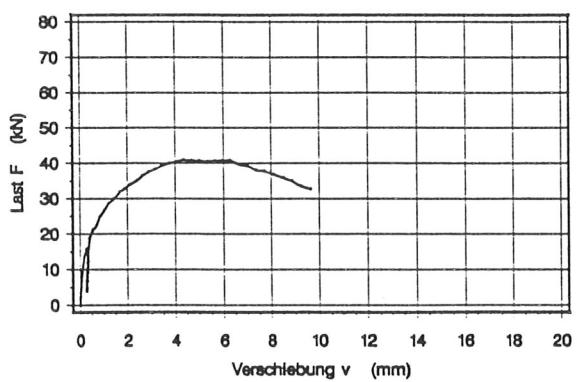
Versuch B-NAG-4



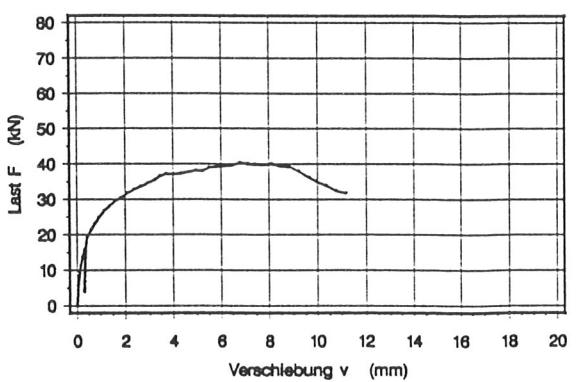
Versuch B-NAG-5



Versuch B-NAG-6



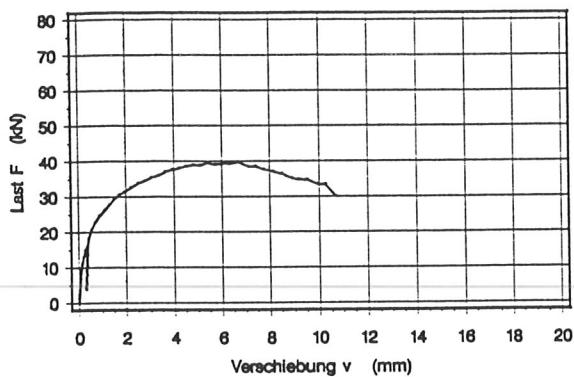
Versuch B-NAG-7



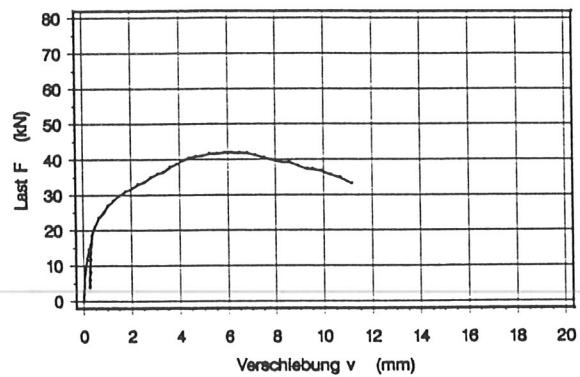
Versuch B-NAG-8

Abb. 21 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche B-NAG-(1÷8)

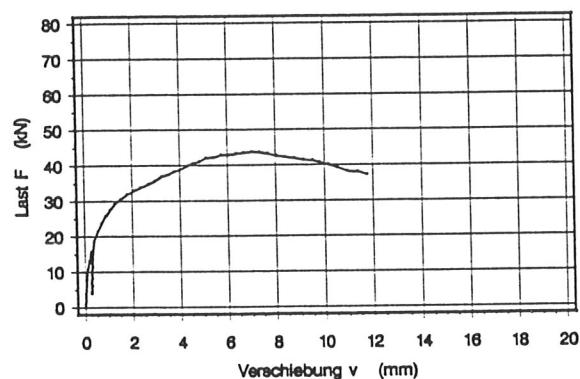
Anlage 38



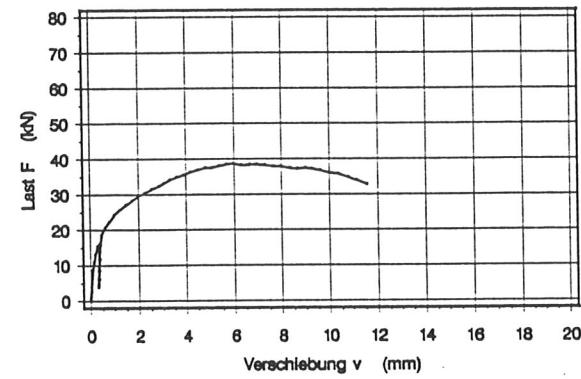
Versuch B-NAG-9



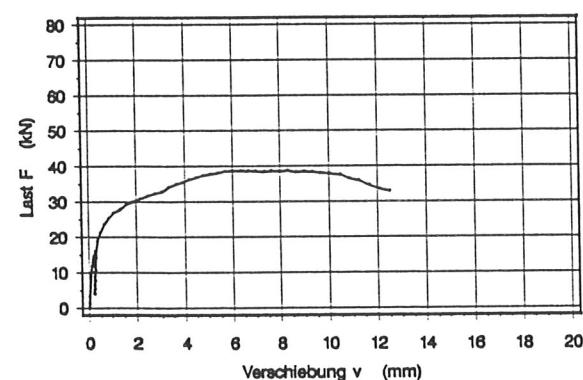
Versuch B-NAG-10



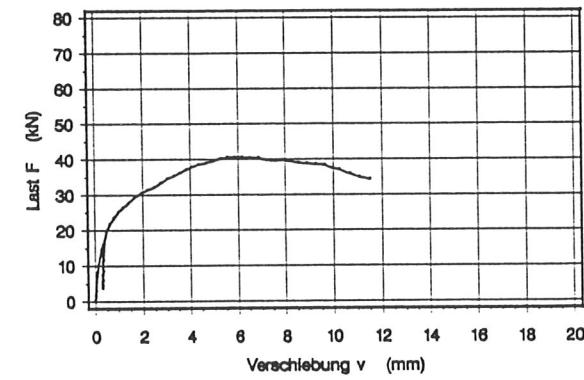
Versuch B-NAG-11



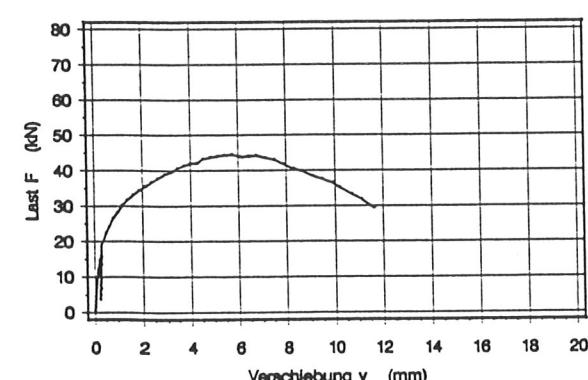
Versuch B-NAG-12



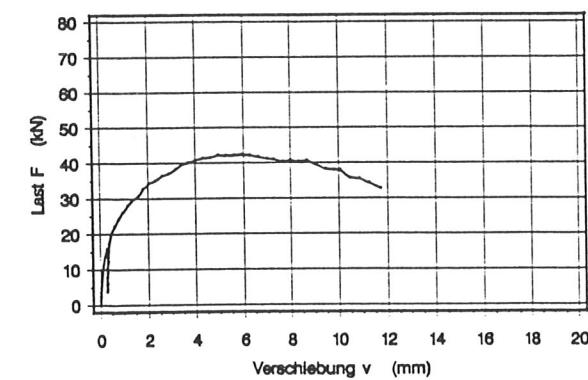
Versuch B-NAG-13



Versuch B-NAG-14



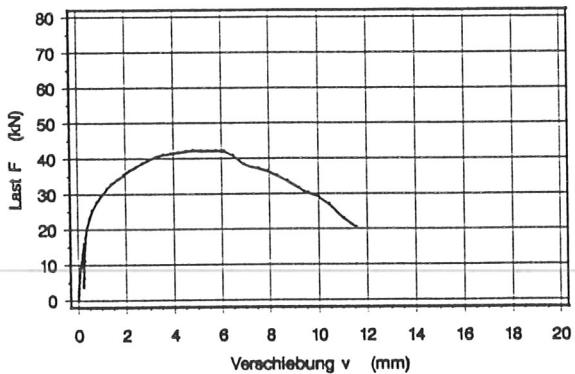
Versuch B-NAG-15



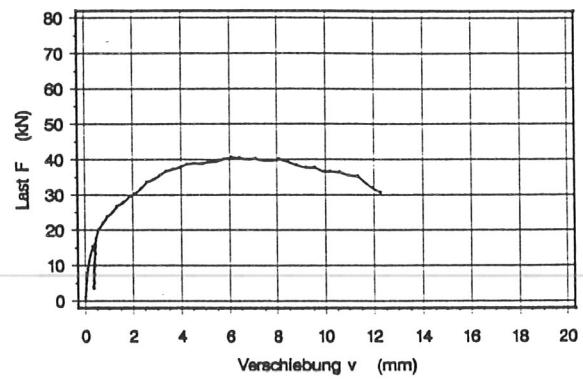
Versuch B-NAG-16

Abb. 22 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche B-NAG-(9÷16)

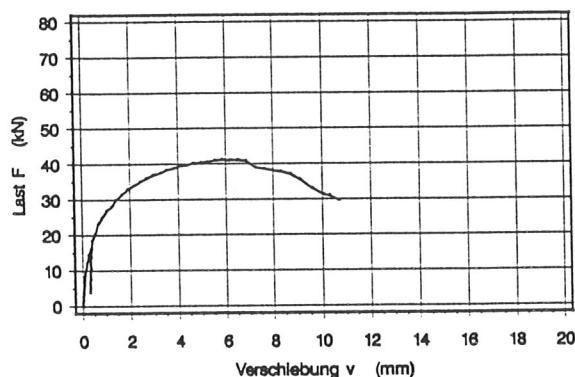
Anlage 39



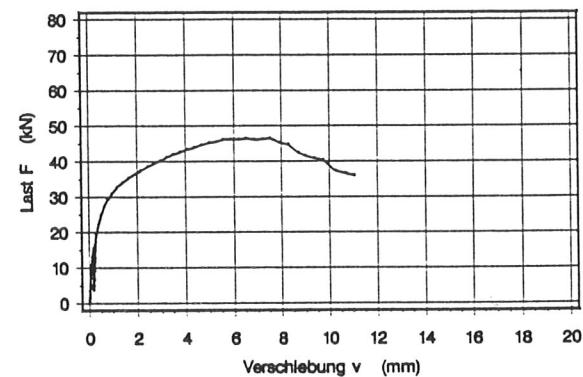
Versuch B-NAG-17



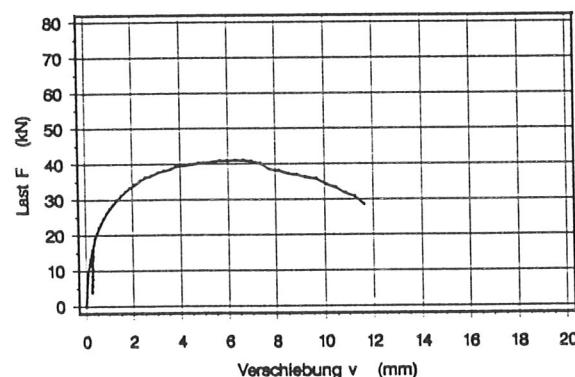
Versuch B-NAG-18



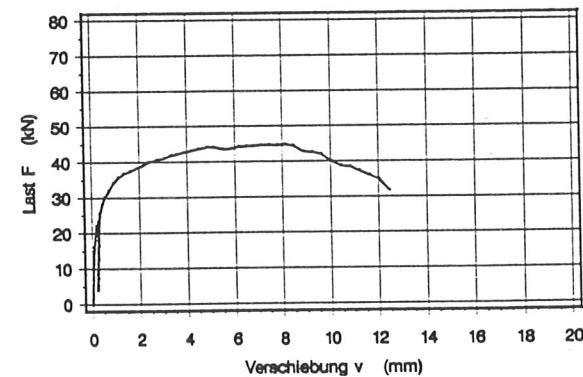
Versuch B-NAG-19



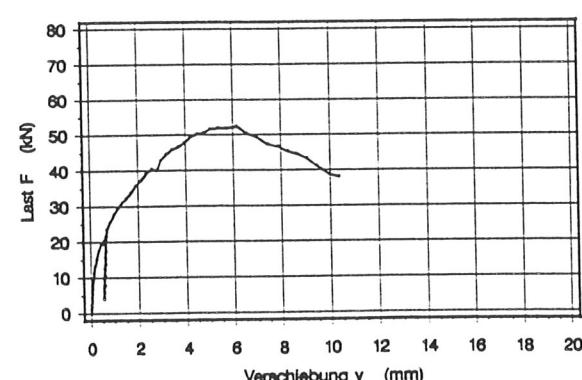
Versuch B-NAG-20



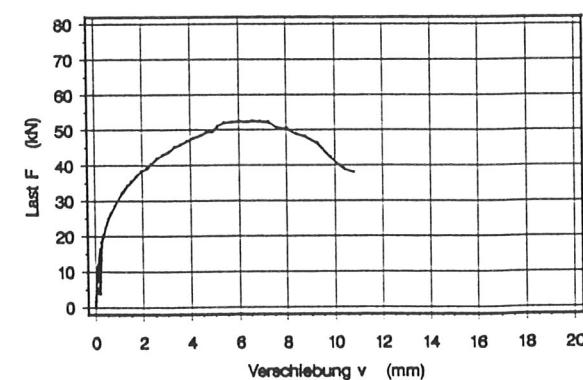
Versuch B-NAG-21



Versuch B-NAG-22



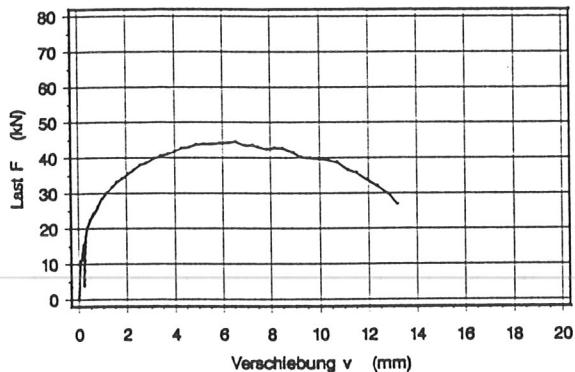
Versuch B-NAG-23



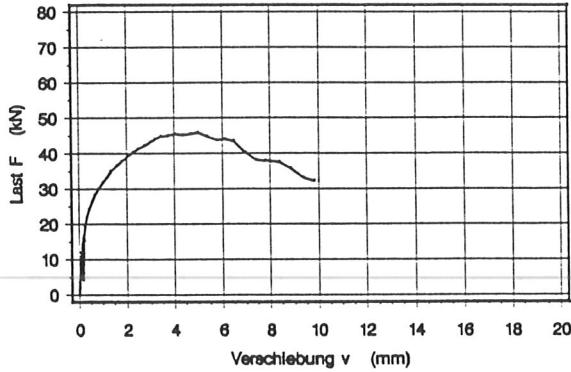
Versuch B-NAG-24

Abb. 23 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche B-NAG-(17÷24)

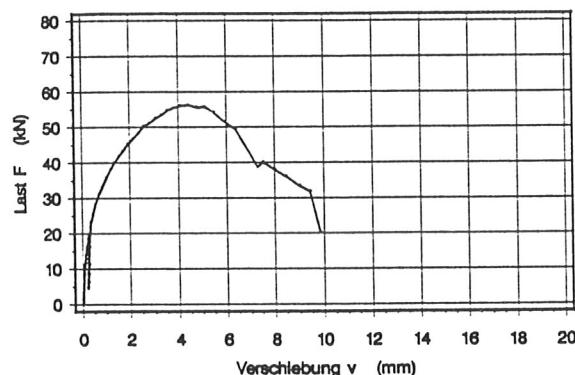
Anlage 40



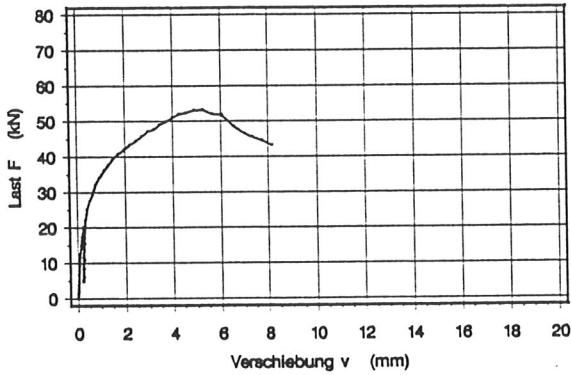
Versuch B-NAG-25



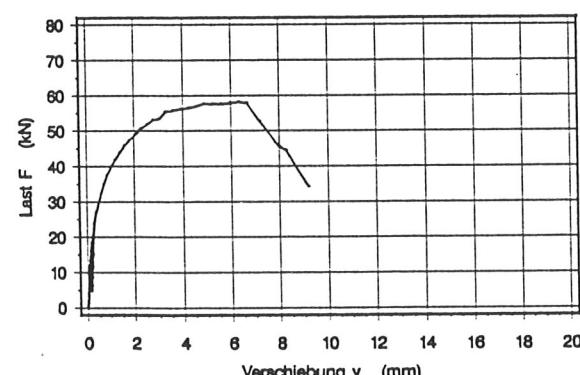
Versuch B-NAG-26



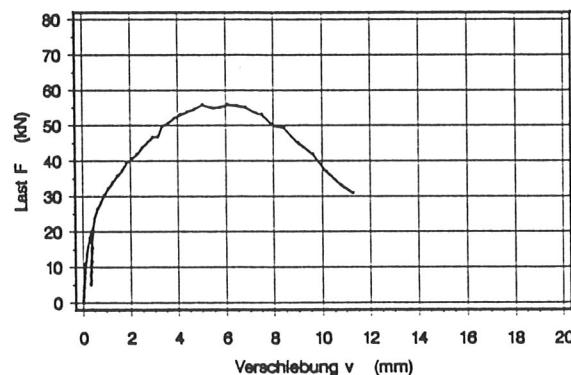
Versuch B-NAG-27



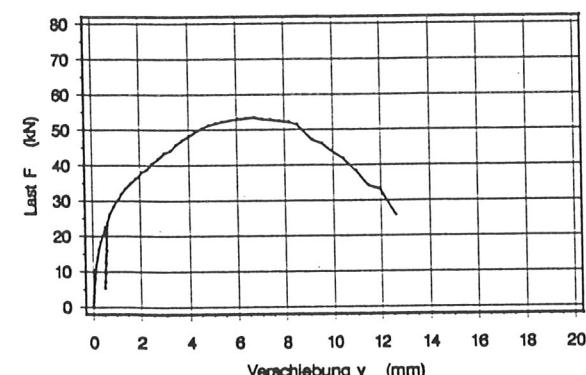
Versuch B-NAG-28



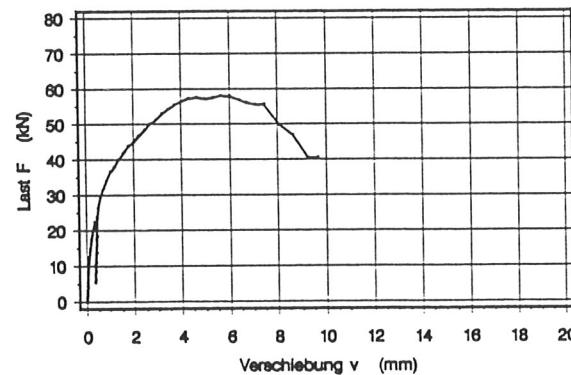
Versuch B-NAG-29



Versuch B-NAG-30



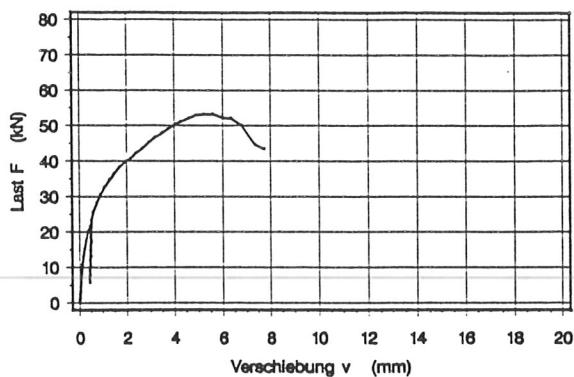
Versuch B-NAG-31



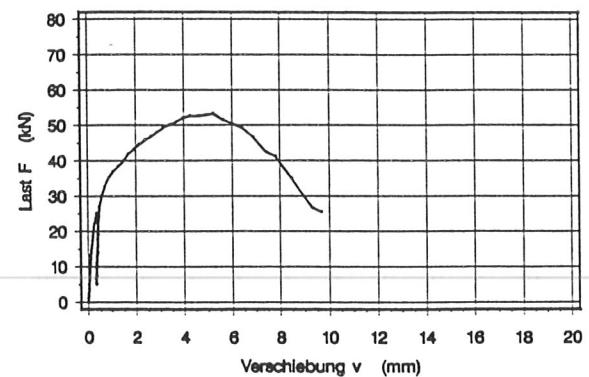
Versuch B-NAG-32

Abb. 24 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche B-NAG-(25÷32)

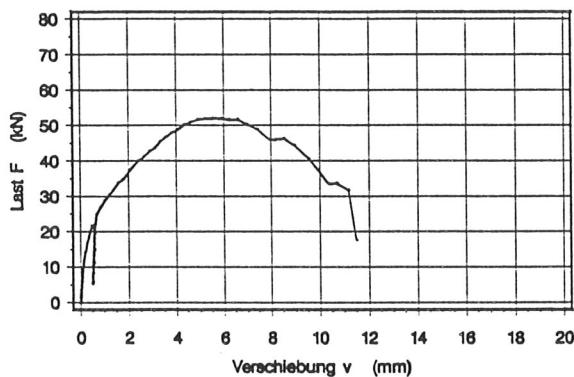
Anlage 41



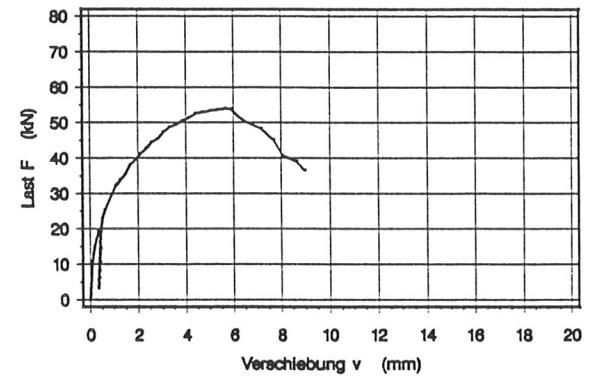
Versuch B-NAG-33



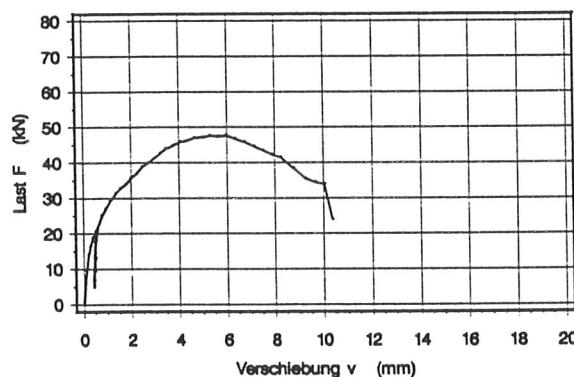
Versuch B-NAG-34



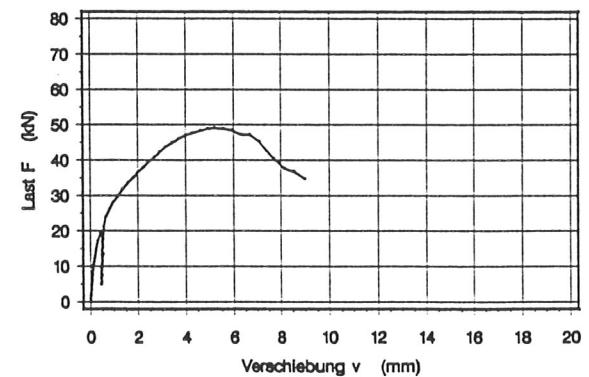
Versuch B-NAG-35



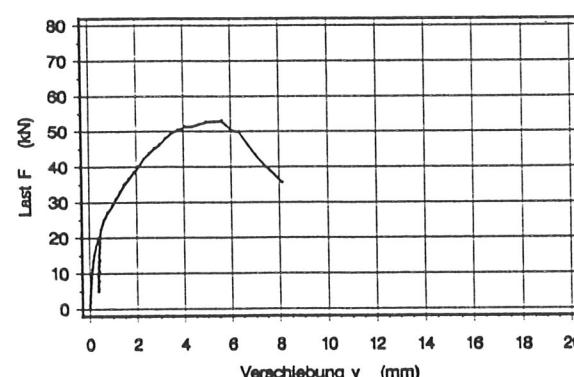
Versuch B-NAG-36



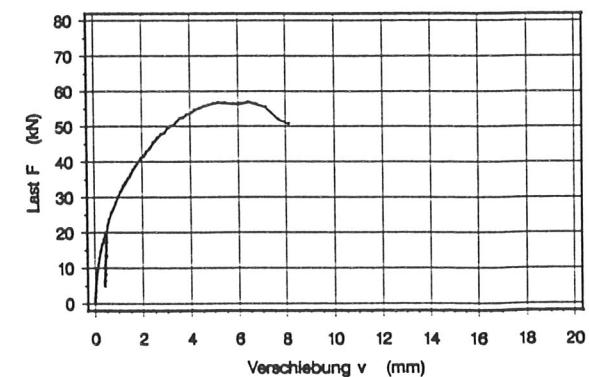
Versuch B-NAG-37



Versuch B-NAG-38



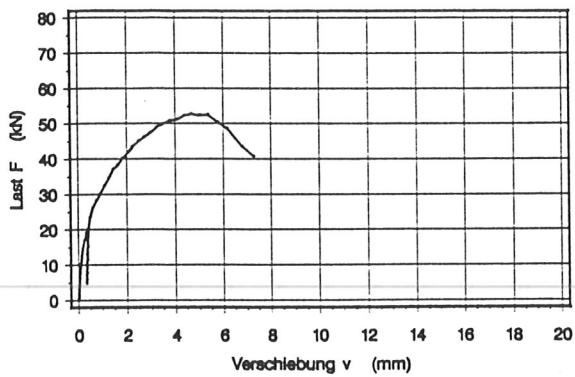
Versuch B-NAG-39



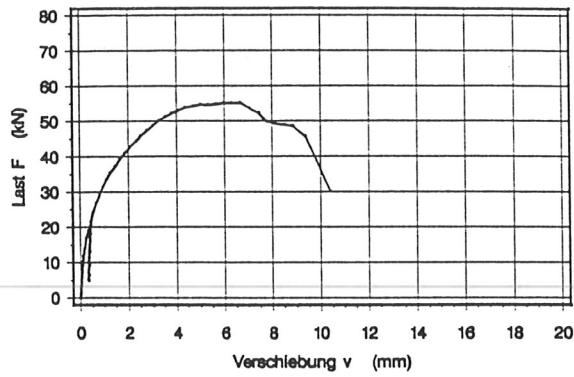
Versuch B-NAG-40

Abb. 25 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche B-NAG-(33÷40)

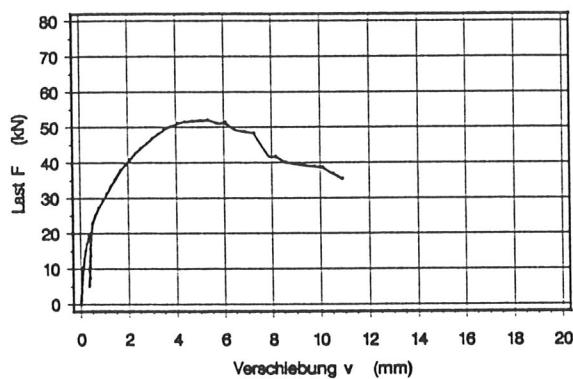
Anlage 42



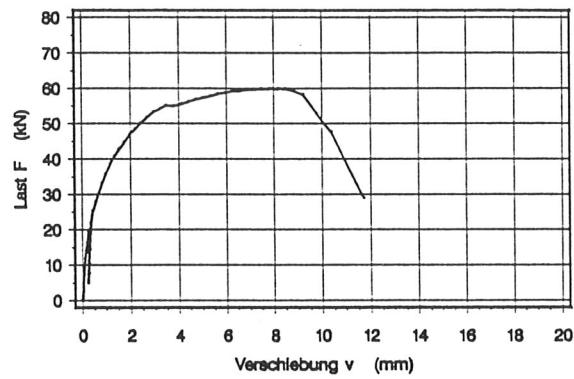
Versuch B-NAG-41



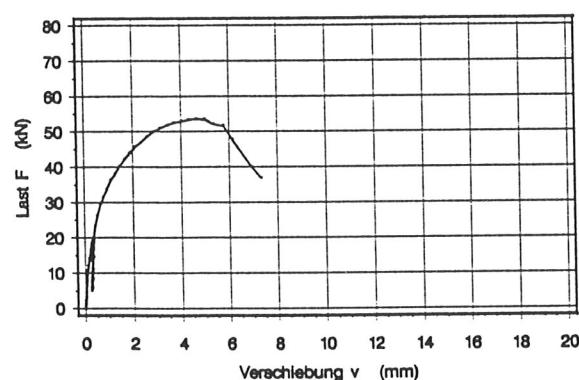
Versuch B-NAG-42



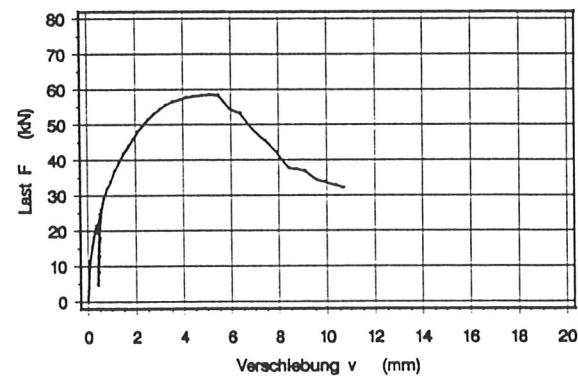
Versuch B-NAG-43



Versuch B-NAG-44



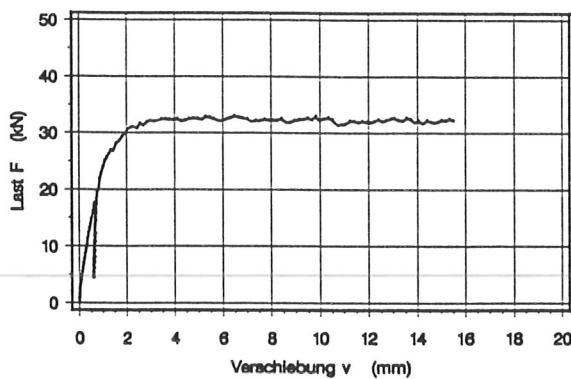
Versuch B-NAG-45



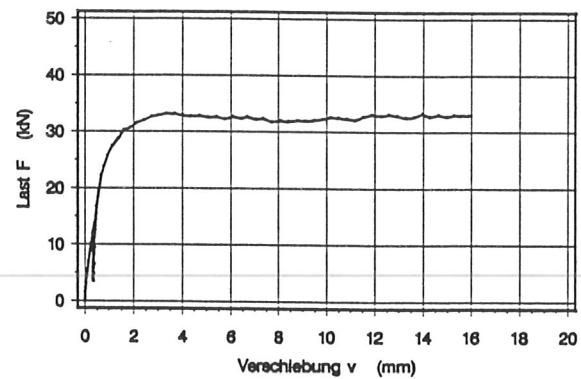
Versuch B-NAG-46

Abb. 26 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche B-NAG-(41÷46)

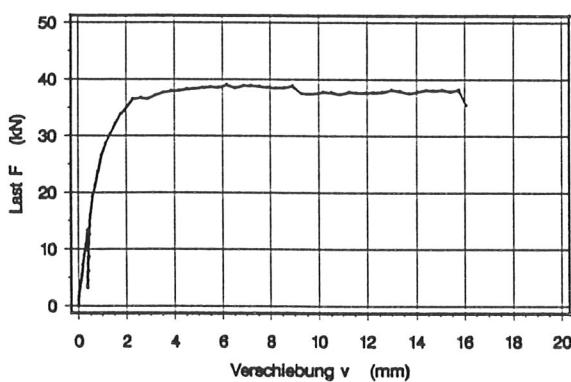
Anlage 43



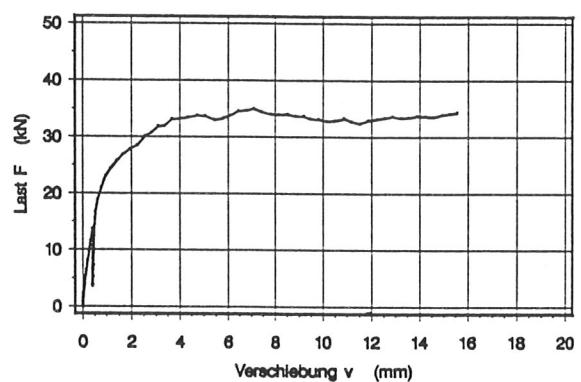
Versuch A-N+S-1



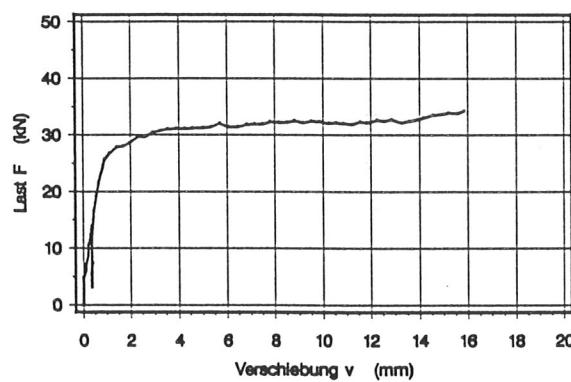
Versuch A-N+S-2



Versuch A-N+S-3



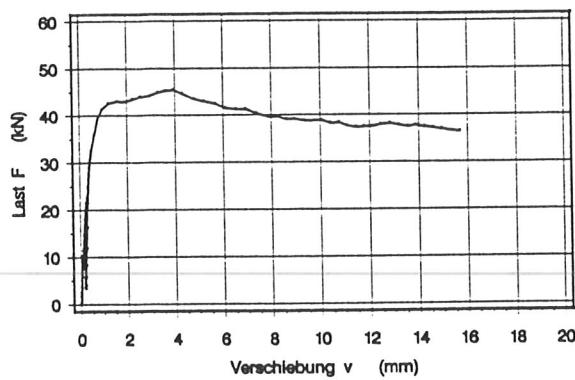
Versuch A-N+S-4



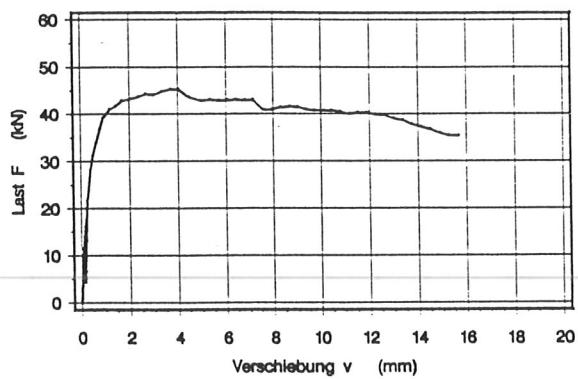
Versuch A-N+S-5

Abb. 27 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche A-N+S-(1÷5)

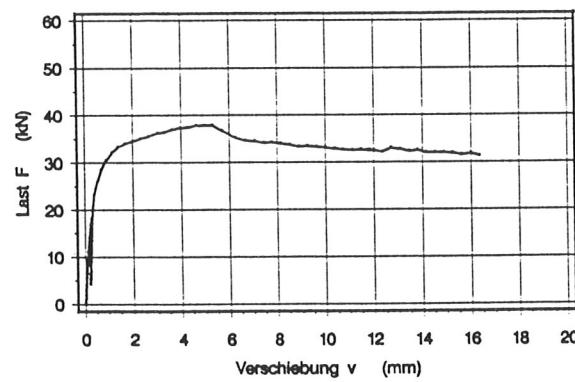
Anlage 44



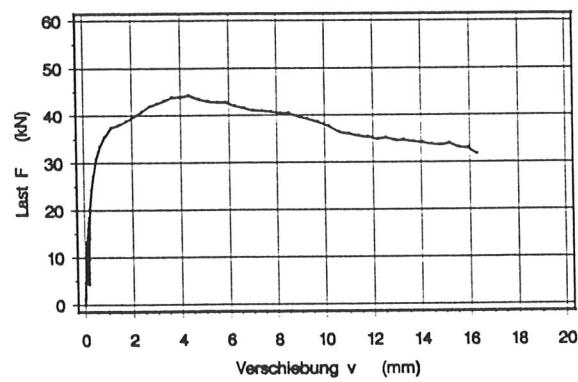
Versuch B-N+S-1



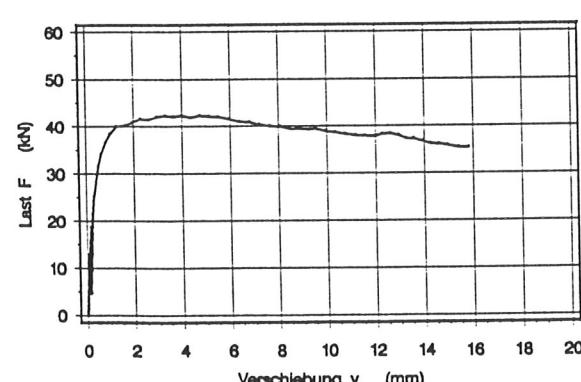
Versuch B-N+S-2



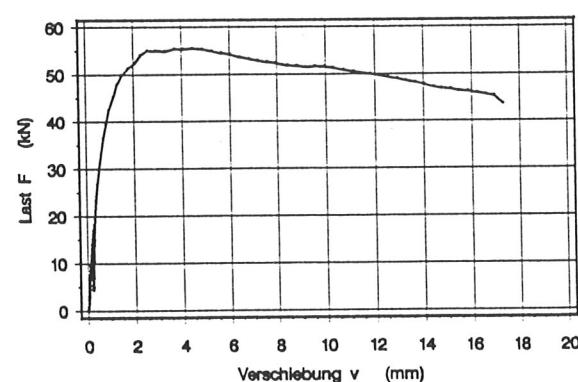
Versuch B-N+S-3



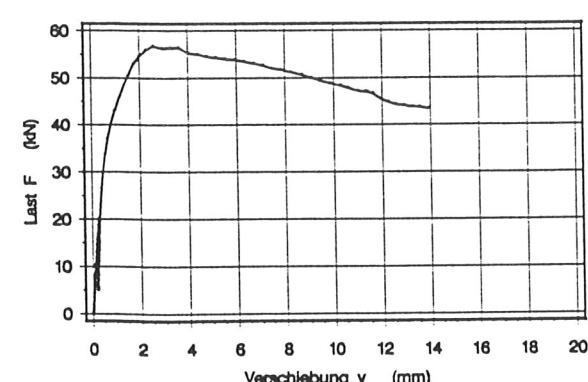
Versuch B-N+S-4



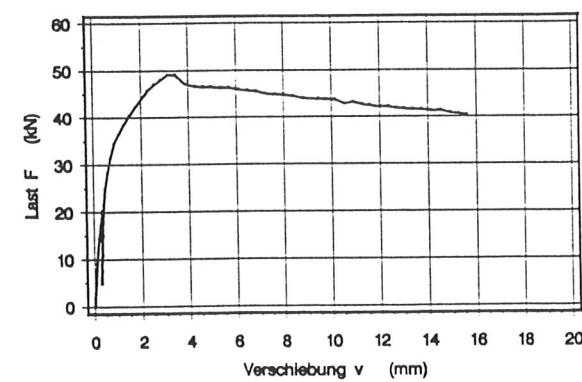
Versuch B-N+S-5



Versuch B-N+S-6



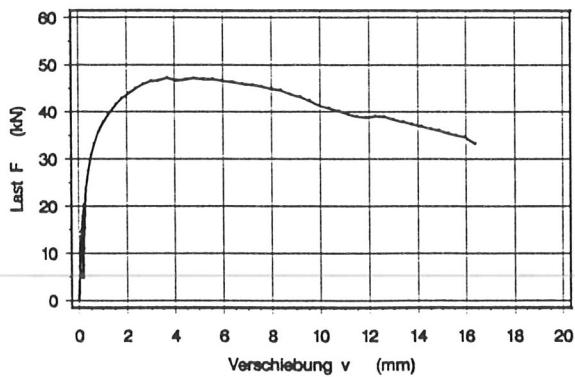
Versuch B-N+S-7



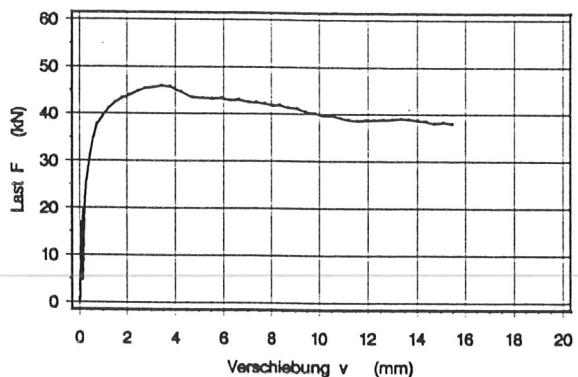
Versuch B-N+S-8

Abb. 28 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche B-N+S-(1÷8)

