Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 12 (1984)

Rubrik: X. Developments in the design and construction of wood structures

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 08.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

SEMINAR

X

Developments in the Design and Construction of Wood Structures

Développements dans la construction en bois: projet, calcul et exécution

Fortschritte im Ingenieurholzbau

Chairman: A. Pauser, Austria

Coordinator: J. Schneider, Switzerland

General Reporter: B. Edlund, Sweden

The theme has been introduced by the General Reporter in the Introductory Report of the 12th Congress, available at the IABSE Secretariat.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Computer Modeling of Wood Shear Walls

Modèle de calcul assisté par ordinateur pour des parois de cisaillement en bois

Computer-Berechnungsmodell für Schubwände aus Holz

Richard M. GUTKOWSKI
Assoc. Prof.
Colorado State Univ.
Ft. Collins, CO, USA

Richard M. Gutkowski, born 1945, received his Ph.D. degree at the University of Wisconsin (Madison). For 11 years he has conducted research and published works on the analysis and full-scale testing of wood members and structures. He has chaired several national committees in the U.S.

Angel L. CASTILLO
Dr. Eng.
Colorado State Univ.
Ft. Collins, CO, USA

Angel L. Castillo received M.S. and Ph.D. degrees at Colorado State University. He is practicing structural engineering in Honduras, Central America.

SUMMARY
This paper describes a computer model for the analysis of wood walls acting in in-plane shear. Nonlinear solutions are compared with experimental results for single units. A solution for a unit with a door opening is compared with alternative methods. Linear analysis of multiple units in series is discussed.

RESUME
L'article présente un modèle sur ordinateur pour l'analyse de parois de cisaillement en bois. Des solutions non linéaires sont comparées avec des résultats expérimentaux pour des unités isolées. Une solution pour une unité avec une ouverture de porte est comparée avec d'autres méthodes. Une analyse linéaire est présentée pour plusieurs unités en série.

ZUSAMMENFASSUNG
Der Beitrag beschreibt ein Computer-Berechnungsmodell für die Untersuchung von Wänden aus Holzwerkstoffen unter Schubbeanspruchung. Nichtlineare Lösungen werden mit den experimentellen Ergebnissen aus einer Wand verglichen. Die Lösung für eine Wand mit einer Türöffnung wird mit den Lösungen anderer Methoden verglichen. Lineare Ansätze für mehrfache Wände werden beschrieben.

1. INTRODUCTION

The objective of this paper is to describe a computer analysis procedure to predict the performance of partially composite, double-layered wall-panel subassemblies loaded in-plane, with the nonlinearity of the connectors included.

A multi-purpose computer program called WANELS (WAll—paNEL Systems) was prepared [1]. The analytical model includes modeling the various structural components: sheathing panels, stud-frame members, semi-rigid frame joints (lateral, rotational and axial stiffnesses), panel-to-frame connections (nonlinear force-slip relationship), and the gap between discontinuous panels. Nonlinear connector load-deformation relationships are incorporated using a rapidly converging step-wise technique. A matrix flexibility model is included to perform the linear analysis of a series of wall-panels.

2. BACKGROUND

2.1. Analysis of Layered Wood Systems

Layered wood systems are widely used in light-frame construction. Perhaps, the most representative example of the use of layered wood systems is a conventional wood-frame house. Typically, sheathing is used either as flooring atop wood joists or as roofing atop wood trusses. Stud-walls with various exterior and interior coverings (henceforth, "wall-panels") are standard components.

Wall-panels, roofs and floors perform dual roles when acted upon by lateral loads (wind and earthquake). Side walls act as layered plates subjected to transverse loading. Roofs, floors and end-walls resist the sidewall reactions as in-plane forces acting in combination with gravitational loads and/or wind pressures. The ability of these layered subassemblies to serve as diaphragms and shear walls is of major importance in resisting lateral loads. Availability of accurate analytical tools to predict their response and strength is an important prerequisite to effective design.

Layered wood systems are extremely complicated to analyze. For illustration a typical wall-panel is shown in Fig. 1. Such systems are usually multilayered with each layer made of orthotropic materials. The individual components are connected with mechanical fasteners that behave as nonlinear, flexible elements and the composite behavior of the system is incomplete. Gaps between the sheathing panels also significantly affect the system performance. In addition, there is variability in the material properties in each component. Floor and roofs have equivalent complexity, making the formulation of a structural model for complete structures an imposing endeavor.

A proper structural modeling of wood structures subjected to lateral loads should embody 1) an accurate mathematical representation of the complete, interconnected structure, 2) a comprehensive nonlinear analysis package, 3) dependable knowledge of the loads and their dynamic characteristics and 4) a probabilistic format. Because of the enormous complexity of the overall task, progress toward these needs, although steady, has been slow and challenging. The first task alone, i.e., whole structure mathematical modeling, is not yet possible. Limited parallel research is being conducted on tasks 2, 3 and 4 but application to whole structure models and subsequent refinement must await completion of task 1. To date researchers have focused on separate studies of the various subassemblies such as the wall-panels addressed in this paper. The common goal has been to produce rigorous, experimentally verified analytical models for each subassembly. At some future time these individual models can

be appropriately assembled into a viable model for systems analysis.

2.2. Pertinent Literature

The list of publications related to research on layered wood sub-assemblies is lengthy. An effective treatment of the current state-of-the-art is contained in the proceedings of a recent workshop [4]. A comprehensive bibliography of the literature particular to wood diaphragms is also available [9]. The most extensive developments have resulted from studies of wood floors subjected to transverse loads. A recent publication by Wheat et al. [12] describes the present analytical capability and presents their extension of past work to include a vital nonlinear connector feature. Independent work on floors has been conducted by Foschi [3] and on transversely loaded wood stud walls by Polensek [10].

In the U.S. the evaluation of racking strength of light-frame walls primarily has been limited to performance testing and the use of either simplified equations or empirical tables. Tuomi et al. [13] developed a simple equation (the "FPL equation") to predict the racking resistance of conventional wall-panels configured as shown in Fig. 2. The resistance, P, is given by

$$P = r \sin\alpha \left[n + m - \frac{2}{3} \left(\frac{n^2-1}{n} \cos^2\alpha + \frac{m^2-1}{m} \sin^2\alpha \right) \right] \tag{1}$$

where r is the ultimate lateral nail resistance. It was assumed that the external load is essentially resisted by the nails as they distort linearly in a particular pattern. Interior nails are treated in the same manner. The resistance of the frame was included by adding an empirical constant to Eq. 1. The resistance of several panels placed either in series or parallel is obtained by applying Eq. 1 separately to each sheet and summing the results.

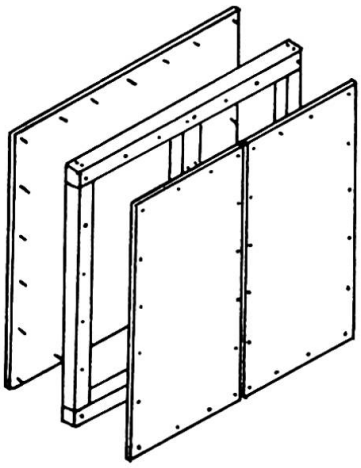


FIG.1. WALL-PANEL

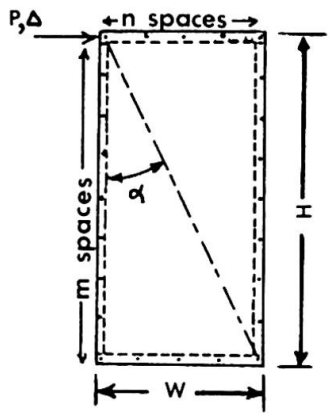


FIG.2 NOMENCLATURE

Recently, Easley et al. [2] proposed an alternative to Eq. 1, namely

$$P = \frac{W\Delta}{H(2H/KW\beta + 1/Gt)} \tag{2}$$

in which β depends on the nailing pattern, G and t are the shearing modulus and thickness of the sheathing, respectively and Δ is the racking deflection. K is a linear lateral nail stiffness but a nonlinear stiffness can also be incorporated. Eq. 2 is intended for single layered wall panels and assumes a nail force pattern considerably different than the FPL assumption.

3. ANALYTICAL MODEL

3.1. Representation of the Structure

An example wall-panel was shown in Fig. 1. The structure is modeled as described in the following paragraphs.

3.1.1. Stud Frame

Conventional stiffness matrices for beam elements are used for the frame members. Axial deformation is included but shear deformation is neglected.

3.1.2. Connector Elements

Joints between frame members are considered nondimensional "connector elements." Lateral, rotational and axial stiffness are incorporated by use of three independent linear springs. The axial stiffness can be different for behavior in compression versus tension.

3.1.3. Sheathing Panels

Past research has indicated racking is primarily attributed to sheathing-to-stud connector deformation with the sheathing acting as a rigid body. Because any reasonably close representation of the sheathing layers would be sufficient, they were modeled by orthotropic, plane stress, constant strain triangular finite elements. Other elements considered would have unnecessarily complicated mesh generation and increased the number of structural unknowns.

3.1.4. Fastener Elements

A plate-to-frame connection is shown in Fig. 3a. This fastener is modeled by a pair of orthogonal springs having the same resultant lateral load deformation behavior in any direction. This behavior is known to be nonlinear, as illustrated in Fig. 3b, and its treatment is described later.

3.1.5. Gap Elements

A gap between adjacent panels could be subjected to axial and frictional interaction. Gap axial stiffness has been quantified by Jizba [5]. Under load, portions of the gap can either close or open. In WANELS this performance is approximated by springs placed between adjacent nodes of each plate (Fig. 4a). The springs are given the nonlinear load-deformation behavior shown in Fig. 4b. No research has been conducted to quantify frictional sliding and this feature is not yet included.

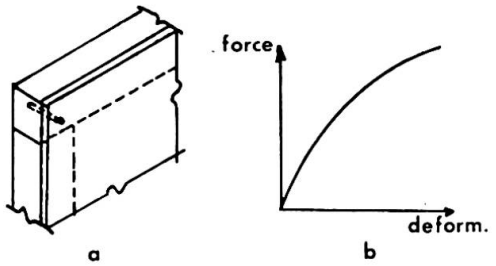


FIG.3 FASTENER

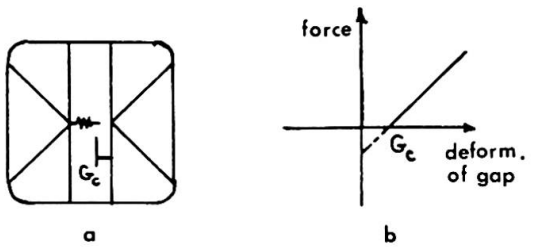


FIG.4 GAP

3.2. Nonlinear Analysis Technique

When the nonlinearity is due to the connector force-slip relationship, the system stiffness equations are

$$[K(\delta)]\underline{D} = \underline{P} \tag{3}$$

where $\underline{D}$ is the vector of nodal displacements, $\underline{P}$ is the vector of applied loads, and the stiffness matrix $[K(\delta)]$ is a function of the interlayer slips. In WANELS a step-wise technique is used to solve Eq. 3. The method is based on a step-wise approximation to either nonlinear lateral nail resistance data or a chosen empirical relationship. Techniques for determining ordinates and abscissas are given in [1]. Basically, Eq. 3 is written as

$$[K(\delta)]\ \underline{D} = \underline{P} - \underline{E} \tag{4}$$

in which $\underline{E}$ is a vector containing the "extra-loads" of the connectors (an extra load is a segment y-intercept). Then Eq. 4 is solved by an iterative procedure. Treatment of the nails is depicted graphically in Fig. 5. The stiffness equations are coupled through degrees of freedom associated with frame connector, fastener and gap elements. Also, only those degrees of freedom related to nonlinearities are directly needed. The remaining degrees of freedom are partitioned and condensed prior to assemblage and initiation of the iterative procedure. Reformulation of matrices during iteration is further facilitated by similar partitioning of the extra loads vectors. Convergence is highly favorable when compared with other commonly used techniques [1].

3.3. Modeling a Series of Wall-Panels

A series of adjacent wall panels is modeled as depicted in Fig. 6. Flexibility

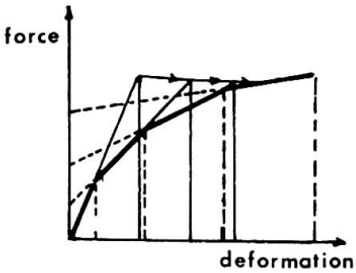


FIG.5 STEP-WISE SOLUTION

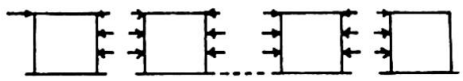


FIG.6 WALL-PANELS IN SERIES

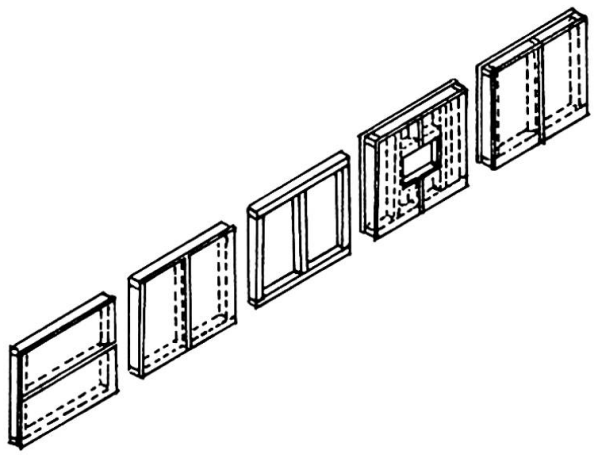


FIG. 7 HYPOTHETICAL SYSTEM

coefficients are generated by applying unit loads at each linked node and externally loaded node. Flexibility equations are then solved for the interactive forces. The response of each wall-panel is found by superposing the separate responses due to its interactive and external loads. Although this capability is presently limited to linear solutions, even geometries as complex as the hypothetical case in Fig. 7 would be readily solved in WANELS.

4. VERIFICATION OF PROGRAM WANELS

The accuracy of WANELS was examined and fully reported in [1]. Prediction of wall-panel load-deflection response was verified using test data obtained by Patton-Mallory et al. [8]. Ten replications of each of 20 different reduced size wall-panel specimens were tested to destruction. Four of these wall panel sets were used in verifying WANELS. Results for one of these are reported herein.