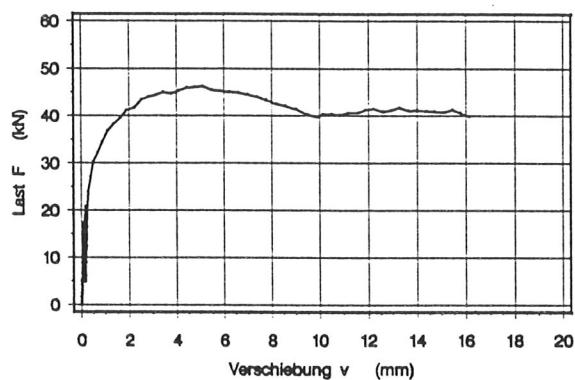
Anlage 45



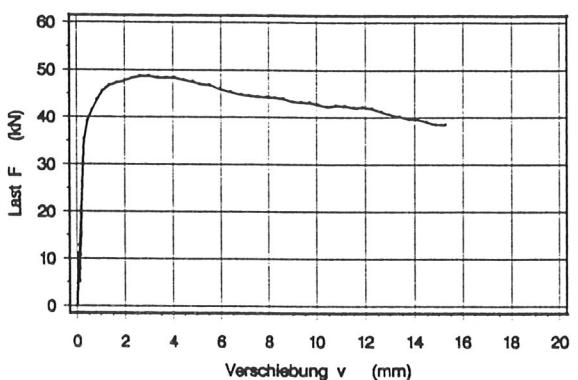
Versuch B-N+S-9



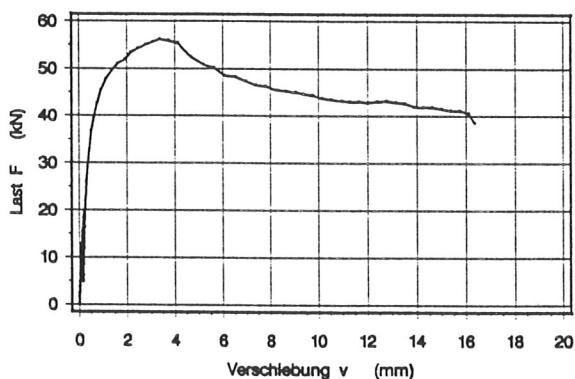
Versuch B-N+S-10



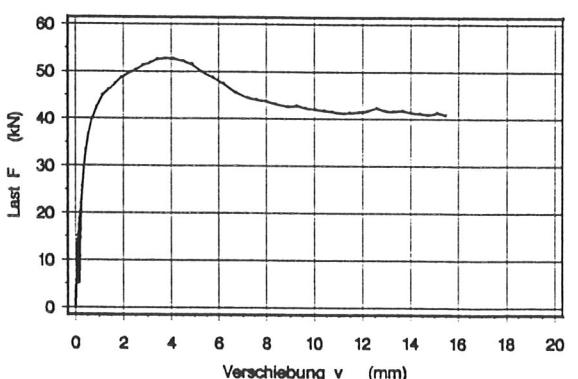
Versuch B-N+S-11



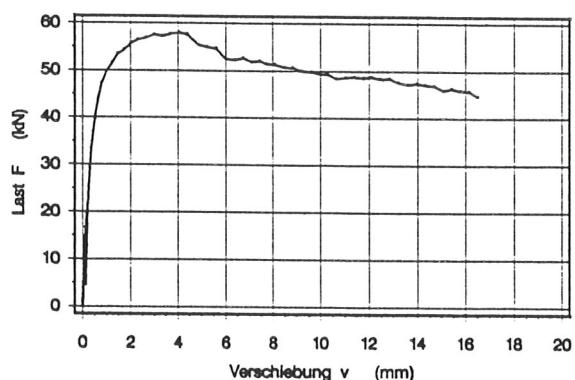
Versuch B-N+S-12



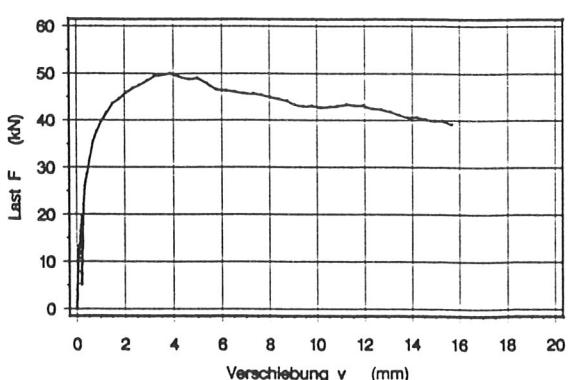
Versuch B-N+S-13



Versuch B-N+S-14



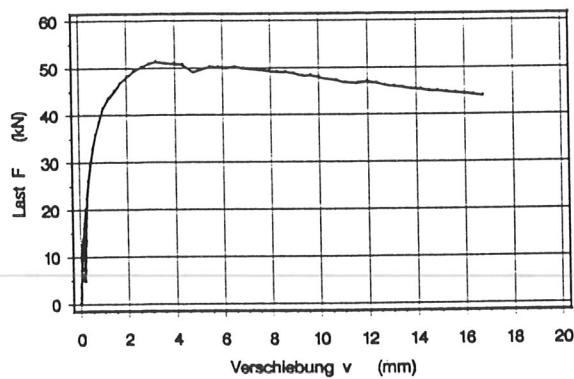
Versuch B-N+S-15



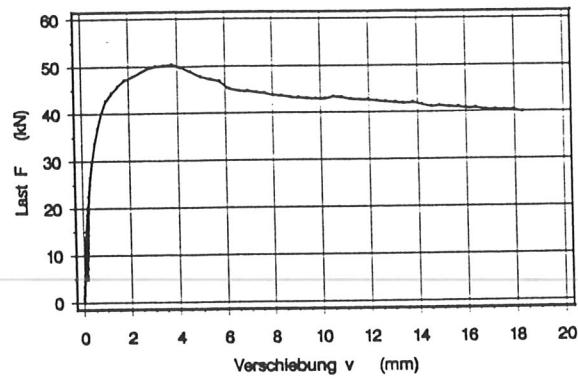
Versuch B-N+S-16

Abb. 29 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche B-N+S-(9÷16)

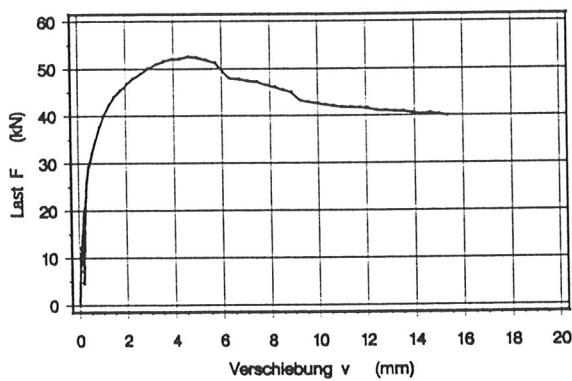
Anlage 46



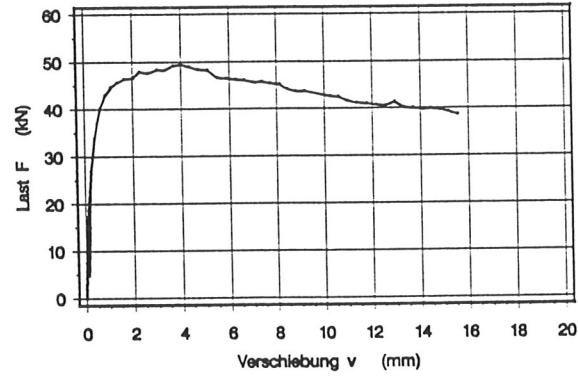
Versuch B-N+S-17



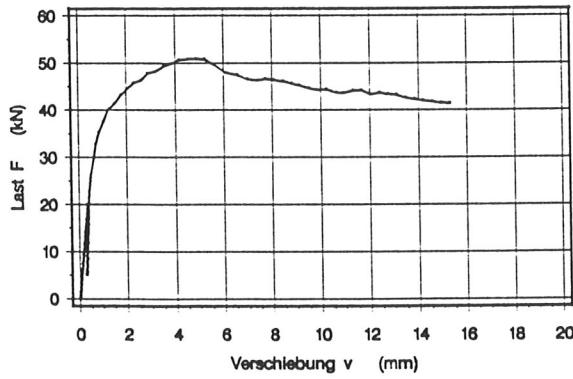
Versuch B-N+S-18



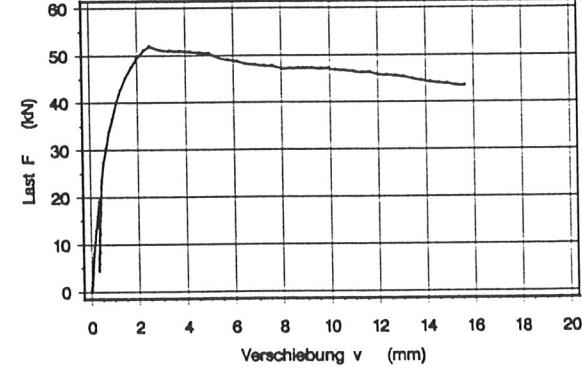
Versuch B-N+S-19



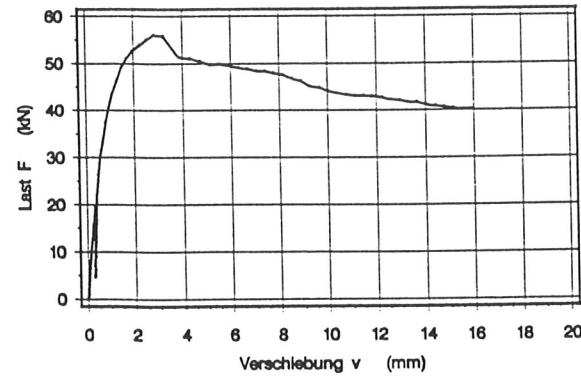
Versuch B-N+S-20



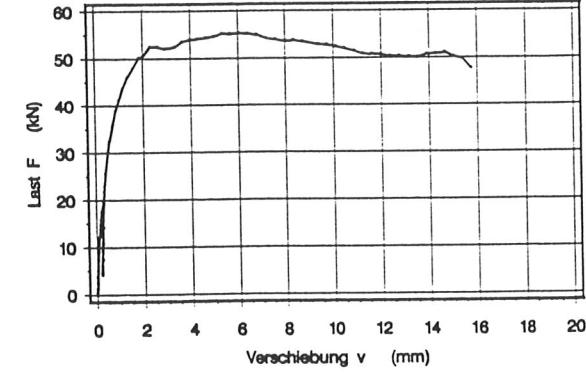
Versuch B-N+S-21



Versuch B-N+S-22



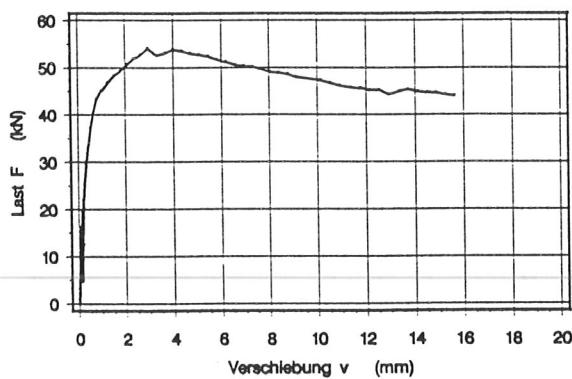
Versuch B-N+S-23



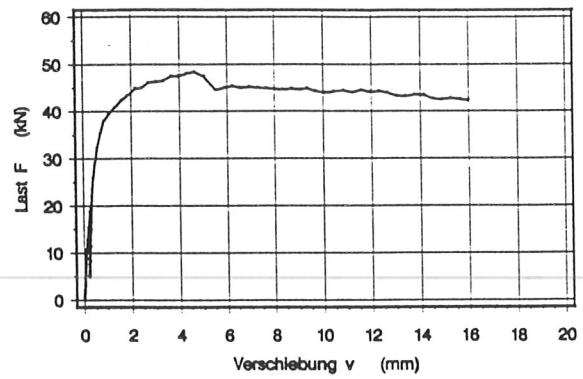
Versuch B-N+S-24

Abb. 30 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche B-N+S-(17÷24)

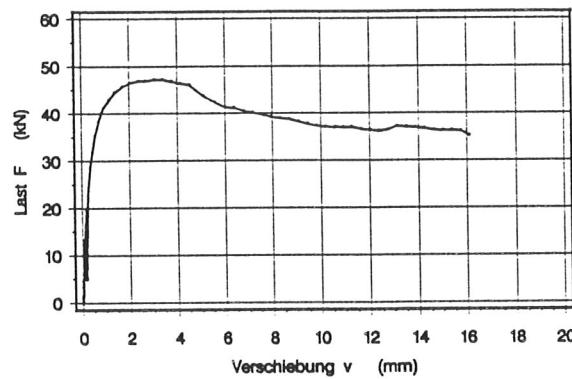
Anlage 47



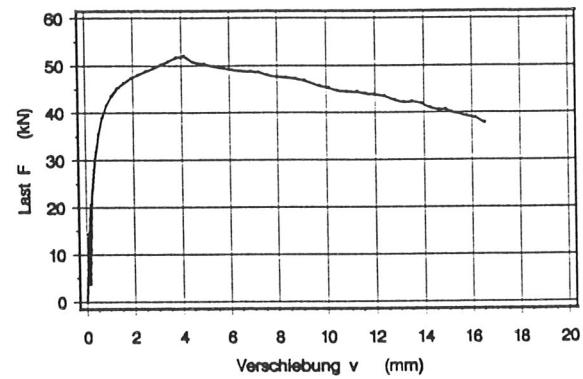
Versuch B-N+S-25



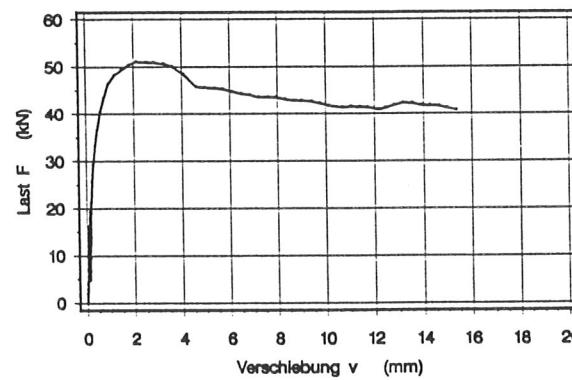
Versuch B-N+S-26



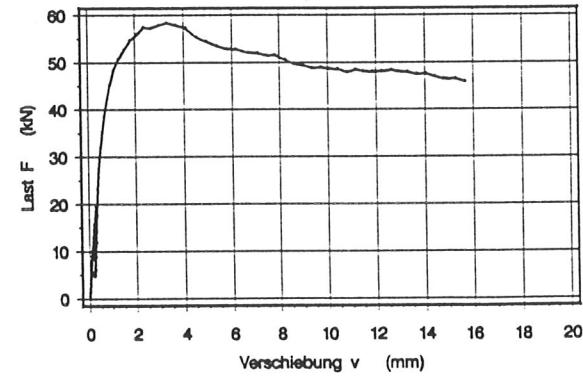
Versuch B-N+S-27



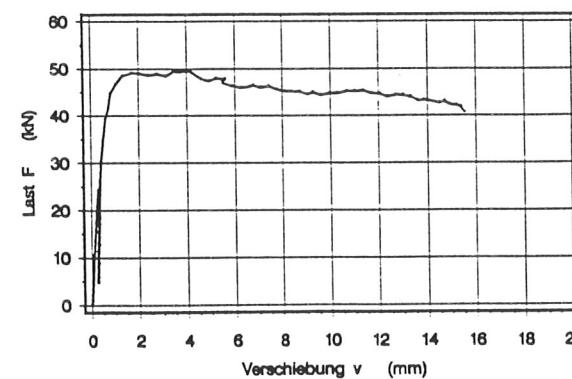
Versuch B-N+S-28



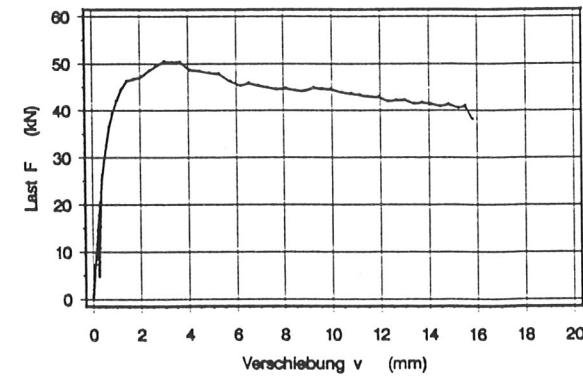
Versuch B-N+S-29



Versuch B-N+S-30



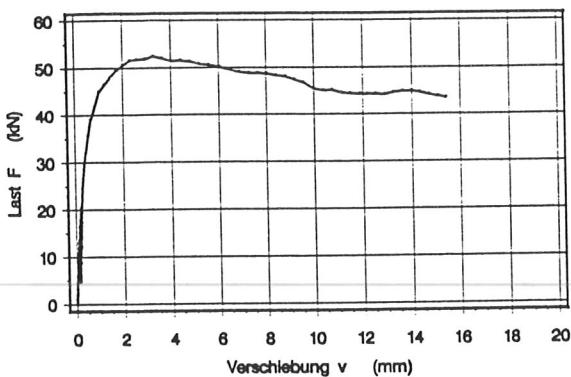
Versuch B-N+S-31



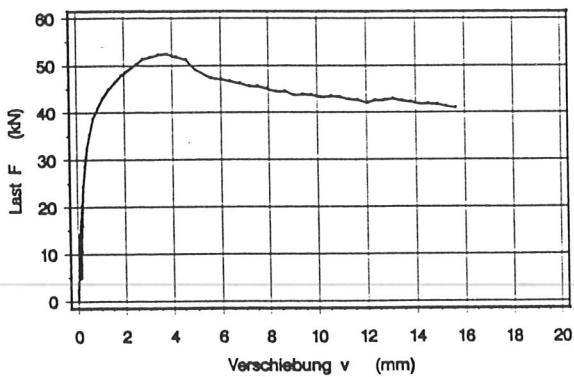
Versuch B-N+S-32

Abb. 31 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche B-N+S-(25÷32)

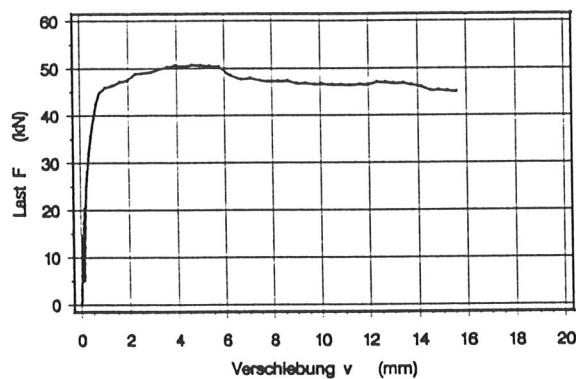
Anlage 48



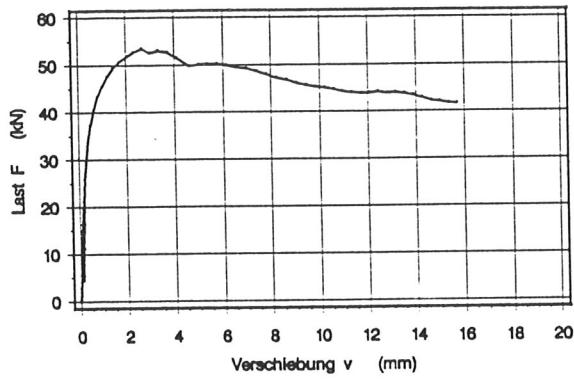
Versuch B-N+S-33



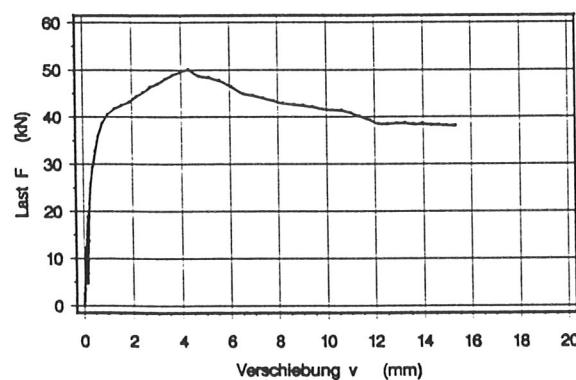
Versuch B-N+S-34



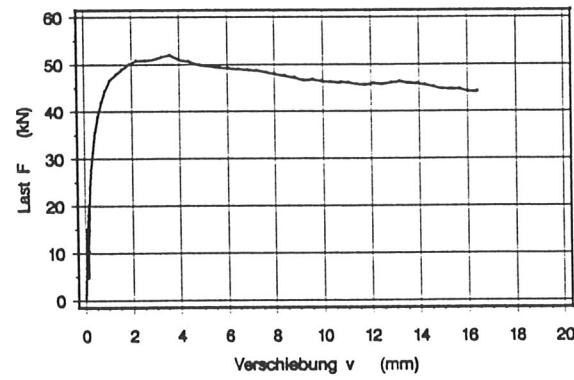
Versuch B-N+S-35



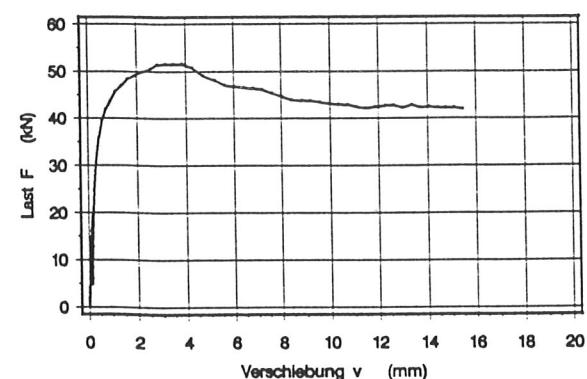
Versuch B-N+S-36



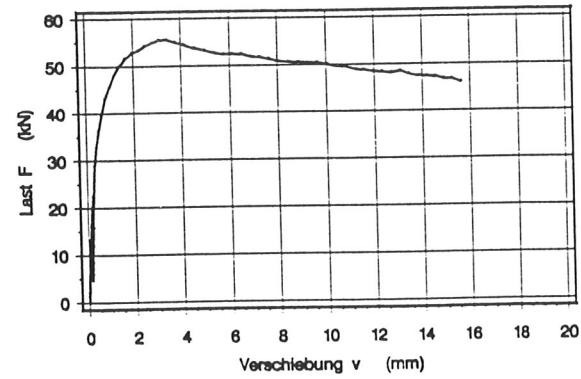
Versuch B-N+S-37



Versuch B-N+S-38



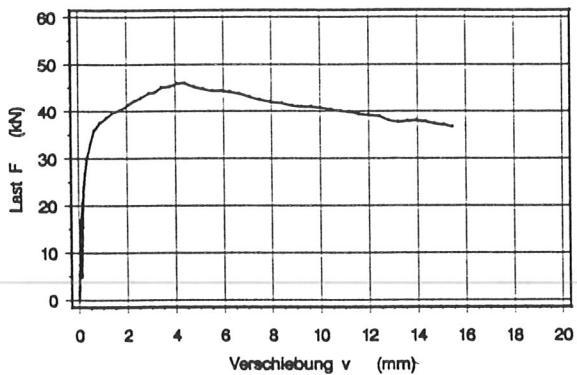
Versuch B-N+S-39



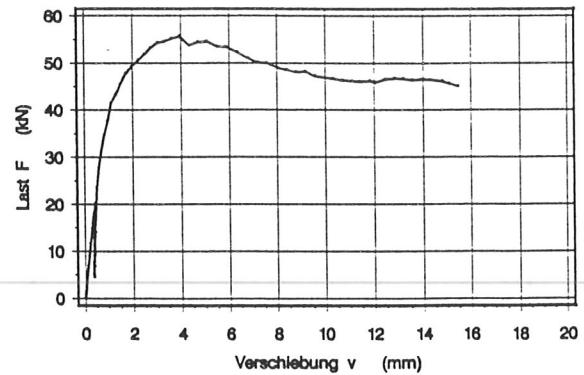
Versuch B-N+S-40

Abb. 32 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche B-N+S-(33÷40)

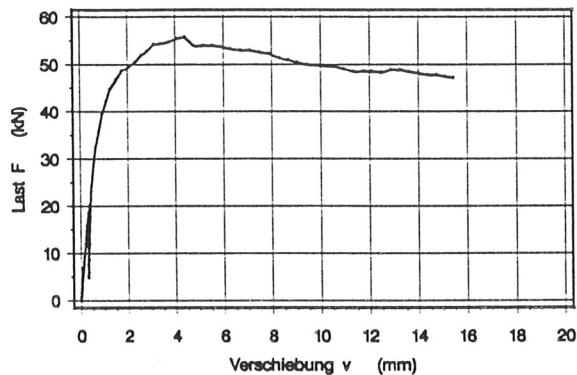
Anlage 49



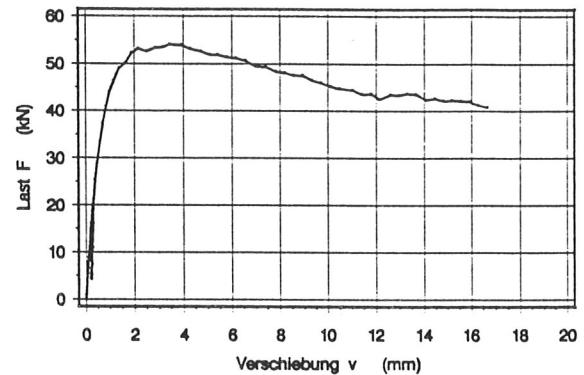
Versuch B-N+S-41



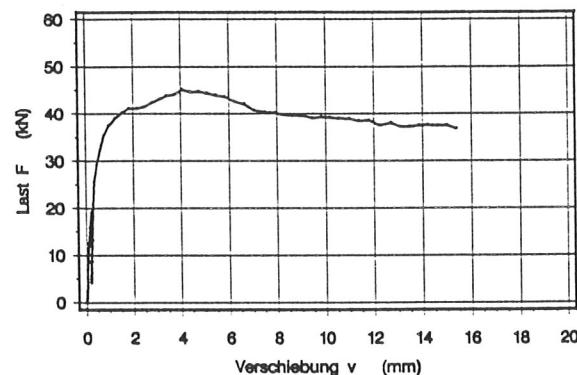
Versuch B-N+S-42



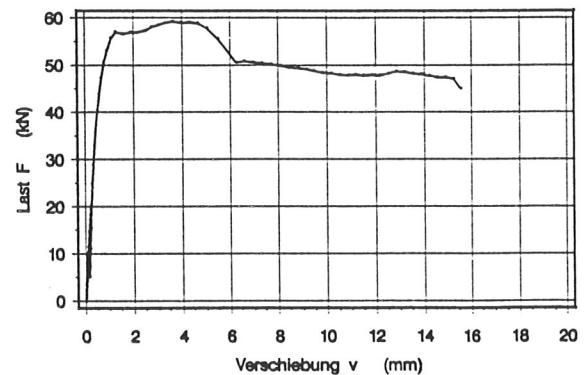
Versuch B-N+S-43



Versuch B-N+S-44



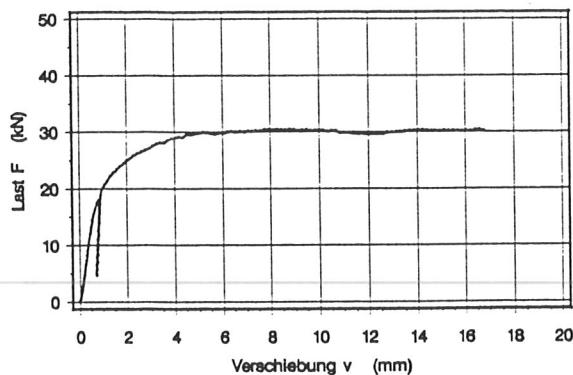
Versuch B-N+S-45



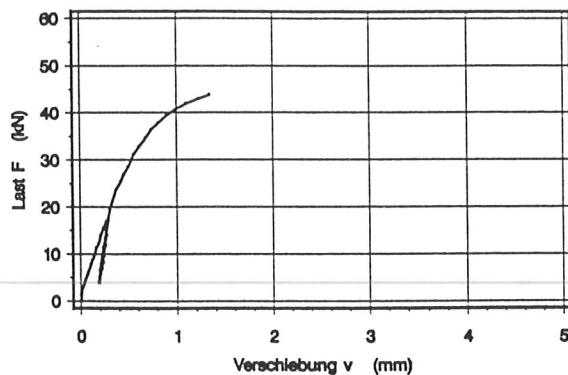
Versuch B-N+S-46

Abb. 33 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche B-N+S-(41÷46)

Anlage 50

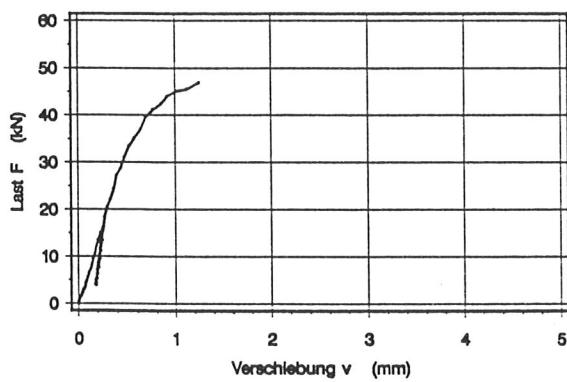


Versuch A-NPL-1, $u=18,9\%$

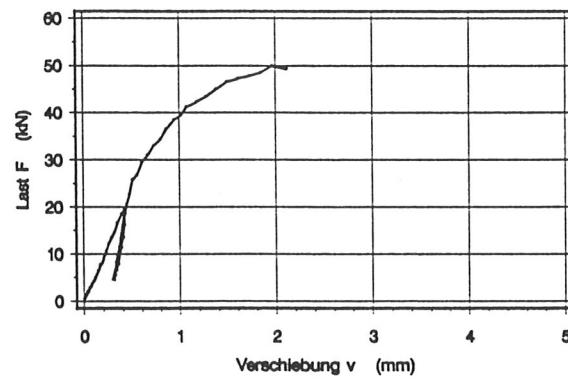


Versuch A-NPL-2, $u=13,6\%$

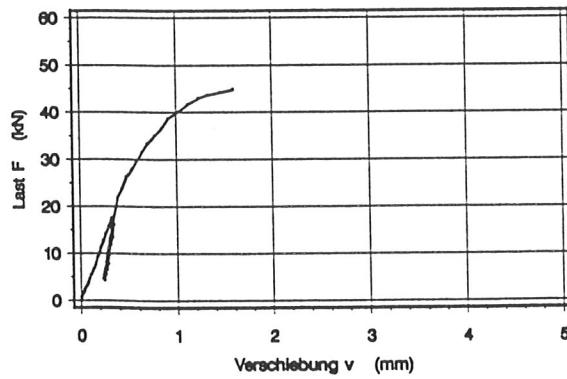
Abb. 34 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche A-NPL-(1+2) mit Holzfeuchte u der Furnierschichtholzplatten beim Versuch



Versuch B-NPL-1



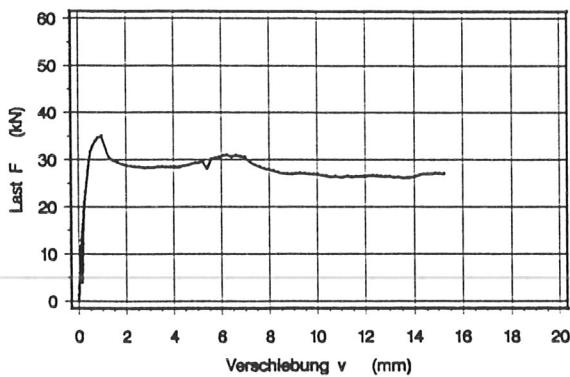
Versuch B-NPL-2



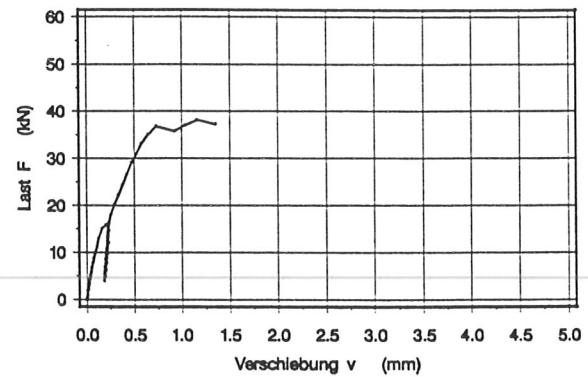
Versuch B-NPL-3

Abb. 35 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche B-NPL-(1÷3)

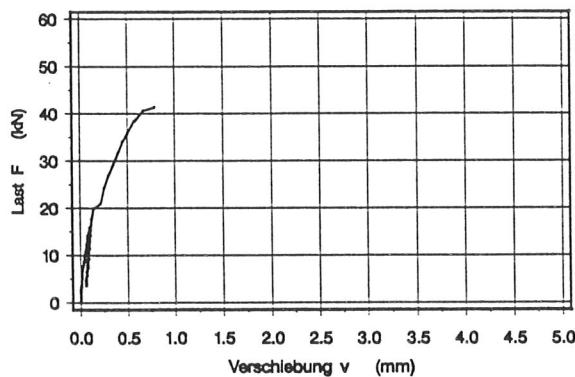
Anlage 51



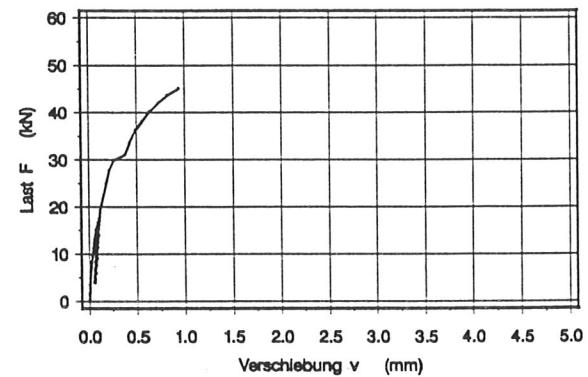
Versuch E-NPL-1



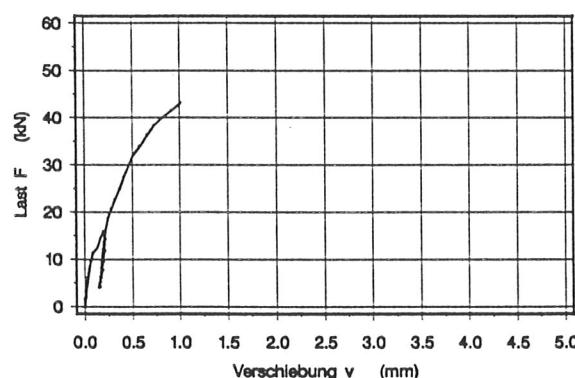
Versuch E-NPL-2



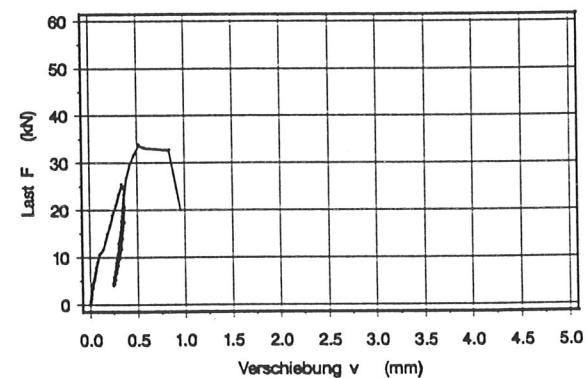
Versuch E-NPL-3



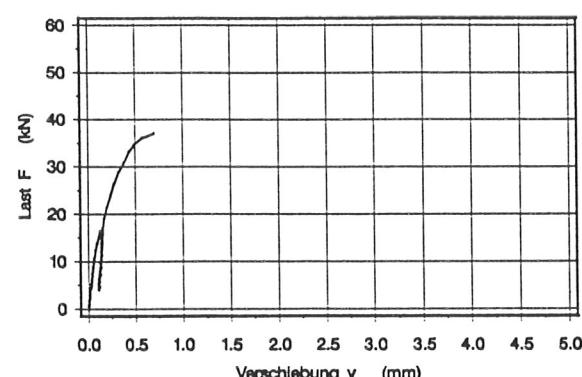
Versuch E-NPL-4



Versuch E-NPL-5



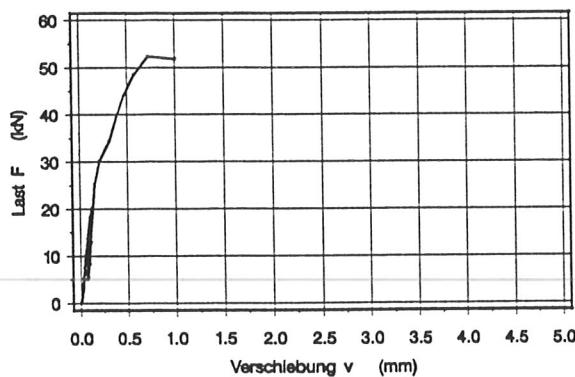
Versuch E-NPL-6



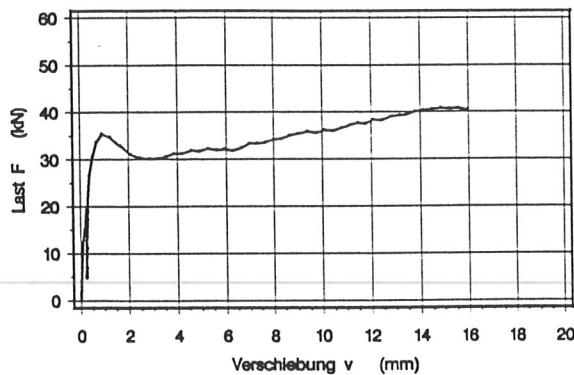
Versuch E-NPL-7

Abb. 36 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche E-NPL-(1÷7)

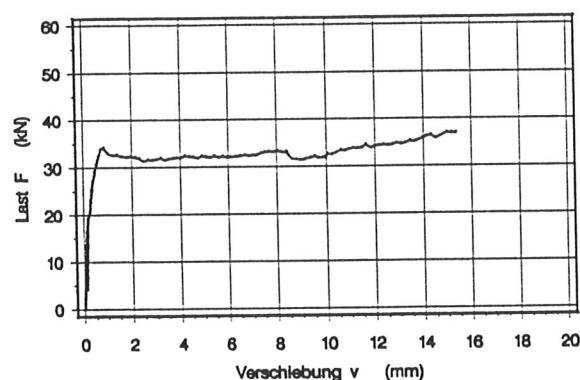
Anlage 52



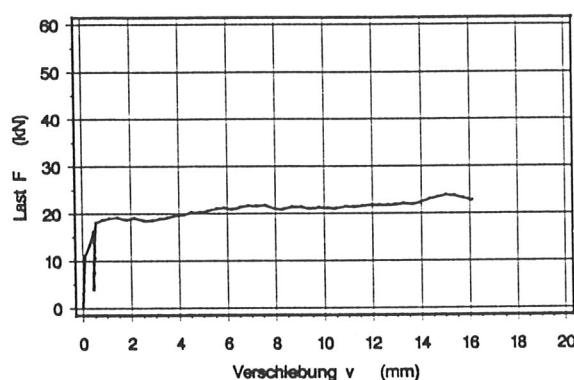
Versuch F-NPL-2



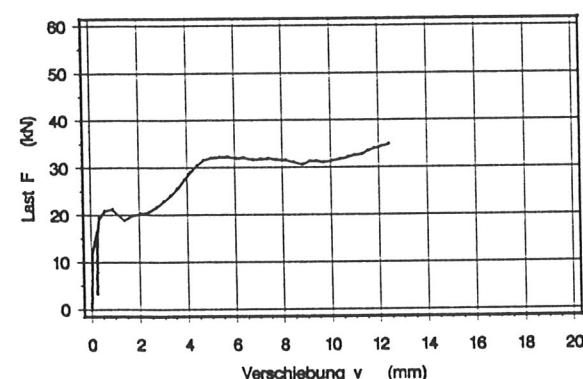
Versuch F-NPL-3



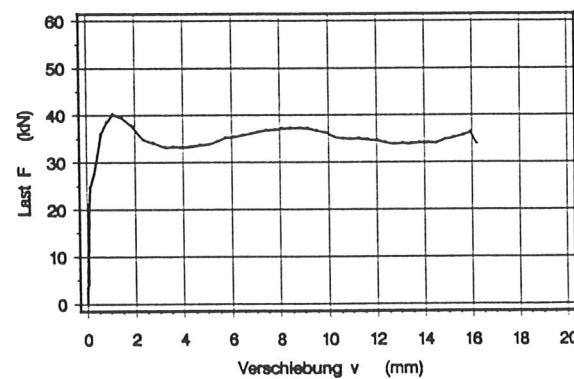
Versuch F-NPL-4



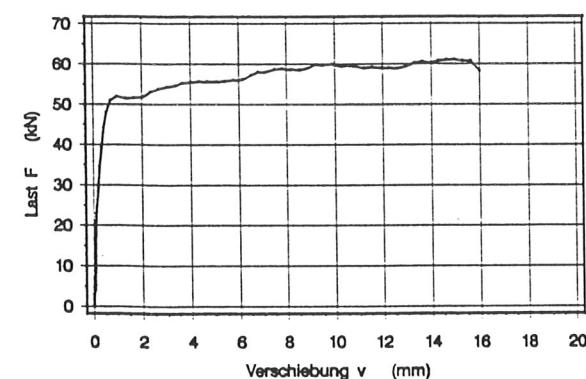
Versuch F-NPL-5



Versuch F-NPL-6



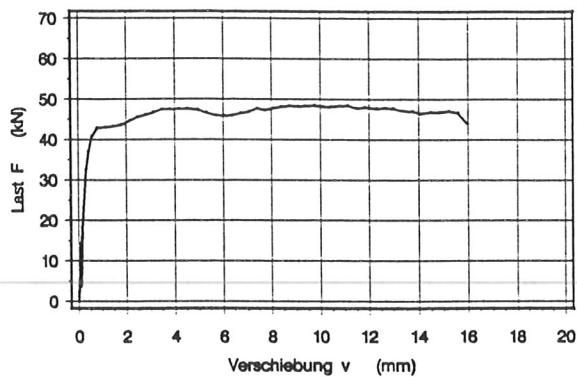
Versuch F-NPL-7



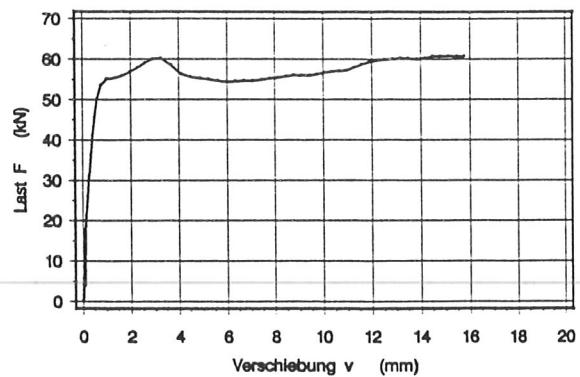
Versuch F-NPL-8

Abb. 37 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche F-NPL-(2÷8)