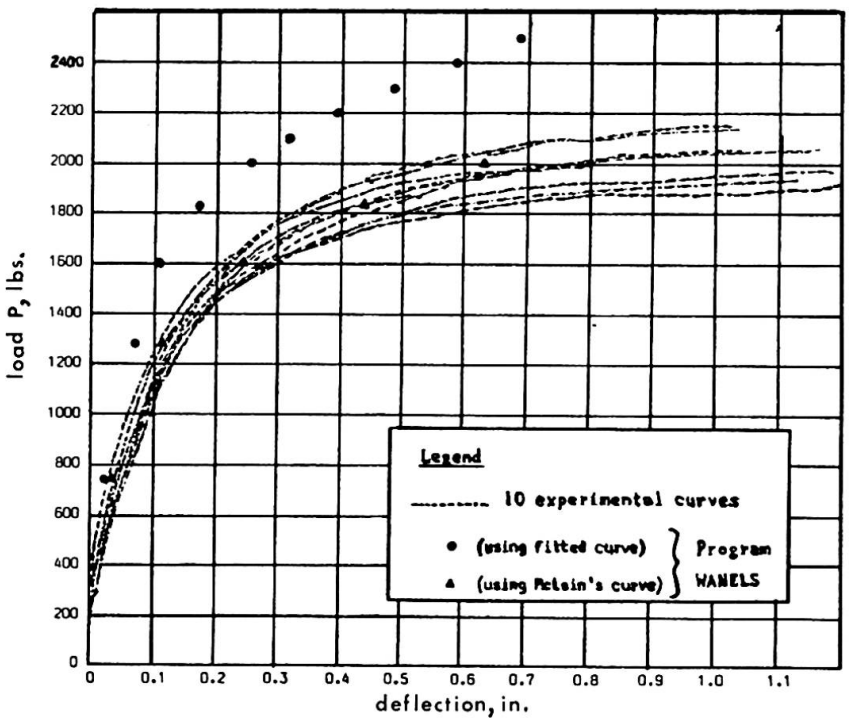


FIG 8. COMPARISONS WITH TEST DATA

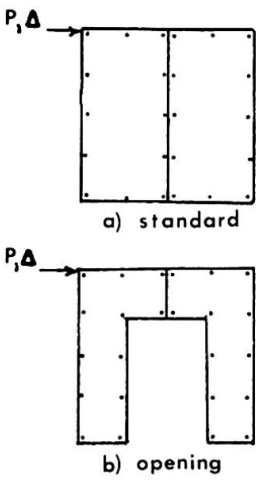


FIG.9 EXAMPLES

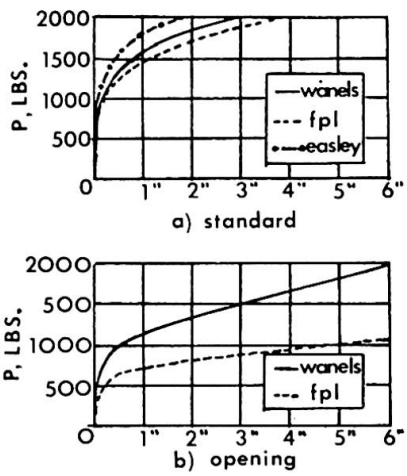


FIG. 10 ANALYSIS

The test panel configuration was as shown in Fig. 1 except three studs were used. The frame's outer dimensions were 24 in. wide x 22 in. high. Nominal 2 in. x 4 in. Standard and Better Douglas-fir lumber was used. Sheathing materials employed were: 1/2 in. thick gypsum wallboard, and 1/2 in. thick 4-ply CD exterior Douglas-fir plywood with the face grain horizontally oriented. The Gypsum sheets and plywood panels were attached with 1-1/4 in. drywall screws 8d common wire nails, respectively. Connector spacings and support conditions are detailed in [8].

Patton-Mallory conducted 13 single shear tests (in accordance with ASTM D176-74) on each connector-sheathing combination used in her study. For 8d nails, a 16 segment step-wise curve was fitted to the 13 experimental curves for use in WANELS. Because the single-shear nail tests were performed immediately after specimen preparation no interlayer gaps existed. In contrast, at least one month elapsed between wall-panel construction and testing. Due to changes in moisture content and shrinkage interlayer gaps probably existed during testing. If so, the curve fitted to ASTM nail tests would overestimate the in-place stiffness of the nailed connections. Empirical relationships developed by McLain [7] allow consideration of the interlayer gap. Therefore, WANELS solutions were also obtained using a 16 segment step-wise fit based on McLain's relationships. It was assumed the effect of time on the drywall gap was minimal and an 11 segment fit was made to Patton-Mallory's ASTM data.

Each frame member was divided 4 planar frame elements with connector elements used to join the header and sill to the studs. The gypsum panel was divided into 64 finite elements with 19 nail locations. Each plywood panel was divided into 32 finite elements with 12 nail locations. Support conditions and loading simulated the actual test set-up.

Load-deflection results obtained from WANELS are compared with the experimental curves in Fig. 8. Use of McLain's relationships dramatically improved the prediction. Load deflection comparisons up to the 2000 lb load level are presented in Table 1. Nail force and slip output are examined in [1].

	ASTM			McLain		
Load P (lb)	WANELS Deflec D (in)	Avg.test load for (2) (lb)	Difference (1)-(3)/(1) (%)	WANELS Deflec D (in)	Avg.test load for (5) (lb)	Difference (1)-(6)/(1)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
740	0.0224	507	+31	0.0333	614	+17
1280	0.0573	821	+36	0.1104	1178	+ 8
1600	0.1049	1149	+28	0.2400	1580	+ 1
1830	0.1686	1404	+23	0.4335	1823	0
2000	0.2488	1597	+20	0.6316	1941	+ 3

Table 1. WANEL Results.

Single-layer wall-panels with the plywood configurations depicted in Fig. 9 were also studied. Nonlinear solutions based on the FPL and Easley equations were compared with WANELS. Nail force-slip behavior was based on McLain's approach. Fig. 10 shows the deflection comparisons. For the standard condition, the FPL method reasonably matched WANELS and was conservative. Easley's method produced greater error and was unconservative. Itani et al. [5] describe an approximate technique for applying the FPL equation to walls with openings. However, for the door opening case in Fig. 9b Itani's procedure greatly underestimates the system stiffness and overestimates the nail forces obtained from WANELS. This outcome is not unexpected. The primary difficulty

is the nail force directions assumed in the FPL equation differ greatly from the WANELS output. Also, Easley's equation is not applicable when openings exist. Complete input and extensive results for these problems are presented in [1].

REFERENCES

1. CASTILLO, A. L. and R. M. GUTKOWSKI, "Nonlinear Analysis of Wood Shear Walls," SRR No. 50, Civil Engineering Dept., Colorado St. Univ., Ft. Collins, CO, Jan., 1984.

2. EASLEY, J. T., M. FOOMANI and R. H. DODDS, "Formulas for Wood Shear Walls," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST11, 1982.

3. FOSCHI, R. O., "Structural Analysis of Wood Floor System," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST7, 1982.

4. GROMALA, D. and D. WHEAT, "Structural Analysis of Light-Frame Sub-assemblies," Proceedings, Structural Wood Research, State-of-the-Art and Research Needs, October 5-6, 1984, Milwaukee, Wis., to be published by the American Society of Civil Engineers.

5. ITANI, R. Y., R. L. TUOMI, and W. J. McCUTCHEON, "Methodology to Evaluate Racking Resistance of Nailed Walls," Forest Products, Jan. 1982.

6. JIZBA, T. D., "Sheathing Joint Stiffness for Wood Joist Floors," M.S. Thesis, Colorado St. Univ., Ft. Collins, 1978.

7. McLAIN, T. E., "Curvilinear Load-Slip Relations in Laterally Loaded Nailed Joints," Ph.D. Dissertation, Colorado St. Univ., Ft. Collins, 1975.

8. PATTON-MALLORY, M., R. M. GUTKOWSKI and L. A. SOLTIS, "Racking Performance of Double Layer Light-Frame Wood Walls," SRR No. 47, Civil Engineering Dept., Colorado St. Univ., Ft. Collins, CO, Aug., 1983.

9. PETERSON, J., "Bibliography on Lumber and Wood Panel Diaphragms," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 12, 1983.

11. POLENSEK, A., Session 8, "Structural Analysis of Light-Frame Wood Buildings," Proceedings, Structural Wood Research, State-of-the-Art and Research Needs, October 5-6, 1984, Milwaukee, Wis., published by the American Society of Civil Engineers.

12. POLENSEK, A., "Finite Element Analysis of Wood-Stud Walls," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102, No. ST7, 1976.

13. WHEAT, D. L., "Wood Floors with Nonlinear Nail Stiffness,' Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 5, 1983.

14. TUOMI, R. L. and W. J. McCUTCHEON, "Racking Strength of Light Frame Nailed Walls," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST7, 1978.

Neuartiger Stabrost in Holzbauweise

New Type of Space Truss in Timber

Nouveau type de treillis spatial en bois

Ernst GEHRI
dipl. Bauing.
Eidg. Techn. Hochschule
Zürich, Schweiz

ZUSAMMENFASSUNG
Voraussetzung für eine wirtschaftliche Lösung in Holz ist die Entwicklung leistungsfähiger Stahl-Holz-Verbindungen und der Einsatz von Holzarten höherer Festigkeit. Umfassende Versuche lieferten die Grundlagen für den Entwurf und die Bemessung eines grösseren Stabrostes.

SUMMARY
An economical solution for a space truss in timber was possible by the development of an efficient steel-wood-connection and the use of wood types of higher strength. Extensive experimental tests provided the basis for the design of a large space truss.

RESUME
Pour obtenir une solution économique de treillis spatial en bois il a fallu en premier lieu réaliser une attache bois-acier efficace et utiliser des essences à haute résistance. Des essais nombreux ont fourni les bases pour le projet et le dimensionnement d'un treillis spatial important.

1. EINLEITUNG

Stabroste - in Stahl- und Aluminiumbauweise bekannte Konstruktionsarten - weisen dank industrieller Fertigung der Bauteile, sowie einfachen Transport und Montage, wesentliche Vorzüge auf. Verschiedene hiefür geeignete Knotensysteme sind bekannt.

In Holzbauweise wurden bisher kaum Stabroste ausgeführt. Die wenigen bisherigen Ausbildungen waren kaum wettbewerbsfähig, bedingt durch die gegenüber Stahl wesentlich grösseren Stabquerschnitte in Holz und den daraus resultierenden massiveren und aufwendigeren Knotenausbildungen. Eine entscheidende Verbesserung war nur zu erwarten durch ein Anheben der spezifischen Belastbarkeit (z.B. durch verwenden von Holz höherer Festigkeit sowie von Verbindungsarten höherer Leistungsfestigkeit) und durch eine rationellere Fertigung der Anschlüsse.

2. VORAUSSETZUNGEN FÜR EINE WIRTSCHAFTLICHE HOLZLÖSUNG

2.1 Technische Anforderungen

Um mit den bestehenden Bauweisen konkurrieren zu können, sind folgende technische Anforderungen zu erfüllen:

- Einsatz eines Knotensystems mit rascher und einfacher Montageverbindung.
- Entwicklung einer leistungsfähigen und zugleich zuverlässigen Stahl/Holzverbindung.
- Einsatz hochfester Holzarten zur Erreichung möglichst kleiner Holzquerschnitte (dadurch lassen sich die geometrischen Bedingungen bei kompakter Knotenausbildung leichter erfüllen).

2.2 Knotensystem

Ausgangspunkt hiefür war der vielfach erprobte Kugelknoten, bestehend aus einer stählernen Vollkugel mit Gewindelöchern und den entsprechenden Gewindebolzen. Die verschiedenen auf dem Markt befindlichen Stahlbausysteme mit Kugelknoten unterscheiden sich im wesentlichen nur durch die Art der Gewindebolzen und des Anspannens.

Für die Holzbaulösung wurde kein besonderer Gewindebolzen entwickelt, sondern handelsgängige hochfeste Schrauben mit Innensechskant eingesetzt. Der Zusammenstoss bzw. die Verschraubung wird erleichtert durch den speziell konzipierten Anschlussteil und den Einsatz von Druckluftschlagschlüssel.

2.3 Verbindung Stahl-Holz

Verschiedene Anschlussarten wurden in Betracht gezogen: Einleimung von Gewindestäben, Verleimung der metallenen Anschlussteile mit den Holz sowie eine mechanische Verbindung Stahl-Holz. Aufgrund der heutigen Kenntnisse stellt letztere Verbindungsart die zuverlässigste Lösung dar. Sie ist mit bestehender Technologie und Einrichtungen realisierbar. Zudem ist die Ausführungsqualität leicht überprüfbar.

Durch Optimierung dieser Anschlussart konnte ein für mechanische Anschlüsse ausserordentlich hoher Wirkungsgrad bei gleichzeitig hohem Verformungsvermögen des Anschlusses erreicht werden (vgl. hiezu [1]).

Voraussetzung für die Umsetzung von Stahl- auf Holzraumfachwerke war die Entwicklung leistungsfähiger Zug- und Druckanschlüsse. Dabei sollten diese möglichst

kompakte Formen aufweisen (kleinere Anschlussteile), da bei der grossen Anzahl von Anschlüssen, eine kostengünstige Ausbildung entscheidend ist.

3. ENTWICKLUNG EINER KOMPAKTEN, LEISTUNGSFÄHIGEN MECHANISCHEN VERBINDUNG

3.1 Prinzip

Das Prinzip der entwickelten Verbindung ist aus Abbildung 1 ersichtlich.

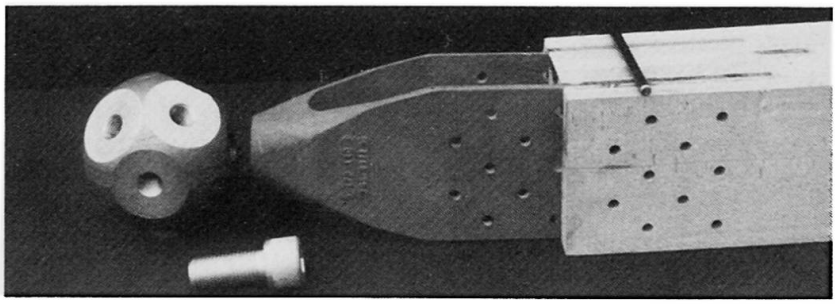


Abb. 1 : Explodierte Darstellung eines Anschlusses bestehend aus Stahlkugel, Schraube, Anschlussteil, Stahlbolzen und Holzstab

3.2 Stahl-Holzverbindung

Für den Prototyp wurde das Anschlussstück noch als Schweissteil ausgeführt. Um eine möglichst gleichmässige Kraftübertragung zwischen Stahl und Holz zu erreichen, wurde eine mehrschnittige Verbindung mittels hochfester Stahlbolzen angestrebt. Untersuchungen über die optimale Lage der Schlitze und geeigneter Bolzenabstände führten zum hohen Wirkungsgrad von $\eta = 0{,}6$ (vgl. hiezu auch [2] und [3]).

3.3 Einsatz von Holzarten höherer Dichte

Im Allgemeinen wird als Bauholz Nadelholz eingesetzt. Dem Vorteil leichterer Bearbeitung und genauer Kenntnis über das Verhalten steht als Nachteil die geringe spezifische Belastbarkeit (Festigkeit bezogen auf die Querschnittsfläche). Dies führt zu grösseren Stabquerschnitten und zu geometrischen Unverträglichkeiten im Knotenbereich (Ueberschneiden von Stäben).

Durch den Einsatz von Holzarten höherer Dichte und somit auch höherer Festigkeit, wie z.B. Esche oder Buche, als verleimtes Holz eingesetzt, erhält man bedeutend geringere Stabquerschnitte und zudem kürzere Anschlusslängen (dank der höheren spezifischen Belastbarkeit des einzelnen Bolzens). Dies wird aus Abbildung 2 ersichtlich.

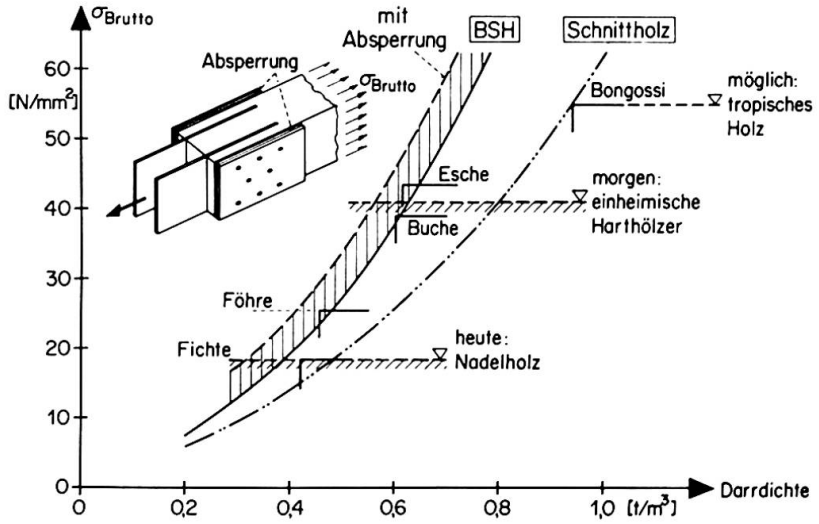


Abb. 2 : Ueberproportionale Steigerung der Tragfähigkeit von Zuganschlüssen mit zunehmender Dichte des Holzes; Spannungswerte bezogen auf Bruttoquerschnitt

3.4 Bedeutung des Anschlusses auf die Knicklast

Anschlüsse stellen bei Zugbeanspruchung bekanntlich eine Schwächung dar. Häufig wird jedoch übersehen, dass die Anschlussart ebenfalls einen ungünstigen Einfluss auf die Druckkraft bzw. auf die Knicklast ausübt.

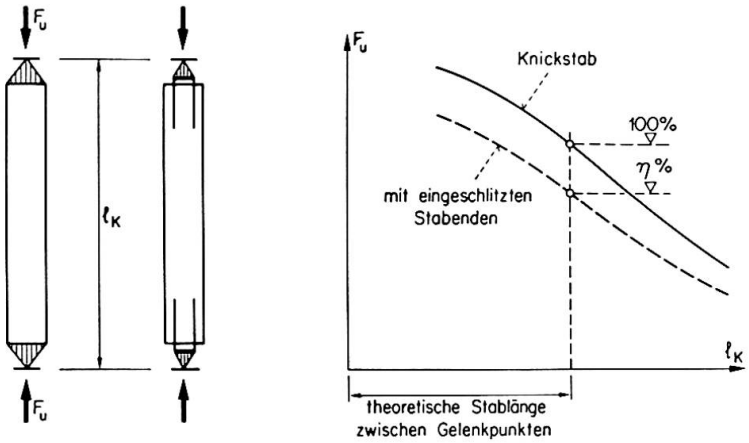


Abb. 3 : Einfluss des Anschlusses auf die Knicklast eines beidseitig gelenkig gelagerten Stabes

4. UNTERSUCHUNGEN AN EINEM PROTOTYP-STABROST

4.1 Ausbildungsform

Für den Versuch wurde ein quadratischer Stabrost mit dem Modulmass 2,40 m hergestellt. Die Abmessungen des an 4 Eckpunkten gelagerten Rostes betrugen: Seitenlänge je 7,20 m, Systemhöhe 1,70 m. Die Belastung erfolgte in Rostmitte mittels 4 Pressen. Der Stabquerschnitt wurde generell zu 120 x 120 mm gewählt. Die höher beanspruchten Stäbe bestanden aus verleimtem Buchenholz; die restlichen aus normalem Brettschichtholz (Fichte). Die Bruchbelastung des Stabrostes betrug 1200 kN. Der Bruch wurde durch ein Knickversagen eingeleitet.

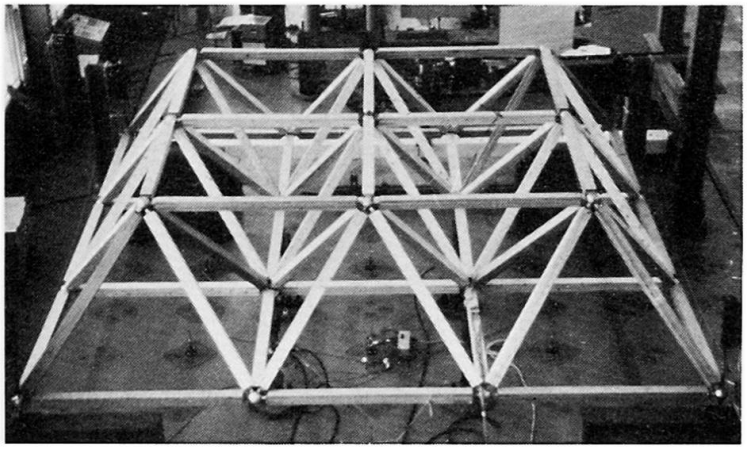


Abb. 4 : Prototyp-Stabrost in Versuchshalle der ETH Zürich

Für den Prototyp wurde ein auf dem Markt befindliches Knotensystem möglichst unverändert übernommen, so dass hiefür einzig neue Anschlussteile zu konzipieren waren.

4.2 Eingangsdaten für die Berechnung

Für die Berechnung der Stabkräfte und der Verformungen des Stabrostes müssen die Verformungscharakteristiken der unterschiedlichen Holzarten und Stabanschlüsse bekannt sein. Umfangreiche Messungen an individuellen Anschlüssen als auch an ganzen Stäben lieferten die hiefür erforderlichen Grundlagen. Die Messanordnung ist aus Abbildung 5 ersichtlich.

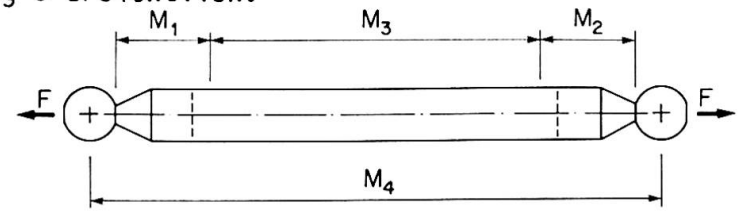


Abb. 5 : Messanordnung zur Bestimmung der Verformungscharakteristik der Stäbe

4.3 Vergleich Messung/Berechnung

Die Messungen am Prototyp zeigten Uebereinstimmung mit der Berechnung, was auf die guten Ausgangsdaten und die kontrollierten Auflagerbedingungen zurückzuführen ist. An einzelnen Stäben erfolgte mittels je 8 Dehnmessstreifen (in einem Schnitt) die Bestimmung der auftretenden Kräfte. Nebst den rechnerischen Normalkräften konnten dadurch auch die aus Imperfektionen (Aussermittigkeit, Stabkrümmung) resultierenden Biegemomente ermittelt werden. Die Auswertung von Dehnmessstreifen ist allerdings nur möglich, falls eine vorgängige Kalibrierung jedes einzelnen Messstreifens erfolgt, da beim Holz lokal ausserordentlich grosse Unterschiede (über 50 %) festgestellt werden können.

Die üblichen Berechnungsannahmen gelenkiger Anschlüsse sind gut erfüllt.

5. DACHEINDECKUNG DIREKT AUFLIEGEND

5.1 Statische Bedeutung

Durch die direkte Auflage der Dacheindeckung auf der oberen Stablage des Rostes werden diese Stäbe durch die Querlasten zusätzlich auf Biegung beansprucht. Die Eigenlasten des Daches sind gleichbleibend und gleichmässig auf allen Feldern wirkend; die Restlasten (infolge Schnee und Wind) können über grössere Bereiche ebenfalls als gleichmässig verteilt betrachtet werden. Die gleichzeitig als Pfetten wirkenden Gurtstäbe sind demnach in benachbarten Feldern durch Biegemomente ähnlicher Grössenordnung beansprucht. Eine gewisse Kompensation bzw. Verringerung des Feldmomentes ist somit durch eine exzentrische Anordnung des Stabanschlusses möglich (Aufbau eines in Gegenrichtung wirkenden Momentes resultierend aus Normalkraft im Stab und exzentrischer Anordnung), wie aus Abbildung 6 ersichtlich.

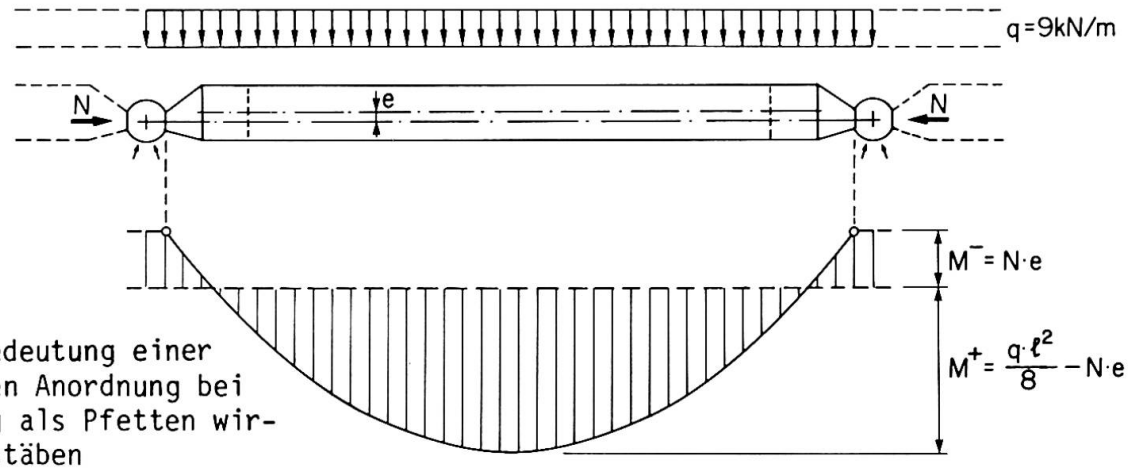


Abb. 6 : Bedeutung einer exzentrischen Anordnung bei gleichzeitig als Pfetten wirkenden Gurtstäben

Die Bedeutung des exzentrischen Anschlusses und der Einfluss der Querlast auf die Tragfähigkeit des Stabes (nur Normalkräfte) wurde experimentell untersucht, wobei die beiden Grenzfälle gemäss Abbildung 7 geprüft wurden.

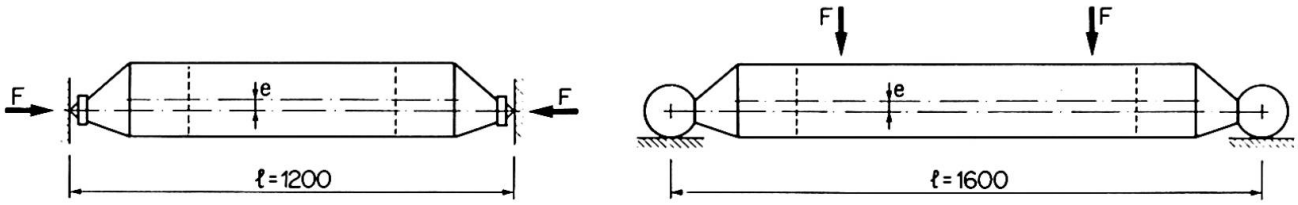


Abb. 7 : Prüfanordnungen

5.2 Geometrie des Tragwerkes

Bedingt durch die Anpassung des Tragwerkes bzw. der oberen Stablage an die Dachform und durch die Anordnung einer Ueberhöhung ergeben sich keine modularen Abmessungen mehr. Die Festlegung der Geometrie des Tragwerkes hat individuell zu erfolgen, mit dem Nachteil eines grösseren Arbeitsaufwandes für die Festlegung der Geometrie. Dies wirkt sich selbstverständlich auch nachteilig auf die Knotengeometrie aus (beschränkte Verwendung von Knoten mit Normbohrungen) und führt zu unterschiedlichen Stablängen.

5.3 Wirtschaftlichkeit

Durch eine angepasste Produktionsmethode wirken sich veränderliche Knotengeometrie und unterschiedliche Stablängen nur geringfügig auf die Herstellungskosten aus. Die Kugelknoten werden auf numerisch gesteuerten Bohrautomaten hergestellt. Eine durchdachte Herstellschablone erlaubt auf einfache Weise die unterschiedlichen Stablängen einzuhalten. Einzig bezüglich Montage ergibt sich ein, wegen der Vielzahl von Positionen, höherer Aufwand. Durch entsprechende Markierung der Stäbe und durch Vorbereitung des Montageablaufes kann diesem Umstand begegnet werden.