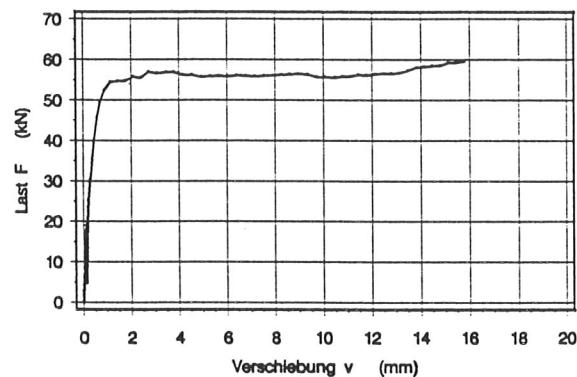
Anlage 53



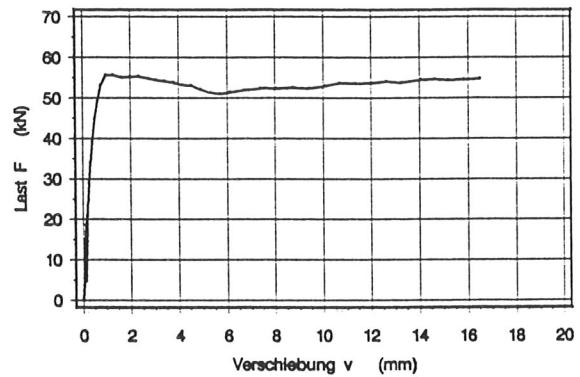
Versuch F-NPL-9



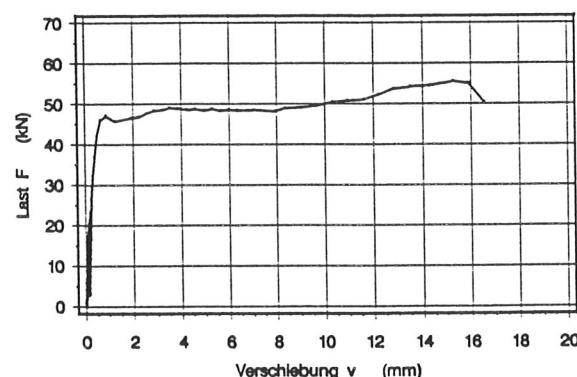
Versuch F-NPL-10



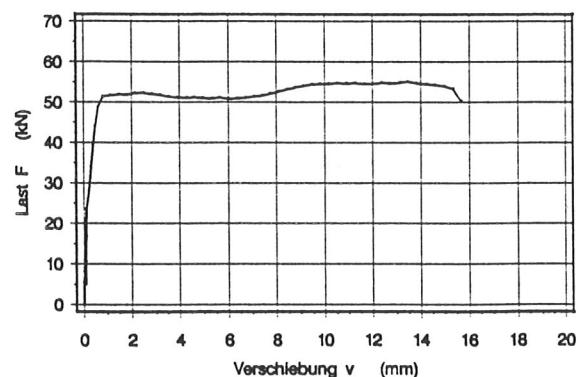
Versuch F-NPL-11



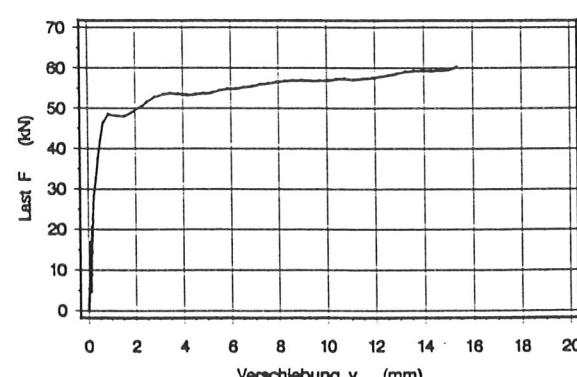
Versuch F-NPL-12



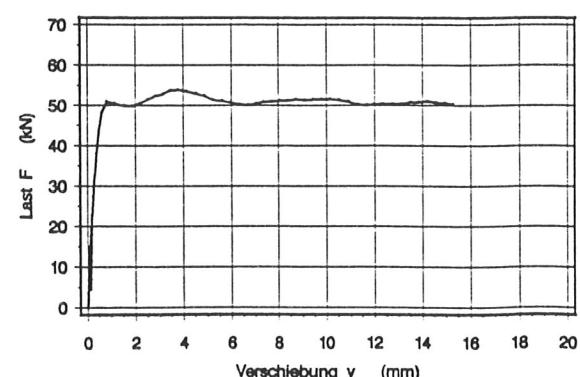
Versuch F-NPL-13



Versuch F-NPL-14



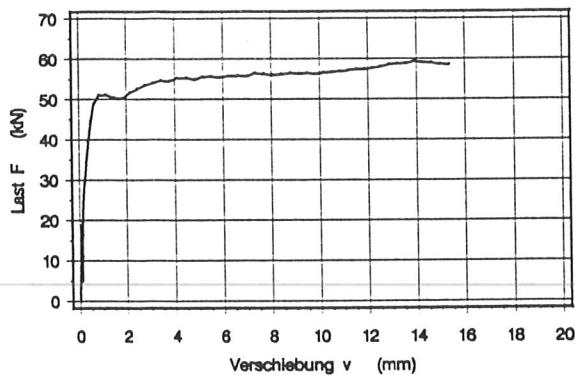
Versuch F-NPL-15



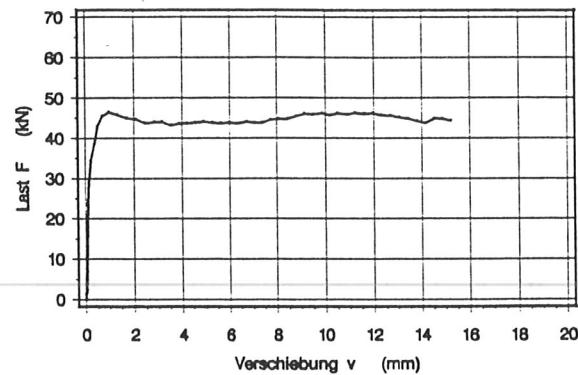
Versuch F-NPL-16

Abb. 38 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche F-NPL-(9÷16)

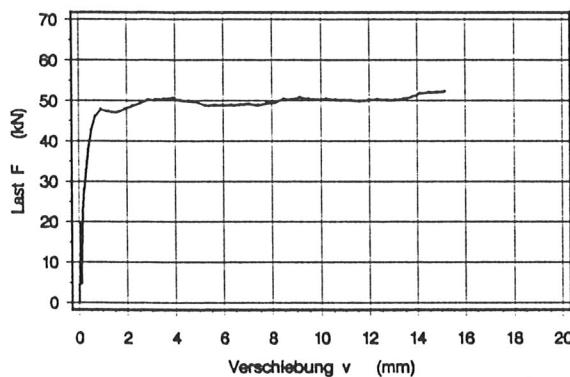
Anlage 54



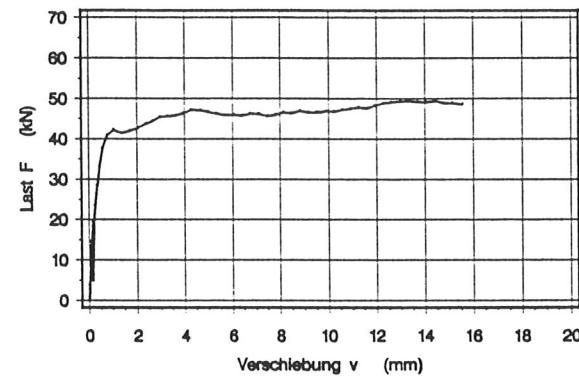
Versuch F-NPL-17



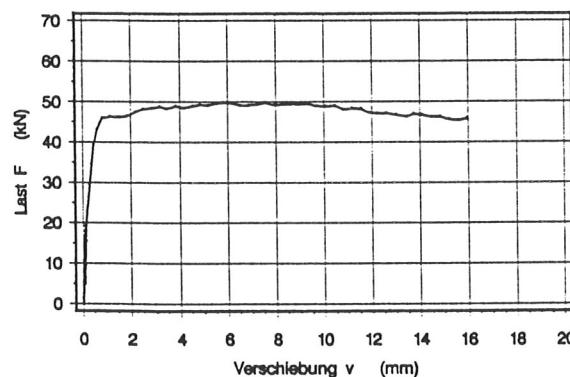
Versuch F-NPL-18



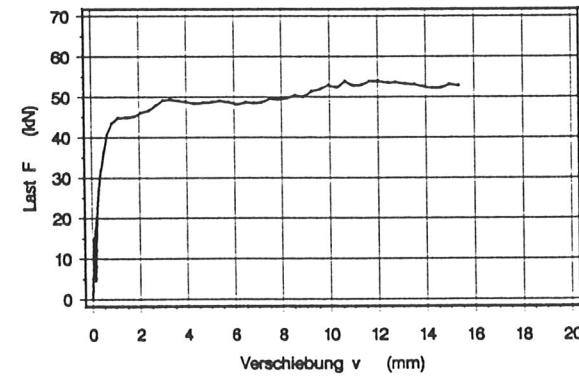
Versuch F-NPL-19



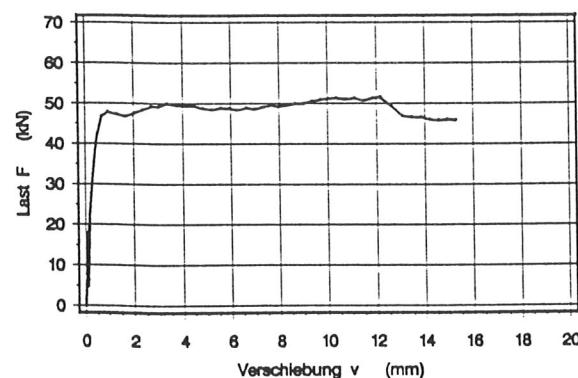
Versuch F-NPL-20



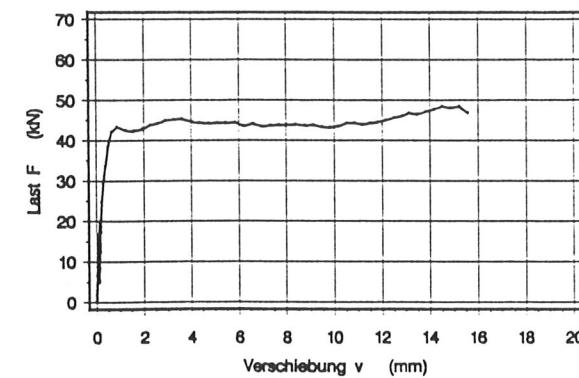
Versuch F-NPL-21



Versuch F-NPL-22



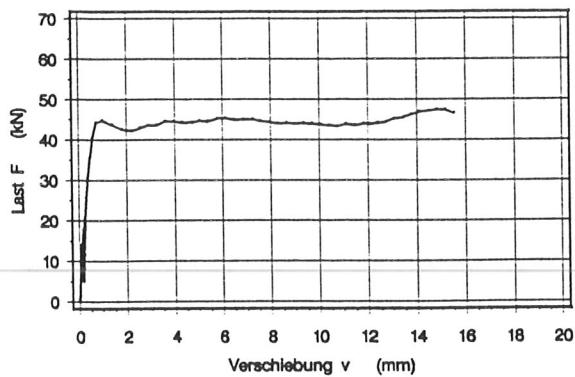
Versuch F-NPL-23



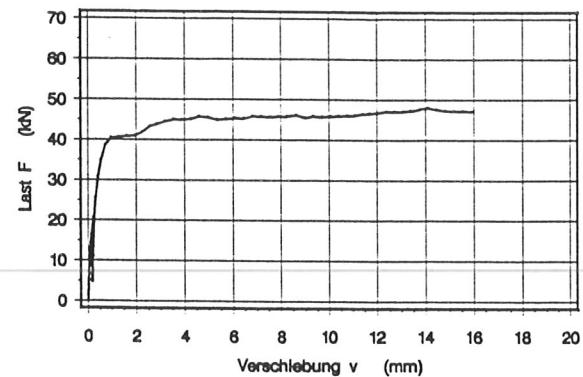
Versuch F-NPL-24

Abb. 39 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche F-NPL-(17÷24)

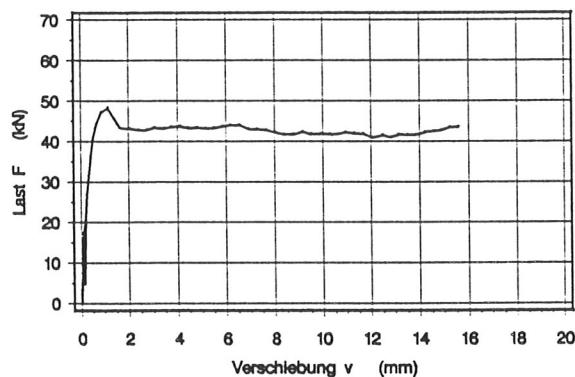
Anlage 55



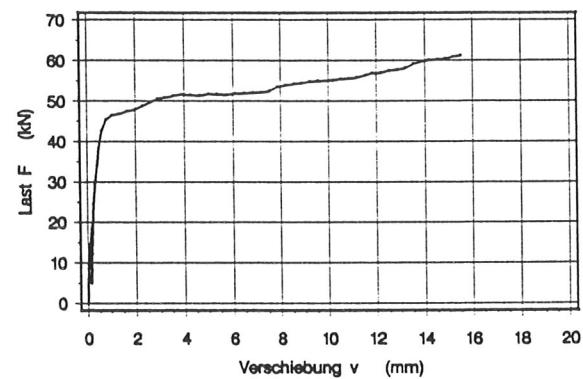
Versuch F-NPL-25



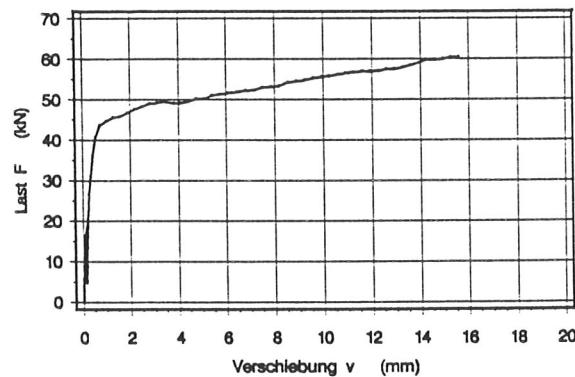
Versuch F-NPL-26



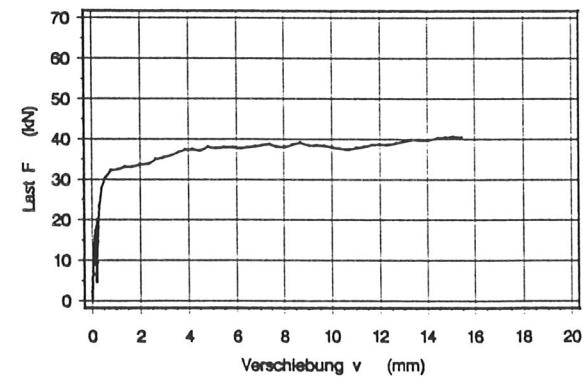
Versuch F-NPL-27



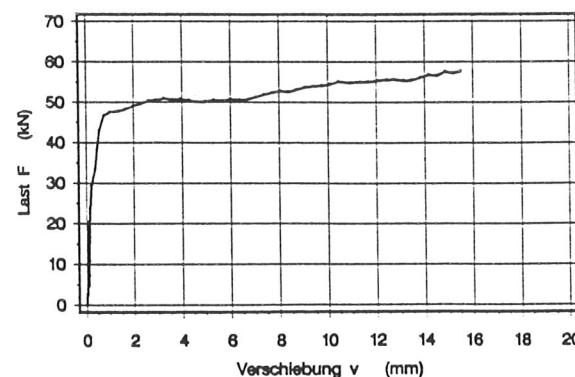
Versuch F-NPL-28



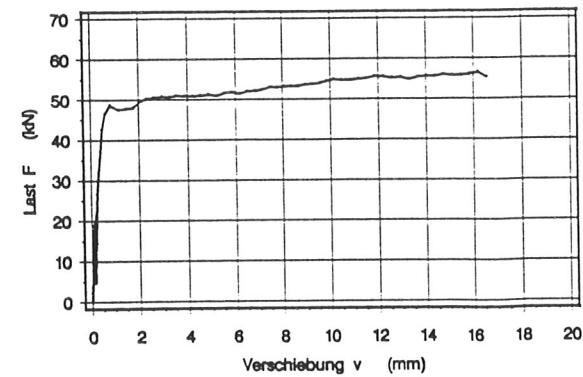
Versuch F-NPL-29



Versuch F-NPL-30



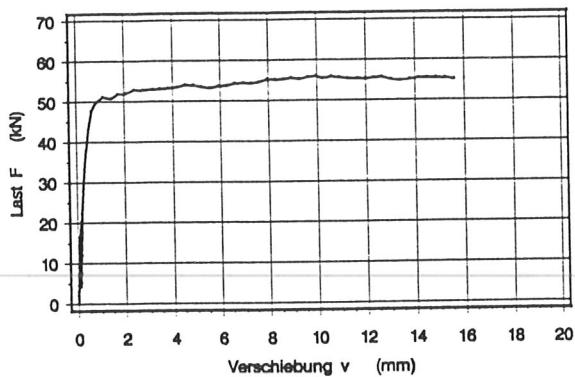
Versuch F-NPL-31



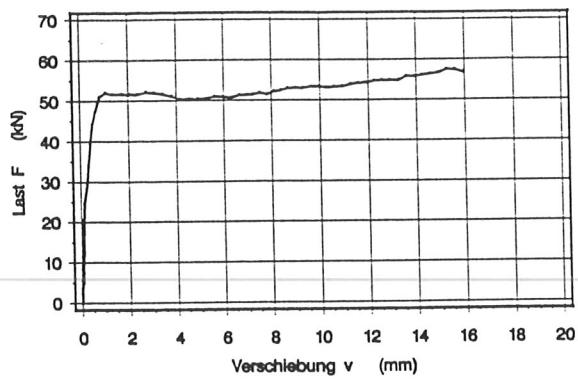
Versuch F-NPL-32

Abb. 40 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche F-NPL-(25÷32)

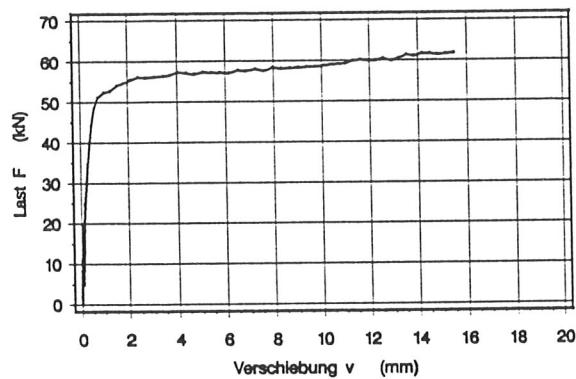
Anlage 56



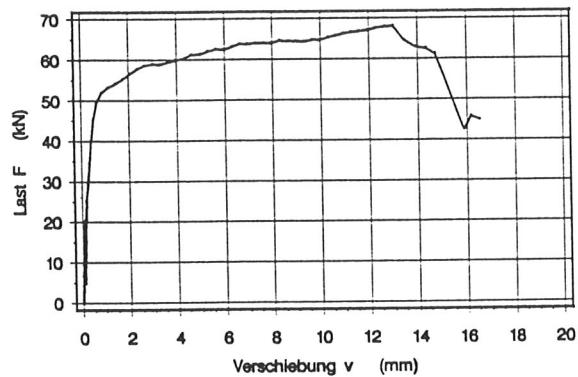
Versuch F-NPL-33



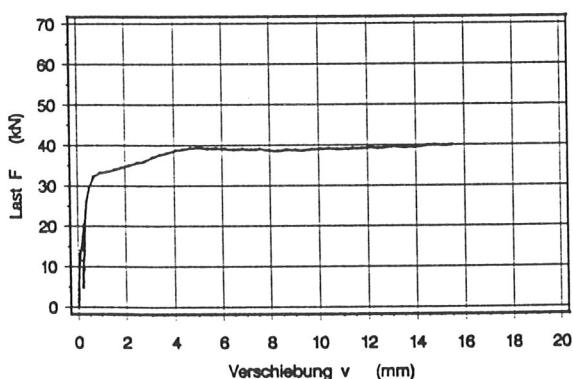
Versuch F-NPL-34



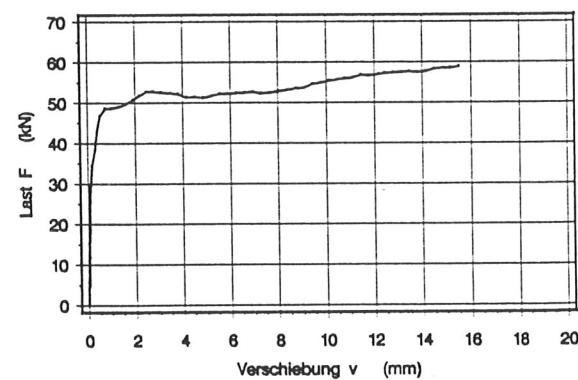
Versuch F-NPL-35



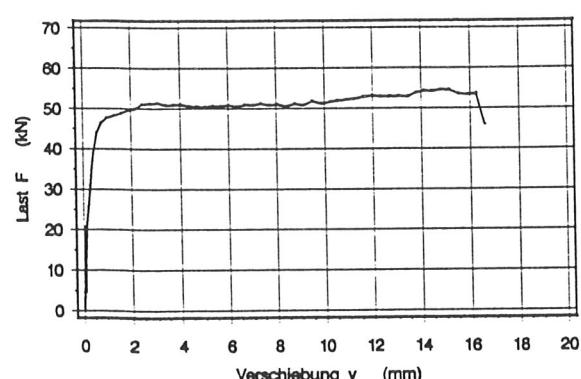
Versuch F-NPL-36



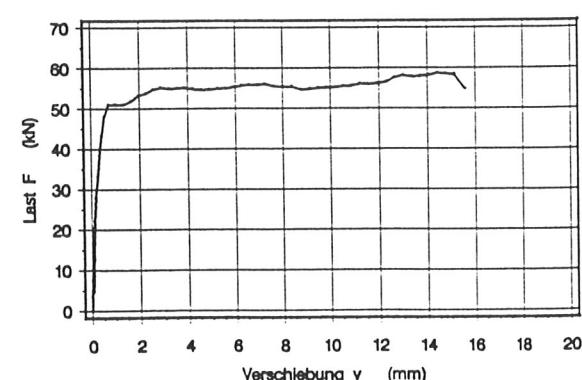
Versuch F-NPL-37



Versuch F-NPL-38

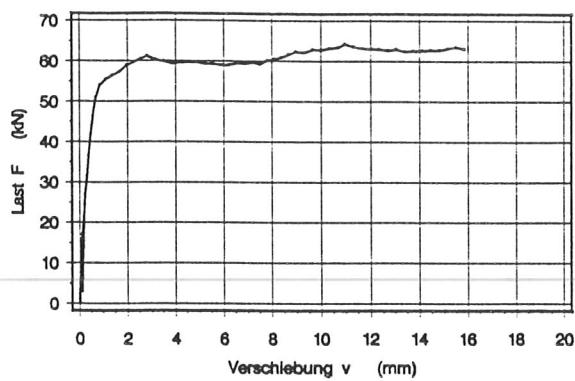


Versuch F-NPL-39

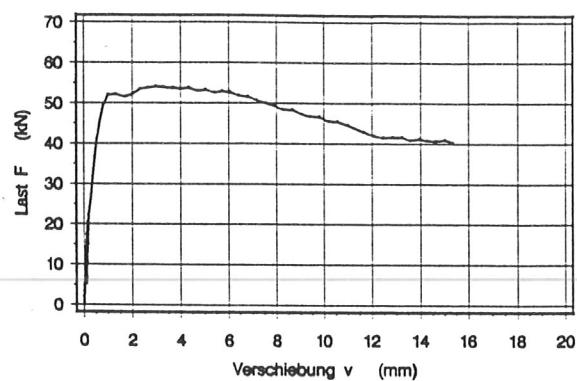


Versuch F-NPL-40

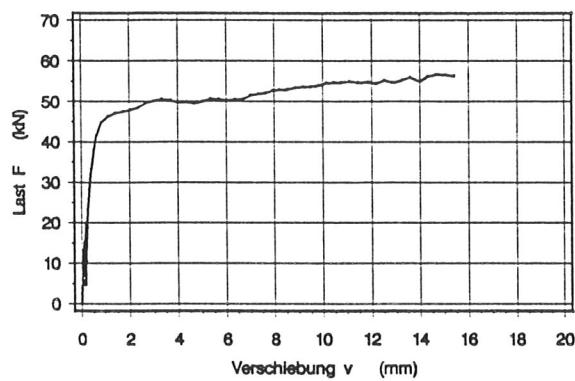
Abb. 41 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche F-NPL-(33÷40)



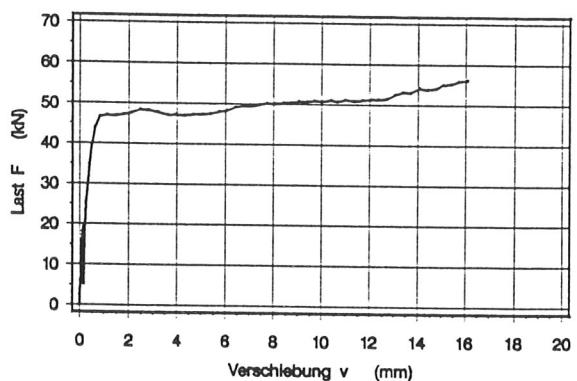
Versuch F-NPL-41



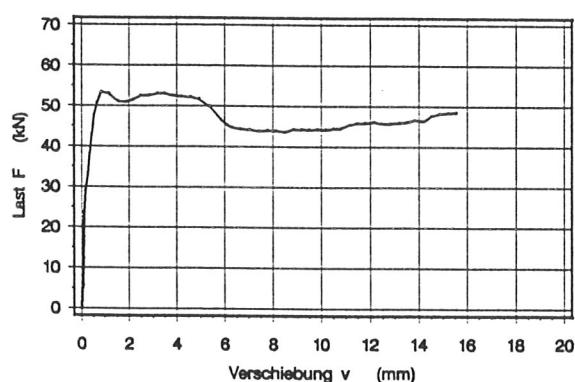
Versuch F-NPL-42



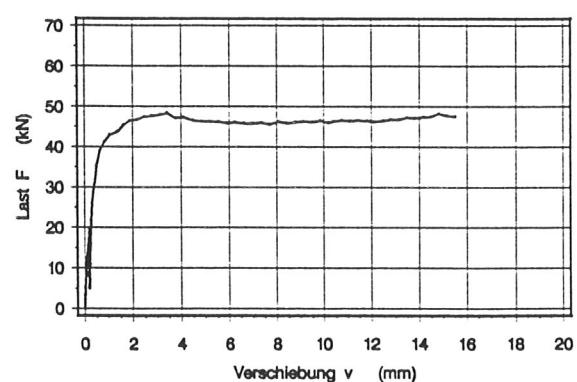
Versuch F-NPL-43



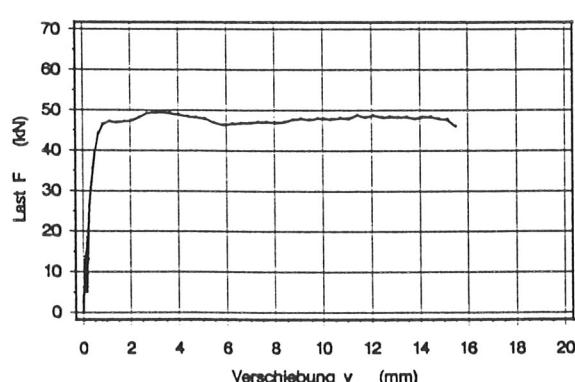
Versuch F-NPL-44



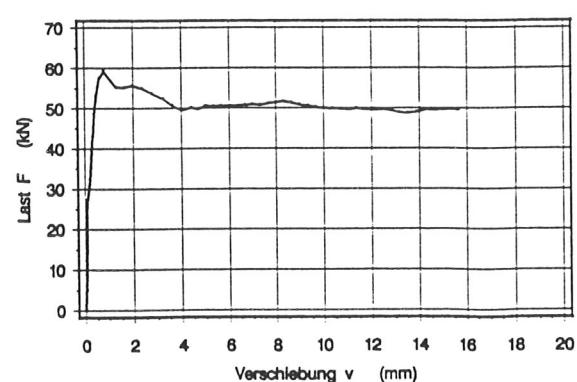
Versuch F-NPL-45



Versuch F-NPL-46



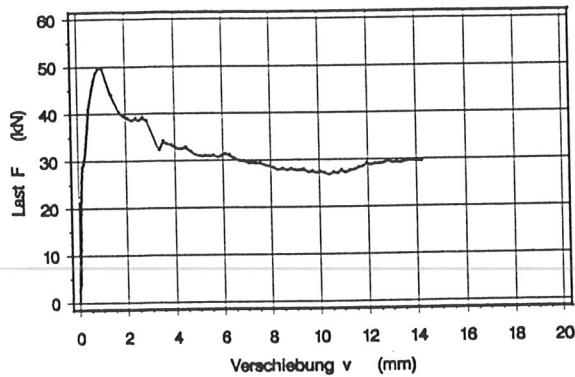
Versuch F-NPL-47



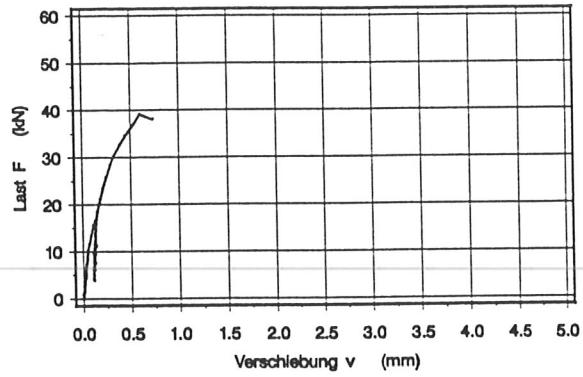
Versuch F-NPL-48

Abb. 42 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche F-NPL-(41÷48)

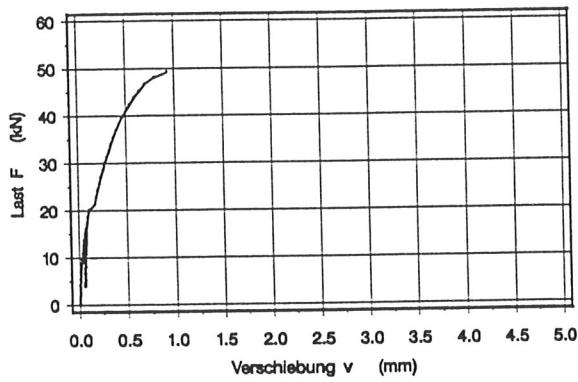
Anlage 58



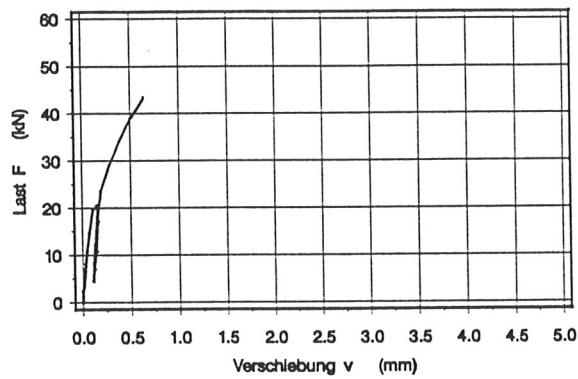
Versuch G-NPL-1



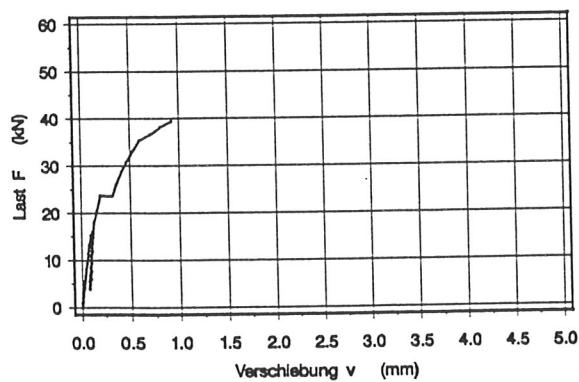
Versuch G-NPL-2



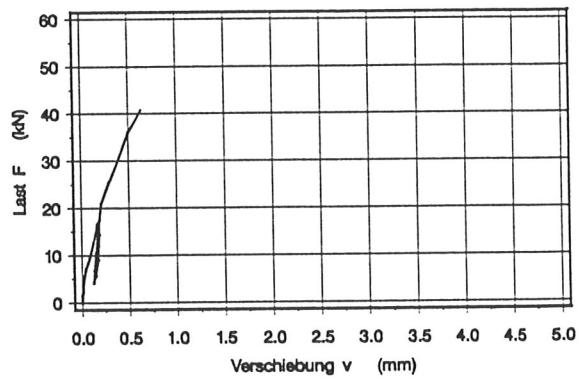
Versuch G-NPL-3



Versuch G-NPL-4



Versuch G-NPL-5



Versuch G-NPL-6

Abb. 43 Last-Verschiebungsdiagramme der Versuche G-NPL-(1÷6)

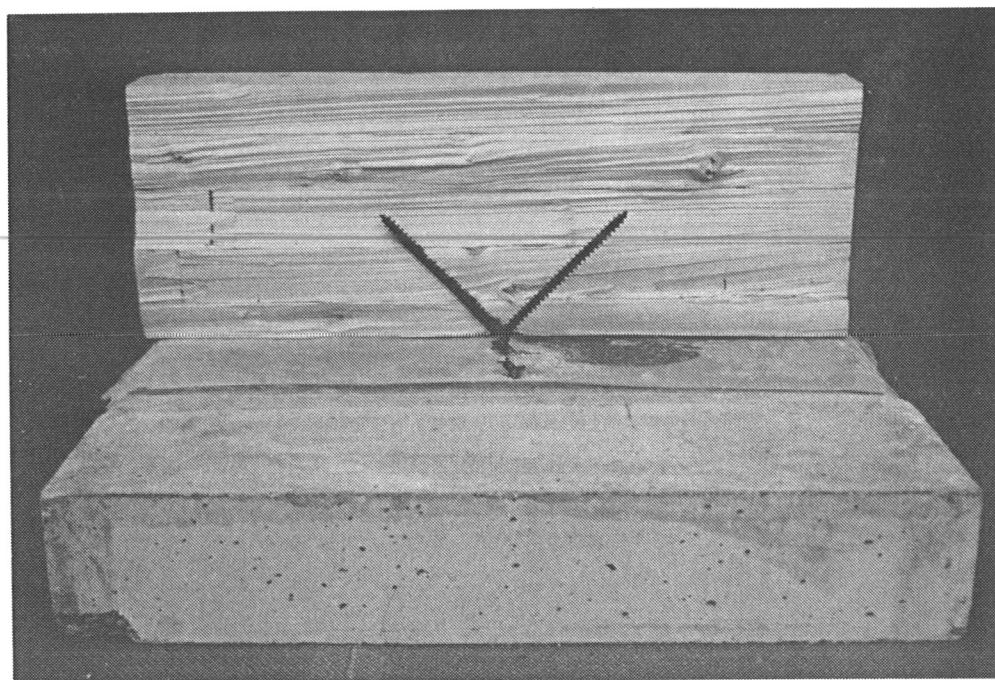


Abb. 44 Abgerissene zugbeanspruchte Schraube bei Verbindungen mit unter $\pm 45^\circ$ eingebrachten Schrauben ohne Zwischenschicht.

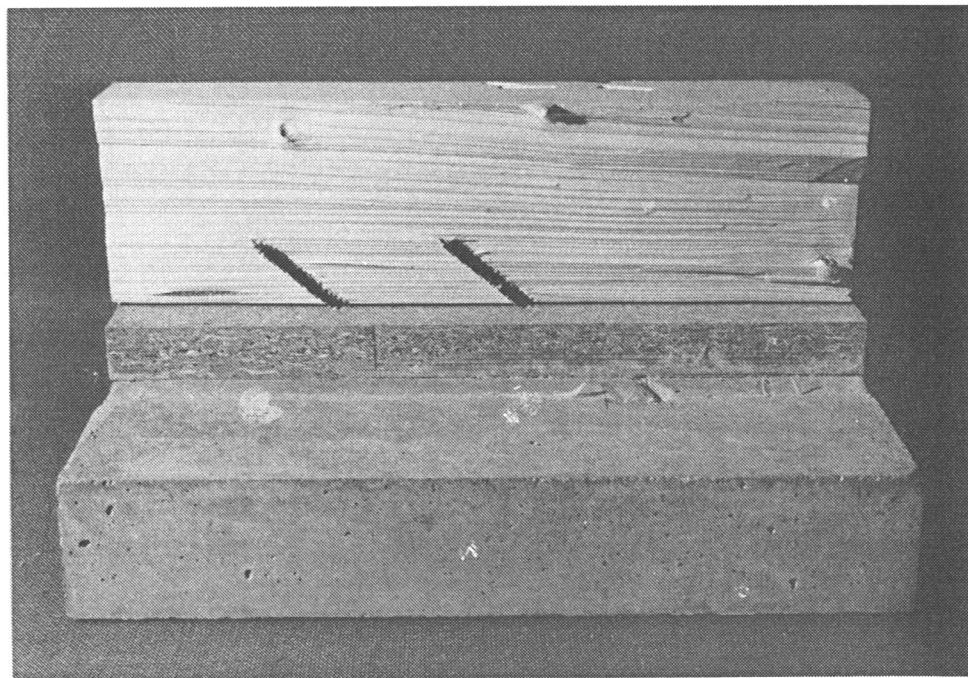


Abb. 45 Herausgezogene Schrauben bei Verbindungen mit unter $\pm 45^\circ$ eingebrachten Schrauben mit Zwischenschicht.