Diesen Nachteilen stehen jedoch auch wesentliche Vorzüge gegenüber. Neben der verbesserten ästhetischen Wirkung ergeben sich vom statischen Standpunkt aus folgende Vorteile:

- Einsparung der Nebentragelemente (zusätzliche Pfetten und Pfettenaufständerungen zur Ueberhöhung)
- Verbesserte Scheibenwirkung der Dacheindeckung (dank der direkten Verbindung Gurtstäbe des Stabrostes mit den Dachelementen).

6. VERWENDUNG VON BUCHENHOLZ FÜR HOCHBEANSPRUCHTE ELEMENTE

6.1 Allgemeines

Wie aus der Abbildung 2 ersichtlich, sind mit Buche oder Esche wesentlich grössere Anschlusskräfte möglich. Diese liegen rund 80% höher als bei einer Ausführung mit Fichte oder Tanne.

Generell liegen die Festigkeiten parallel zur Faser von Buchenholz rund 30% höher als Fichte (dies gilt sowohl für Druck, Zug oder Biegung). Aber auch die Steifigkeitsmasse sind rund 30% höher.

6.2 Knickfestigkeit

Bei einem stark vereinfachten Tragmodell fliessen - nebst der Schlankheit des Stabes - nur noch folgende Materialeigenschaften in die Berechnung hinein: die Druckfestigkeit und der Elastizitätsmodul. Nimmt man bei unterschiedlichen Holzarten noch eine Proportionalität zwischen Druckfestigkeit und E-Modul an, so kann die Knickfestigkeit σ_K für alle Holzarten einzig durch die Schlankheit und die Druckfestigkeit $\sigma_{d\parallel}$ ausgedrückt werden zu:

$$\sigma_K = \kappa_K \cdot \sigma_{d\parallel} \qquad \text{mit} \qquad \kappa_K = f(\lambda)$$

Ein Vergleich mit publizierten Versuchsdaten ergab eine gute Uebereinstimmung der an grösseren Stäben (120 x 120 mm) ermittelten Knicklasten (vgl. Abb. 8).

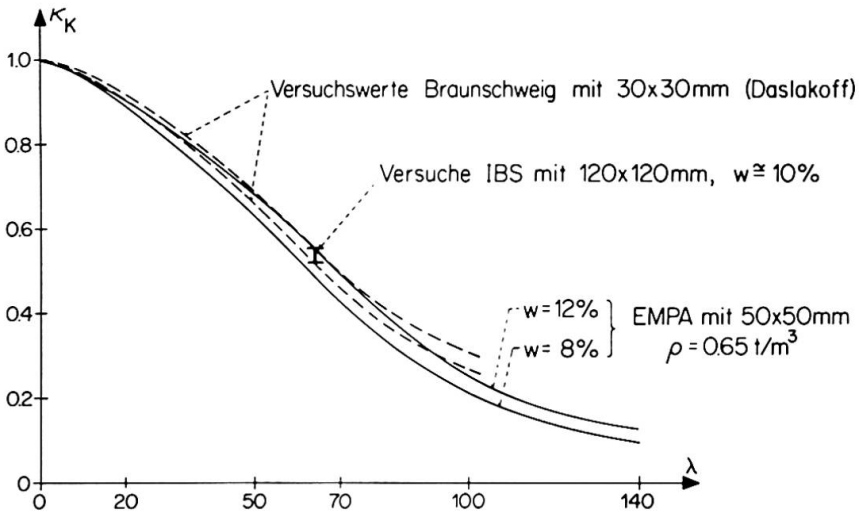


Abb. 8 : Vergleich von Versuchsdaten

6.3 Herstellung geleimter Querschnitte

Da Schnittholzquerschnitte aus Buchenholz selbst bei kleinen Holzfeuchtewechseln eine grosse Neigung zum Werfen aufweisen, kommt nur der Einsatz von verleimten Querschnitten in Frage. Durch die Verleimung von Brettern oder Furnieren erreicht man eine Homogenisierung des Querschnittes und eine erhöhte Formstabilität. Bei Brettern muss - um die Leimfugenbeanspruchung infolge Feuchtewechseln in Grenzen zu halten - zusätzlich ein Feuchteschutz aufgebracht werden, um rasche Feuchtewechsel möglichst zu dämpfen.

7. STAHLTEILE

Auch bei einem Holzraumfachwerk ist der Anteil der Stahlteile - zumindest kostenmässig - bedeutend. Eine gesamthaft wirtschaftliche Lösung ist somit nur bei gleichzeitiger Optimierung der Stahlteile möglich, wobei statische, geometrische, fertigungstechnische und Unterhaltsanforderungen zu erfüllen sind.

Die Stahlteile wurden in Abbildung 1 dargestellt und bestehen aus:

- Kugelknoten, aus Schmiedestahl oder Sphäroguss, mit Gewindebohrungen; Anschlusswinkel und Gewindegrösse innerhalb gewisser Grenzen frei wählbar
- Anschlussteil (Gabelstück) aus Sphäroguss, für die Holzlösung speziell entwickelt
- Hochfeste Schraube mit Innensechskant (handelsübliches Produkt)
- Stahlstift (handelsübliches Produkt)

Bei den hier - auch kostenmässig - ins Gewicht fallenden Anschlussteilen aus Sphäroguss spielt natürlich auch die Losgrösse eine entscheidende Rolle. Durch eine weitgehende Typisierung kann hier der Preis günstig beeinflusst werden.

8. HERSTELLUNGSTOLERANZEN

Bau- und Montagelehren gewährleisten - ohne grösseren Aufwand - die geforderten Längentoleranzen der fertigen Stäbe von $\ell \pm 0{,}5$ mm. Die Toleranzen für den eigentlichen Holzstab (ohne Anschlussteile) sind wesentlich grösser (+ 0, - 4 mm) und mit der üblichen Holzbearbeitungsgenauigkeit erfüllbar.

9. MONTAGE

Sofern möglich ist der Zusammenbau am Boden - zugleich mit der Dacheindeckung - und ein späteres Hochziehen, anzustreben. Ein genaues Einmessen der Tragstruktur ist dabei nicht erforderlich, da weder Anpassungen notwendig noch überhaupt vorgesehen sind. Die korrekte Form der Tragkonstruktion ergibt sich zwangsläufig. Die Bauteile sind stapelbar und leicht handbar.

10. MEHRZWECKHALLE ARBON

Für die stützenfreie Ueberdachung einer Fläche von 27 x 45 m^2 wurde ein Stabrost in Holz nach dem beschriebenen Konzept entworfen. Die Bemessung der Tragkonstruktion erfolgte für eine Totallast von 300 kg/m^2 (3kN/m^2). Bei einer Maschenweite von 3 m und einer Systemhöhe von 2,5 m genügten, trotz der hohen Belastung, kleine Stabquerschnitte (grösster Stab 180 x 180 mm^2), wobei - wie aus Abbildung 9 - ersichtlich, der hochbeanspruchte Bereich mit Stäben aus Buchenholz ausgeführt wurde. Die Holzkubatur des Dachtragwerkes betrug nur rund 60 m^3. Pro m^2 Dachfläche ergibt sich somit ein Holzverbrauch für die Tragkonstruktion von 0,05 m^3, d.h. entsprechend einer Schalung von 50 mm Dicke!

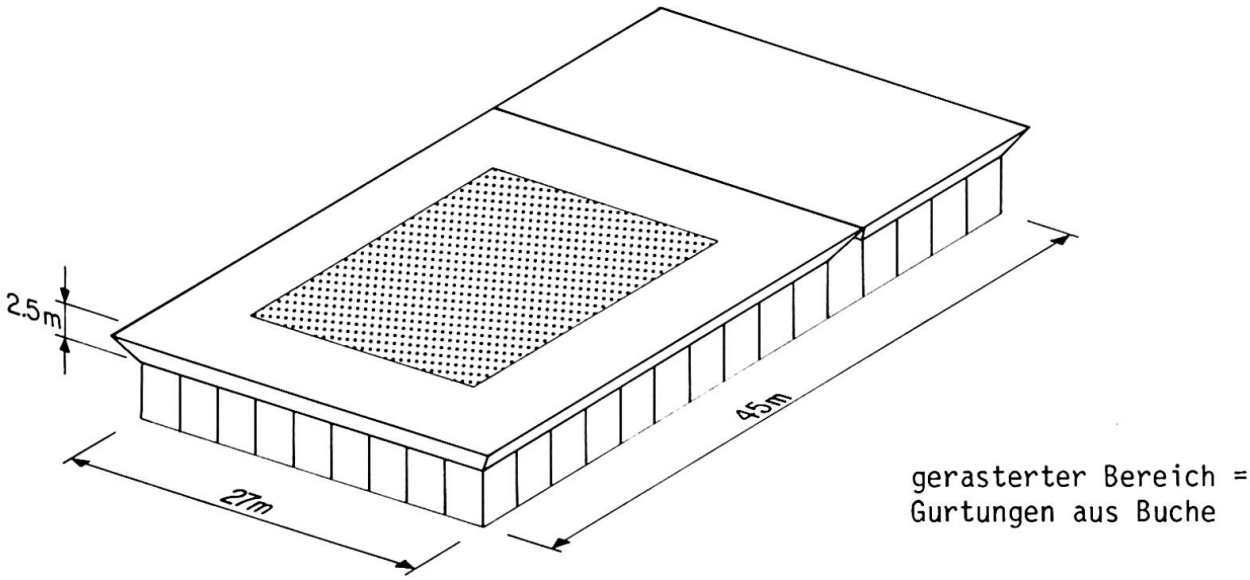


Abb. 9 : Schematische Darstellung des Stabrostes für die Mehrzweckhalle Arbon

Die Mehrzweckanlage Arbon steht zurzeit (Mai 1984) im Bau. Herstellung und Montage dieses neuartigen Stabrostes in Holzbauweise werden im Herbst 1984 abgeschlossen sein.

LITERATURVERZEICHNIS

1. GEHRI E./FONTANA M.: Betrachtungen zum Tragverhalten von Passbolzen in Holz-Holz-Verbindungen. Baustatik und Stahlbau, ETH Zürich, 1983.

2. GEHRI E.: Betrachtungen zum Tragverhalten von Bolzenverbindungen im Holzbau. Schweizer Ingenieur und Architekt, 1980, Jg. 98, H. 51/52.

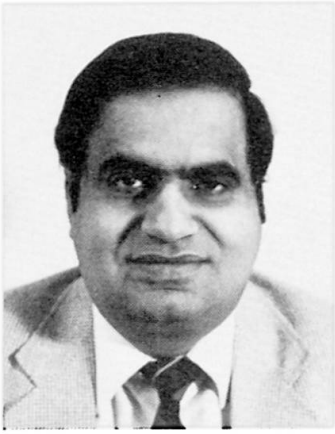
3. GEHRI E.: Zur Tragfähigkeit von Stabdübelverbindungen. Ingenieurholzbau in Forschung und Praxis, Karl Möhler gewidmet. Bruderverlag Karlsruhe, 1982.

Effects of Eccentricity of Loading and End Restraint on Timber Columns

Effets de charges excentriques et conditions aux extrémités de colonnes en bois

Die Wirkung der Exzentrizität der Belastung und der Endeinspannung auf Holzsäulen

S.K. MALHOTRA
Professor
Techn. Univ. of Nova Scotia
Halifax, NS, Canada



S.K. Malhotra received his Ph.D. from Technical University of Nova Scotia, Halifax, Canada. He has been involved with teaching and research in timber engineering and structural engineering for many years, and has published numerous papers. He holds many appointments on boards and technical committees of professional, research and design code development organizations.

SUMMARY
This paper highlights an analytical and experimental research project on the behaviour of eccentrically-loaded timber columns. The theoretical predictions are compared with test results. The findings of this research are discussed in relation to the current design practice of using linear interaction formula for such timber members, in which compressive and bending stresses are combined linearly. The effect of end restraints on the strength of timber columns is also investigated.

RESUME
Quelques points importants d'un projet de recherche sur le comportement des colonnes en bois de construction avec une charge excentrique sont donnés. Les prédictions théoriques sont comparés avec les résultats expérimentaux. Les résultats de cette étude sont discutés en relation avec la pratique des projets actuels en utilisant des équations d'interactions linéaires pour les pièces de bois dans lesquelles des forces de compression et de cintrage sont combinées linéairement. L'effet des conditions aux extrémités des colonnes est aussi examiné.

ZUSAMMENFASSUNG
Es werden hier einige besonders hervorzuhebende Ergebnisse eines analytischen und experimentellen Versuchsprojekts über das Verhalten von exzentrisch belasteten Holzsäulen präsentiert. Theoretische Ergebnisse werden mit experimentellen Ergebnissen verglichen. Die Ergebnisse dieser Forschungsarbeit werden in bezug auf die gegenwärtige Konstruktionspraxis der Anwendung von Formeln linearer Interaktion für solche Holzsäulen, wo Druck- und Biegespannung linear zusammengesetzt sind, diskutiert. Die Wirkung der Endeinspannung auf die Festigkeit der Holzsäulen wird ebenfalls untersucht.

1. INTRODUCTION

The current practice for the design of timber columns [4] is based on the concept of pure, axially loaded columns. Columns in actual structures such as frames and trusses have some unavoidable bending moments along the member due to various factors such as nominal accentricity of axial load, initial crookedness in the column length, non-homogenity of the material, fabrication tolerances, etc. Due to these unavoidable bending moments, the concept of pure, axially loaded column is an idealization in actual situation.

The analysis of a structural member subjected simultaneously to axial compressive force and bending moment due to eccentricity of loading requires consideration of both deflection problem as a beam and stability problem as a column. Thus, the analysis of such members is rather tedious compared to the column analysis which is a pure buckling problem. The complexity of the problem for members in non-linear range, develops mainly from the highly involved relationship between the generalized stresses and strains in the column cross-section for this range.