Anlage 60

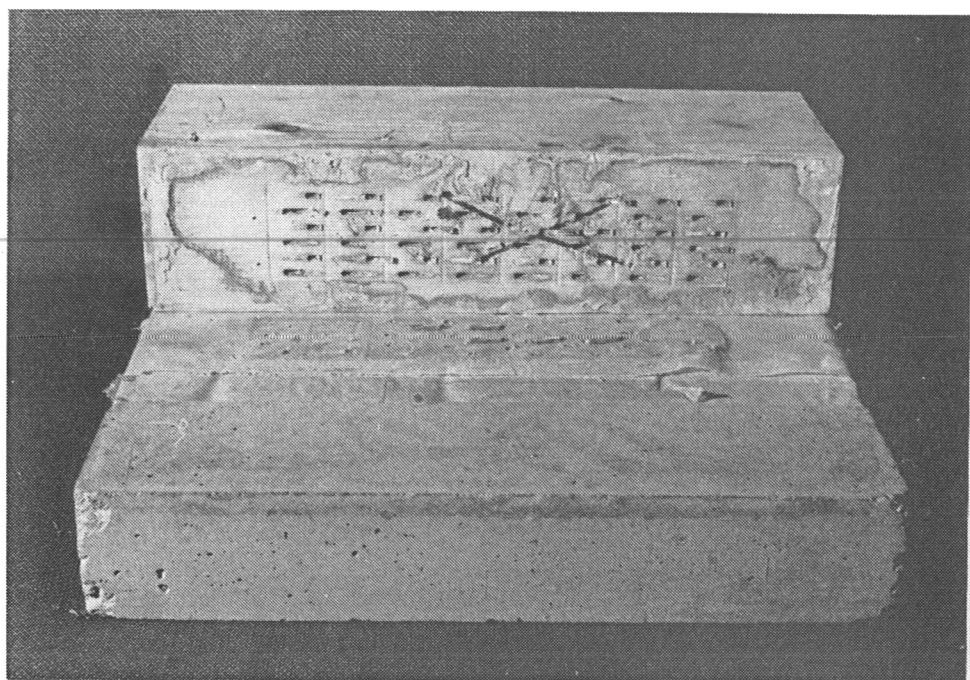


Abb. 46 Abgebogene und abgerissene Nägel bei Verbindungen mit Nagelplatte.

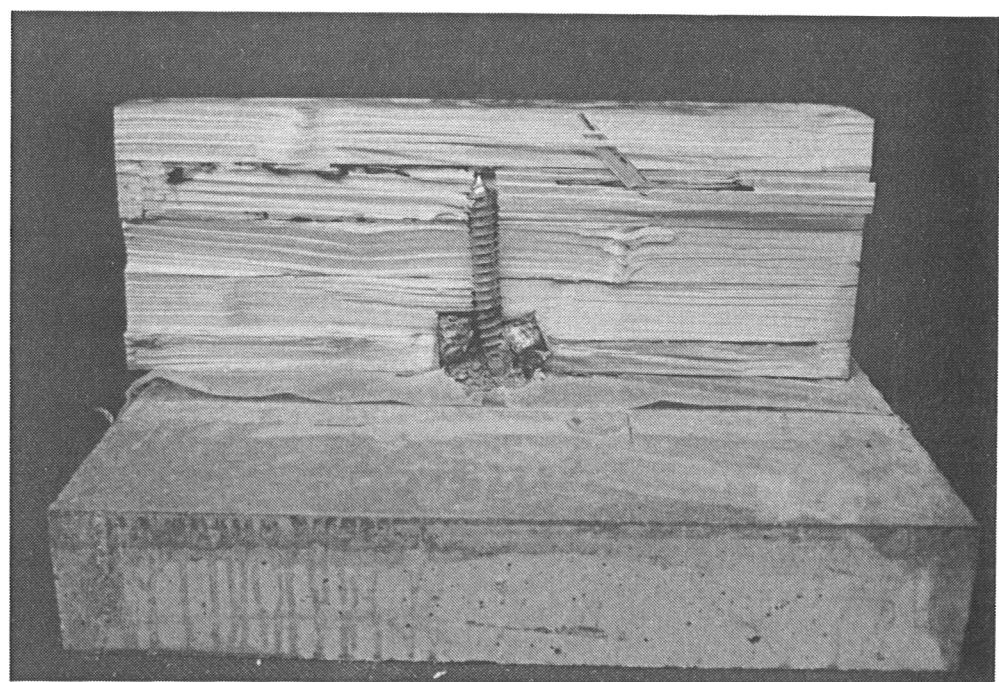


Abb. 47 Zerstörte Nocke, verbogene Schraube und Lochleibungseindrückungen im Holzträger bei Verbindungen mit Betonnocke und Sechskantholzschaube.

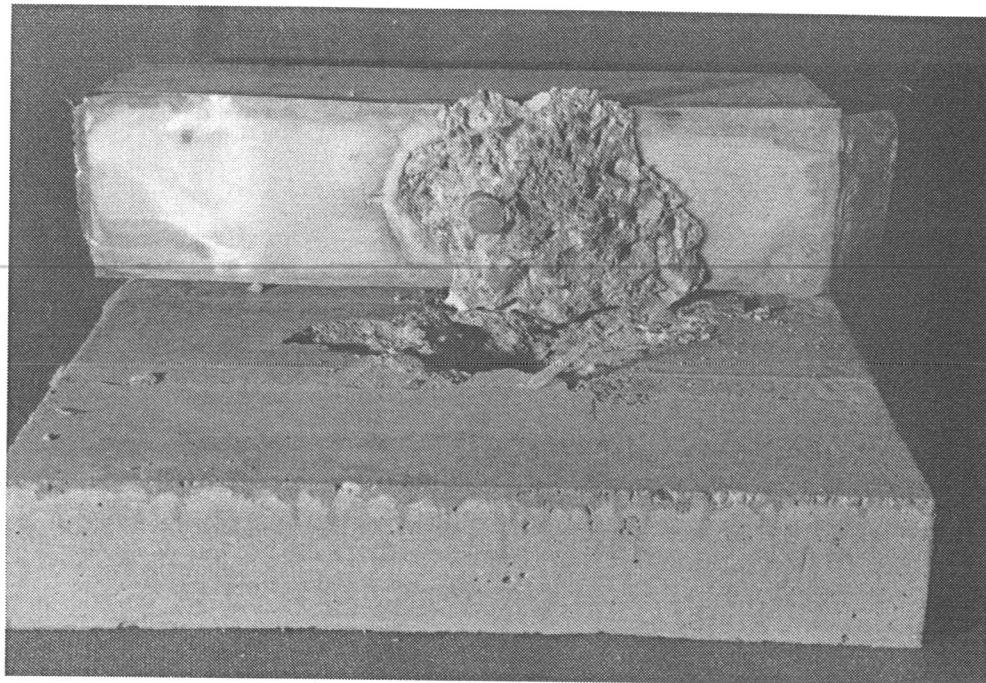


Abb. 48 Kegelförmiges Abplatzen des Betons auf der Unterseite der Betonplatte um den Stahlstift herum bei einem Teil der Verbindungen mit Betonnocke und Stift aus Betonstabstahl.

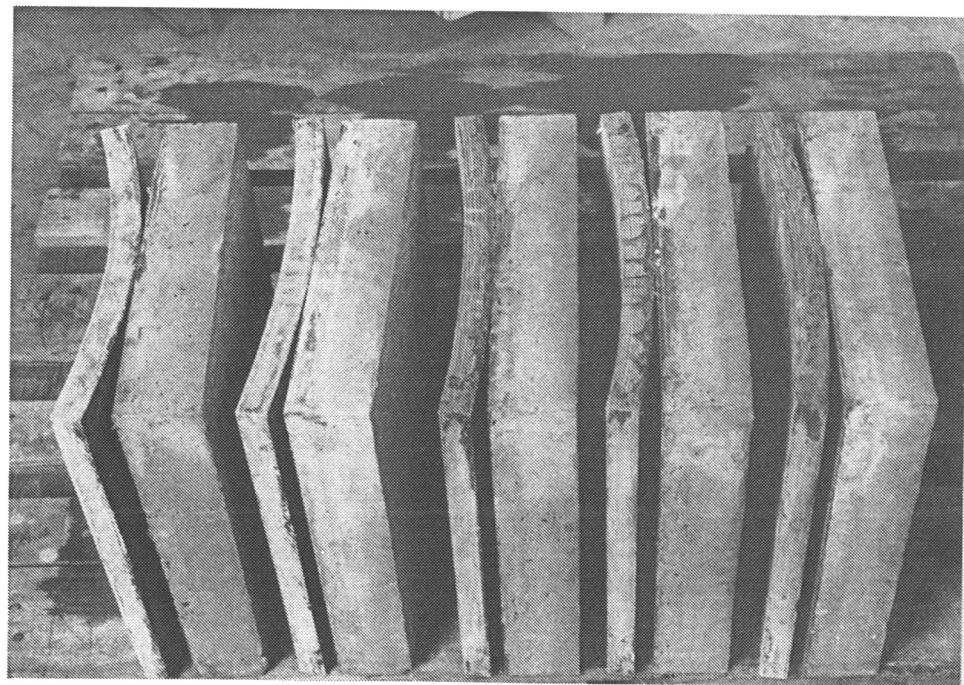


Abb. 49 Prüfkörper mit verformten Furnierschichtholzplatten aus parallel laufenden Furnierlagen.

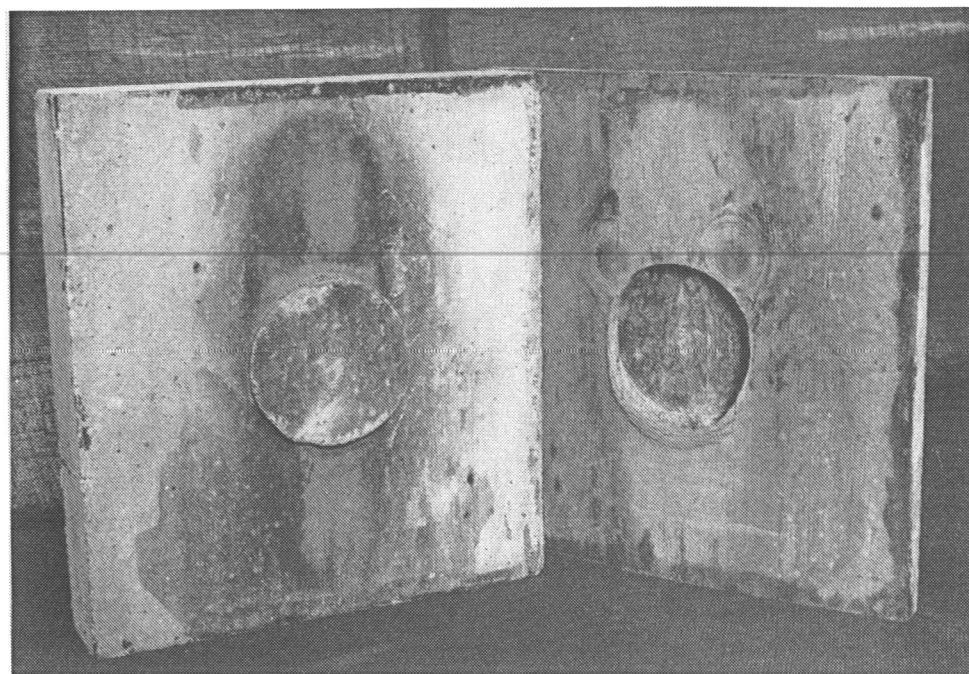


Abb. 50 Lochleibungseindrückungen im Furnierschichtholz bei Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte.

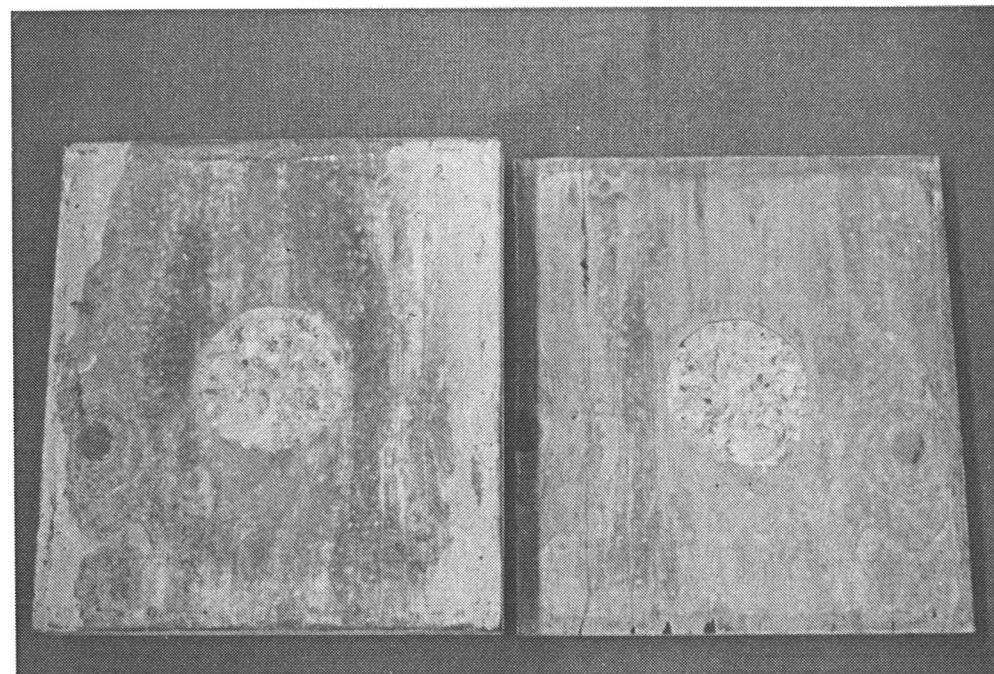


Abb. 51 Abgescherte Betonnocke bei Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte.

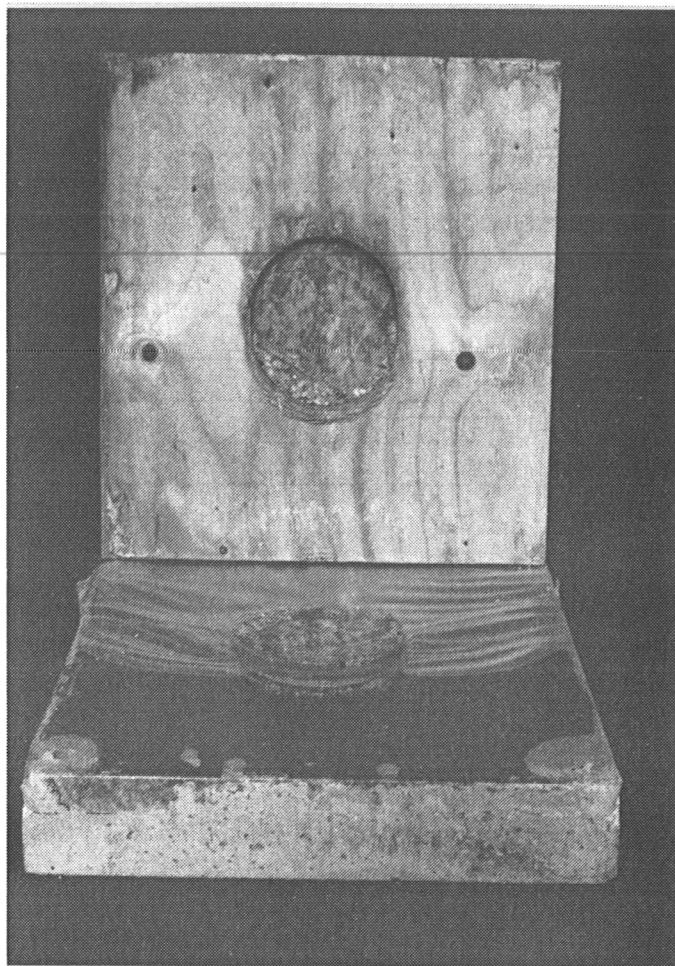


Abb. 52 Lochleibungseindrückungen im Furnierschichtholz bei Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte; Nockenbewehrung aus einem Bewehrungskorb mit $8\varnothing 3\text{ mm}$ Stahl in der Fuge; Feuchteschutz durch Folie.

Anlage 64

Tabelle 13 Zusammenstellung der durchgeführten Versuche mit Holz-Beton-Verbindungen unter Klimawechselbeanspruchung.

Versuchs-bezeichnung	Versuchsbezeichnung der entsprechenden Kurzzeit-Scherversuche	Belastung einer Verbindung (kN)	Anzahl der Versuche
K-SCH-(1÷4)	D-SCH-(1÷16)	2 x 6,0	4
K-NAG-(1÷4)	B-NAG-(1÷46)	19,2	4
K-N+S-(1÷4)	B-N+S-(1÷46)	20,4	4
K-NPL-(1÷4)	F-NPL-(1÷48)	20,9	4

Tabelle 14 Zusammenstellung der Rohdichten und zugehörigen Holzfeuchten der Holzträger während der vorbereitenden Arbeiten zum Herstellen der Verbindungen.

Versuchs-bezeichnung	Holzfeuchte u (%)	Rohdichte bei Holzfeuchte u (kg/m ³)
K-SCH-1	15,5	486
K-SCH-2	14,9	452
K-SCH-3	15,4	501
K-SCH-4	15,3	474
K-NAG-1	14,2	389
K-NAG-2	14,7	396
K-NAG-3	14,3	418
K-NAG-4	14,3	471
K-N+S-1	12,9	476
K-N+S-2	15,5	477
K-N+S-3	14,9	449
K-N+S-4	15,8	479

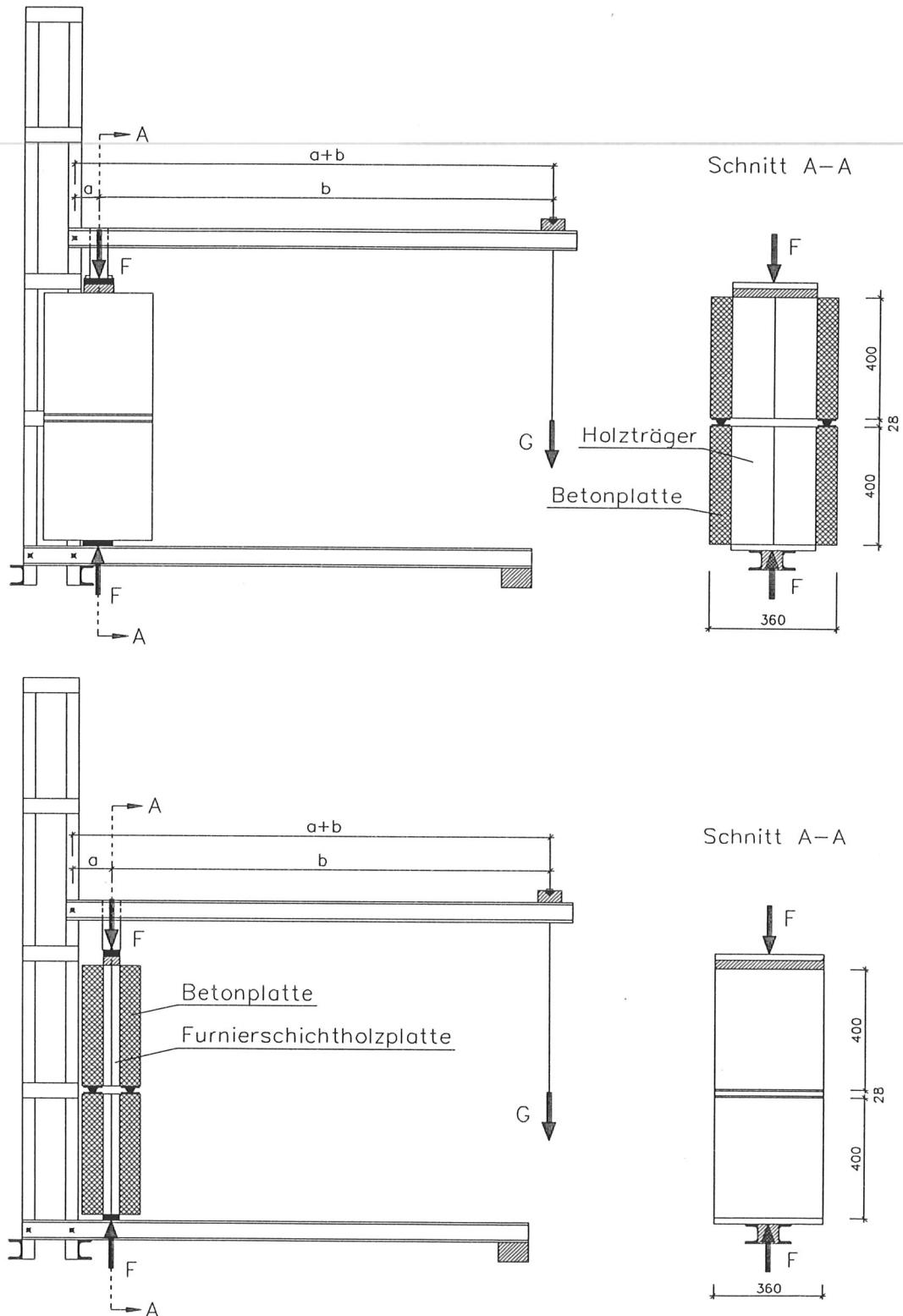


Abb. 53 Belastungsvorrichtungen für Prüfkörper mit Holz-Beton-Verbindungen unter Klimawechselbeanspruchung; oben für Prüfkörper aus Holzträger und Betonplatte, unten für Prüfkörper aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte.

Anlage 66



Abb. 54 Übereinander angeordnete Prüfkörper mit Nagelplatten-Verbindungen.

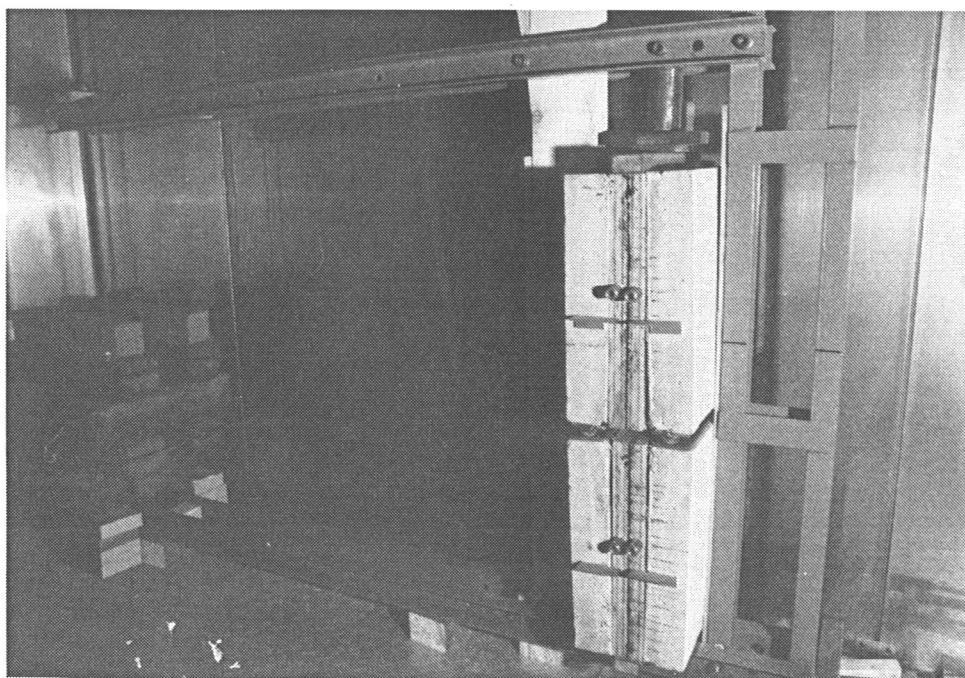


Abb. 55 In der Belastungsvorrichtung eingebaute Prüfkörper mit Verbindungen aus Beton-nocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte.

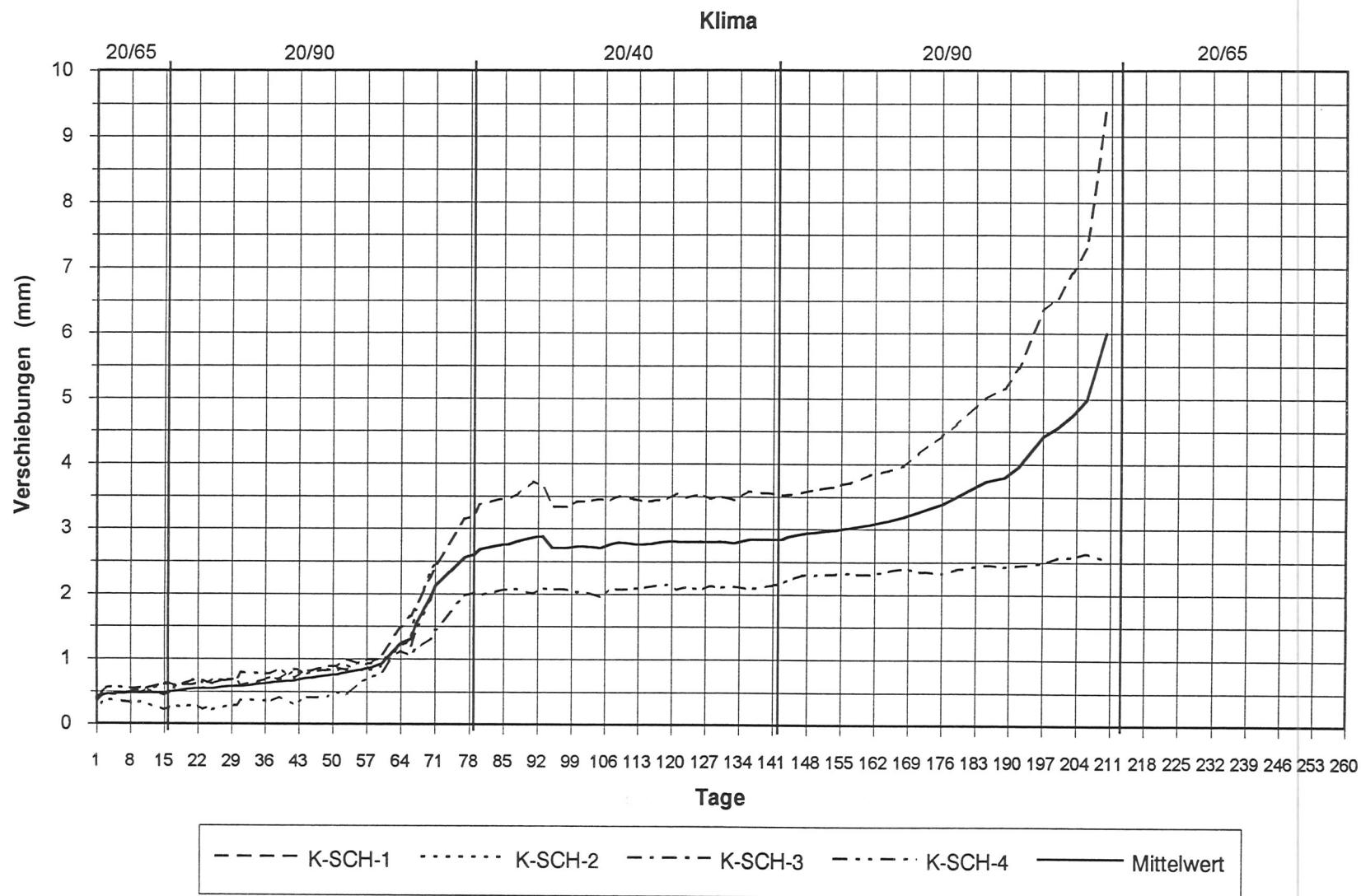


Abb. 56 Verschiebungen der Verbindungen mit unter $\pm 45^\circ$ eingebrachten Schrauben unter Klimawechselbeanspruchung.

Anlage 68

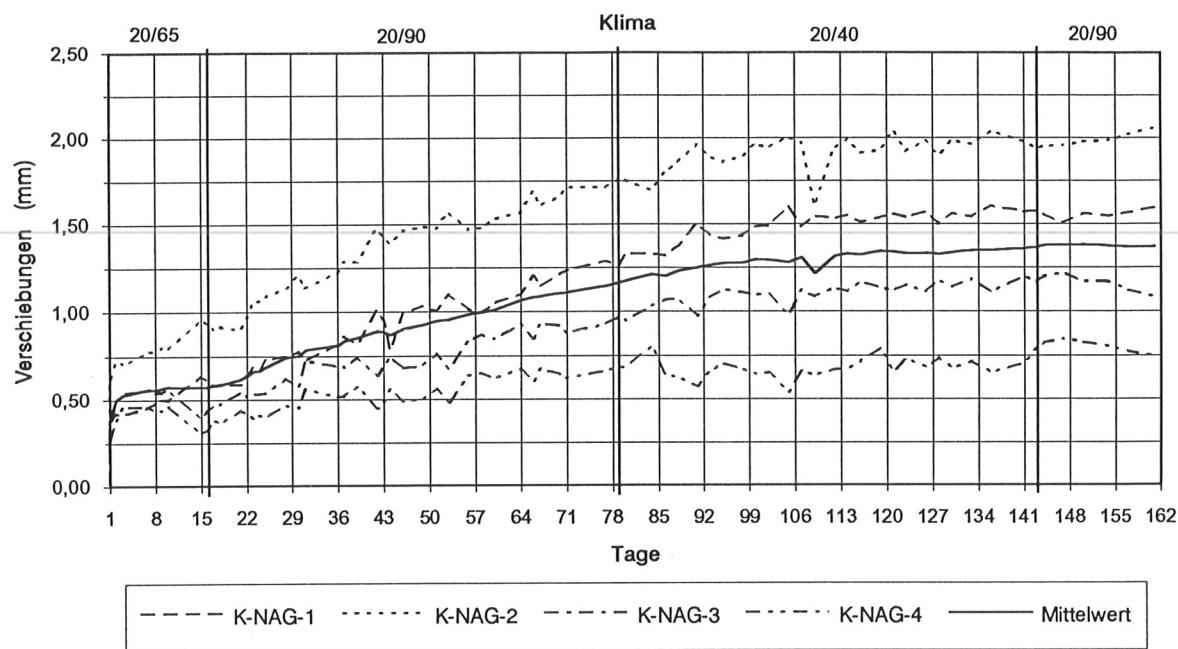


Abb. 57 Verschiebungen der Verbindungen mit Nagelplatte unter Klimawechselbeanspruchung.

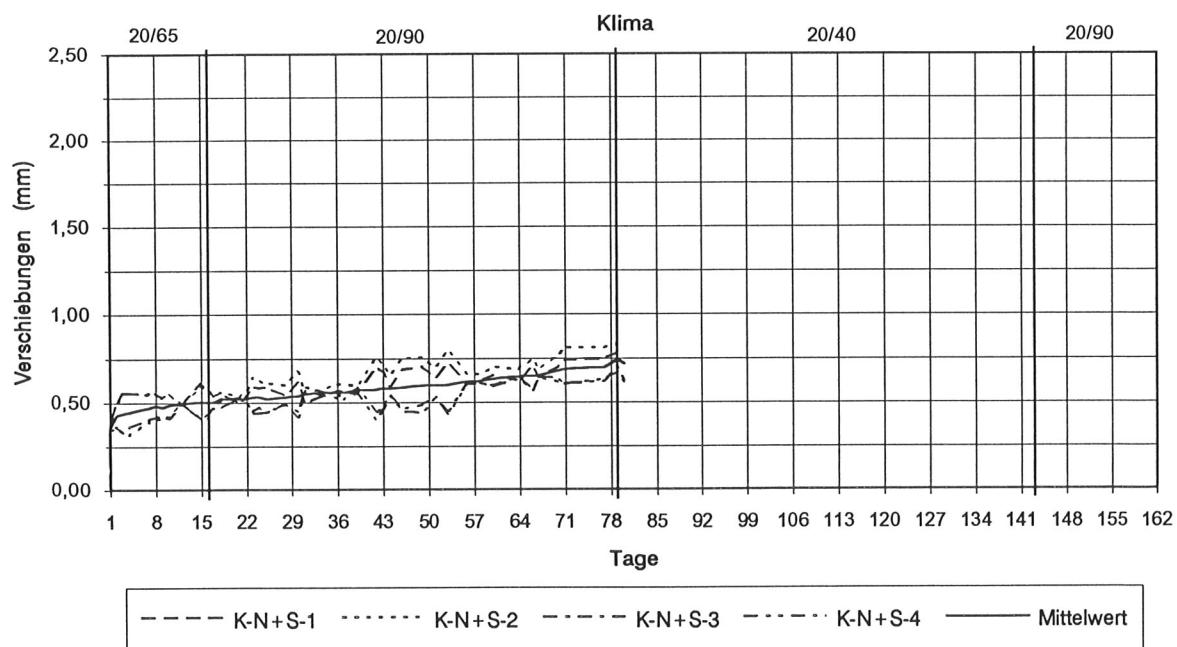


Abb. 58 Verschiebungen der Verbindungen mit Betonnocke und Stahlstift unter Klimawechselbeanspruchung.

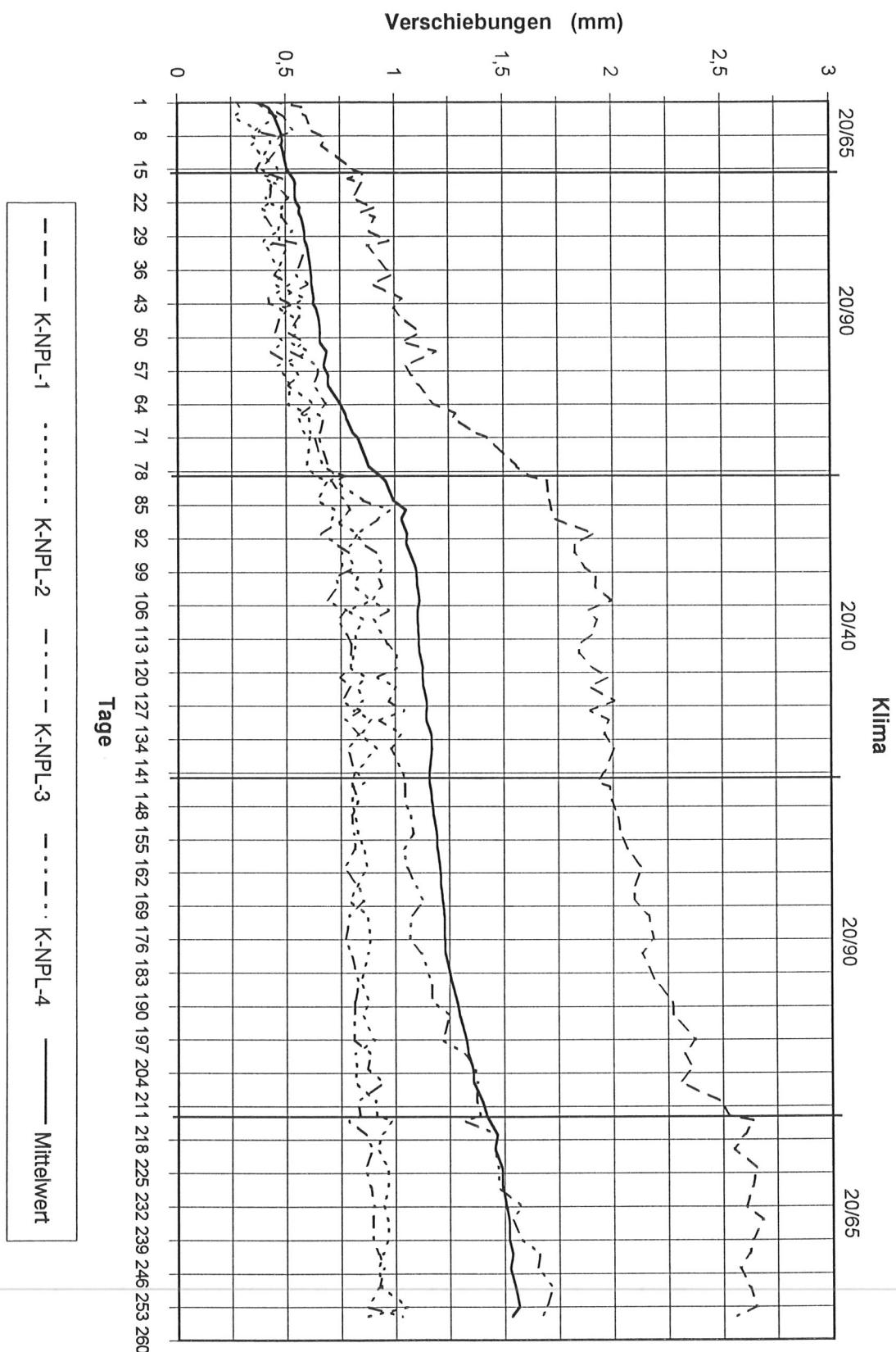


Abb. 59 Verschiebungen der Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte unter Klimawechselbeanspruchung.

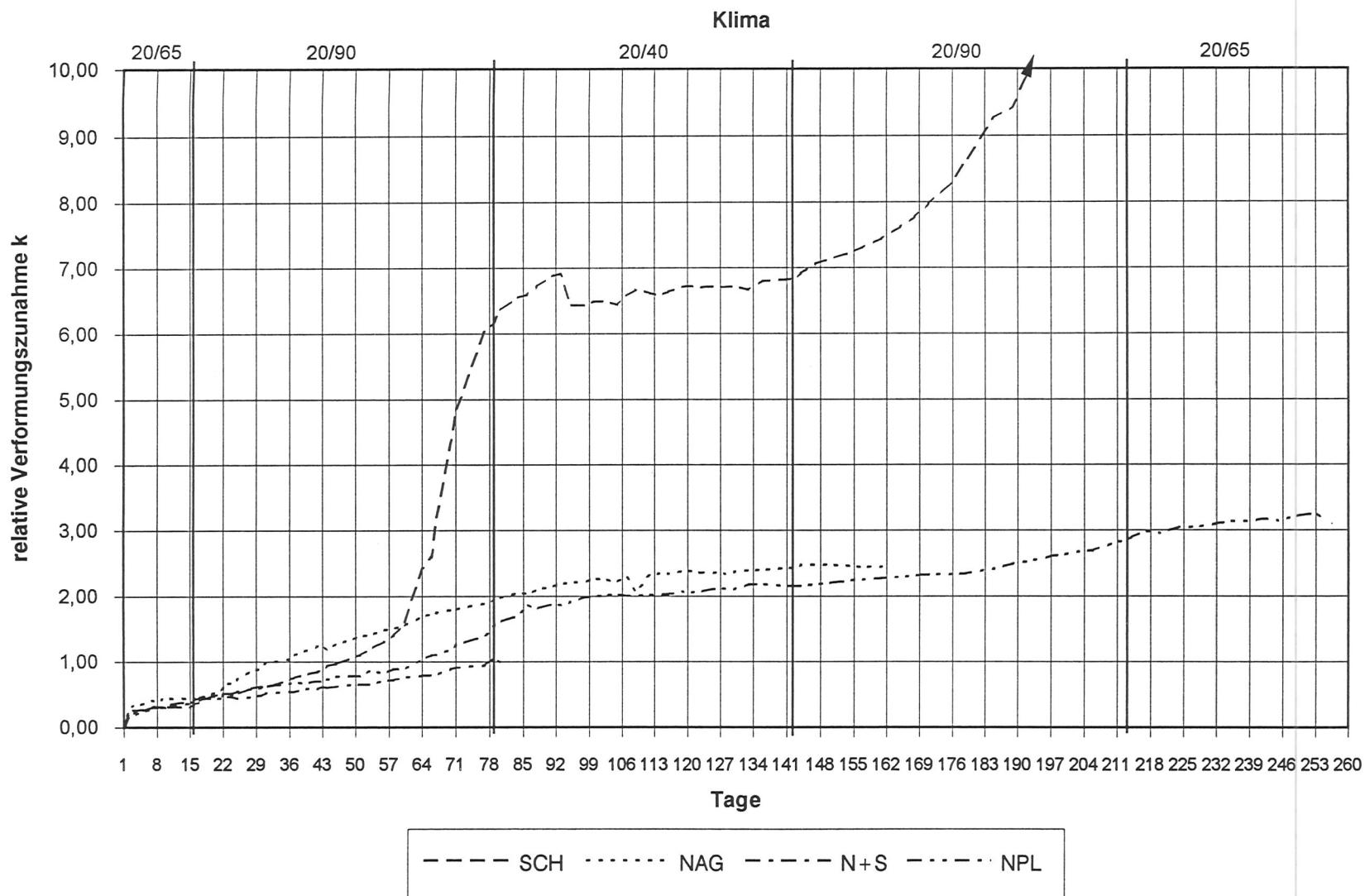


Abb. 60 Verformungszunahmen der Holz-Beton-Verbindungen unter Klimawechselbeanspruchung.