The behaviour of columns, under eccentric loading, of structural materials other wood, has been the subject of research for many years in the recent past [6]. While some investigations have been conducted on centrally loaded timber columns, there has been relatively little systematic research on eccentrically loaded timber columns and the literature available on the subject is quite scanty [1, 3, 7, 19].

The broad objectives of the research reported in this paper are to study the behaviour of timber columns subjected to axial load with small eccentricity and to investigate the effect of end restraints on the strength of timber columns. Theoretical investigation and a testing program were carried out to achieve these objectives. In the present research, only those members are considered in which the plane of moment due to eccentricity is identical with the plane of actual buckling. The problem of "lateral buckling" of structural wood members is beyond the scope of this research.

2. CENTRALLY LOADED TIMBER COLUMNS

As a result of a theoretical investigation and a comprehensive testing program, Malhotra and Mazur [12] and Malhotra [13] developed a rational approach to the analysis and design of centrally loaded solid timber columns. In this approach, the Euler-Engesser tangent modulus buckling load is regarded as the lower limit of the load the ideal column can carry without too large a deflection and is taken as the basis for the design of centrally loaded columns. A stress-strain function containing three parameters is selected to solve the column buckling problem in the inelastic range of stress. A column buckling stress equation, covering a full range of column slenderness ratios, is derived in terms of these three parameters and the column slenderness ratio.

3. ECCENTRICALLY LOADED TIMBER COLUMNS

Some studies have been done to treat the problem of an eccentrically loaded column as a stress problem, in which the failure load of the column is taken as the load that initiates the yield stress (for wood, ultimate compressive stress) in the extreme fiber in compression. The most mentioned works on the subject are secant formula, modified secant formula and Perry-Robertson formula. Derivations and other details of these formulas are given in [1, 5, 11, 17, 18].

In the stability approach to eccentrically loaded columns, a critical column load is determined at which increase of lateral deflections takes place without any increase of load. A brief account of the development of stability theory of eccentrically loaded columns is given by Bleich [2].

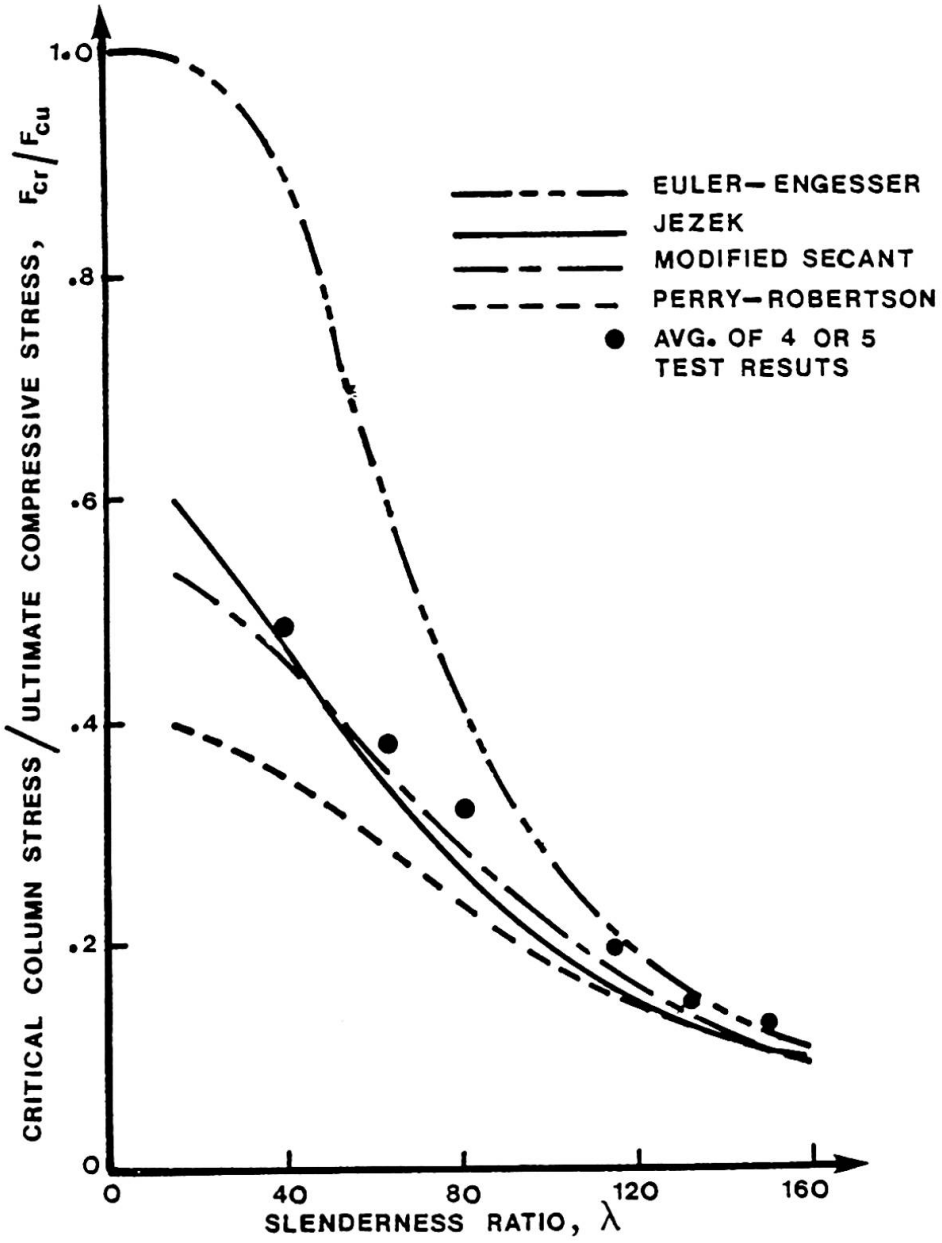


Fig. 1 Prediction and Experimental Column Stress Values for 64 by 89 mm Columns, Subjected to 13 mm Eccentricity

The serious difficulty encountered by various researchers in solving the problem of instability of eccentrically loaded columns is due to the non-linear stress-strain relationship for the column material. Assuming a simplified stress-strain relationship, linear in tension and ideally elastoplastic in compression, Jezek [8, 9] offered a relatively uncomplicated analytical solution. In the present research, Jezek's approach is adopted to predict the critical load of eccentrically loaded timber columns. Details of the theoretical development for steel columns can be obtained from [2, 8, 9] and for timber columns from [1].

An extensive testing program was undertaken to verify the theory. In all, some 560 columns of construction No. 1 grade eastern spruce lumber available in the Maritime Provinces of Canada were tested. Columns of two cross-sectional dimensions, 38 by 89 mm and 64 by 89 mm, were tested for four values of

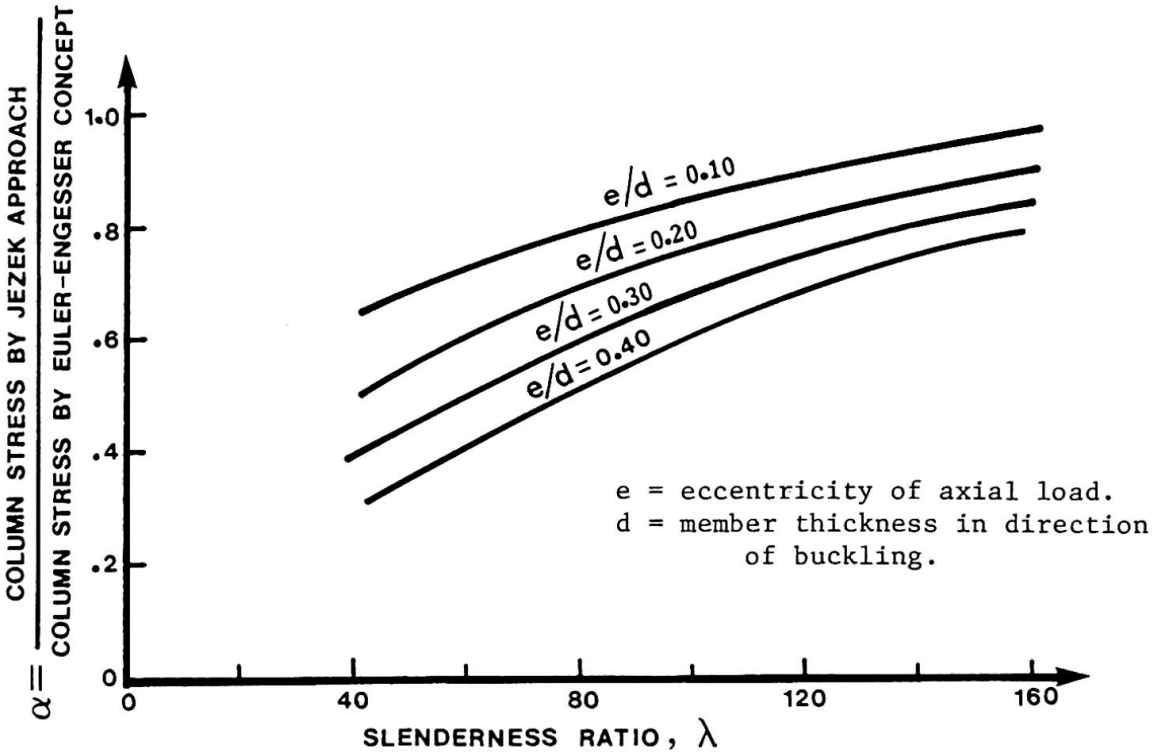


Fig. 2 Effect of Loading Eccentricity on Column Strength

eccentricities of loads. All columns for the verification of the theory were tested with pinned-end conditions. In addition, a number of series of 38 x 89 mm columns were tested with other end restraints. The details of the test results are given in [1, 12, 13, 14].

Good agreement is observed between the experimental results and theoretical predictions by the Jezek formula and by modified secant equation. The maximum difference between the predictions and test results is about 16 percent and the average difference is around 6 percent. The difference is noted to decrease with the increase in eccentricity. As an illustration, Fig. 1 is presented here. This figure represents columns of size 64 by 89 mm in cross-section, subjected to load with 13 mm eccentricity.

The effect of eccentricity on strength of columns can be seen in Fig. 2. This graph is plotted for 64 by 89 mm columns, by using the predictions by Euler-Engesser (for centrally loaded columns) and Jezek formulas. It can be observed that an eccentricity has smaller effect on the strength of long columns than on that of short and intermediate columns. Similar behaviour is noted for 38 by 89 mm columns.

The test results were also compared in relation to the following linear interaction formula:

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{M}{M_u} = 1$$

in which: P = axial thrust; P_{cr} = critical column strength (buckling strength due to concentric axial load only); M = bending moment due to eccentricity of load, including amplification effect; M_u = ultimate bending moment capacity of cross-section for pure bending case.

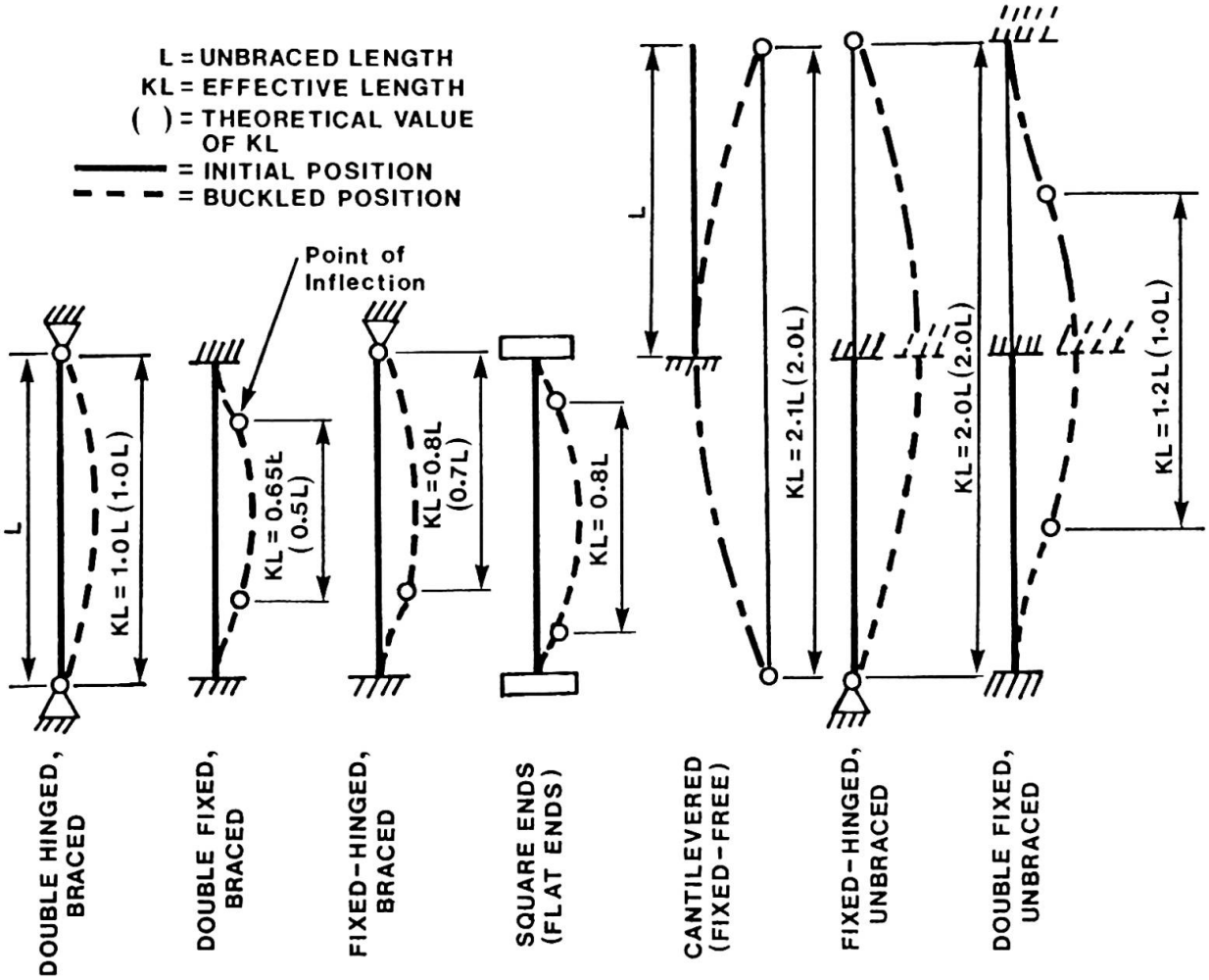


Fig. 3 Effective Length Values for Centrally Loaded Columns with Various End Conditions

As the testing in the present study was done for small eccentricities of loads only, a very limited range of interaction curve was covered. For this limited information, it was noted that the linear interaction equation underestimates somewhat the strength of intermediate and long compression members. A better agreement was obtained if M/M_u in the equation were replaced by $(M/M_u)^2$.