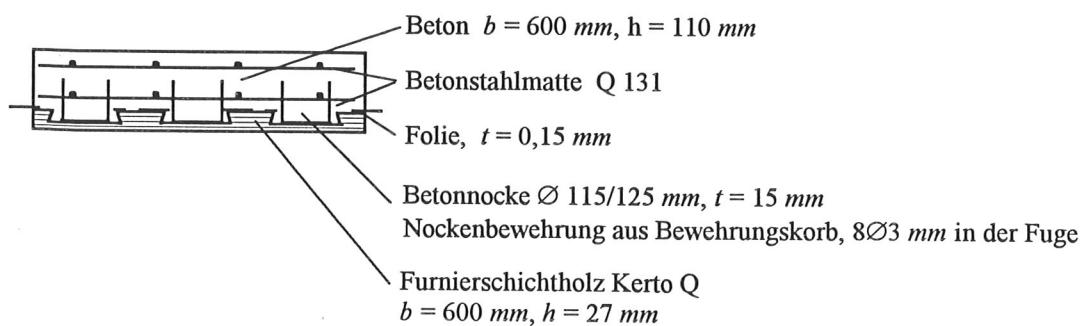
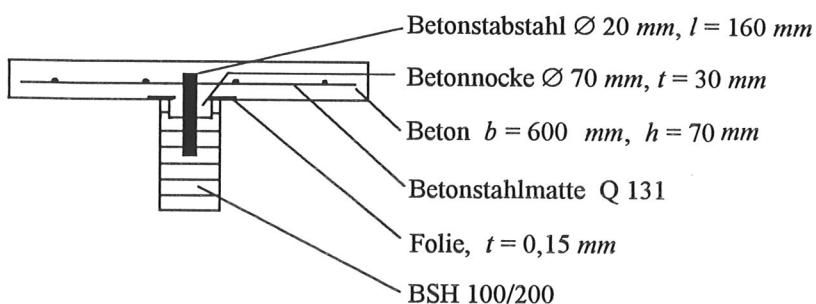
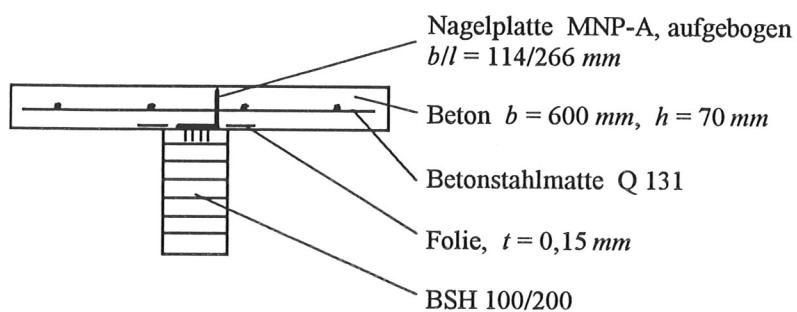
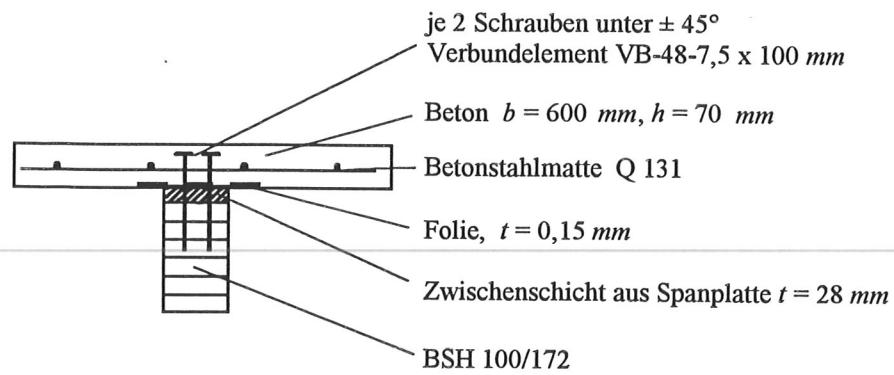
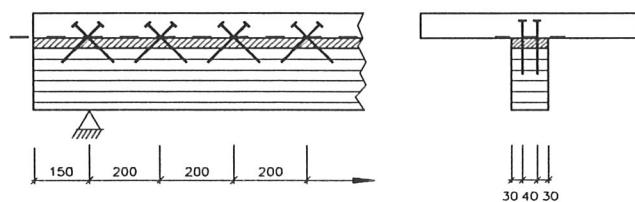
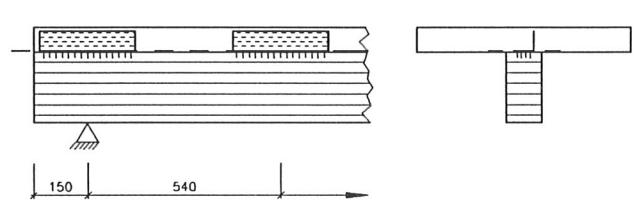
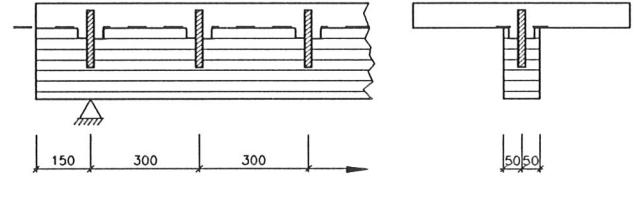
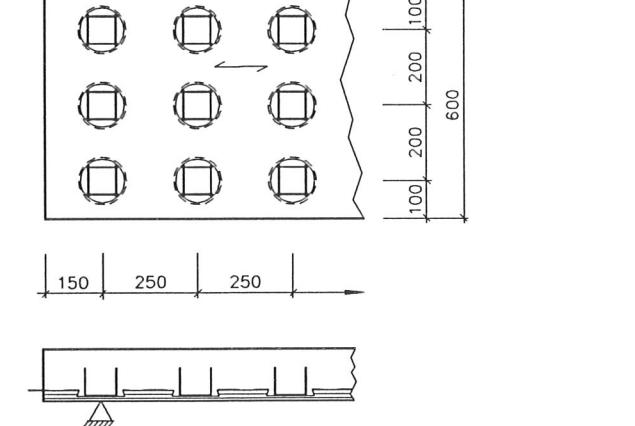


Abb. 61 Querschnitte der Holz-Beton-Verbundträger mit unterschiedlichen Verbindungsarten.

Tabelle 15 Anordnung der Verbindungen in den Holz-Beton-Verbundträgern.

Versuchsbezeichnung	Verbindung	Anordnung
SCH - (1÷10)	Je 2 Schrauben unter $\pm 45^\circ$, Zwischenschicht $t=28\text{ mm}$	
NAG - (1÷10)	Nagelplatte	
N+S - (1÷10)	Bettonocke und Stahlstift	
NPL - (1÷10)	Je 3 Bettonocken mit Bewehrung	

Anlage 73

Tabelle 16 Materialkennwerte der Holzträger aus Brettschichtholz und der Furnierschichtholzplatten für die Biegeversuche.

Zugehörige Holzfeuchte beim Brettschichtholz: $u = (10 \div 12) \%$
 Zugehörige Holzfeuchte beim Furnierschichtholz: $u = (9 \div 10) \%$

Versuchsbezeichnung	mittlere Rohdichte bei Holzfeuchte u (kg/m^3)	Elastizitätsmodul ¹⁾ (N/mm^2)
SCH-1	487	13400
SCH-2	501	14200
SCH-3	542	15200
SCH-4	531	14800
SCH-5	542	13300
SCH-6	527	14200
SCH-7	507	13900
SCH-8	504	12900
SCH-9	535	14700
SCH-10	516	13800
NAG-1	465	11700
NAG-2	425	11000
NAG-3	447	12700
NAG-4	490	14500
NAG-5	442	12300
NAG-6	459	11200
NAG-7	452	11400
NAG-8	427	11400
NAG-9	483	13400
NAG-10	476	12700
N+S-1	468	12300
N+S-2	455	11800
N+S-3	539	14500
N+S-4	512	13700
N+S-5	532	14100
N+S-6	547	14900
N+S-7	481	12200
N+S-8	523	13800
N+S-9	493	12700
N+S-10	538	14300
NPL-1	511	9800
NPL-2	507	10400
NPL-3	511	9000
NPL-4	515	10200
NPL-5	507	9600
NPL-6	511	9300
NPL-7	497	11100
NPL-8	510	9800
NPL-9	501	9600
NPL-10	504	9500

¹⁾ Statischer Zug-Elastizitätsmodul der BSH-Träger in den Versuchen SCH-(1÷10), NAG-(1÷10), N+S-(1÷10).
 Statischer Zug-Elastizitätsmodul der Furnierschichtholzplatten bei Belastung parallel zum Deckfurnier in den Versuchen NPL-(1÷10).

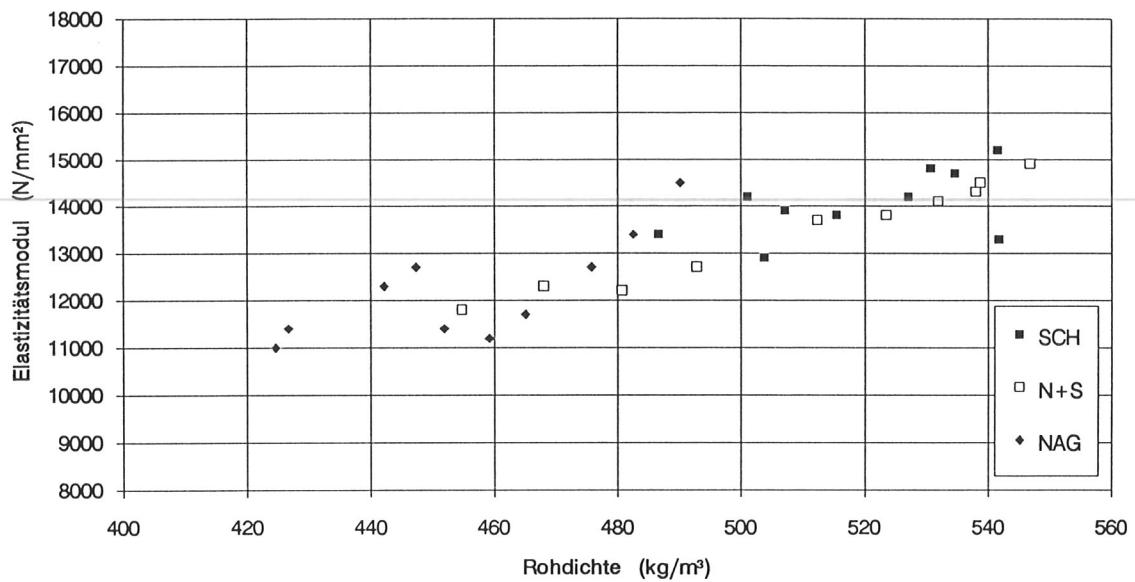


Abb. 62 Zusammenhang zwischen den mittleren Rohdichten und den statischen Elastizitätsmoduln der Holzträger aus Brettschichtholz für die Biegeversuche SCH-(1:10), NAG-(1:10) und N+S-(1:10).

Tabelle 17 28 Tage-Druckfestigkeiten und -Rohdichten des Betons zum Betonieren der Betonplatten der Prüfkörper für die Biegeversuche.

Betonier-durchgang	Einzelwerte der Würfel- druckfestigkeiten β_{w28}			mittlere Würfel- Druck- festigkeiten (N/mm^2)	Einzelwerte der Würfel-Rohdichten			mittlere Würfel- Rohdichten (kg/m^3)
	(N/mm^2)				(kg/m^3)			
1	24,3	24,5	24,0	24,3	2161	2178	2135	2158
2	26,1	26,1	25,6	26,0	2112	2160	2137	2136
3	28,1	26,2	28,0	27,4	2240	2224	2248	2237
4	23,8	23,5	23,0	23,4	-	-	-	-

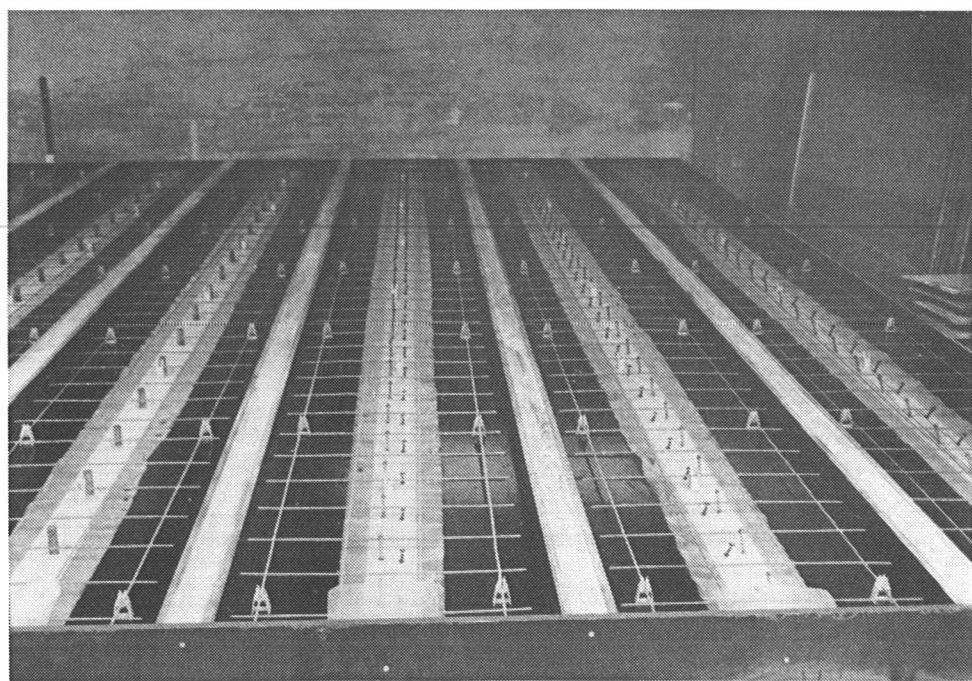


Abb. 63 Eingeschaltete Prüfkörper vor dem Betonieren; rechts: Holzträger mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$, links: Holzträger mit Ausfräslungen für Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl.

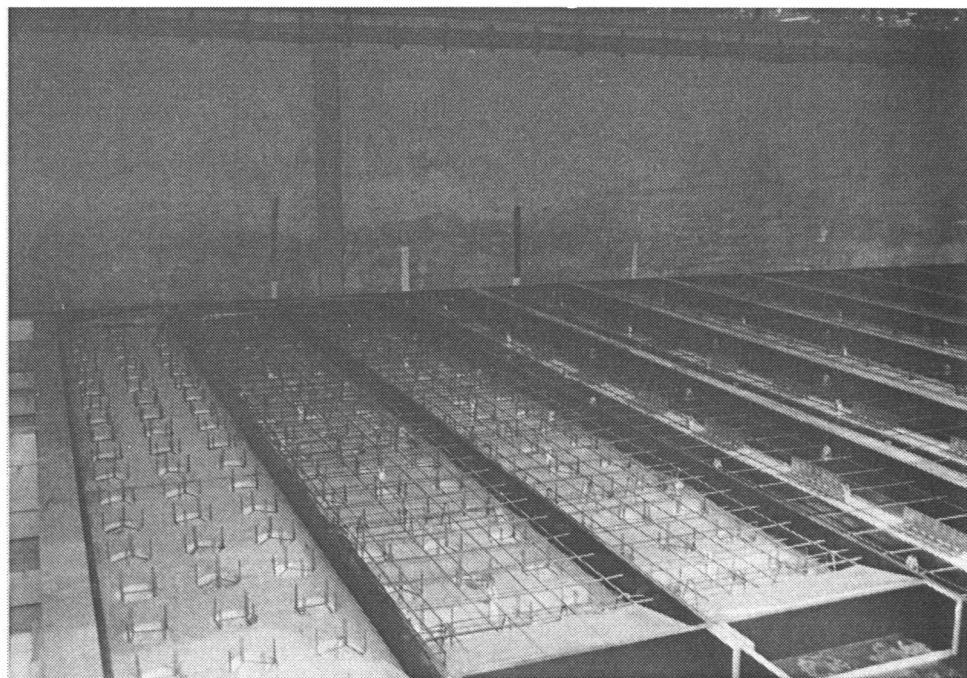


Abb. 64 Eingeschaltete Prüfkörper vor dem Betonieren; rechts: Holzträger mit Nagelplatten, links: Furnierschichtholzplatten mit Ausfräslungen für Betonnocken und eingelegten Nockenbewehrungen.

Anlage 76

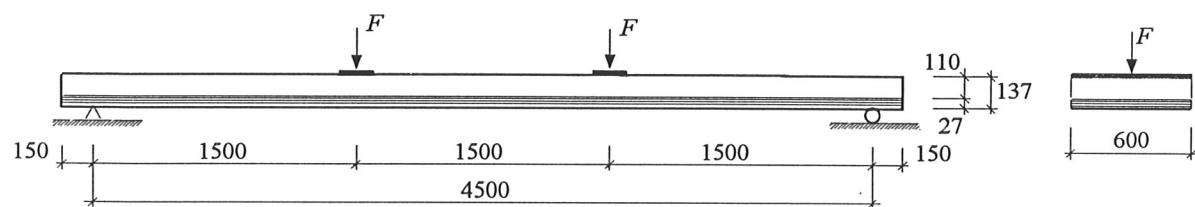
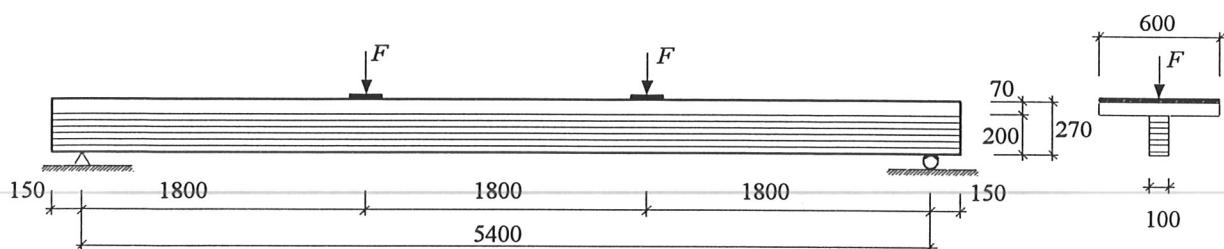


Abb. 65 Abmessungen und statisches System der Versuchseinrichtung für die Biegeversuche mit Lage der Auflager- und Lasteinleitungspunkte.

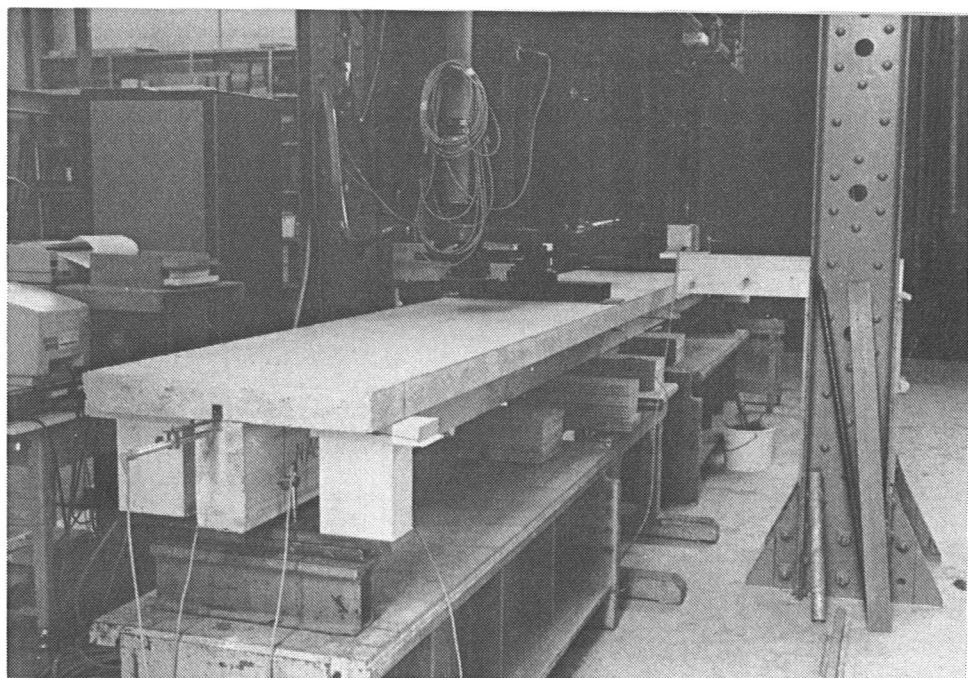
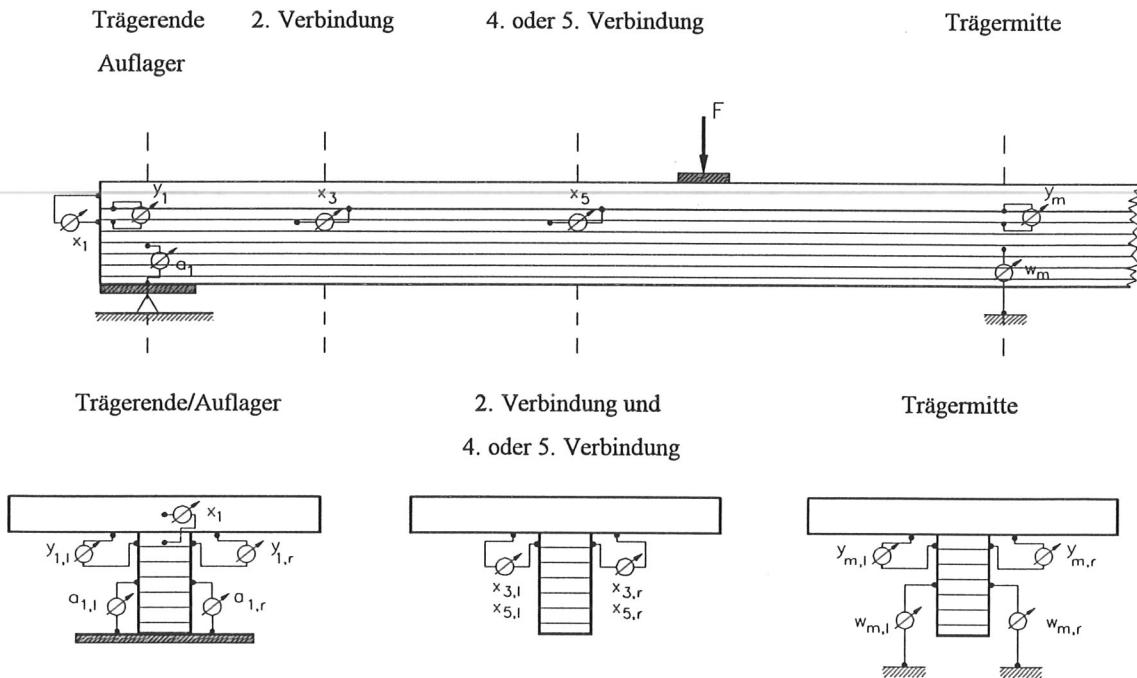


Abb. 66 Verbundträger in der Versuchseinrichtung.



Meßstellen zwischen Trägerende 1 und Trägermitte:

- x_1 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge am Trägerende 1
- x_3 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 2. Verbindung am Trägerende 1
- x_5 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 5. Verbindung am Trägerende 1; für Träger mit Nagelplattenverbindungen: Verschiebung bei der 4. Verbindung
- y_1 Verschiebung zwischen Holz und Beton rechtwinklig zur Fuge am Trägerende 1
- a_1 Auflagereindrückung im Holz am Auflager beim Trägerende 1

Meßstellen in Trägermitte:

- y_m Verschiebung zwischen Holz und Beton rechtwinklig zur Fuge in Trägermitte
- w_m Durchbiegung in Trägermitte; gemessen auf halber Höhe des Holzträgers bzw. der Furnierschichtholzplatte zu einem Festpunkt außerhalb des Meßsystems

Meßstellen zwischen Trägerende 2 und Trägermitte (nicht abgebildet):

- x_2 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge am Trägerende 2
- x_4 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 2. Verbindung am Trägerende 2
- x_6 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 5. Verbindung am Trägerende 2; für Träger mit Nagelplattenverbindungen: Verschiebung bei der 4. Verbindung
- y_2 Verschiebung zwischen Holz und Beton rechtwinklig zur Fuge am Trägerende 2
- a_2 Auflagereindrückung im Holz am Auflager beim Trägerende 2

Mit Ausnahme der Verschiebungen x_1 und x_2 zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge an den Trägerenden wurden alle Verformungen beidseitig, auf der rechten und auf der linken Trägerseite gemessen.

Abb. 67 Anordnung der Meßstellen.

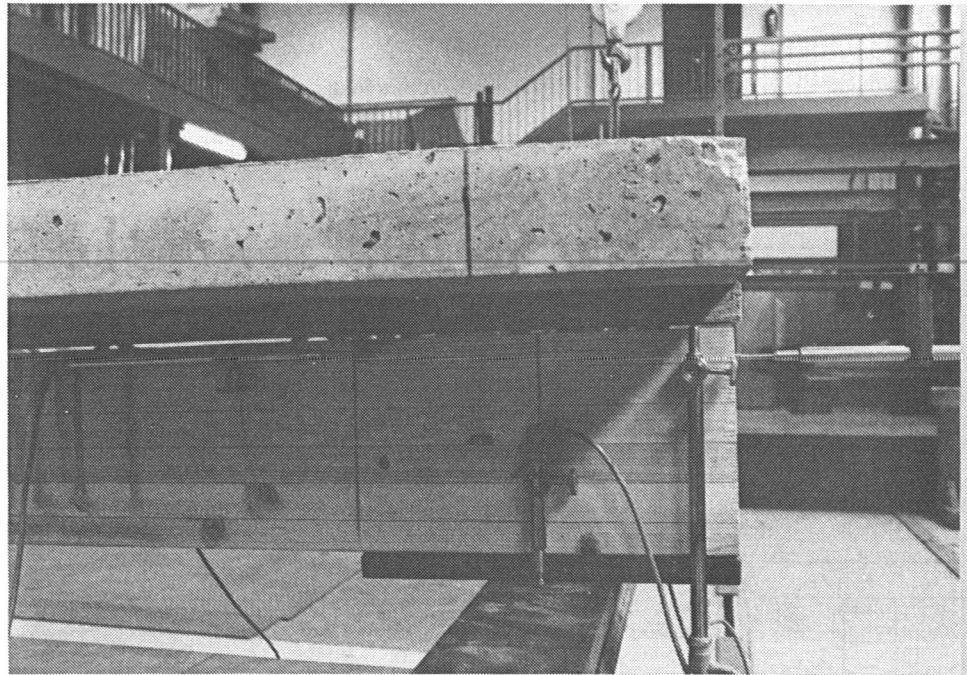


Abb. 68 Meßstellen an einem Verbundträger mit Schraubenverbindungen für die Verschiebungen zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge am Trägerende, parallel zur Fuge bei der 2. Verbindung, rechtwinklig zur Fuge am Trägerende und für die Eindrückung im Holzträger über dem Auflager.

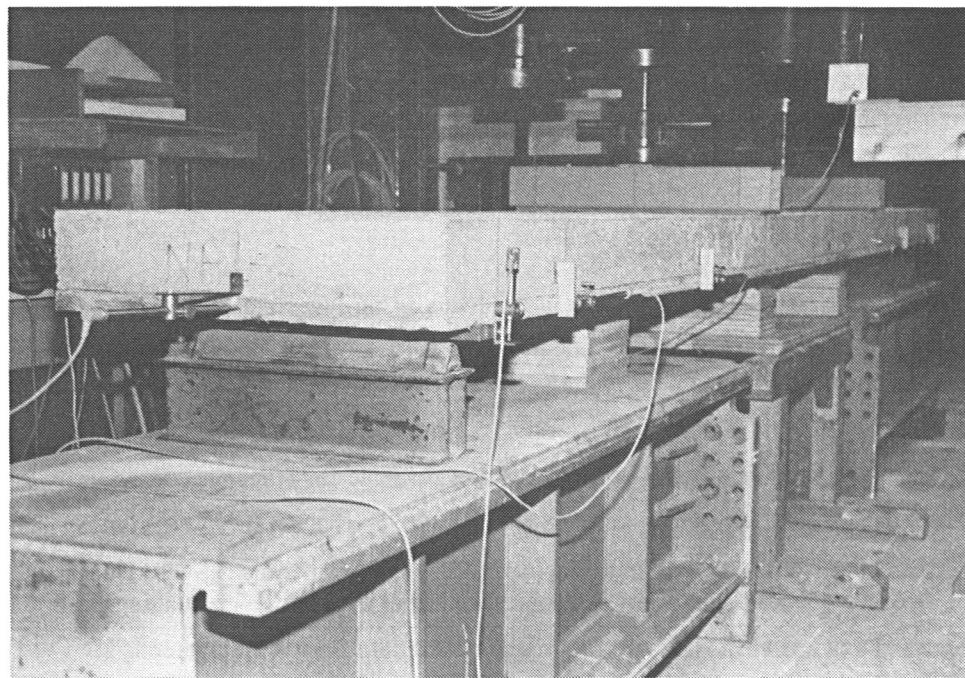


Abb. 69 Meßstellen an einem Verbundträger mit Verbindungen aus Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte für die Verschiebungen zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge am Trägerende, parallel zur Fuge bei der 2. Verbindung, parallel zur Fuge bei der 5. Verbindung und für die Eindrückung in der Furnierschichtholzplatte über dem Auflager.

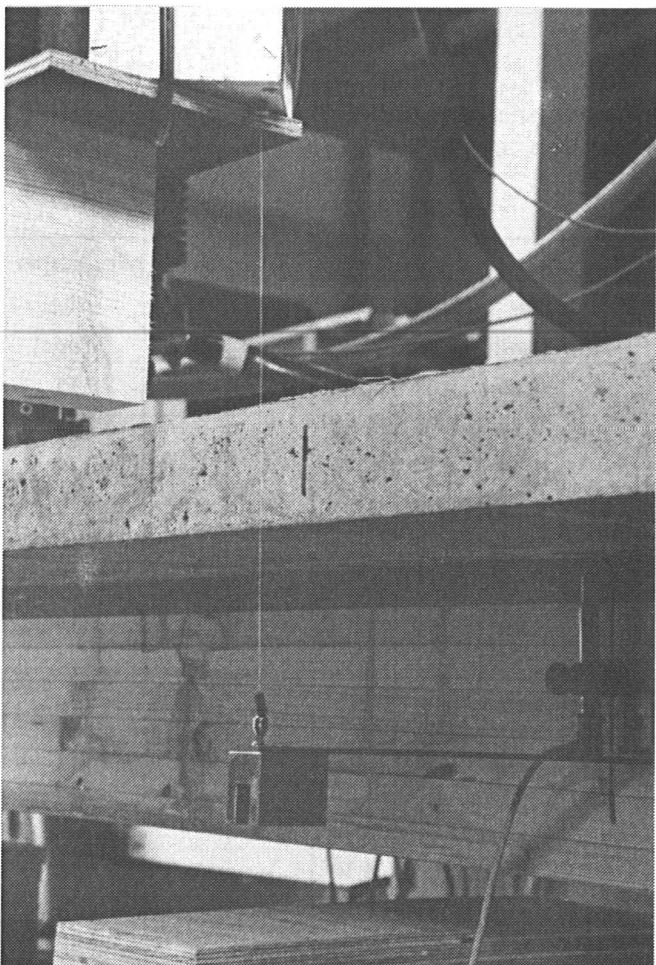


Abb. 70 Anordnung der Meßeinrichtung zur Durchbiegungsmessung in Trägermitte bei Verbundsystem aus Holzträger und Betonplatte.

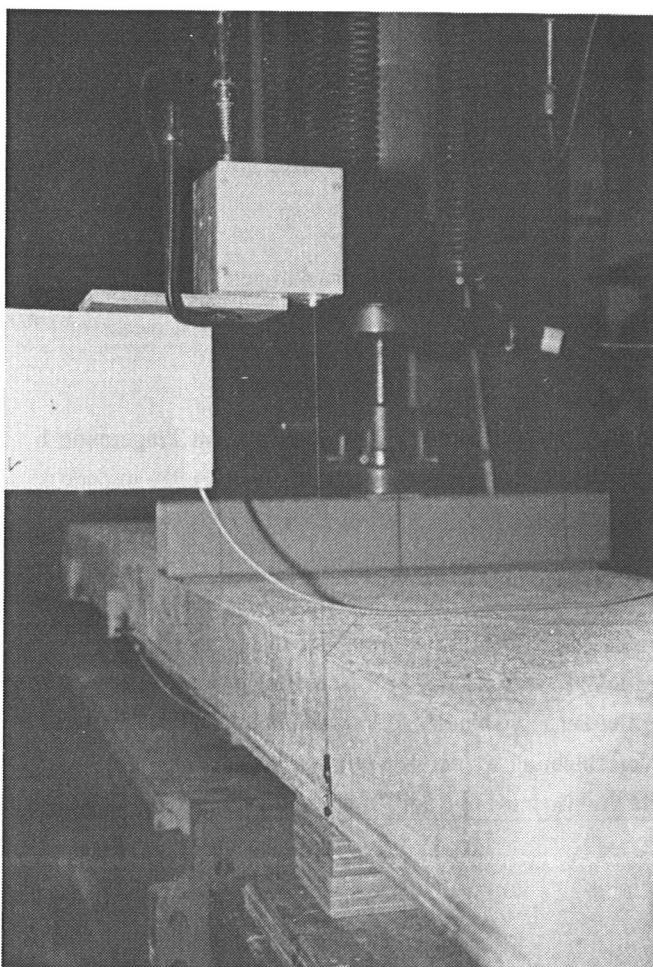


Abb. 71 Anordnung der Meßeinrichtung zur Durchbiegungsmessung in Trägermitte bei Verbundsystem aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte.

Anlage 80

Tabelle 18 Höchstlasten und Größtwerte der Verformungen der Verbundträger SCH-(1÷10) und NAG-(1÷10); Prüfkörper-Alter beim Versuch.

Versuchs- bezeichnung	F_{max} (kN)	Trägermitte		Trägerende 1 - Trägermitte				Trägerende 2 - Trägermitte				Prüfkörper- Alter (Tage)
		y (mm)	y_m (mm)	x_1 (mm)	x_3 (mm)	x_5 (mm)	y_1 (mm)	x_2 (mm)	x_4 (mm)	x_6 (mm)	y_2 (mm)	
SCH-1	18,8	112	0,35	3,84	4,11	-	0,86	16,2	16,8	-	4,66	33
SCH-2	21,6	142	0,35	13,6	13,9	-	5,14	14,1	14,0	-	5,26	34
SCH-3	18,2	80	0,14	9,61	9,60	-	4,50	4,51	4,32	-	1,40	34
SCH-4	19,8	117	≈0,60	17,1	18,1	-	2,94	1,59	1,89	-	0,30	29
SCH-5	22,8	162	0,88	19,1	19,5	-	3,57	10,8	10,8	-	3,32	29
SCH-6	16,9	94	0,28	11,1	11,7	-	4,02	4,47	4,59	-	0,76	30
SCH-7	16,1	68	0,02	8,25	8,21	7,49	3,10	3,64	3,70	3,30	-0,02	29
SCH-8	16,3	90	≈0,60	12,7	12,8	12,0	4,12	2,54	2,43	2,26	0,59	29
SCH-9	20,0	118	0,20	8,88	9,06	8,18	2,07	13,0	13,1	12,1	3,67	28
SCH-10	17,9	98	0,19	9,97	10,6	9,95	3,89	5,79	5,56	5,44	2,04	35
NAG-1	12,5	31	0,02	1,57	1,70	-	-	1,53	1,68	-	-	29
NAG-2	21,5	78	0,08	4,81	4,86	-	-	5,00	5,24	-	-	32
NAG-3	22,3	79	0,17	6,20	6,29	-	-	3,93	4,10	-	-	28
NAG-4	30,9	108	0,12	7,52	7,78	-	-	7,69	7,56	-	-	29
NAG-5	19,1	56	0,05	3,25	3,42	2,04	-	2,97	3,11	1,89	-	30
NAG-6	21,2	83	0,15	4,05	4,27	2,70	-	6,15	6,25	4,09	-	30
NAG-7	28,0	120	0,19	6,71	7,22	4,49	-	9,24	9,37	5,46	-	34
NAG-8	16,5	45	0,02	2,11	2,31	1,49	-	2,19	2,28	1,47	-	34
NAG-9	26,0	80	0,05	5,25	5,34	2,87	-	4,20	4,49	2,75	-	34
NAG-10	21,9	80	0,11	4,15	4,27	2,66	-	5,25	5,36	3,13	-	35

F_{max} Höchstlast pro Kolben

Meßstellen in Trägermitte:

y Durchbiegung in Trägermitte (unter Berücksichtigung der Auflagereindrückungen im Holz)

y_m Verschiebung zwischen Holz und Beton rechtwinklig zur Fuge in Trägermitte

Meßstellen zwischen Trägerende 1 und Trägermitte:

x_1 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge am Trägerende 1

x_3 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 2. Verbindung beim Trägerende 1

x_5 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 5. Verbindung beim Trägerende 1;
für Träger mit Nagelplattenverbindungen: Verschiebung bei der 4. Verbindung

y_1 Verschiebung zwischen Holz und Beton rechtwinklig zur Fuge am Trägerende 1

Meßstellen zwischen Trägerende 2 und Trägermitte:

x_2 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge am Trägerende 2

x_4 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 2. Verbindung beim Trägerende 2

x_6 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 5. Verbindung beim Trägerende 2;
für Träger mit Nagelplattenverbindungen: Verschiebung bei der 4. Verbindung

y_2 Verschiebung zwischen Holz und Beton rechtwinklig zur Fuge am Trägerende 2

Anlage 81

Tabelle 19 Höchstlasten und Größtwerte der Verformungen der Verbundträger N+S-(1÷10) und NPL-(1÷10); Prüfkörper-Alter beim Versuch.

Versuchs-bezeichnung	F_{max} (kN)	Trägermitte		Trägerende 1-Trägermitte			Trägerende 2-Trägermitte			Prüfkörper- Alter (Tage)
		y (mm)	y_m (mm)	x_1 (mm)	x_3 (mm)	x_5 (mm)	x_2 (mm)	x_4 (mm)	x_6 (mm)	
N+S-1	30,6	84	0,14	6,48	6,56	-	4,50	3,97	-	32
N+S-2	33,4	104	0,28	7,42	8,94	-	6,30	5,58	-	33
N+S-3	26,9	58	0,03	2,16	2,86	-	2,44	3,07	-	28
N+S-4	37,0	130	0,17	8,96	10,10	-	3,94	9,83	-	28
N+S-5	29,4	71	0,09	3,54	3,85	3,26	3,99	4,61	3,90	31
N+S-6	36,3	105	0,13	7,00	7,46	6,34	6,78	7,38	6,00	31
N+S-7	29,8	81	0,09	3,93	4,67	3,89	4,86	5,30	4,46	30
N+S-8	32,5	82	0,11	4,80	5,58	4,78	4,19	4,46	3,53	29
N+S-9	29,2	67	0,05	2,21	2,81	2,46	3,36	3,67	3,00	28
N+S-10	35,9	101	0,11	5,28	5,95	4,91	7,11	7,43	6,43	30
NPL-1	18,3	69	-	0,06	0,52	-	-0,06	0,51	-	27
NPL-2	19,3	-	-	-0,17	0,63	-	0,01	0,45	-	26
NPL-3	19,2	75	-	0,11	0,56	-	0,10	0,50	-	34
NPL-4	23,1	90	-	0,32	0,55	1,41	0,05	0,49	1,16	28
NPL-5	22,7	87	-	0,24	0,53	1,14	0,09	0,43	1,27	27
NPL-6	19,2	80	-	-0,18	0,62	1,29	0,26	0,70	1,15	37
NPL-7	15,8	62	-	0,17	0,44	0,92	0,04	0,34	0,86	27
NPL-8	18,2	73	-	0,19	0,47	-	0,17	0,39	-	31
NPL-9	18,9	85	-	0,13	0,65	-	0,09	0,58	-	30
NPL-10	18,1	76	-	0,05	0,50	-	-0,14	0,77	-	27

F_{max} Höchstlast pro Kolben

Meßstellen in Trägermitte:

y Durchbiegung in Trägermitte (unter Berücksichtigung der Auflagereindrückungen im Holz)

y_m Verschiebung zwischen Holz und Beton rechtwinklig zur Fuge in Trägermitte

Meßstellen zwischen Trägerende 1 und Trägermitte:

x_1 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge am Trägerende 1

x_3 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 2. Verbindung beim Trägerende 1

x_5 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 5. Verbindung beim Trägerende 1

Meßstellen zwischen Trägerende 2 und Trägermitte:

x_2 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge am Trägerende 2

x_4 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 2. Verbindung beim Trägerende 2

x_6 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 5. Verbindung beim Trägerende 2

NPL-(1÷5): Betonplatte mit Bewehrung 2 x Q 131

NPL-(6÷10): Betonplatte ohne Bewehrung

NPL-2: kein Wert für die Durchbiegung wegen fehlerhafter Messung

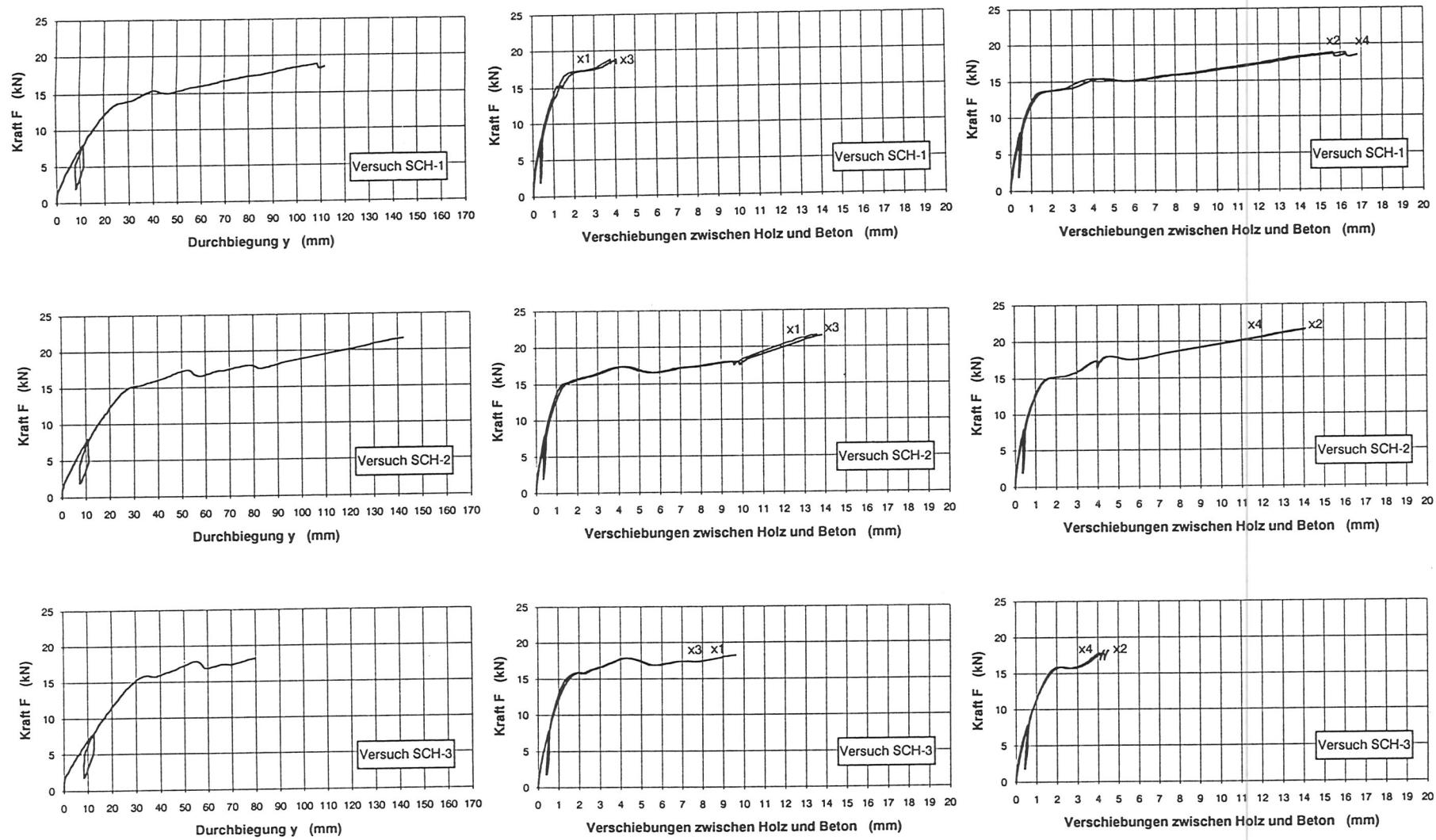


Abb. 72 Kraft-Verformungsdiagramme der Versuche SCH-(1÷3) mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$ und einer Zwischenschicht der Dicke 28 mm zwischen Holzträger und Betonplatte.