4. EFFECT OF END RESTRAINT

The end restraints of a column significantly influence the load-carrying capacity of the column. Generally, a column held in position and restrained against rotation at both its ends (fixed ends) is much stronger than a pinned-end column of same length and cross-section. The effect of column end restraints is recognised in the design procedure by the introduction of effective length concept. The slenderness ratio of a column is computed on the basis of its effective length rather than on unbraced length. The effective length is taken as the distance between the points of inflection on the buckled column. Commonly accepted design values and theoretical values of effective length, are given in Fig. 3 (discussion on square-end conditions is given below).

It should be noted that the effective length of a column with square ends (or flat ends) is usually taken in design to be the same as the unbraced length. Series of tests on timber columns with square ends [14] have shown that the

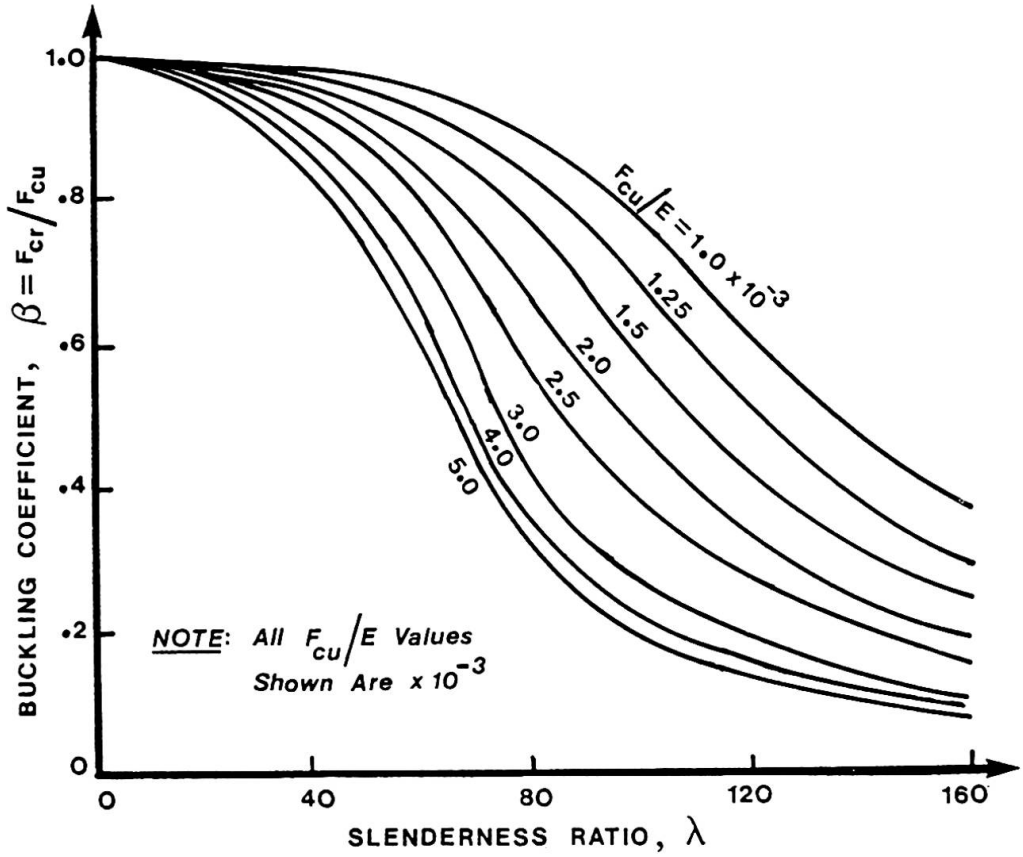


Fig. 4 Buckling Coefficient versus Slenderness Ratio Curves

strength of square-end columns is much higher than that of corresponding pinned-end columns. In the case of some intermediate and large slenderness values, this strength ratio was observed to be more than two to one. Similar results have been reported in [15, 16]. Based on these findings, an effective length (KL) value of 0.8L is recommended for square-end conditions as shown in Fig. 3.

Some exploratory tests on timber columns with other end restraint conditions have shown that the usually accepted values in design are quite reasonable.

5. DESIGN PROCEDURE

By using the Euler-Engesser as the basis, Malhotra [13] proposed "Buckling Coefficient Method of Column Design" for centrally loaded timber columns. In Fig. 4, the buckling coefficient, β, is plotted against λ for a range of F_{cu}/E values. The buckling coefficient is defined as the quantity which, when multiplied by the compressive strength of the column material, gives the stress at which the column will buckle. The β versus λ curves of type given in Fig. 4 can be generated quite easily for a wider range of F_{cu}/E values to provide a comprehensive aid for design.

The above design approach can be applied to columns subjected to axial load with small eccentricity, when used in conjunction with graphs like Fig. 2. To determine the strength of an eccentrically loaded column, one needs to know E, F_{cu}, e/d and λ for the column. For these given values, the appropriate values of α and β can be obtained from design graphs like shown in Figs. 2 and 4. Then, the critical stress of eccentrically loaded column, $F_{cr} = \alpha \times \beta \times F_{cu}$. To compute the allowable column stress, F_{cu} and E should be replaced, in all calculations, by the allowable compressive stress parallel to grain and the design value

for modulus of elasticity of the column material.

6. CONCLUSIONS

(1) Theoretical predictions by Jezek approach and by modified secant formula are in good agreement with the experimental results. The influence of eccentricity on column strength is quite significant for short and intermediate columns, whereas there is relatively small effect in the case of long columns.

(2) The linear interaction equation commonly used in the design of members under combined axial and bending loads underestimates the strength of eccentrically loaded intermediate and slender compression members.

(3) Tests indicate that the strength of columns with square-end (or flat-end) condition is significantly higher than that of corresponding columns with pinned-end condition. For some intermediate and large slenderness ratios, this strength ratio is more than two to one.

(4) Based on the theoretical and experimental investigations, a semi-rational approach to the design of columns subjected to loads with small eccentrities is developed.

REFERENCES

1. BATES, A., Strength of Wood Columns Subjected to Eccentric Loads. M. Eng. Thesis, Technical University of Nova Scotia, Halifax, Nova Scotia, Canada, 1974.

2. BLEICH, F., Buckling Strength of Metal Structures. McGraw-Hill Book Company, New York, N.Y., U.S.A., 1952.

3. BUCHANAN, A.H., Strength Model and Design Methods for Bending and Axial Load Interaction in Timber Members. Ph.D. Thesis, University of British Columbia, Vancouver, B.C., Canada, 1984.

4. CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA), Code for Engineering Design in Wood. National Standard of Canada CAN3-086-M80, CSA, Rexdale, Ontario, Canada, 1980.

5. CASE, J., Strength of Materials. Arnold and Company, London, England, 1948.

6. CHEN, W.F., and ATSUTA, T., Theory of Beam-Columns: Vols. 1 and 2. McGraw-Hill Book Company, New York, N.Y., U.S.A., 1975.

7. HAMMOND, W.J., et al., Collapse Loads of Wooden Columns with Various Eccentricities and End Restraints. Transactions, American Society of Agricultural Engineers, Vol. 13, No. 6, 1970, pp. 737-742.

8. JEZEK, K., Näherungsberechnung der Tragkraft exzentrisch gerückter Stahlstäbe. Der Stahlbau, Vol. 8, No. 12, 1935, pp. 89-96.

9. JEZEK, K., Die Tragfähigkeit axial gerückter und auf Biegung beanspruchter Stahlstäbe. Der Stahlbay, Vol. 9, Nos. 2, 3 and 5, 1936, pp. 12-14, pp. 22-24, pp. 39-40.

10. JOHNSON, B.G., Editor, The Column Research Council Guide to Design Criteria for Metal Compression Members. 3rd Edition, John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y., U.S.A., 1976.

11. LANGLANDS, I., and THOMAS, A.J., Handbook of Structural Timber Design. 3rd Edition, Technological Paper No. 32, Division of Forest Products, Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization, Melbourne, Australia, 1948.

12. MALHOTRA, S.K., and MAZUR, S.J., Buckling Strength of Solid Timber Columns. Transactions, Engineering Institute of Canada, Published in the Engineering Journal, Vol. 13, No. A-4, 1970, pp. I-VII.

13. MALHOTRA, S.K., A Rational Approach to the Design of Solid Timber Columns. In "Applications of Solid Mechanics - Study No. 7", R.G. Charlswood, D. S. Weaver and B. Tabarrock, Editors, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada, 1972.

14. MALHOTRA, S.K., A Study on the Effect of End Restraints on Strength of Timber Columns. Unpublished Report, Department of Civil Engineering, Technical University of Nova Scotia, Halifax, Nova Scotia, Canada, 1982.

15. NEUBAUER, L. W., Full-Size Stud Tests Confirm Superior Strength of Square-End Wood Columns. Transactions, American Society of Agricultural Engineers, Vol. 15, No. 2, 1972, pp. 346-349.

16. NEUBAUER, L. W., and HOSSAIN, Q.A., Strength of Wooden Columns as Affected by Sill Materials. Transactions, American Society of Agricultural Engineers, Vol. 17, No. 3, 1974, pp. 526-529.

17. PEARSON, R.G., The Strength of Solid Timber Columns. Australian Journal of Applied Science, Vol. 5, No. 4, 1954, pp. 363-402.

18. SUNLEY, J.G., The Strength of Timber Struts. Forest Products Research Special Report No. 9, Department of Industrial and Scientific Research, London, England, 1955.

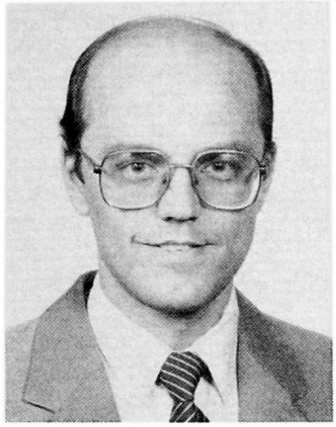
19. WOOD, L. W., Formulas for Columns with Side Loads and Eccentricity. Report No. 1782, U.S. Department of Agriculture Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, Wisconsin, U.S.A., 1961.

Nail-Plates as Shear Connectors in Composite Timber and Concrete Structures

Connecteurs à dents et résistance au cisaillement de structures mixtes bois/béton

Nagelplatten als Schubverbindungen für Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton

Ulf Arne GIRHAMMAR
Res. Prof.
RFSA
Märsta, Sweden



SUMMARY
Composite timber and concrete structures are often used as floors, walls and in bridges. Nail-plates as shear connectors in such timber-concrete composites have been studied experimentally in push-out tests. The load-slip behaviour and failure modes have been investigated for different designs of the connection. Results from about 50 push-out tests are discussed and an optimum design of the connection is recommended. Modes of failure are shear failure of the nail-plates and anchorage failure in the concrete plate. Design values for the slip modulus and shear capacity are given.

RESUME
Des éléments de structures mixtes bois/béton sont souvent utilisés dans les planchers, parois et ponts. Les connecteurs à dent ont fait l'objet de nombreux essais pour déterminer la résistance au cisaillement de structures mixtes bois/béton. Leur comportement au glissement et leur rupture ont été étudiés pour divers types de connecteurs. Le résultat de 50 essais est présenté et un dimensionnement optimal proposé. Le genre de rupture est généralement dû l'effort tranchant dans le connecteur ou à la faiblesse de l'ancrage dans le béton. Des valeurs de projet sont données pour le module de glissement et la résistance au cisaillement.

ZUSAMMENFASSUNG
Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton werden auf den Decken, Wänden und auch in Brücken verwendet. Nagelplatten als Schubverbindungselemente wurden experimentell untersucht. Das Last-Schlupf-Verhalten und die Brucharten wurden an verschiedenen Verbindungstypen untersucht. Die Resultate aus 50 Versuchen werden diskutiert und Bemessungsverfahren für Verbindungen werden empfohlen. Als Brucharten treten Schubversagen der Nagelplatten und Verankerungsbrüche im Beton auf.

1. INTRODUCTION

Composite structures of timber and concrete have long been used in building and bridge construction. A special composite timber-concrete wall element has been developed in Sweden [1]. A cross section of the wall element is shown in fig. 1. One essential feature of this type of composite element is the shear connection between the timber studs and the concrete plate. The function of the shear connection is to absorb the shear forces between the submaterials in order to develop composite action, and to prevent the transversal separation of the timber studs from the concrete plate. Nails, bolts, glue or cutouts are usually used to develop shear connection in timber-concrete composites [2,3,4]. For this special wall element nail-plates are used as shear connectors [5,6]. The details, dimensions and strength data of the nail-plates used are shown in fig. 2.

The load-slip behaviour and failure modes of the nail-plates as shear connectors in the composite timber-concrete wall elements have been studied experimentally. Besides the load and slip capacities, the slip modulus, k [N/m], is the important parameter of the load-slip characteristics. The possible failure modes of the shear connection are: (i) failure of the nail-plates in tension/compression and shear; (ii) anchorage failure of the nail-plates in the timber studs due to failure of the teeth of the nail-plates or of the wood; and (iii) anchorage failure of the nail-plates in the concrete plate due to failure of the bond between the nailplates and the concrete or of the concrete plate. About 50 push-out tests on the nail-plate shear connectors have been carried out. Several variables, such as friction between the studs and plate, the reinforcement around the nail-plates embedded in the concrete plate, the distance between the nail-plates and the edge and the end of the concrete plate, respectively, and the length and the inclination of the part of the nail-plates embedded in the concrete plate were studied in the tests. Specimens with structural details of the shear connection, which correspond to those in factory-made composite elements (fig. 1), were used as a reference in this comparative study.