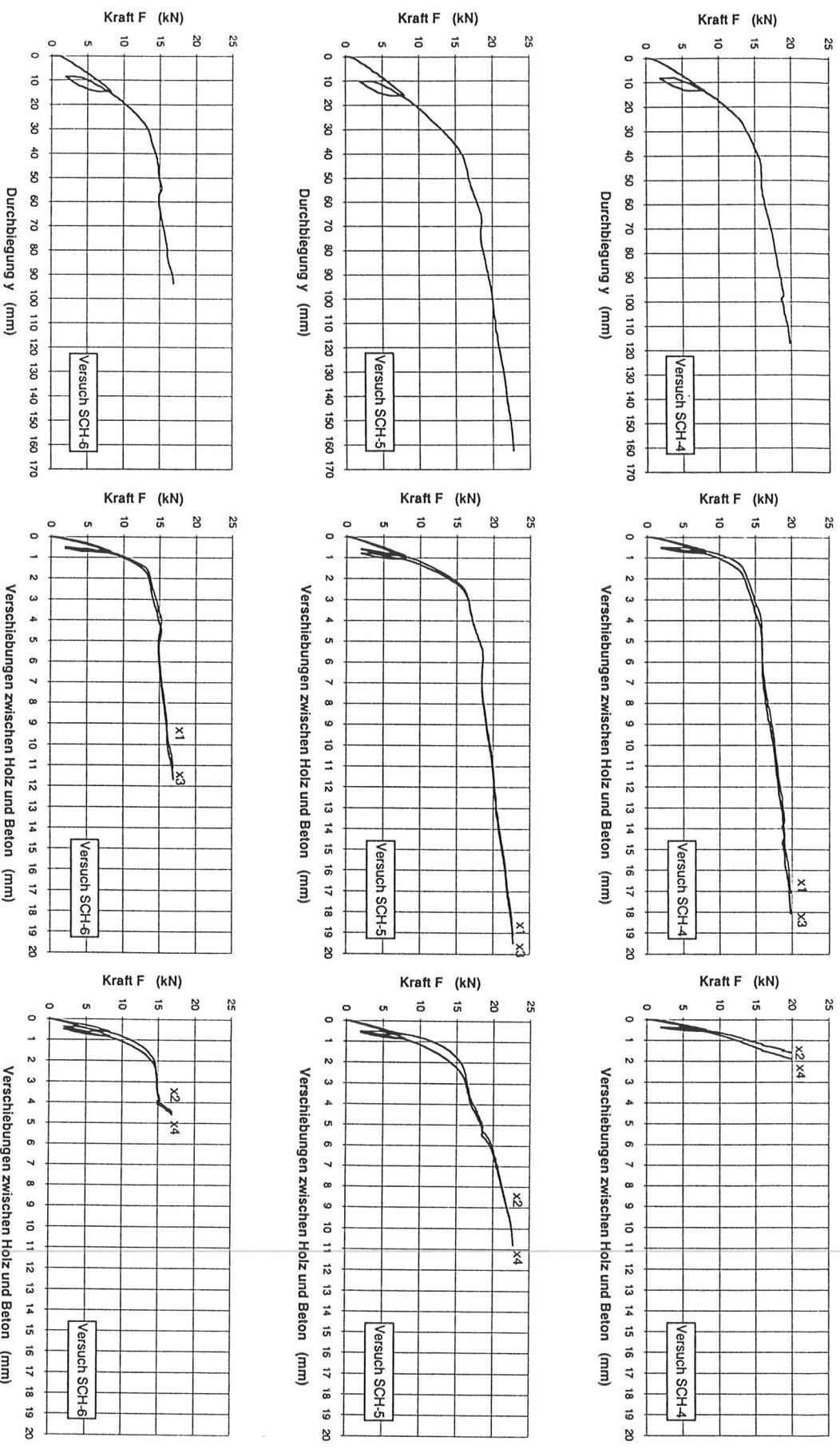


Abb. 73 Kraft-Verformungsdiagramme der Versuche SCH-(4÷6) mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$ und einer Zwischenschicht der Dicke 28 mm zwischen Holzträger und Betonplatte.

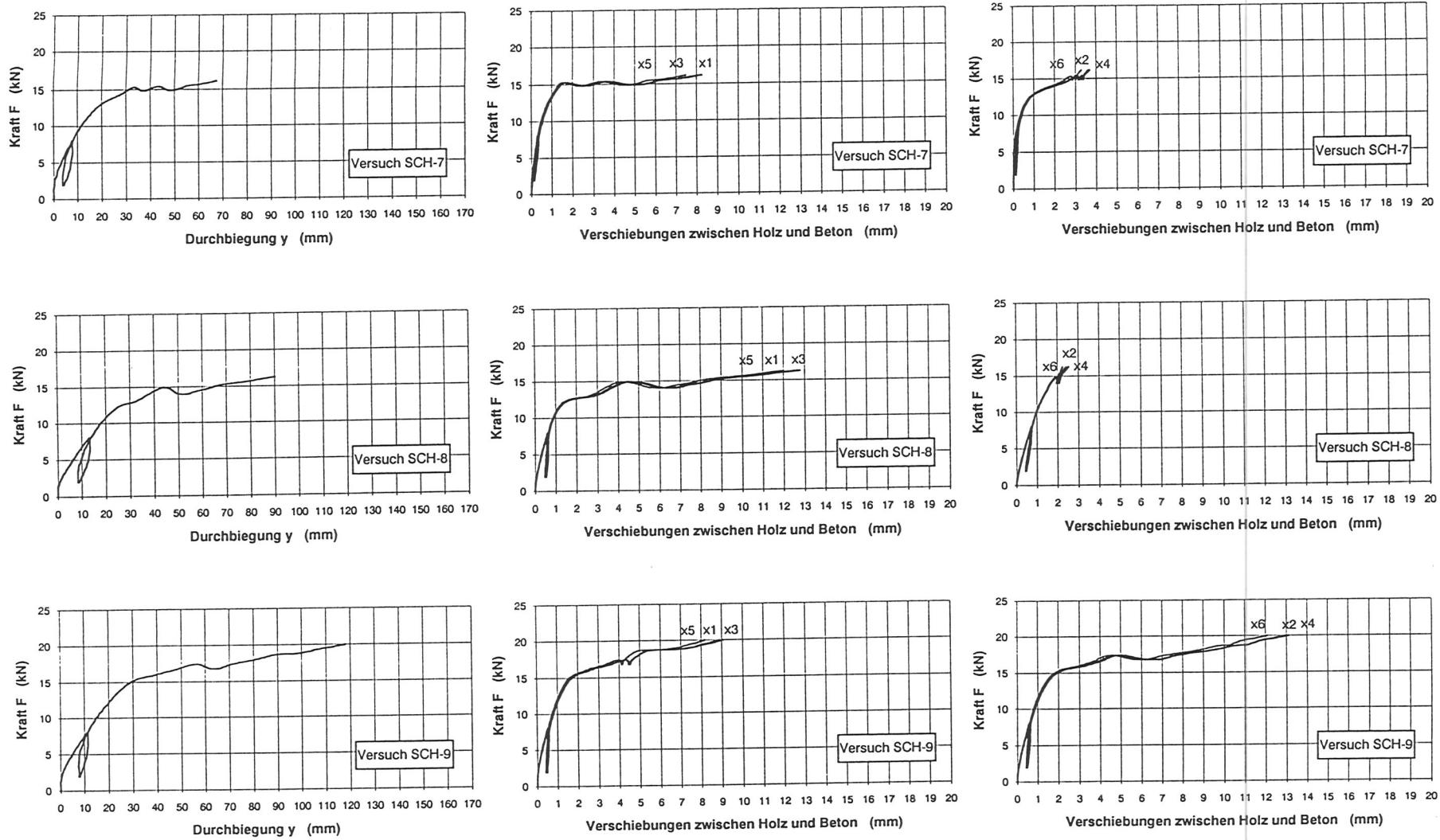


Abb. 74 Kraft-Verformungsdiagramme der Versuche SCH-(7÷9) mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$ und einer Zwischenschicht der Dicke 28 mm zwischen Holzträger und Betonplatte.

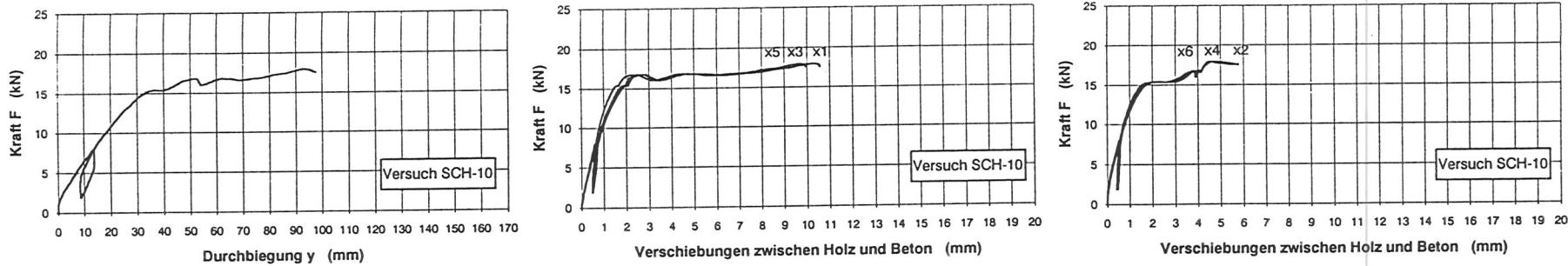


Abb. 75 Kraft-Verformungsdiagramme des Versuchs SCH-10 mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$ und einer Zwischenschicht der Dicke 28 mm zwischen Holzträger und Betonplatte.

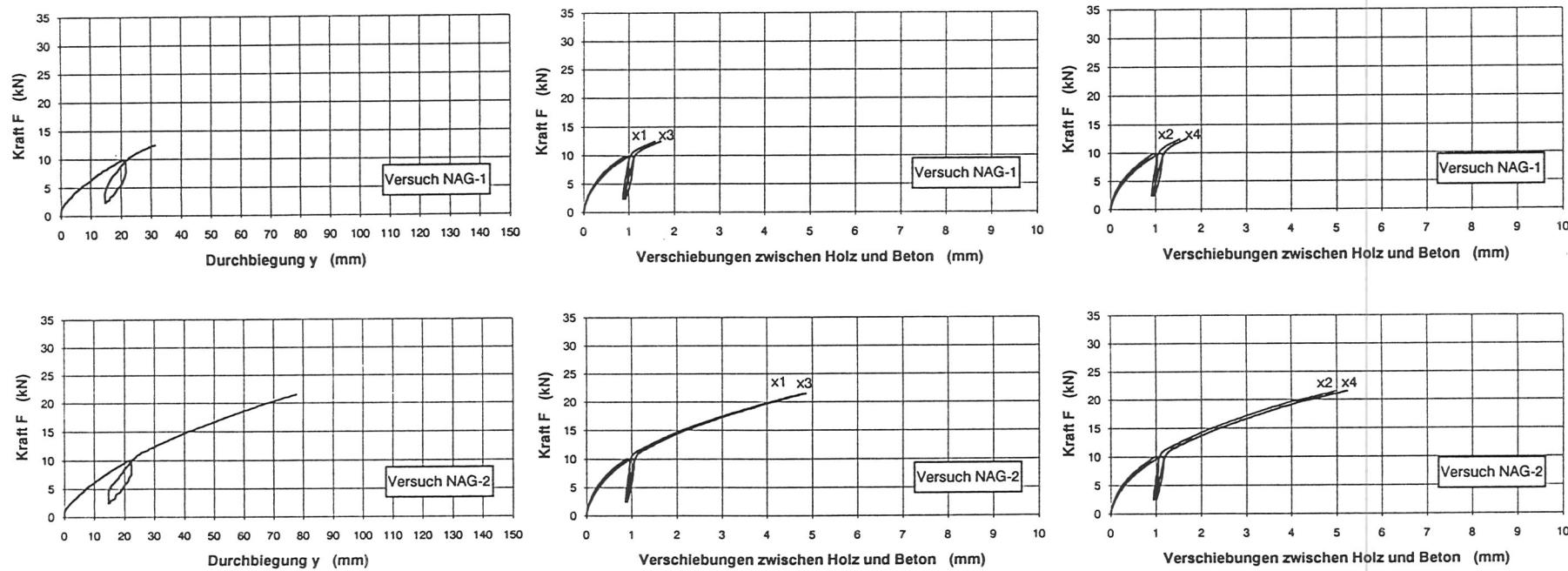


Abb. 76 Kraft-Verformungsdiagramme der Versuche NAG-(1÷2) mit Nagelplatten zwischen Holzträger und Betonplatte.

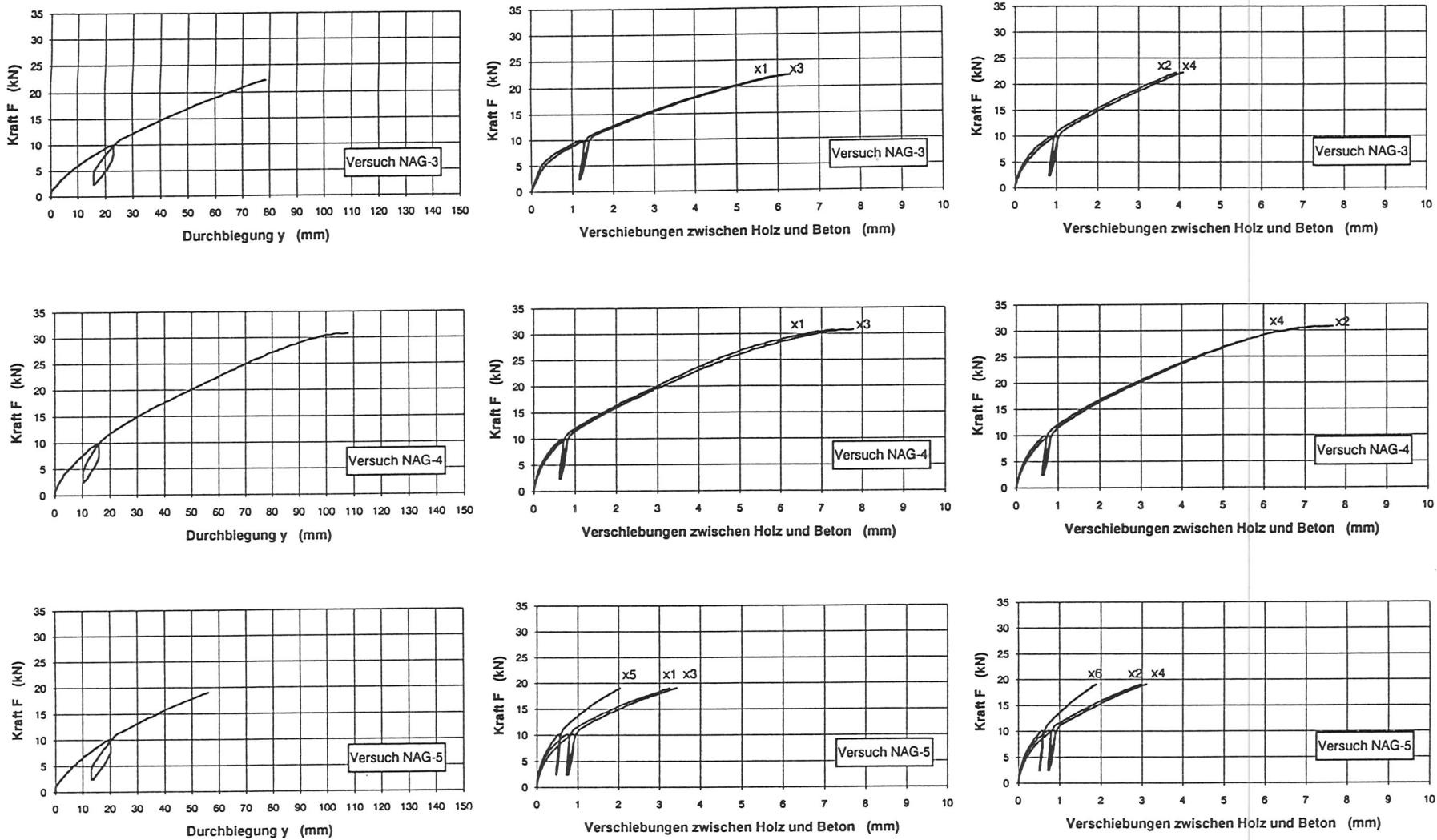


Abb. 77 Kraft-Verformungsdiagramme der Versuche NAG-(3÷5) mit Nagelplatten zwischen Holzträger und Betonplatte.

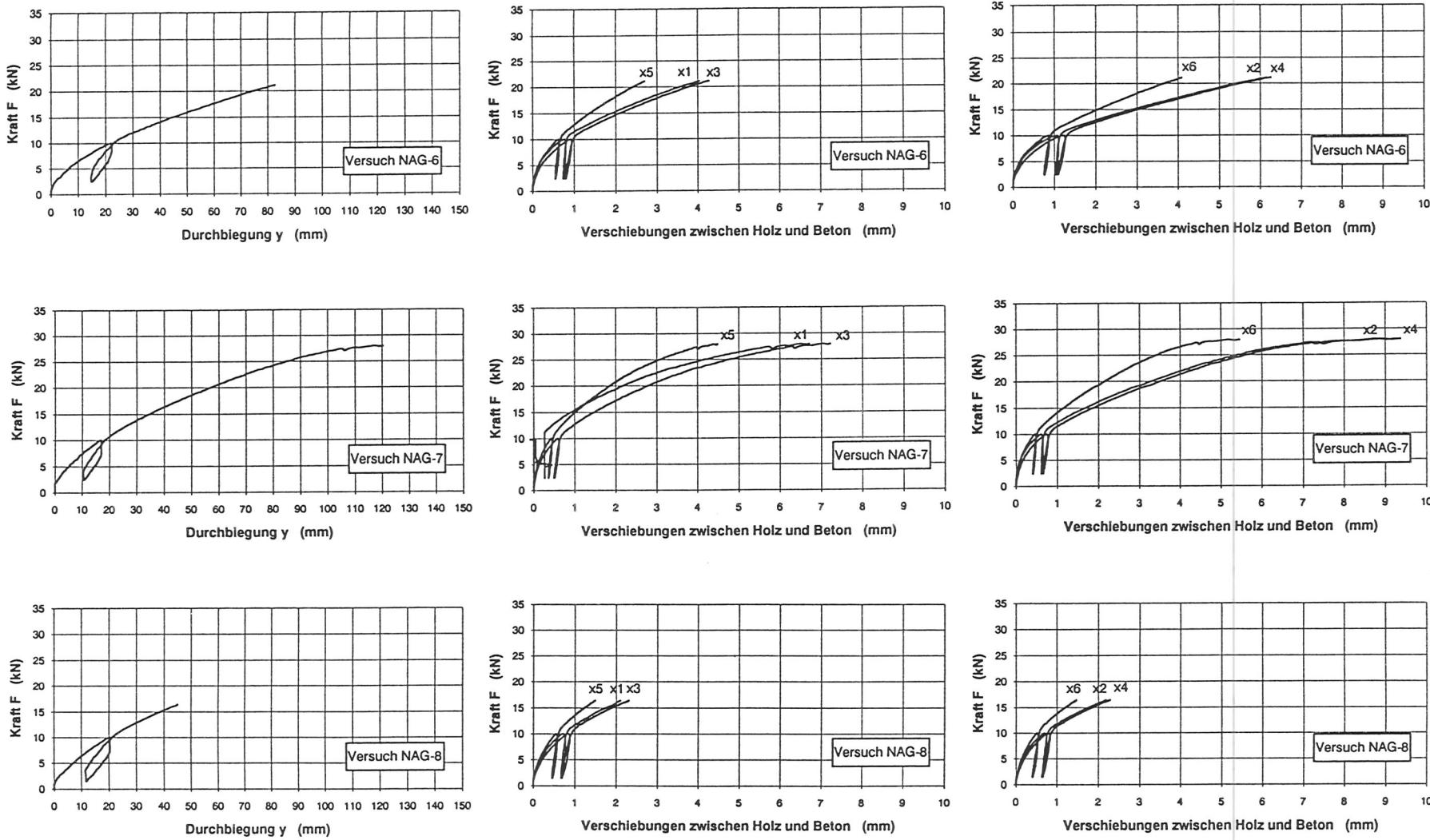


Abb. 78 Kraft-Verformungsdiagramme der Versuche NAG-(6÷8) mit Nagelplatten zwischen Holzträger und Betonplatte.

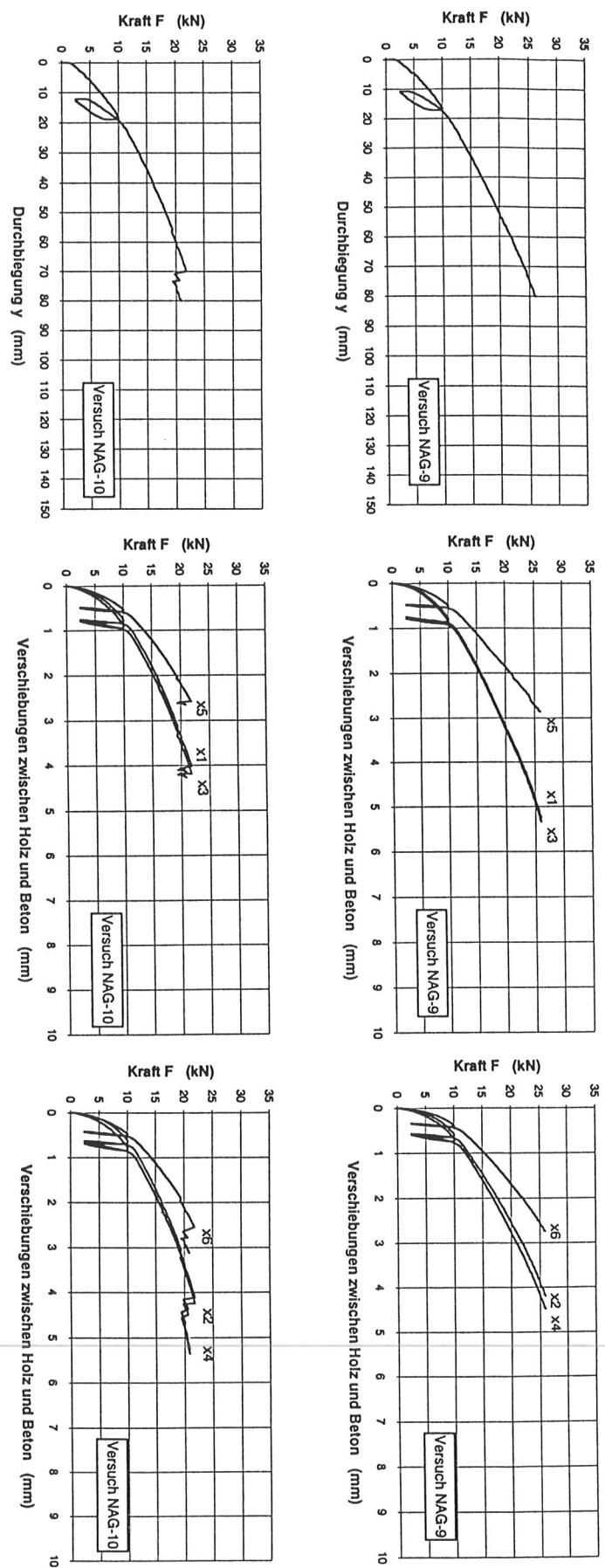


Abb. 79 Kraft-Verformungsdiagramme der Versuche NAG-(9÷10) mit Nagelplatten zwischen Holzträger und Betonplatte.

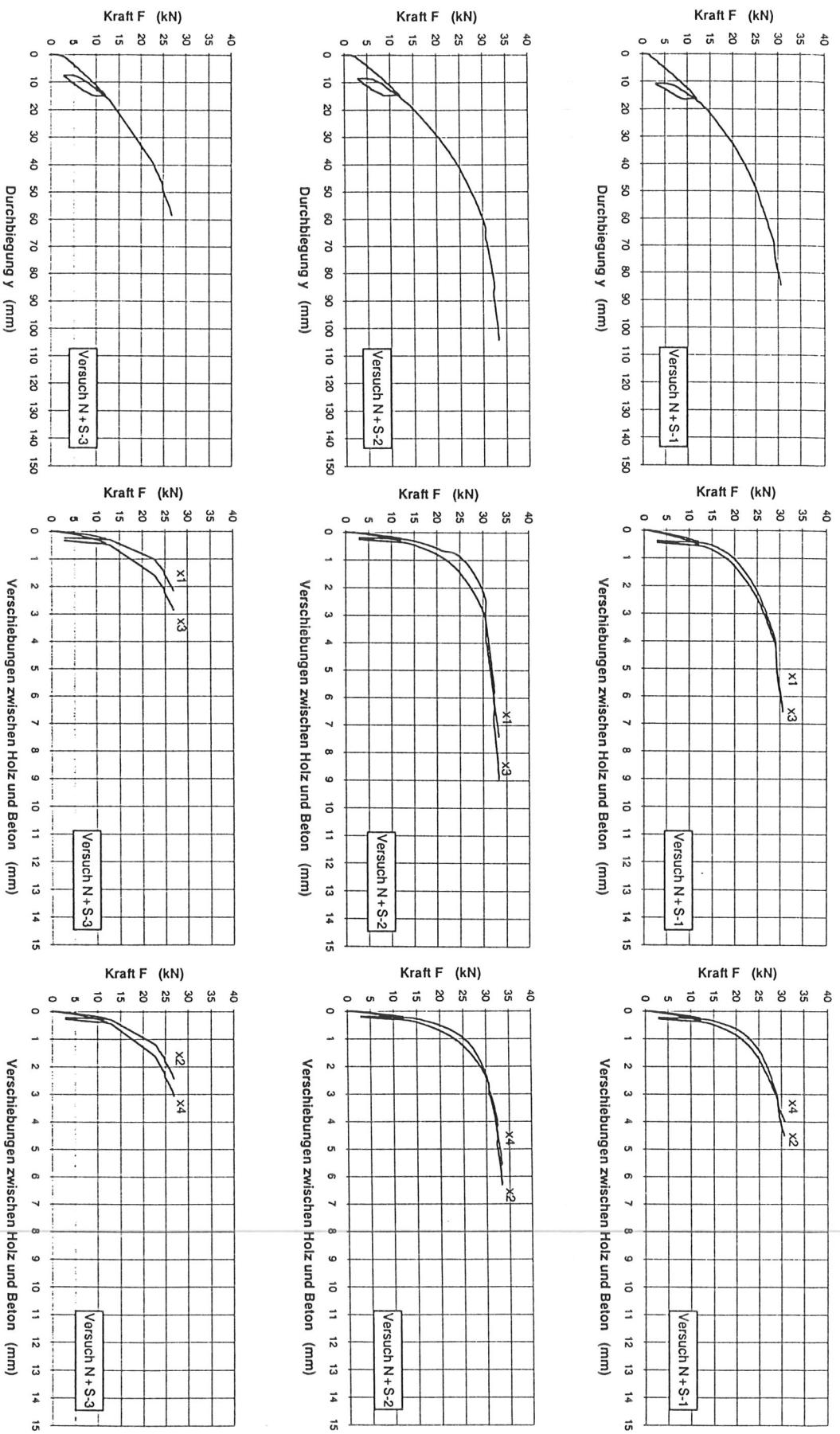


Abb. 80 Kraft-Verformungsdiagramme der Versuche N+S-(1÷3) mit Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl zwischen Holzträger und Betonplatte.

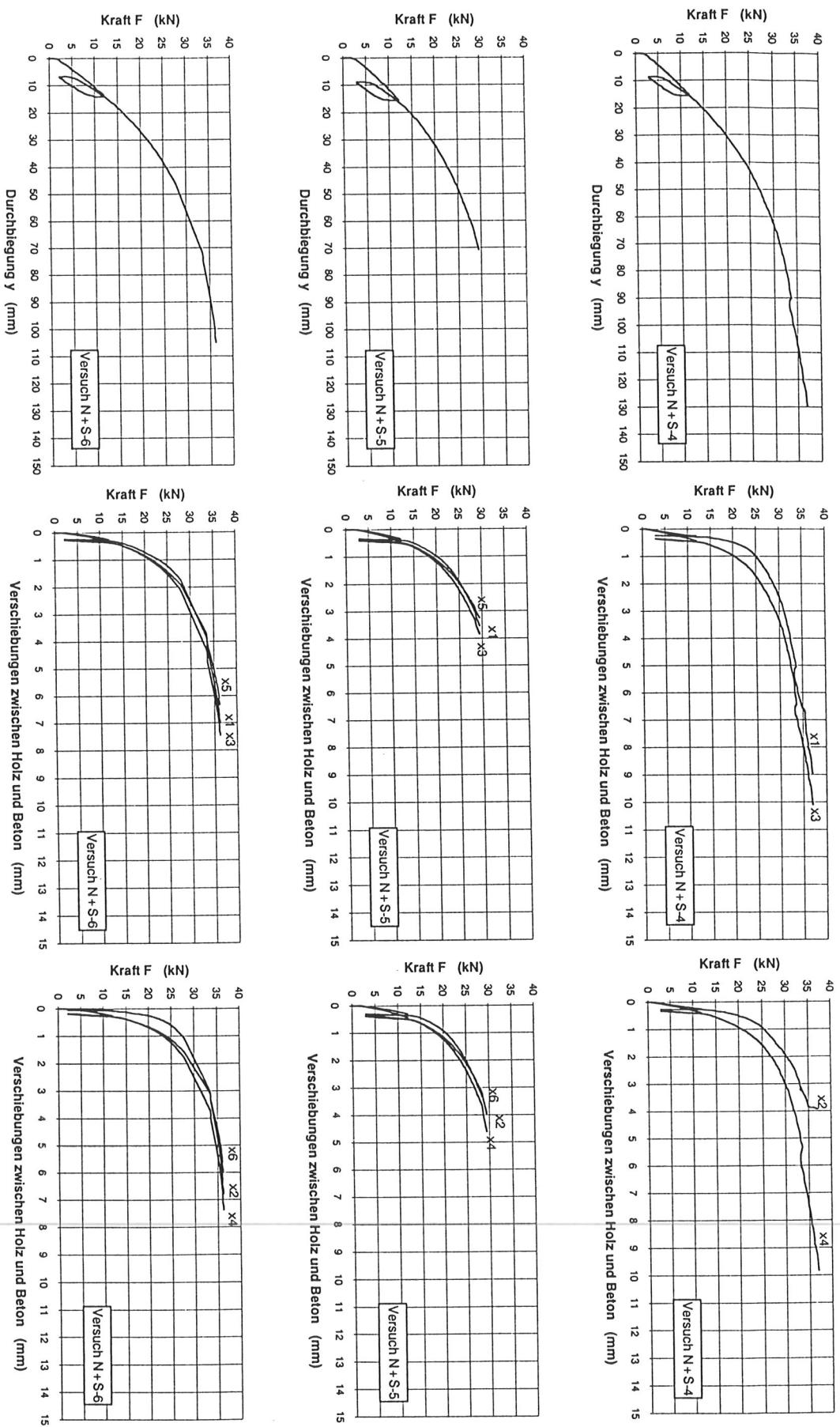


Abb. 81 Kraft-Verformungsdiagramme der Versuche N+S-(4÷6) mit Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl zwischen Holzträger und Betonplatte.

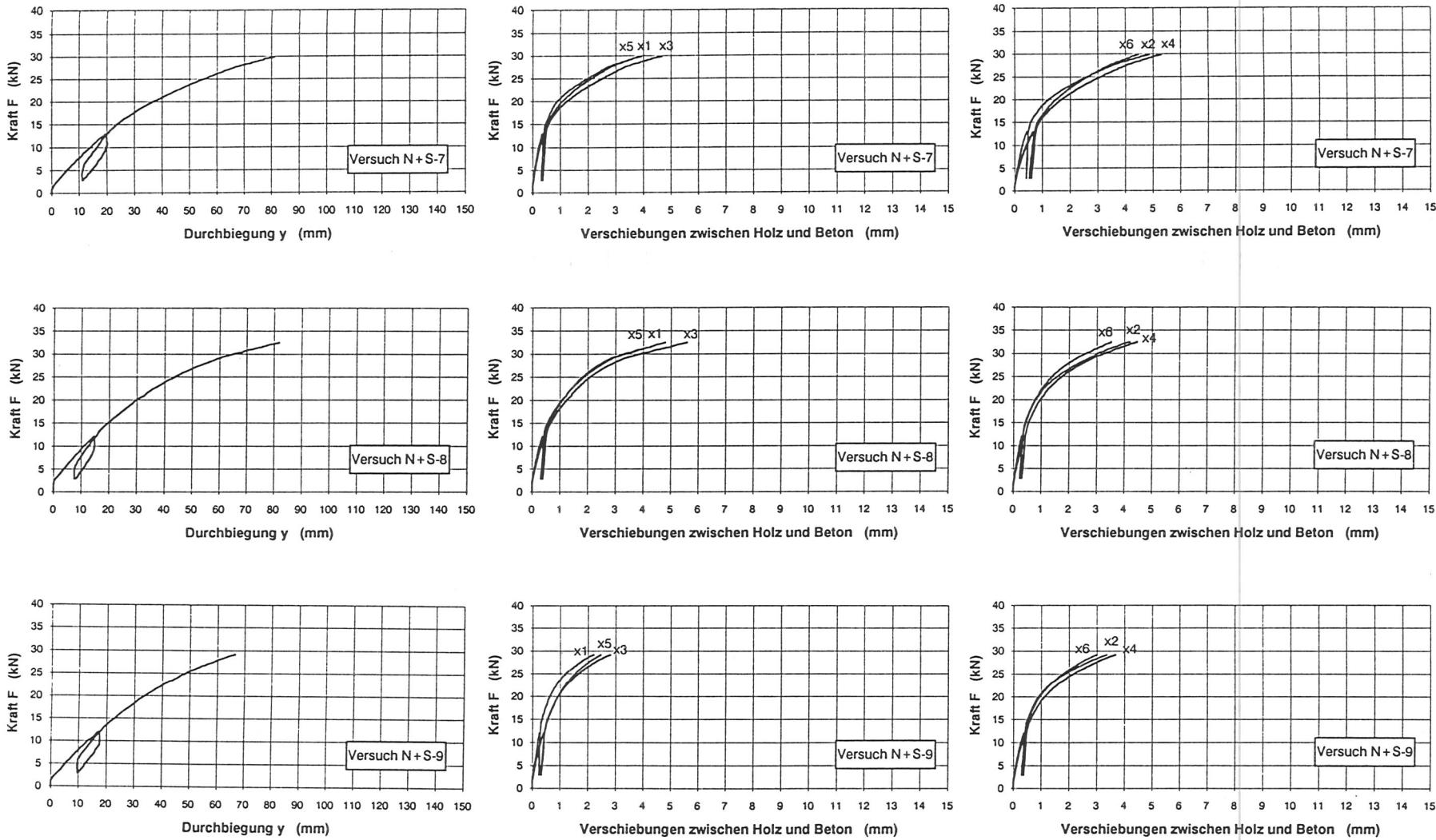


Abb. 82 Kraft-Verformungsdiagramme der Versuche N+S-(7÷9) mit Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl zwischen Holzträger und Betonplatte.

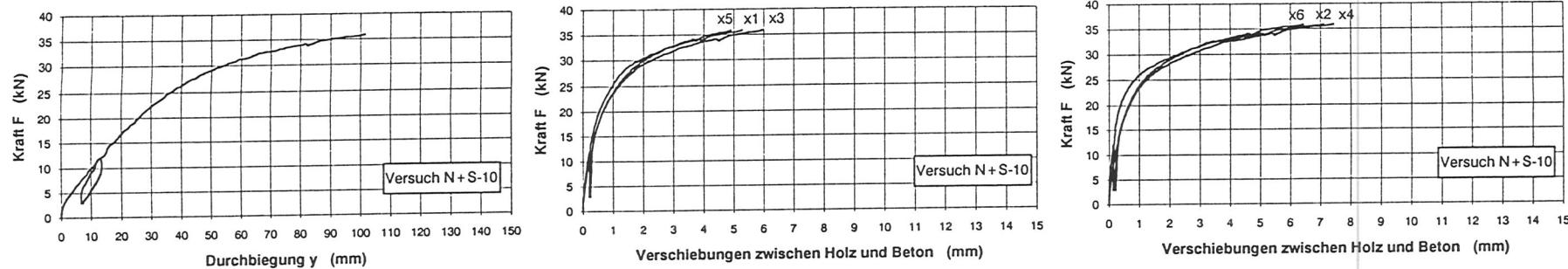


Abb. 83 Kraft-Verformungsdiagramme des Versuchs N+S-10 mit Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl zwischen Holzträger und Betonplatte.

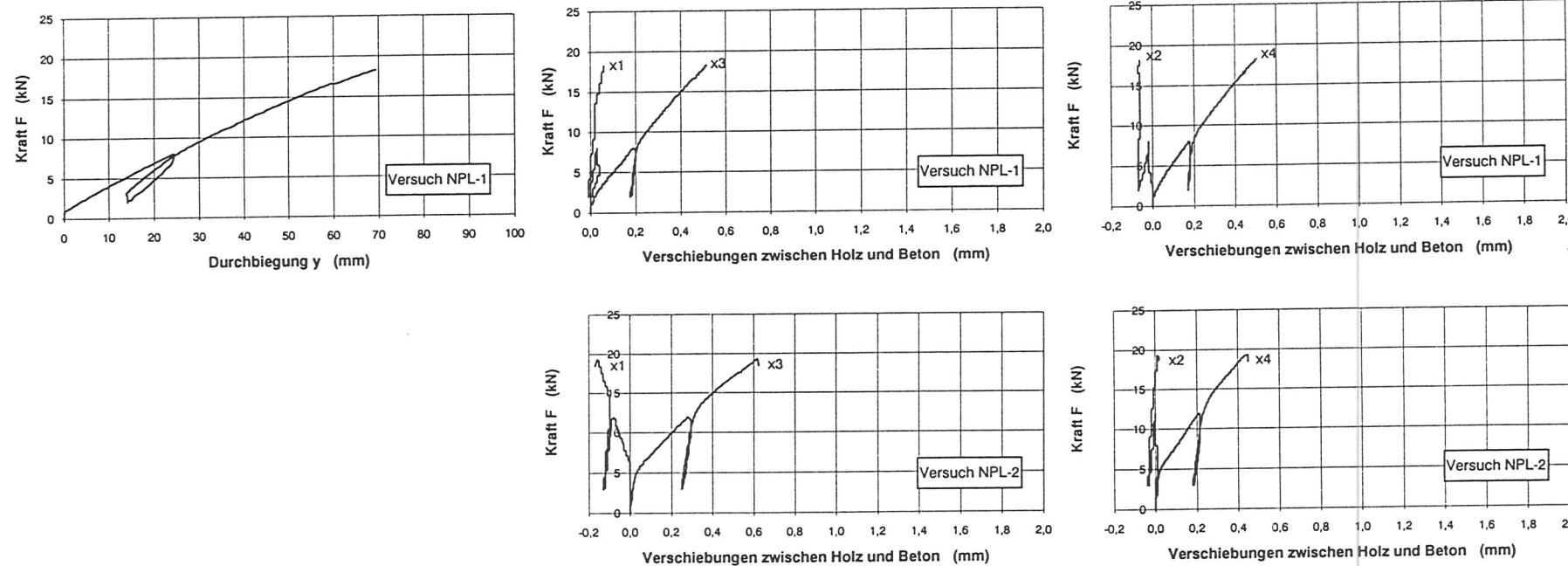


Abb. 84 Kraft-Verformungsdiagramme der Versuche NPL-(1÷2) mit Betonnocken zwischen Furrnierschichtholzplatte und Betonplatte (Betonplatte mit Bewehrung 2 x Q 131).