2. TESTING PROGRAM AND TEST RESULTS

In order to determine the load-slip and the failure characteristics of the nailplate shear connections in the composite wall elements, two kinds of test series were carried out. One series of preliminary "push-out" tests was carried out directly on the factory-made composite elements and another series of regular push-out tests on specimens made in the laboratory. The objective of the first series was to study the behaviour of the nail-plate shear connectors in real composite elements and also as a comparative study of the effects between factory-made and laboratory-made specimens. The objective of the second series was to find a more optimum design of the shear connection by varying the parameters of the test specimens one at a time and comparing the results to those of the standard specimens, which correspond to fig. 1.

2.1 Push-out tests on factory-made composite wall elements

The timber studs of the wall element were cut into pieces in such a way that each contained 2-5 nail-plates and that room was made for the force to be applied as shown in fig. 3. The tests were divided into two groups: (i) tests on specimens that were situated in the interior of the element (inner tests); (ii) tests on specimens that were situated at the end (end tests); see fig. 4. The test set-up is shown in fig. 5; the element was clamped to a support, the load was applied at the clamped end and the slip was measured at the level of the nail-plates. Only force controlled tests were performed.

The test results concerning the load-slip characteristics of the inner test specimens and the end test specimens are shown in figs. 6 and 7, respectively. In each group the specimens were divided into three subgroups: (i) specimens where friction could be expected to be high being as long pieces of timber stud (which were fixed with 5 nail-plates) were used, and that the timber studs happened to be partially embedded in the concrete plate; (ii) specimens where friction could be expectedto be lesser than in (i) being as short pieces of wood (which were fixed with 2 nail-plates) were used and that the timber studs were partially embedded; and (iii) specimens where friction could be expected to be low being as short pieces of wood (which were fixed with 2 nail-plates) were used and where there happened to be a gap between the timber stud and the concrete plate. The load-slip curves in figs. 6 and 7 are mean values of 1-3 tests.

As shown in figs. 6 and 7, the load-slip curves are approximately bilinear. The first linear part of the curve is due to the elastic shearing of the nail-plates and friction between the wood and the concrete. The second part of the curve is due to the plastic and strain-hardening shearing of the nail-plates. The friction or bond due to embedment only influences the first linear part of the curve. In the strain-hardening range the excessive deformation of the nail-plates causes the timber studs to be pressed against the concrete plate and thus develop friction between the wood and the concrete. This friction is presumably much less than the friction due to embedment. The effect of loading and unloading in one of the tests is also shown in fig. 6.

The ultimate loads are determined either by shear failure in the nail-plates or anchorage failure in the concrete plate, cf. the failure modes (i) and (iii) in chapter 1. In the case of inner tests, most failure modes were in shear of the nail-plates, but a few modes were in cracking of the concrete edge as shown in fig. 9. In the case of end tests, the most frequent failure mode was cracking of the end or corner of the concrete plate when the nail-plates were situated on the outside of the timber stud near the edge of the concrete plate (2a in fig. 3), and shearing in the nail-plates when the nail-plates were situated on the inside of the timber stud (2b in fig. 3) as shown in fig. 10. It is evident from figs. 6 and 7 that anchorage failure/cracking of concrete somewhat lowers both the load and the slip capacity. In order to fully use the capacity of the nail-plates, the distance between the nail-plates and the edge and the end of the concrete plate, respectively, should be large enough or reinforcement should be placed around the nail-plates.

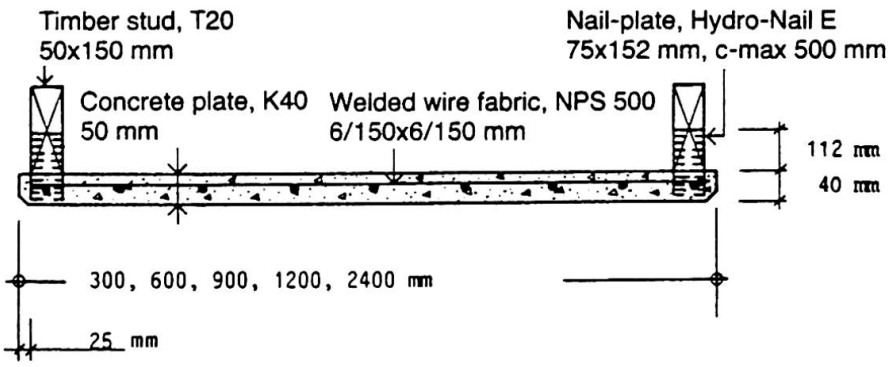


Fig. 1 *Cross section of the compositimber-concrete wall element*

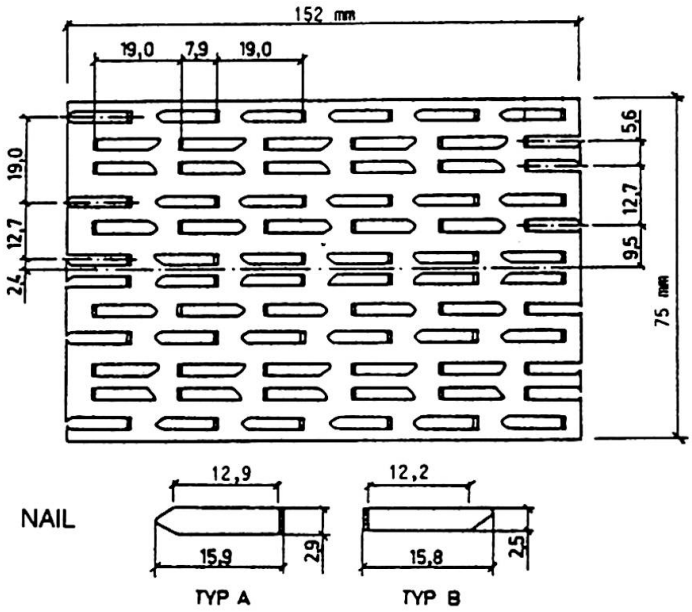


PLATE STRINGER (a typical stringer between the punched nails
h = (15,9+12,9+15,8+12,2)/4 = 14,2 mm
b = (75-6·2,9-6·2,5)/12 = 3,6 mm
t = 1,3 mm (plate thickness)

STRENGTH DATA
f_a = 124 MPa (allowable stress)
f_y = 227 MPa (yield stress)
f_u = 330 MPa (ultimate stress)
E = 210 MPa (modulus of elecity)
ε_y = 0.11% (yield strain)
ε_u = 40-60% · δ_5 (ultimate strain)
δ_5 = 20% (elongation at rupture)

Fig. 2 *Details, dimensions and strength data of the nail-plates*

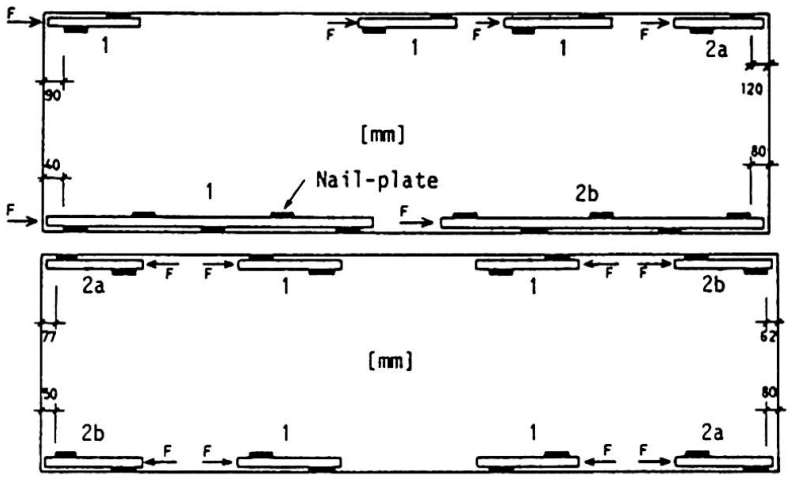


Fig. 3 *"Push-out" test specimens on factory-made wall elements*

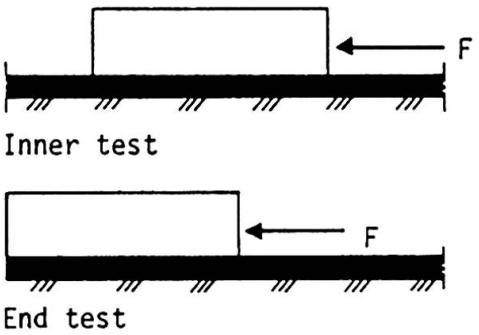


Fig. 4 *Two kinds of "push-out" tests*

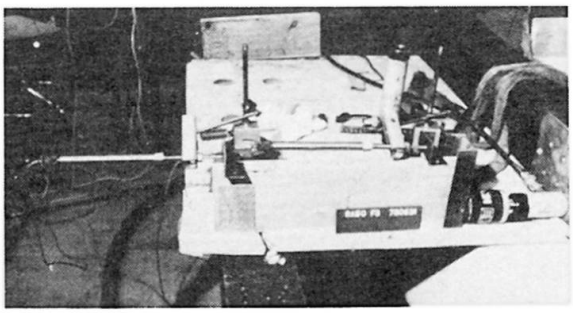
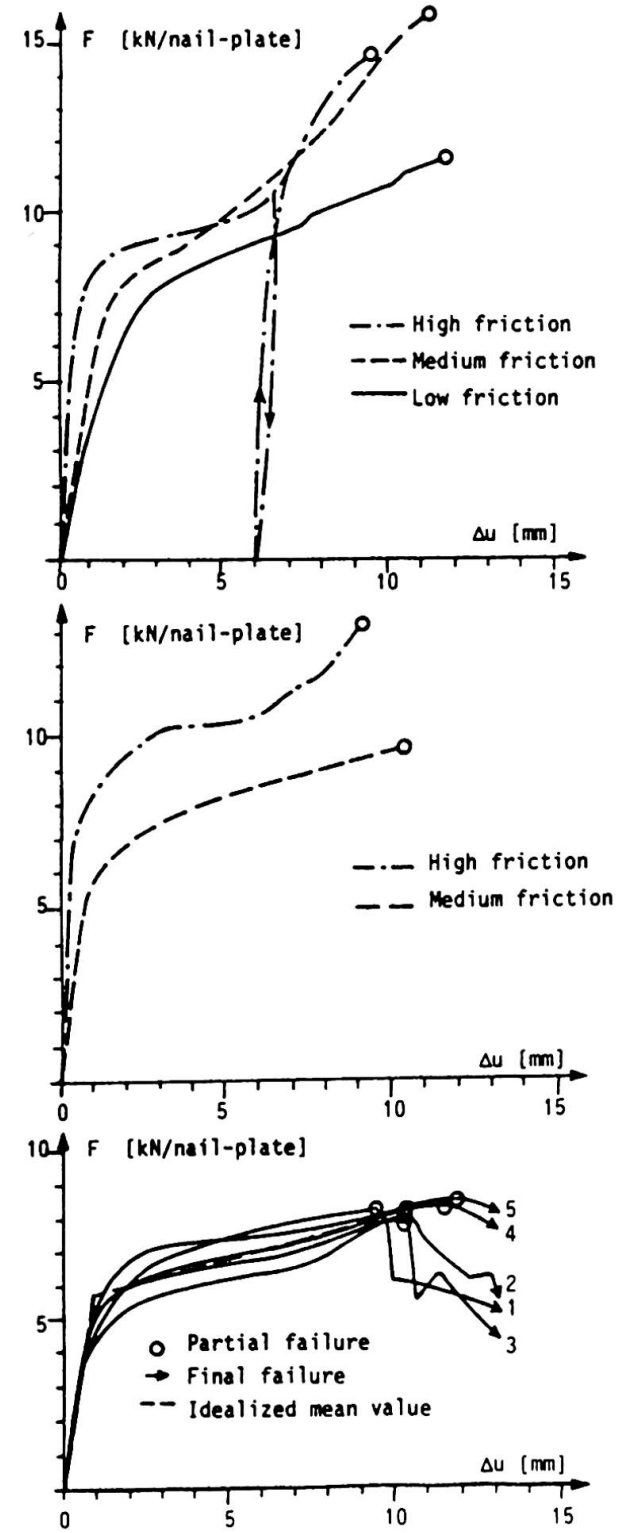


Fig. 5 *Test set-up for factory-made "push-out" tests*



Figs. 6,7&8 *Load-slip curves forinner tests, end testsand standard design tests*

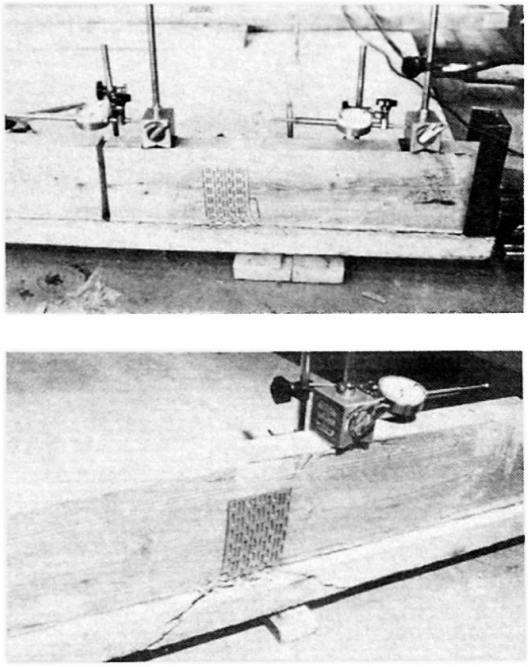


Fig. 9 *Failure modes in shear in the nail-plates and cracking of the concrete edge, respectively, in the case of inner tests*

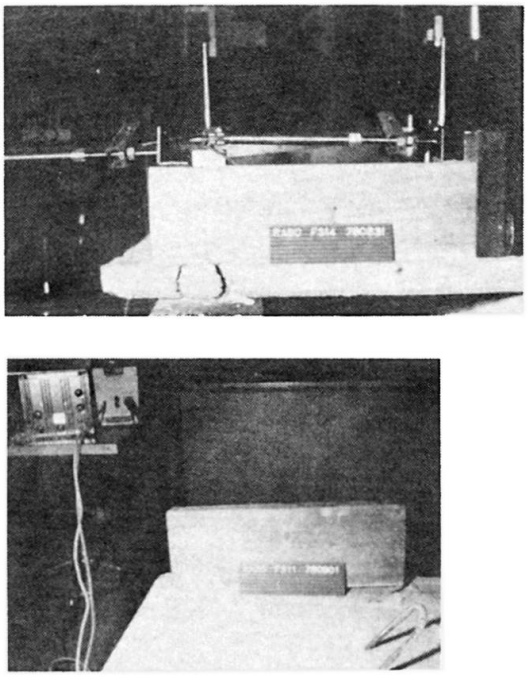


Fig. 10 *Failure modes in cracking of the end of the concrete plate and shear in the nail-plates, respectively, in the case of end tests*

2.2 Push-out tests on laboratory-made specimens

In order to obtain more accurate design values for the load-slip characteristics and to optimize the design of the shear connections, regular push-out tests under controlled conditions were carried out as shown in fig. 11. The quality of the reinforced concrete plates, timber studs and nail-plates was the same as that in the factory-made elements as shown in fig. 1. (The concrete plates were casted in a horizontal position in two steps on successive days. 1% CaCl was added to the concrete in order to reduce the curing time.) The friction between the timber studs and the concrete plate was eliminated by inserting lubricated pieces of sheet metal in the submaterial interface and also by the placing of a steel beam between the two concrete flanges in order to prevent the concrete flanges being pressed against the timber studs at the stage of excessive deformation in the nail-plates, cf section 2.1. A base plate placed under the centre part of the speci-

men enables the failure mode of cracking of the end or corner of the concrete plates to occur, see fig. 11. The test specimen was made symmetrical in order to avoid the occurrance of eccentric forces. The test set-up is shown in fig. 12. Slip was measured at the level of the nail-plates relative to the test frame (and not relative to the concrete plates as would have been preferable). All tests were performed under deformation control.