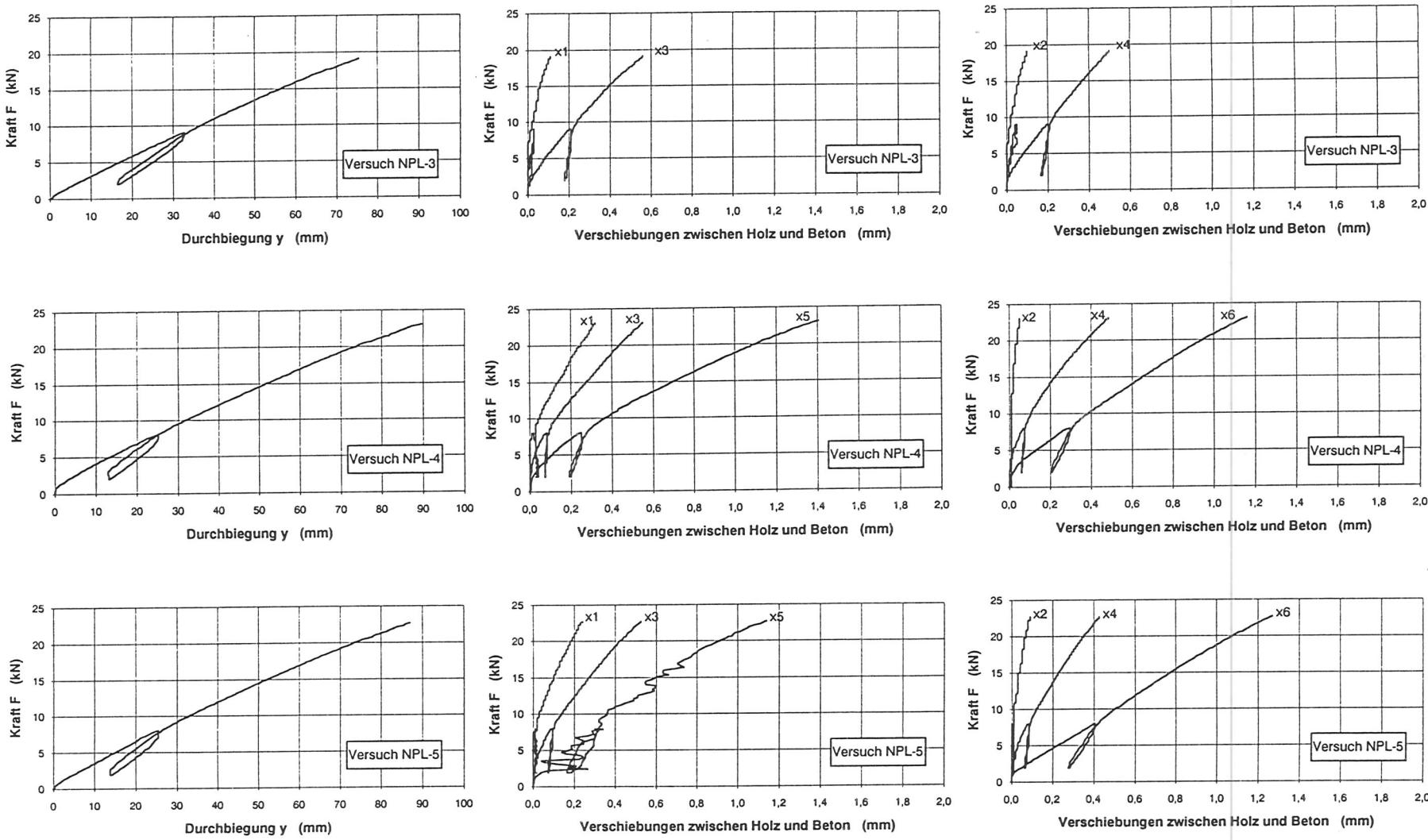


Abb. 85 Kraft-Verformungsdiagramme der Versuche NPL-(3÷5) mit Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte (Betonplatte mit Bewehrung 2 x Q131).

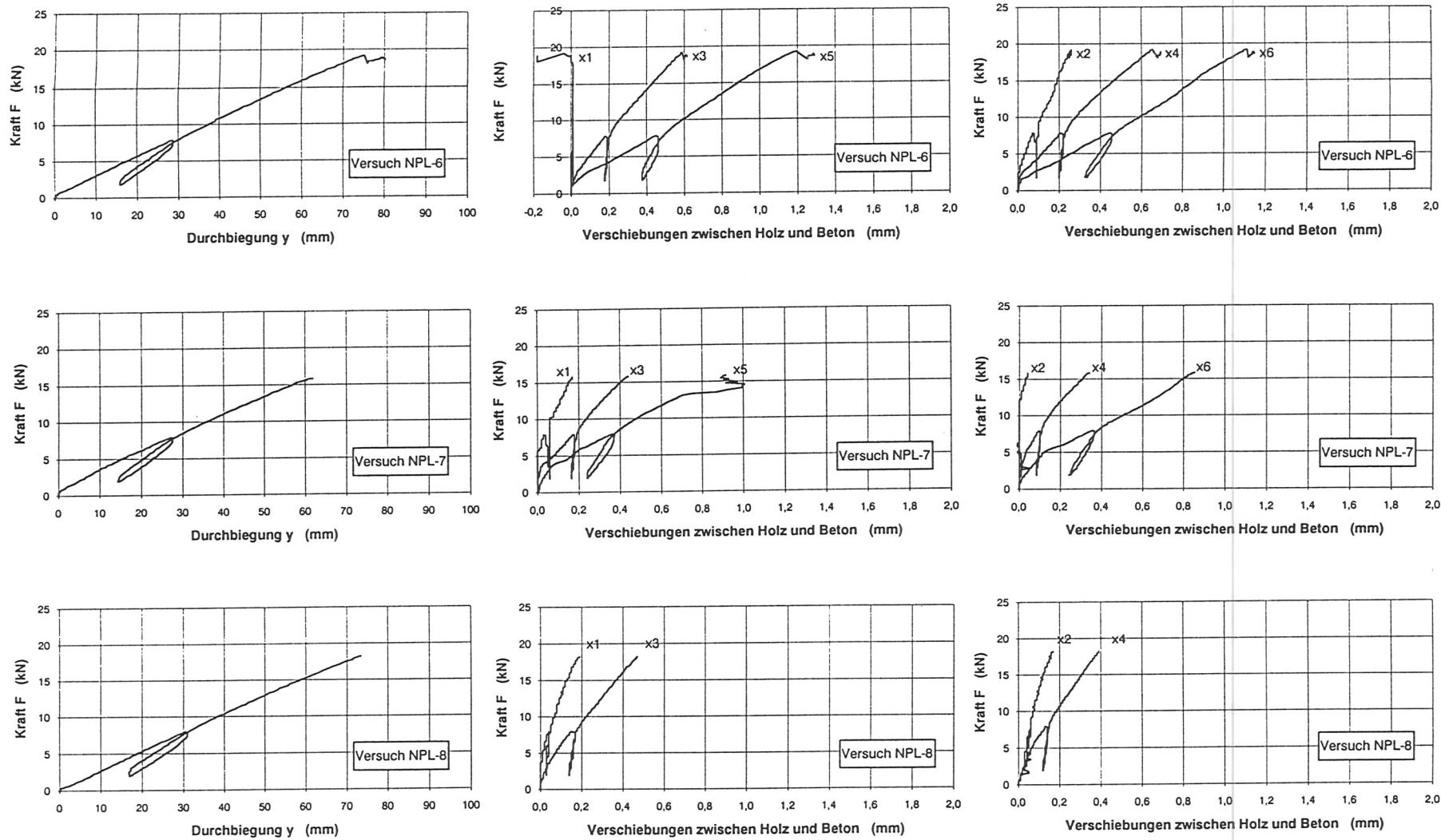


Abb. 86 Kraft-Verformungsdiagramme der Versuche NPL-(6÷8) mit Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte (Betonplatte ohne Bewehrung).

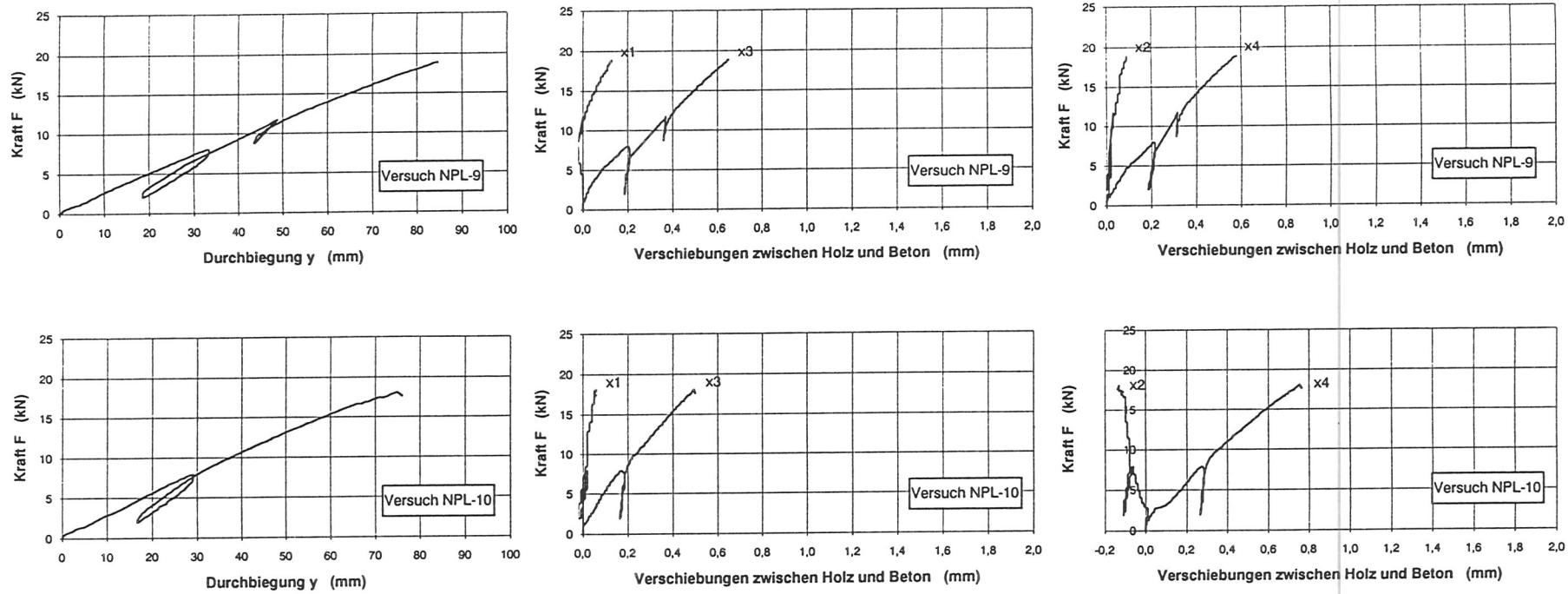


Abb. 87 Kraft-Verformungsdiagramme der Versuche NPL-(9÷10) mit Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte (Betonplatte ohne Bewehrung).

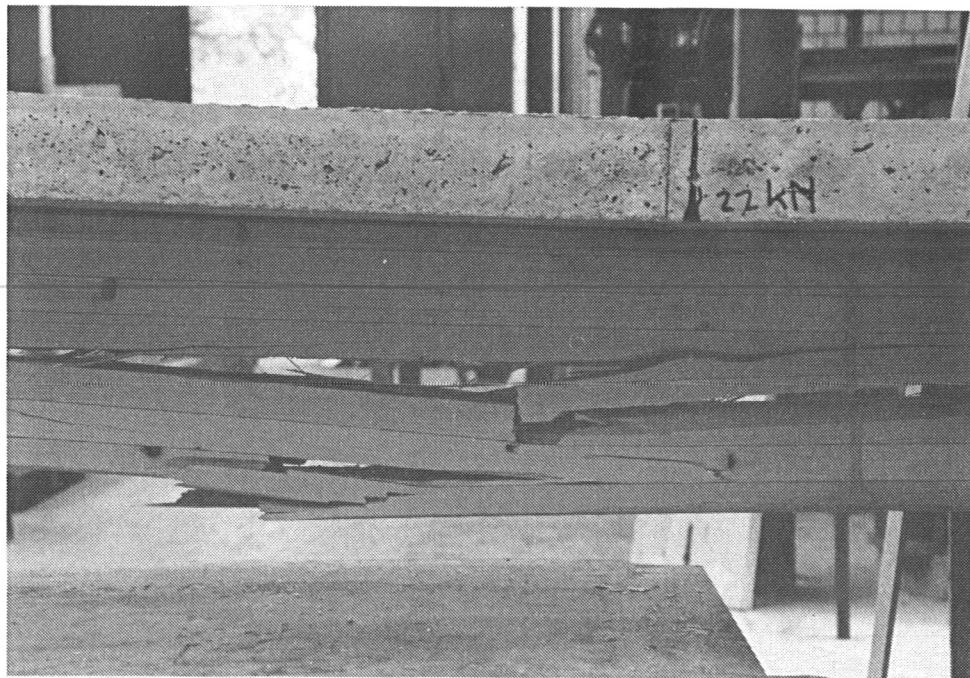


Abb. 88 Verbundsystem aus Holzträger und Betonplatte nach dem Versuch mit Biegezugbruch im Brettschichtholzträger.

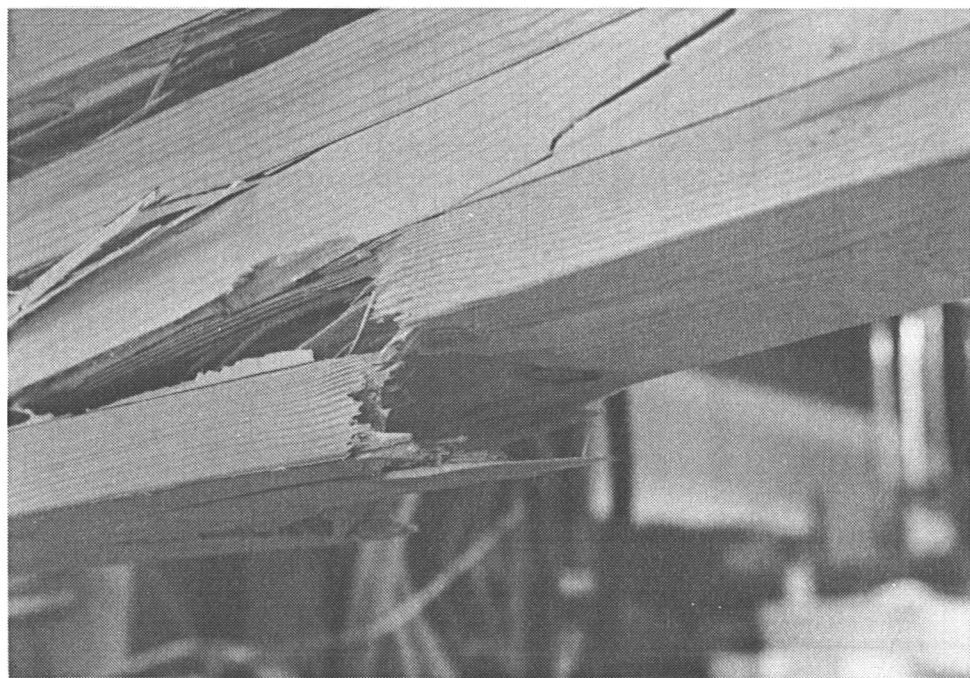


Abb. 89 Rißbeginn durch Äste in der untersten Trägerlamelle.

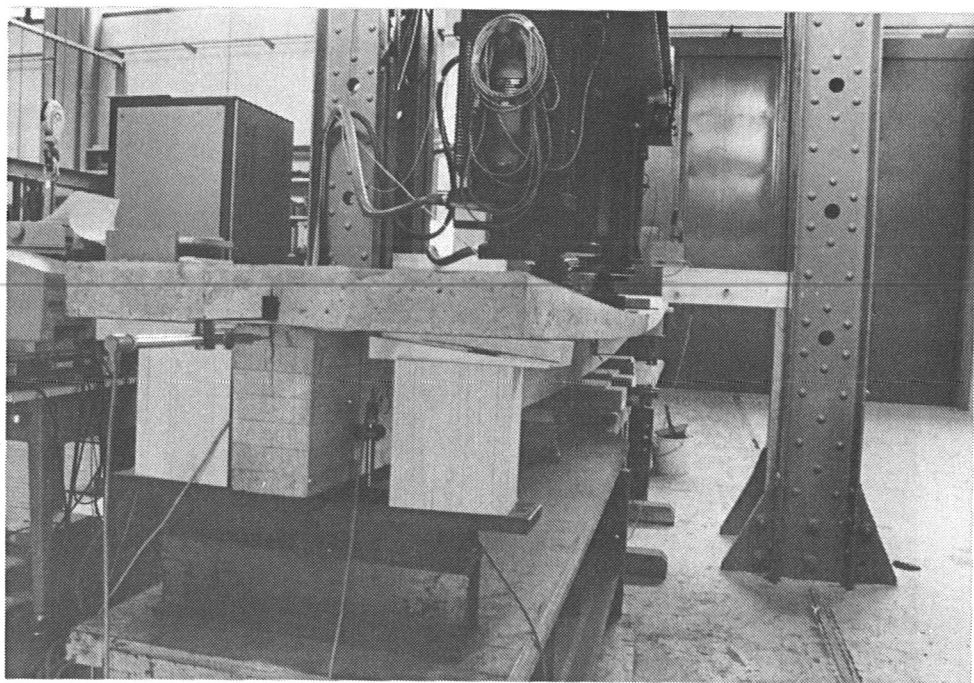


Abb. 90 Aufgespaltenes Hirnholzende bei einem Verbundträger mit Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl.

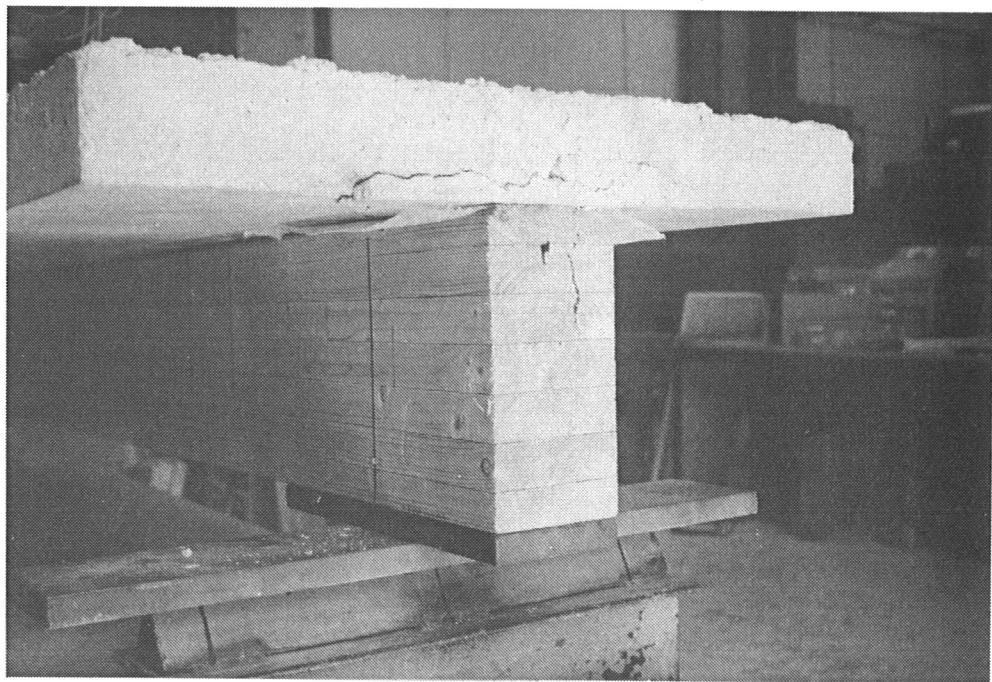


Abb. 91 Aufgespaltenes Trägerende mit ausgeschertem Vorholz und aufgerissener Betonplatte.

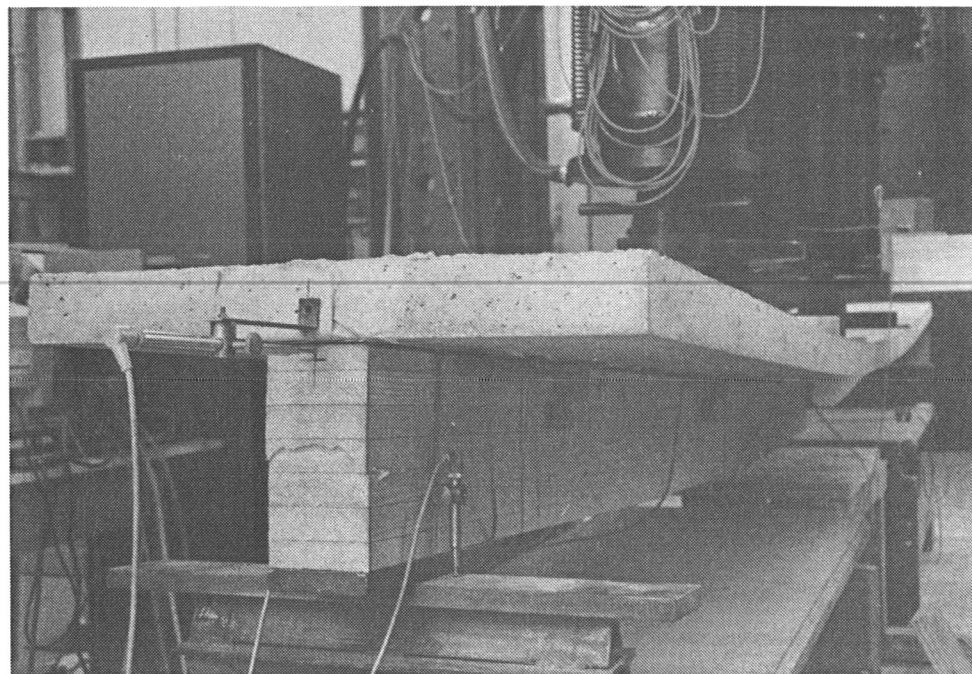


Abb. 92 Schubbruch im Brettschichtholzträger beim Verbundträger N+S-6 mit Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl.

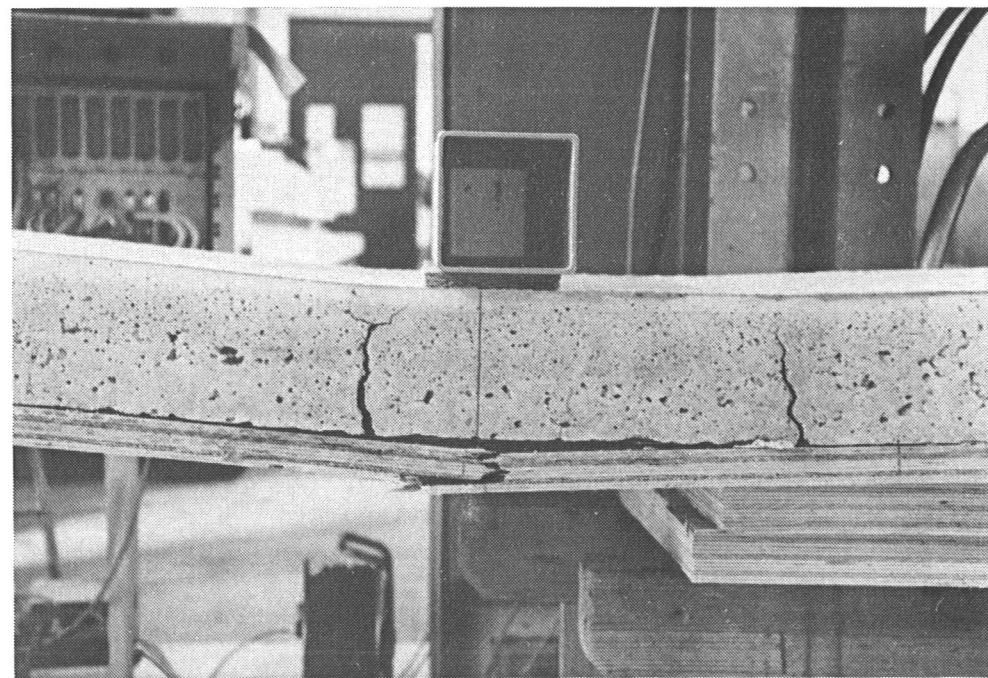


Abb. 93 Verbundsystem aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte nach dem Versuch mit Zugbruch in der Furnierschichtholzplatte und Rissen in der Betonplatte.

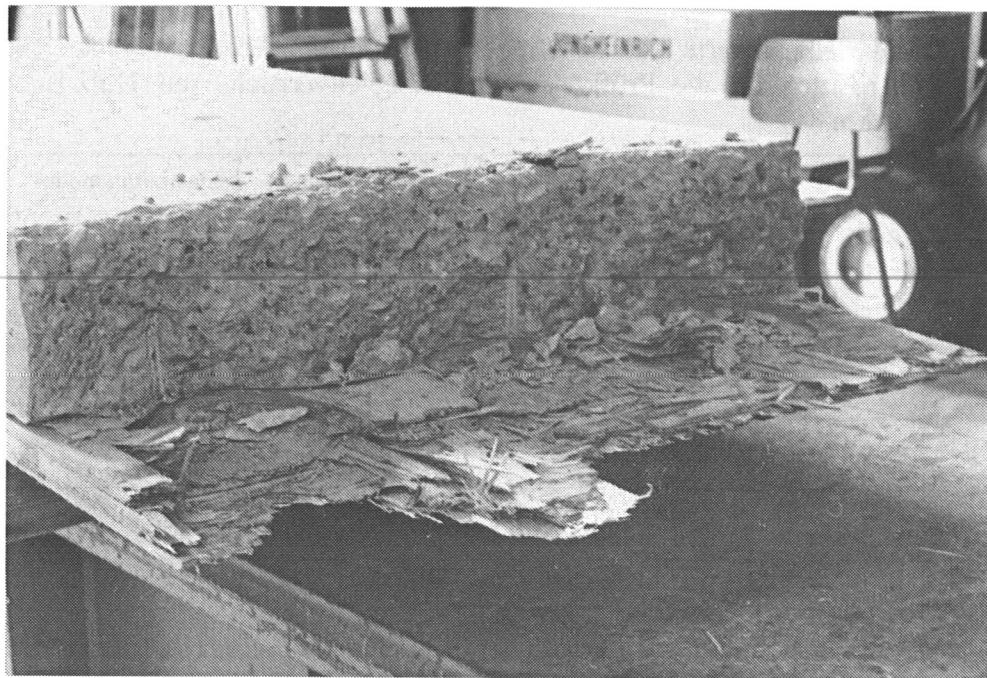


Abb. 94 Freigelegte Versagensstelle mit gerissenem Furnierschichtholz in einem Querschnitt, der durch die Ausfrässungen für die Verbindungen geschwächt ist.

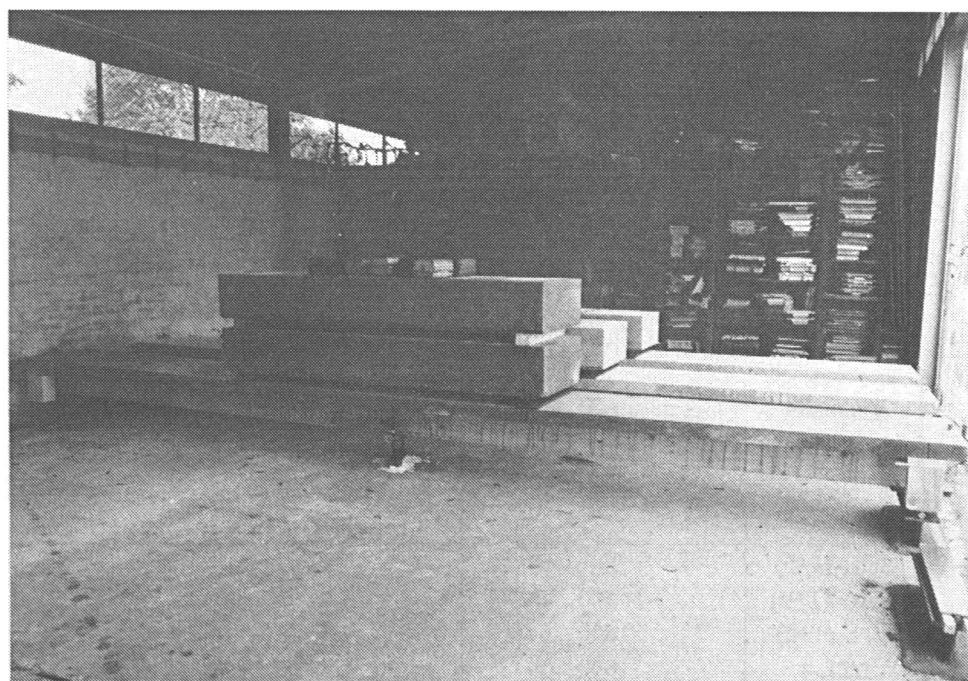


Abb. 95 Für die Langzeituntersuchungen aufgestellte und belastete Holz-Beton-Verbundträger.

Anlage 100

Tabelle 20 Materialkennwerte der Holzträger aus Brettschichtholz und der Furnierschichtholzplatten für die Prüfkörper der Langzeitversuche mit Holz-Beton-Verbundträgern.

Versuchsbezeichnung	Rohdichte bei Holzfeuchte u (kg/m^3)	Holzfeuchte u (%)	Elastizitätsmodul ¹⁾ (N/mm^2)
SCH-1	409	10,0	10500
SCH-2	432	9,9	10800
NAG-1	498	13,0	12000
NAG-2	486	12,1	12600
N+S-1	424	10,2	10500
N+S-2	412	9,5	10800
NPL-1	501	8,5	10800
NPL-2	502	8,2	11000

¹⁾ Statischer Zug-Elastizitätsmodul der BSH-Träger in den Versuchen SCH-(1+2), NAG-(1+2), N+S-(1+2).

Statischer Zug-Elastizitätsmodul der Furnierschichtholzplatten bei Belastung parallel zum Deckfurnier in den Versuchen NPL-(1+2).

Tabelle 21 Materialkennwerte des Betons für die Prüfkörper der Langzeitversuche mit Holz-Beton-Verbundträgern (Betonalter: 28 Tage).

Materialkennwerte	Einzelwerte			Mittelwert
Druckfestigkeit (N/mm^2)	28,0	29,8	27,8	28,5
Rohdichte (kg/m^3)	2231	2251	2250	2244
Druck-Elastizitätsmodul (N/mm^2)	28200	28200	26500	27600
Biegezugfestigkeit (N/mm^2)	4,5	5,2	4,8	4,8

Tabelle 22 Belastung der Holz-Beton-Verbundträger in den Langzeitversuchen.

Versuchsbezeichnung	Gesamtmasse der aufgebrachten Belastung (kg)	Kraft F pro Lasteinleitungsstelle (kN)	mittlere Höchstlast pro Kolben der entsprechenden Kurzzeit-Biegeversuche (kN)
SCH-(1+2)	900	4,4	18,8
NAG-(1+2)	1100	5,4	22,0
N+S-(1+2)	1600	7,8	32,1
NPL-1	1000	4,9	18,1
NPL-2	1000	4,9	20,5
NPL-1: Betonplatte ohne Bewehrung			
NPL-2: Betonplatte mit Bewehrung 2 x Q 131			

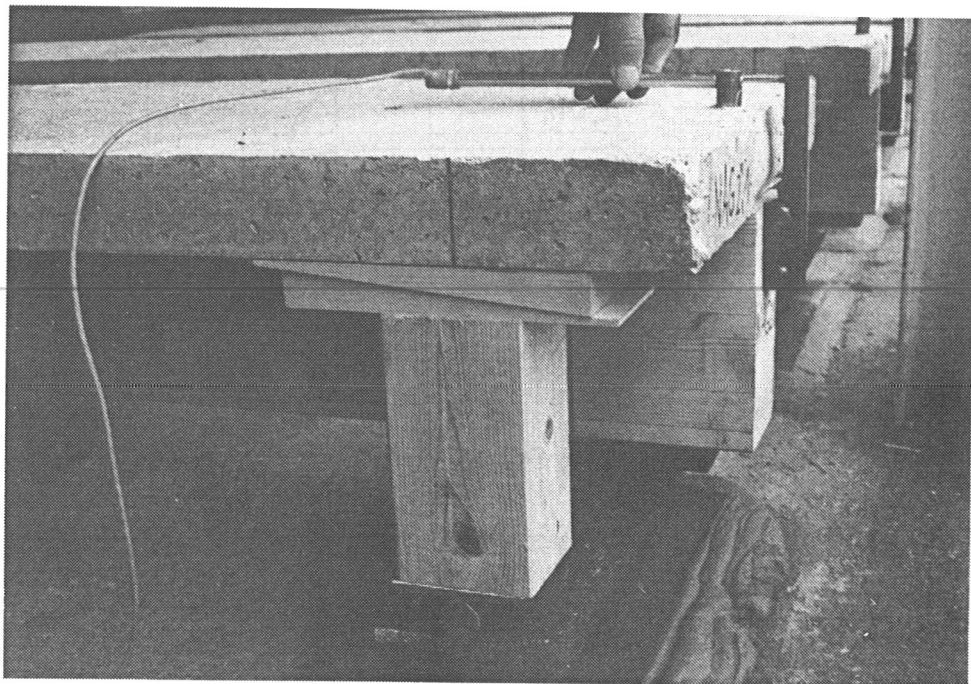


Abb. 96 Meßstelle zur Aufnahme der Verschiebungen zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge an einem Trägerende eines Verbundsystems aus Brettschichtholzträger und Betonplatte.

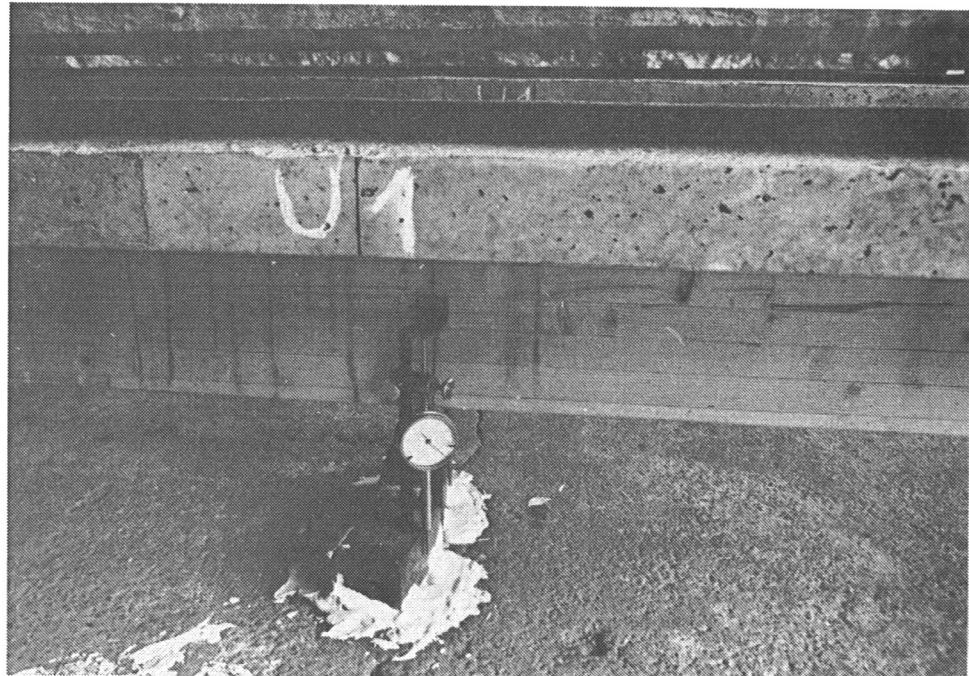


Abb. 97 Meßstelle mit eingebauter Meßuhr zur Durchbiegungsmessung in Trägermitte.

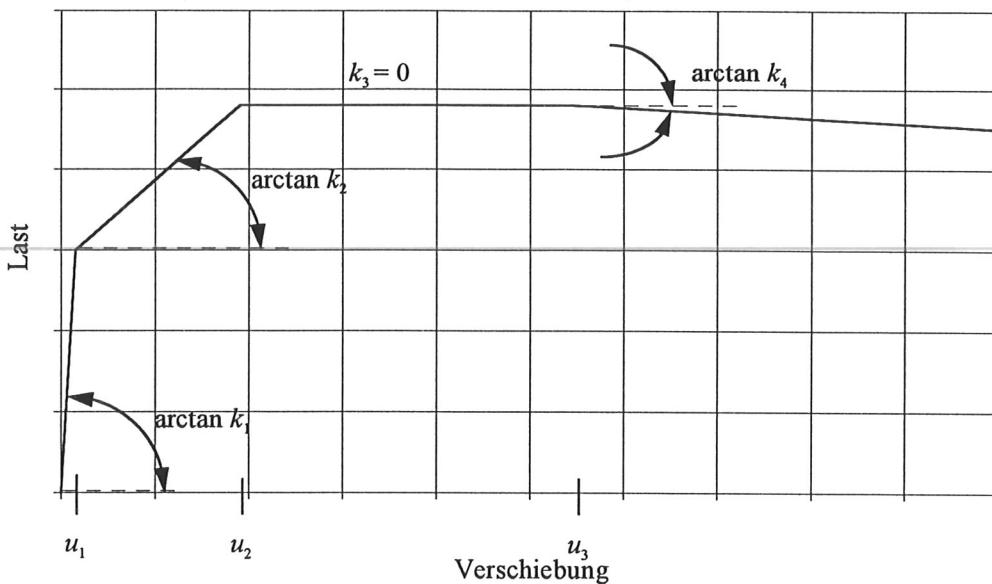


Abb. 98 Prinzipieller Verlauf der Näherungsfunktion für die Last-Verschiebungsdiagramme.

Tabelle 23 Mittelwert und Standardabweichung der Parameter der angenäherten Last-Verschiebungs-Polygonzüge der Holz-Beton-Verbindungen mit unter $\pm 45^\circ$ eingebrachten Schrauben sowie der Rohdichten der Hölzer aus den zugehörigen Scher-versuchen D-SCH-(1÷16).

	Mittelwert	Standard-abweichung
k_1 (N/mm)	15901	1528
u_1 (mm)	0,63	0,09
k_2 (N/mm)	9352	1954
u_2 (mm)	1,17	0,18
k_3 (N/mm)	0	10
u_3 (mm)	1,45	0,22
k_4 (N/mm)	- 1623	500
Rohdichte (kg/m ³)	438	38,4

Tabelle 24 Korrelationskoeffizienten zwischen den Parametern aus Tabelle 23 für Holz-Beton-Verbindungen mit unter $\pm 45^\circ$ eingebrachten Schrauben.

	Rohdichte	k_1	u_1	k_2	u_2	u_3	k_4
Rohdichte	1						
k_1	- 0,01	1					
u_1	0,16	- 0,73	1				
k_2	- 0,23	0,47	- 0,59	1			
u_2	0,53	- 0,33	0,40	- 0,34	1		
u_3	0,33	- 0,28	0,35	- 0,35	0,94	1	
k_4	- 0,11	- 0,26	- 0,12	0,07	- 0,53	- 0,45	1

Tabelle 25 Mittelwert und Standardabweichung der Parameter der angenäherten Last-Verschiebungspolygonzüge der Holz-Beton-Verbindungen mit Nagelplatte und der Rohdichten der Hölzer aus den entsprechenden Scherversuchen B-NAG-(1÷46).

		Mittelwert	Standard-abweichung
k_1	(N/mm)	77393	24926
u_1	(mm)	0,28	0,07
k_2	(N/mm)	7575	2411
u_2	(mm)	4,15	0,68
k_3	(N/mm)	0	10
u_3	(mm)	8,44	1,49
Rohdichte	(kg/m ³)	463	67,4

Tabelle 26 Korrelationskoeffizienten zwischen den Parametern aus Tabelle 25 für Holz-Beton-Verbindungen mit Nagelplatte.

	Rohdichte	k_1	u_1	k_2	u_2	u_3
Rohdichte	1					
k_1	0,33	1				
u_1	- 0,49	- 0,93	1			
k_2	0,83	0,57	- 0,70	1		
u_2	- 0,45	- 0,40	0,45	- 0,72	1	
u_3	- 0,50	- 0,16	0,23	- 0,62	0,70	1

Tabelle 27 Mittelwert und Standardabweichung der Parameter der angenäherten Last-Verschiebungs-Polygonzüge der Holz-Beton-Verbindungen mit Betonnocke und Stahlstift sowie der Rohdichten der Hölzer aus den zugehörigen Scherversuchen B-N+S-(1÷46).

		Mittelwert	Standard-abweichung
k_1	(N/mm)	80967	22292
u_1	(mm)	0,45	0,16
k_2	(N/mm)	10292	3143
u_2	(mm)	2,30	0,54
k_3	(N/mm)	0	10
u_3	(mm)	4,44	0,73
k_4	(N/mm)	- 962	222
Rohdichte	(kg/m ³)	471	43,8

Anlage 104

Tabelle 28 Korrelationskoeffizienten zwischen den Parametern aus Tabelle 27 für Holz-Beton-Verbindungen mit Betonnocke und Stahlstift.

	Rohdichte	k_1	u_1	k_2	u_2	u_3	k_4
Rohdichte	1						
k_1	- 0,27	1					
u_1	0,47	- 0,89	1				
k_2	- 0,24	0,03	- 0,12	1			
u_2	0,31	- 0,27	0,29	- 0,76	1		
u_3	- 0,26	0,04	- 0,07	- 0,24	0,22	1	
k_4	- 0,24	0	- 0,10	0,02	- 0,18	0,01	1

Tabelle 29 Mittelwert und Standardabweichung der Parameter der angenäherten Last-Verschiebungs-Polygonzüge der Holz-Beton-Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte.

	Mittelwert	Standard- abweichung
k_1 (N/mm)	212825	104322
u_1 (mm)	0,10	0,05
k_2 (N/mm)	41369	11883
u_2 (mm)	0,76	0,14
k_3 (N/mm)	1103	927
u_3 (mm)	5,22	2,70
k_4 (N/mm)	- 174	1236

Tabelle 30 Korrelationskoeffizienten zwischen den Parametern aus Tabelle 29 für Holz-Beton-Verbindungen mit Betonnocke zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte.

	k_1	u_1	k_2	u_2	k_3	u_3	k_4
k_1	1						
u_1	- 0,66	1					
k_2	- 0,14	- 0,05	1				
u_2	- 0,29	0,37	- 0,27	1			
k_3	0,06	- 0,06	0,15	- 0,06	1		
u_3	0,06	- 0,16	- 0,24	- 0,02	- 0,52	1	
k_4	- 0,02	0	- 0,11	- 0,10	0,23	- 0,35	1

Tabelle 31 Festgelegte Verteilungen der Materialeigenschaften des Brettschichtholzes und des Furnierschichtholzes Kerto Q als Eingabeparameter in das Rechenmodell.

Trägerserie	Rohdichte		Elastizitätsmodul		Biegefestigkeit	
	Mittelwert (kg/m ³)	Standard- abweichung (kg/m ³)	Mittelwert (N/mm ²)	Standard- abweichung (N/mm ²)	Mittelwert (N/mm ²)	Standard- abweichung (N/mm ²)
SCH	438	38,4	14040	726	47,0	7,1
NAG	463	67,4	12230	1116	42,7	6,0
N+S	471	43,8	13430	1090	45,6	6,6
NPL	507	40,0	10142	602	38,9	8,8

Tabelle 32 Korrelationskoeffizienten der Materialeigenschaften des Brettschichtholzes.

	Rohdichte	Elastizitätsmodul	Biegefestigkeit
Rohdichte	1		
Elastizitätsmodul	0,60	1	
Biegefestigkeit	0,35	0,60	1

Tabelle 33 Korrelationskoeffizienten der Materialeigenschaften des Furnierschichtholzes.

	Rohdichte	Elastizitätsmodul	Biegefestigkeit
Rohdichte	1		
Elastizitätsmodul	0,60	1	
Biegefestigkeit	0,55	0,65	1

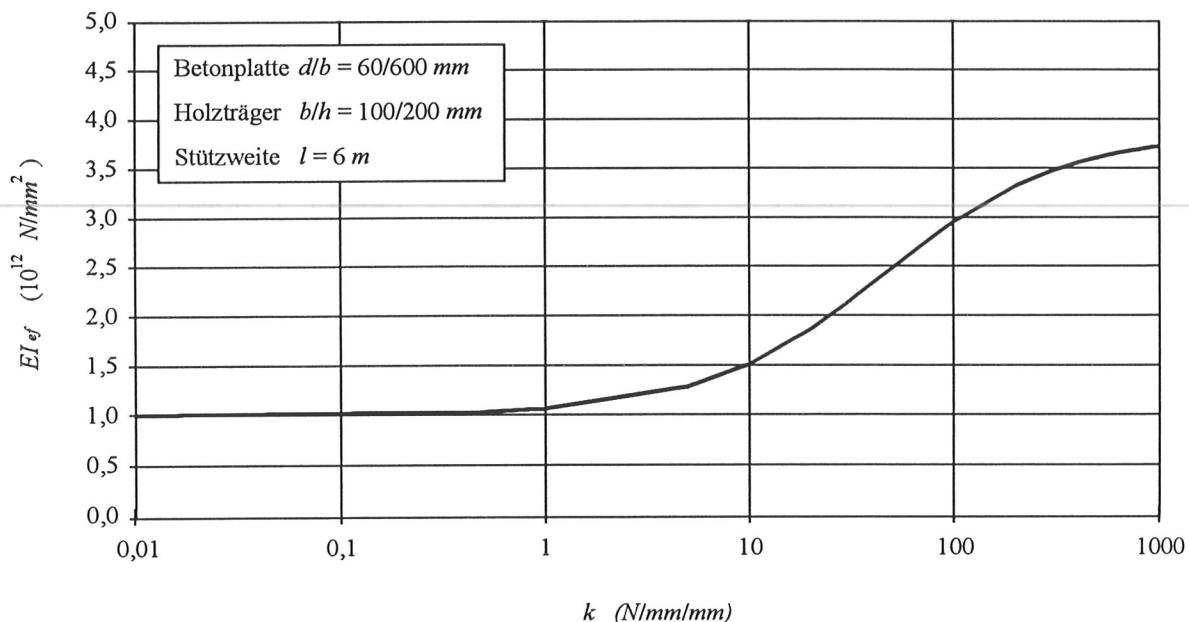


Abb. 99 Einfluß der Verbindungssteifigkeit k auf die wirksame Biegesteifigkeit $(EI)_{ef}$ eines Holz-Beton-Verbundträgers.

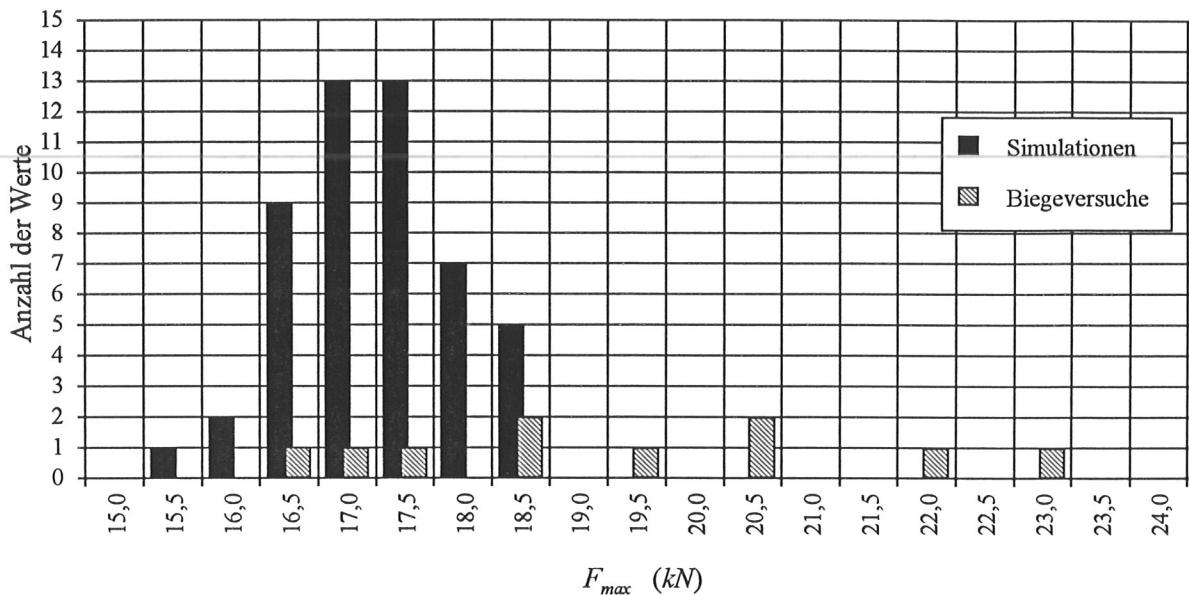


Abb. 100 Häufigkeitsverteilung der Höchstlasten von 50 simulierten Holz-Beton-Verbundträgern mit Schraubenverbindungen und Häufigkeitsverteilung der Höchstlasten in den entsprechenden Biegeversuchen SCH-(1÷10).

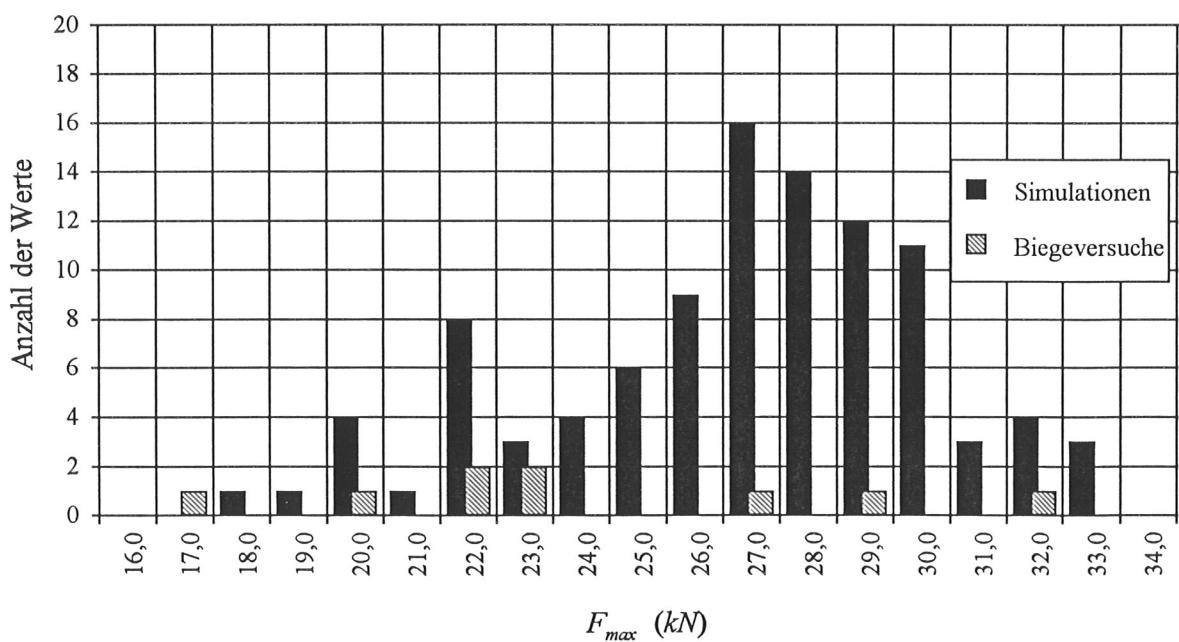
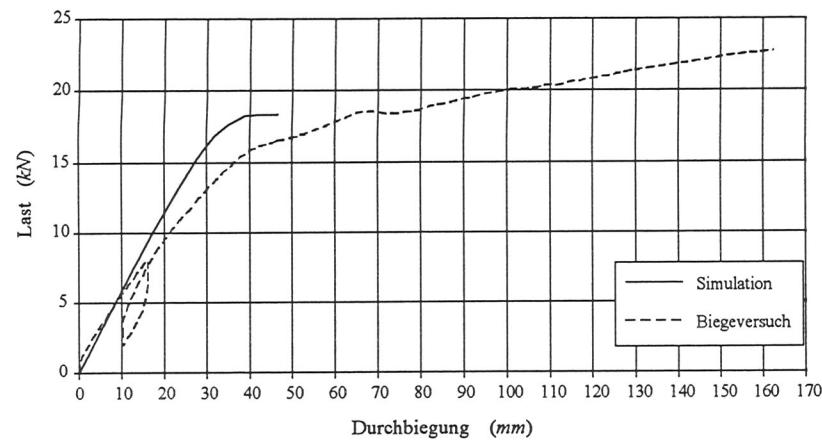
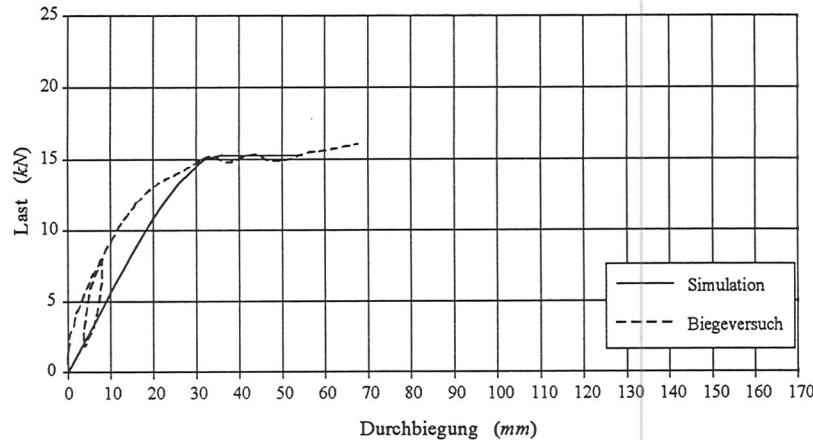


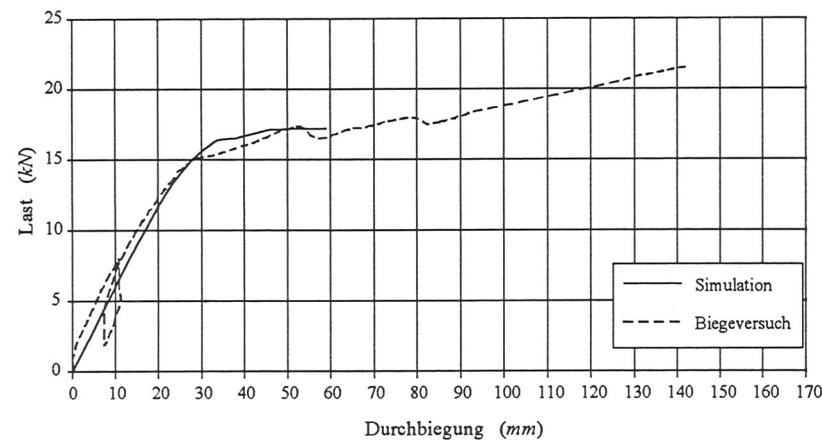
Abb. 101 Häufigkeitsverteilung der Höchstlasten von 100 simulierten Holz-Beton-Verbundträgern mit Nagelplattenverbindungen und Häufigkeitsverteilung der Höchstlasten in den entsprechenden Biegeversuchen NAG-(2÷10).



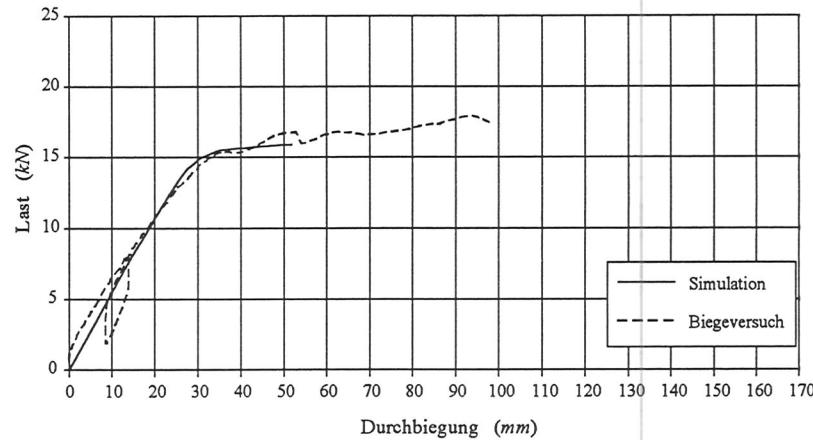
Last-Durchbiegungskurven mit den jeweils größten Höchstlasten.



Last-Durchbiegungskurven mit den jeweils kleinsten Höchstlasten.

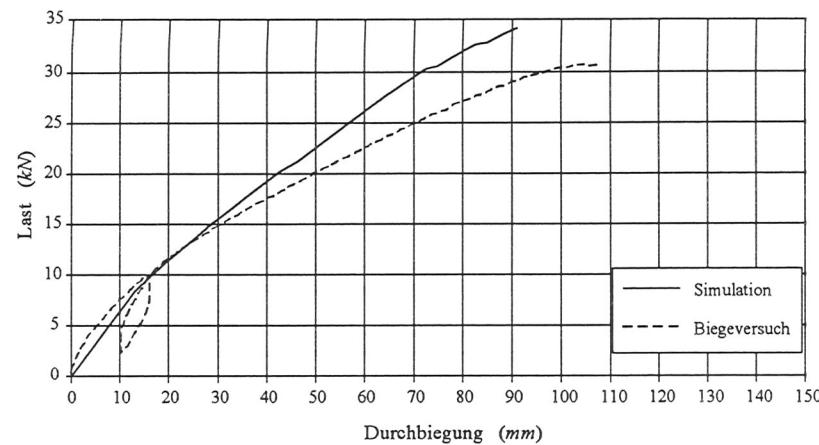


Last-Durchbiegungskurven mit den jeweils größten Biegesteifigkeiten.

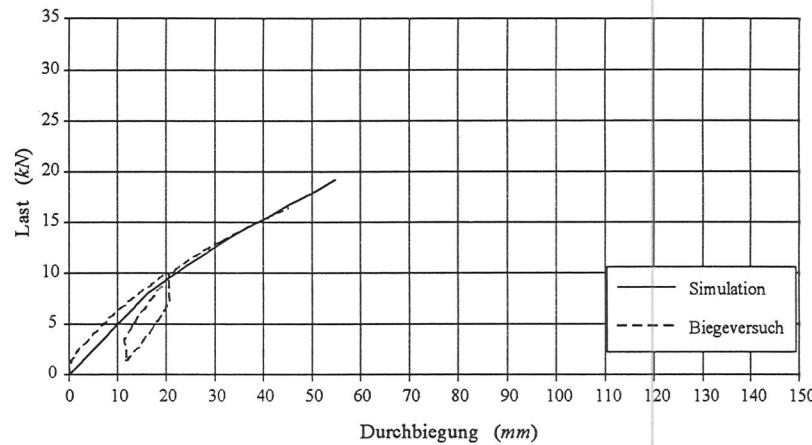


Last-Durchbiegungskurven mit den jeweils kleinsten Biegesteifigkeiten.

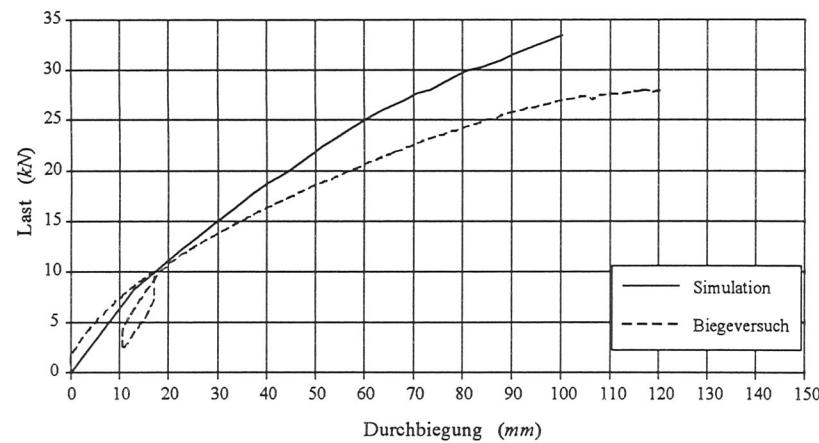
Abb. 102 Vergleich der Last-Durchbiegungskurven von simulierten und geprüften Holz-Beton-Verbundträgern mit Schraubenverbindungen.



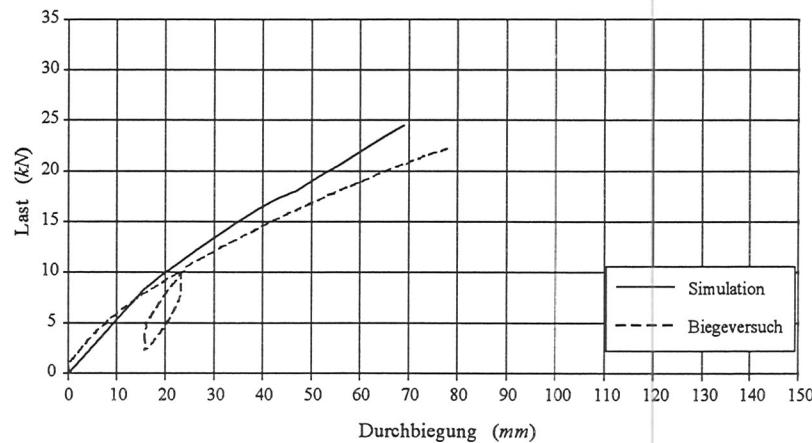
Last-Durchbiegungskurven mit den jeweils größten Höchstlasten.



Last-Durchbiegungskurven mit den jeweils kleinsten Höchstlasten.



Last-Durchbiegungskurven mit den jeweils größten Biegesteifigkeiten.



Last-Durchbiegungskurven mit den jeweils kleinsten Biegesteifigkeiten.

Abb. 103 Vergleich der Last-Durchbiegungskurven von simulierten und geprüften Holz-Beton-Verbundträgern mit Nagelplattenverbindungen.

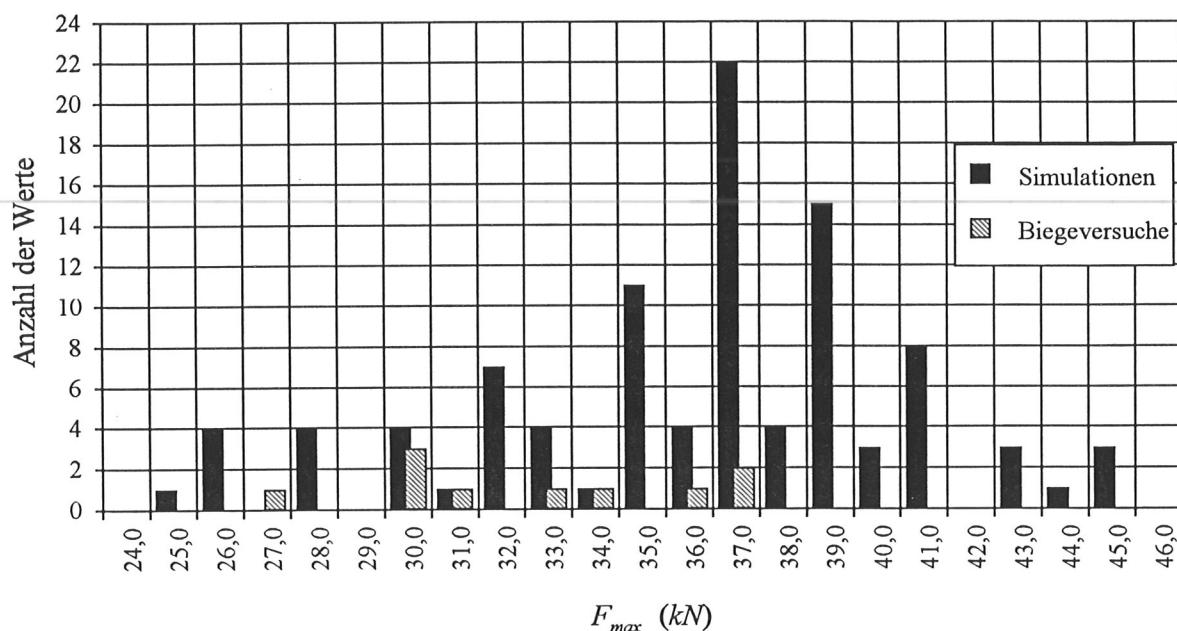


Abb. 104 Häufigkeitsverteilung der Höchstlasten von 100 simulierten Holz-Beton-Verbundträgern mit Verbindungen aus Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl und Häufigkeitsverteilung der Höchstlasten in den entsprechenden Biegeversuchen N+S-(1÷10).

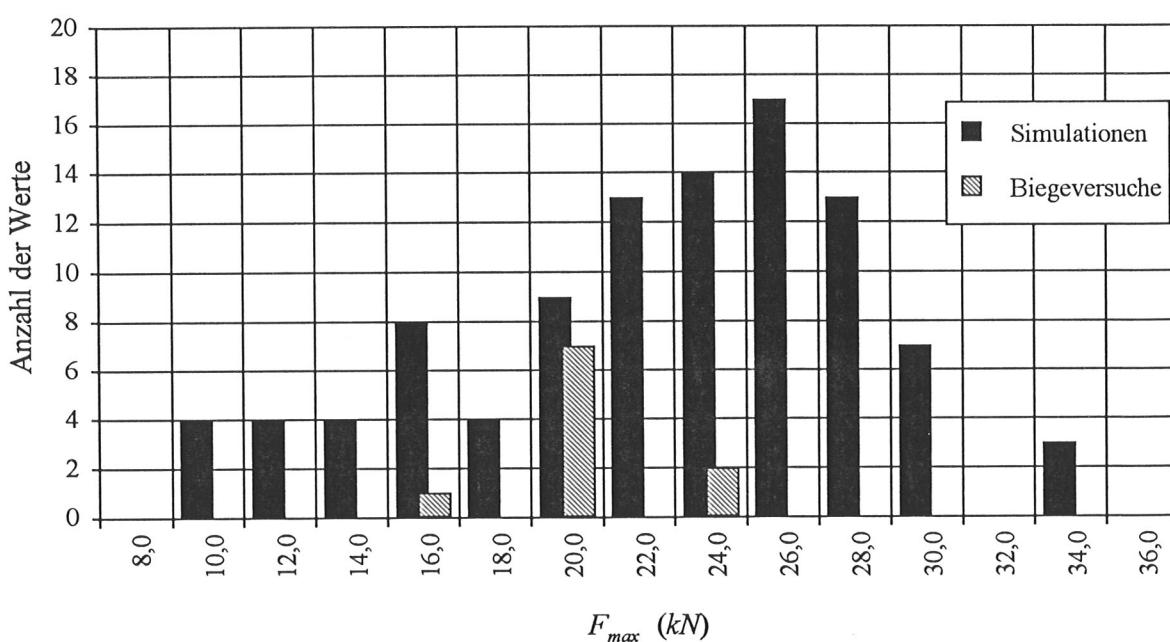
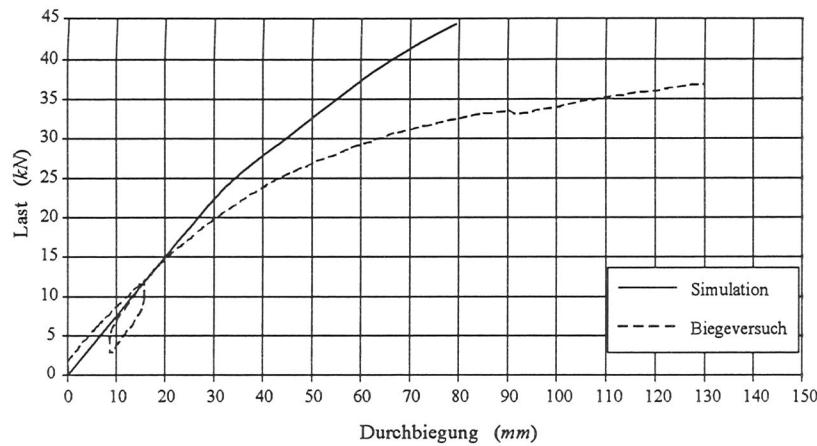
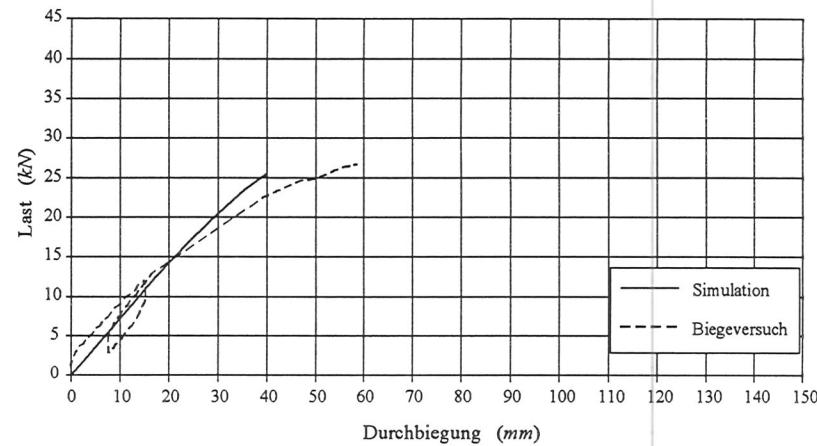


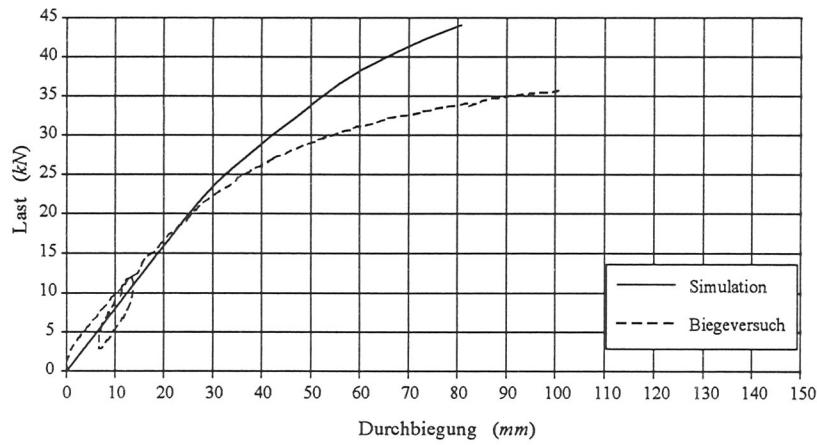
Abb. 105 Häufigkeitsverteilung der Höchstlasten von 100 simulierten Holz-Beton-Verbundträgern mit Verbindungen aus Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte und Häufigkeitsverteilung der Höchstlasten in den entsprechenden Biegeversuchen NPL-(1÷10).



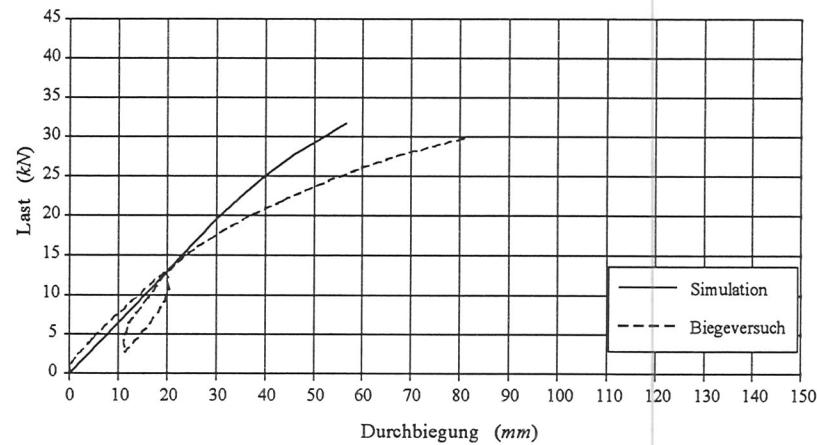
Last-Durchbiegungskurven mit den jeweils größten Höchstlasten.



Last-Durchbiegungskurven mit den jeweils kleinsten Höchstlasten.

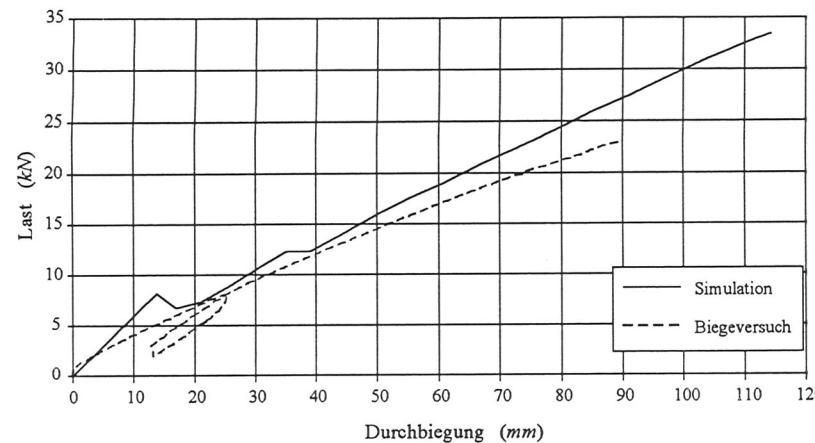


Last-Durchbiegungskurven mit den jeweils größten Biegesteifigkeiten.

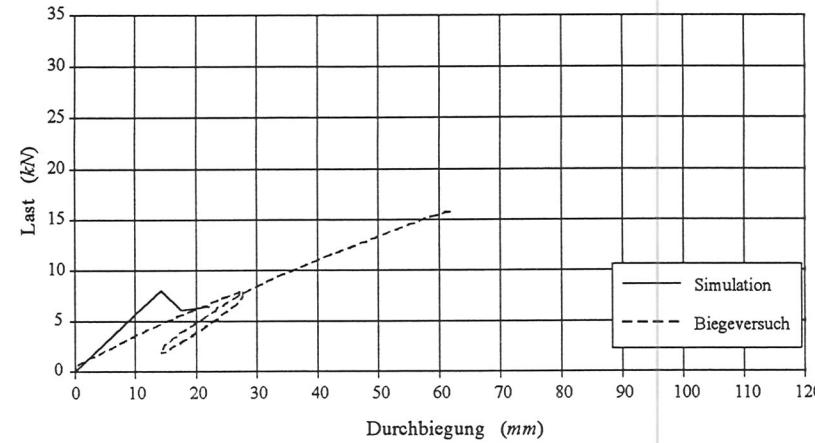


Last-Durchbiegungskurven mit den jeweils kleinsten Biegesteifigkeiten.

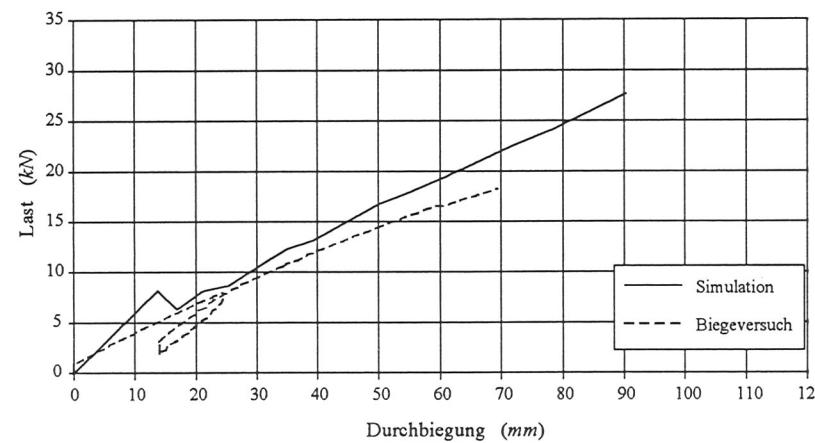
Abb. 106 Vergleich der Last-Durchbiegungskurven von simulierten und geprüften Holz-Beton-Verbundträgern mit Verbindungen aus Betonnocken und Stiften aus Betonstabstahl.



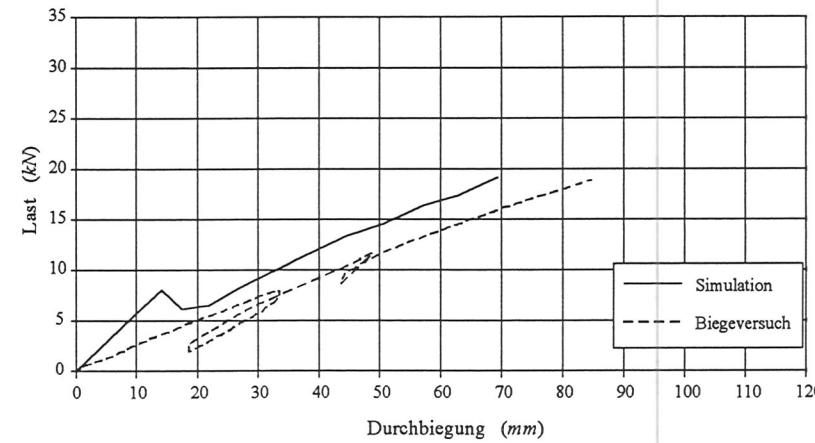
Last-Durchbiegungskurven mit den jeweils größten Höchstlasten.



Last-Durchbiegungskurven mit den jeweils kleinsten Höchstlasten.



Last-Durchbiegungskurven mit den jeweils größten Biegesteifigkeiten.



Last-Durchbiegungskurven mit den jeweils kleinsten Biegesteifigkeiten.

Abb. 107 Vergleich der Last-Durchbiegungskurven von simulierten und geprüften Holz-Beton-Verbundträgern mit Verbindungen aus Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte.

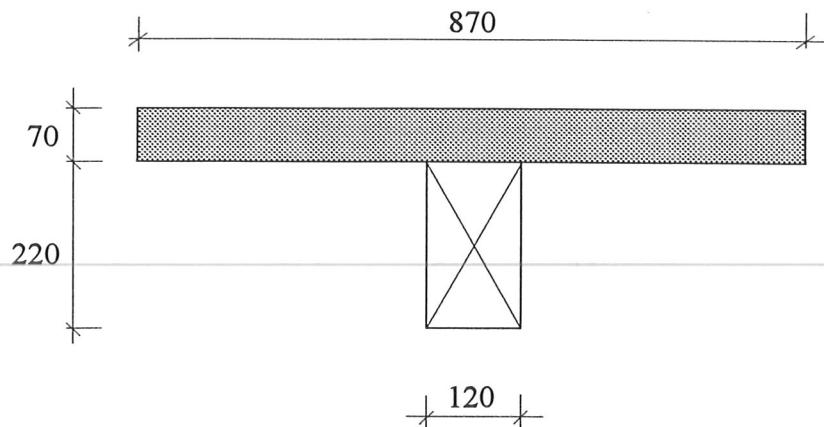


Abb. 108 Querschnittsabmessungen des Holz-Beton-Verbundträgers in der Beispielrechnung.

Tabelle 34 Materialeigenschaften, Spannweite und Belastung des Holz-Beton-Verbundträgers in der Beispielrechnung.

Beton	Elastizitätsmodul (N/mm^2)	30000
	ϕ_1	2,8
	k_1	0,4
Holz	Elastizitätsmodul (N/mm^2)	11000
	ϕ_2	0,15
	k_2	0
Verbindung	Verschiebungsmodul ($N/mm/mm$)	133,3
	ϕ	0,15
	k	0
Spannweite	l (m)	6,0
Gleichstreckenlast	q (kN/m)	4,86

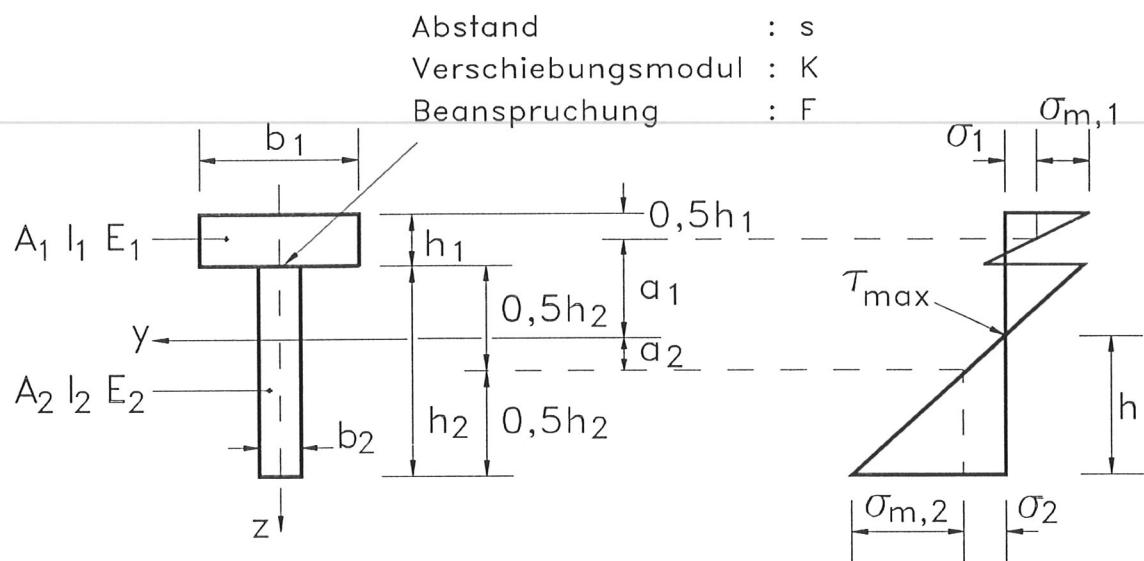


Abb. 109 Zweiteiliger Querschnitt und Biegespannungsverteilung. Die Belastung wirkt in z-Richtung. Die hier auftretenden Zugspannungen in der Betonplatte müssen über eine Zugbewehrung aufgenommen werden. Sämtliche Maße sind stets positiv, mit Ausnahme von a_2 , das in der dargestellten Richtung positiv ist.