The values of d, e and f in the standard test specimens in fig. 11 was d = 40 mm, e = 25 mm and f = 150 mm, which correspond to the conditions in the factory-made elements as shown in fig. 1 (the value f=150 mm was chosen with regard to the results from the push-out tests on the factory-made elements). Six modifications of this standard design were made in order to evaluate the sensitivity of the cracking of the concrete plate (modifications no. 1-5), and the influence of inclined nail-plates (modification no. 6):

1 - The edge of the concrete plate was reinforced by placing a reinforcement bar outside the nail-plates as shownin fig. 13a.
2 - The edge of the concrete plate was reinforced by placing a bent steel reinforcement bar around the nail-plates as shown in fig. 13b.
3 - The distance between the nail-plates and the concrete edge was increased to e=50 mm.
4 - The distance between the nail-plates and the concrete end was decreased to f=50 mm.
5 - The embedment length of the nail-plates in the concrete plate was decreased to d=20 mm.
6 - The part of the nail-plates embedded in the concrete plate was inclined 45 degrees as shown in fig. 13c.

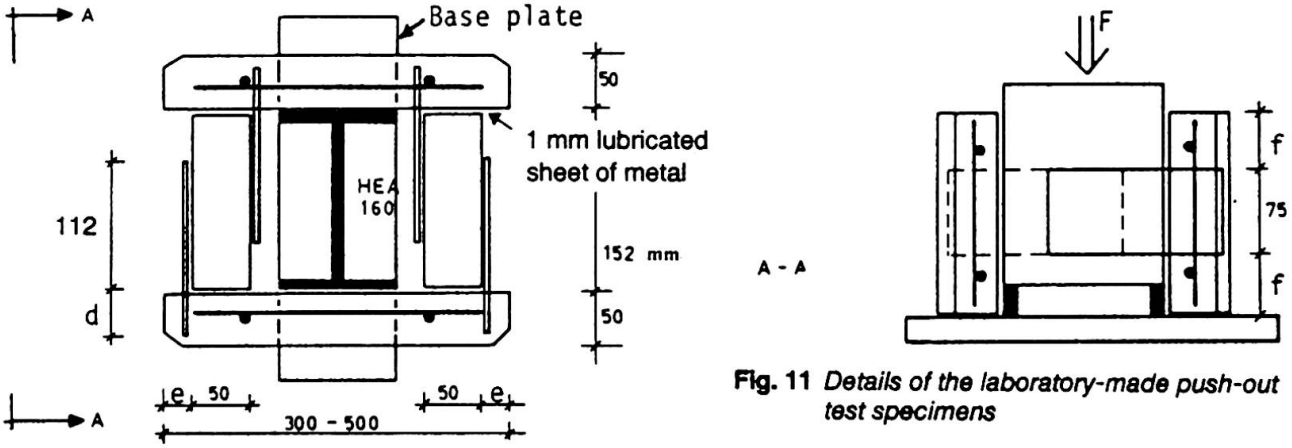


Fig. 11 *Details of the laboratory-made push-out test specimens*

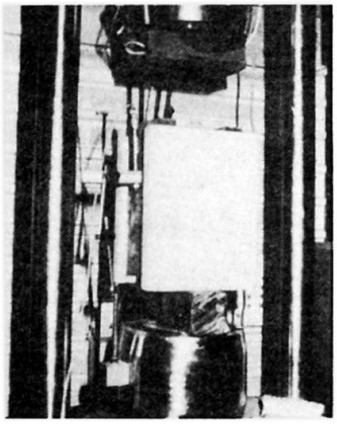


Fig. 12 *Test set-up for laboratory-made puch-out tests*

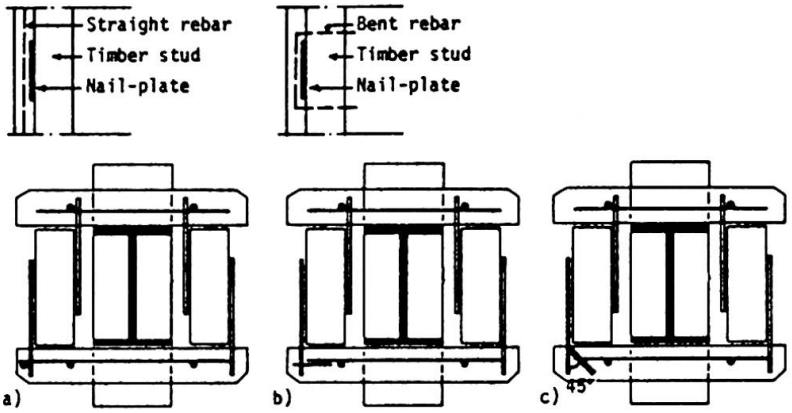


Fig. 13 *a) Modified design no. 1 b) Modified design no. 2 c) Modified design no. 6*

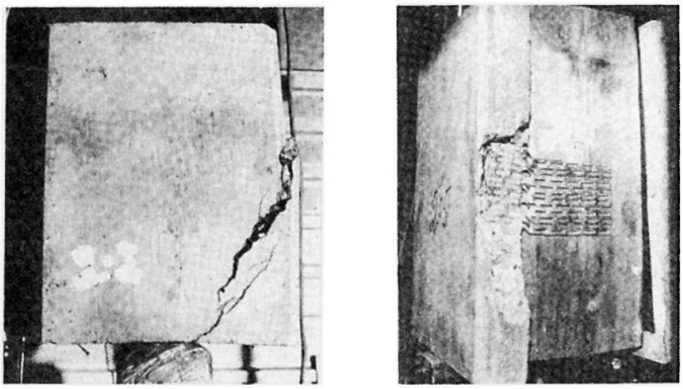


Fig. 14 *Final failure by a) cracking the end of the concrete plate and b) cracking of the concrete edge for the standard design*

The reason for testing inclined nail-plates is that the nail-plates are sometimes bent unintentionally during the fabrication of the composite elements. Five tests of each group of modification were run. The maximum load was reached when one of the nail-plates failed in shear or when cracking of the concrete plate/anchorage failure of the nail-plates occurred (called partial failure). Final failure occurred when all shear connections failed.

The experimental laod-slip curves for the standard design of the shear connections are given in fig. 8. In all tests, the nail-plates were excessively deformed in shear. In the tests 1-3, some of the nail-plates were partially sheared off when the final failure by cracking of the end or corner of the concrete plate occurred, see fig. 14a. The final failure in the tests 4-5 was reached by cracking of the concrete edge, fig. 14b, but there were no nail-plate shear failures. The cracking of the concrete plate started, in both cases, at the upper edge of the nail-plates and continued through the nail-plates in the downwards direction.

The load-slip curves for the modified design of the shear connections no. 1-6 are given in figs. 15.1-15.6. In each of the figures, the idealized mean curve of the standard design of the shear connections is drawn for comparison. For the modified design no. 1, no cracking of the concrete plate occurred. The final failure was in shear in the nail-plates in all specimens, fig. 16.1&2, except no. 5 where no final failure was reached before the test was terminated. Insignificant cracks around the nail-plates were observed. As is evident from fig. 15.1, a lesser increase in the load capacity compared to that of the standard shear connection may also be noted. In the case of the modified design no. 2, the final failure was in shear in the nail-plates in all tests (fig. 16.1&2). The nail-plates were pulled out of the concrete plate about 1 mm at their upper edge. No cracking around the nail-plates was observed. The load capacity increased somewhat compared to that of the standard case, as is evident from fig. 15.2. The slip capacity at maximum load is somewhat less than that in the standard case, which might be explained by the fact that the reinforced shear connection either behaves more rigidly, or it might be due to the normal scatter in test results. The failure characteristics for the modified design no. 3 were the same as in the standard design. It is evident though, that the shear connection is somewhat more stiff than in the standard design, with a somewhat higher load and somewhat lower slip capacity as a consequence. The increase in the distance to the edge is not enough to avoid the cracking of the concrete plate, as is evident from fig. 16.3. The use of reinforcement bars is obviously much more efficient. The final failure of the modified design no. 4, was due to cracking in the end of the concrete plate, see fig. 16.4. Thus, the failure characteristics were much the same as in the standard case, but with much less slip due to early cracking in the concrete plate. The nail-plates should therefore not be placed too close to the end of the concrete plate, if not, then reinforcement bars should be placed at the edge or corner of the concrete plate. The final failure of the modified design no. 5, was in cracking of the edge of the concrete plate in the area around the nail-plate in all tests. There were fine cracks throughout the concrete plate but the splitting of the concrete plate occurred only down to the depth of the embedded nail-plate, fig. 16.5. The slip capacity was consioerably decreased. The final failure of the modified design no. 6 was in shear in the nail-plates in tests 2 and 4, and in a combination of shear in the nail-plates and in the cracking of the concrete corner in the other tests (fig. 16.6). The great increase in slip capacity is due to the weak shear behaviour of the connection. This shows the advantage in making the shear stiffness of the nail-plates weaker (ductile behaviour) than the cracking resistance of the concrete plate (brittle behaviour). Obviously, there is no reason for concern as to the straightness of the nail-plates when they are embedded in the concrete plate, at least as long as the nail-plates are not bent towards the edge of the concrete plate.

3. CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

3.1 General

According to figs. 15.1 and 15.2, the design of the shear connection can be improved by using reinforcement bars along the concrete edge outside the nailplates. In this respect, straight reinforcement bars are sufficient and much easier to use. The use of reinforcement bars is both more effective and practical than increasing the edge distance, fig. 15.3.

The end distance should not be reduced as is evident from fig. 15.4. It is necessary to use additional reinforcement bars if the end distance is to be reduced. Since the shear connectors are most effective at the end of the composite element, one should ensure that reinforcement bars are placed along the edges at the corners in both directions (cf. the preceeding paragraph).

The embedment length of the nail-plates should be retained as it is included in the standard design, cf. fig. 15.5. The nail-plate shear connectors will be fully effective even if they happened to be bent unintentionally during handling and fabrication of the wall element as is clear from fig. 15.6.

It is evident from the tests that the shear strength of the nail-plates should be made less than the cracking strength of the concrete plate. The load, and especially the slip capacities of the shear connection are increased and more ductile behaviour is shown when shearing in the nail-plates is the failure mode. The difference in capacity of the two failure modes is generally speaking not great when the scatter of the test results is taken into account. This indicates that the design of the connection is near optimum. As mentioned above, a slight modification can be recommended, i.e. reinforcement bars be placed along the edge of the concrete plate outside the nail-plates (modified design no. 1). This can also easily be done during the fabrication of the wall element by adjusting the position of the welded wire mesh. (Alternatively, a greater number of smaller nail-plates could be used. This alternate design must of course be evaluated by testing first). The placing of a reinforcement bar along the edge at the very end of the concrete plate can also be recommended. Again, this is easily done by adjusting the position of the welded wire fabric. By doing this, the end distance could probably be decreased from f=150 mm to f=50 mm.

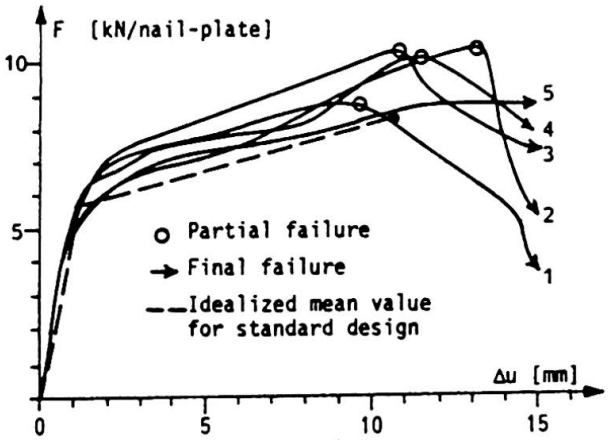


Fig. 15.1 *Modified design no. 1*

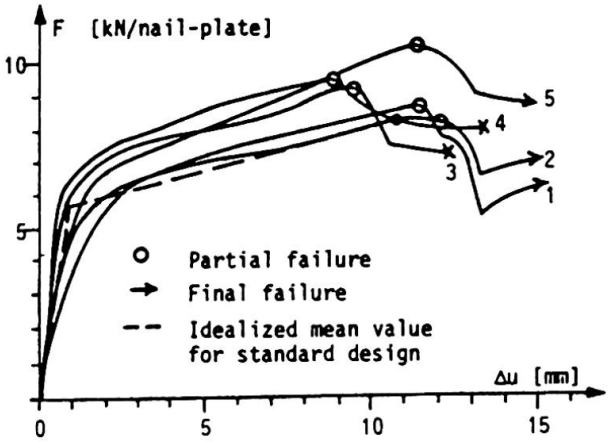


Fig. 15.2 *Modified design no. 2*

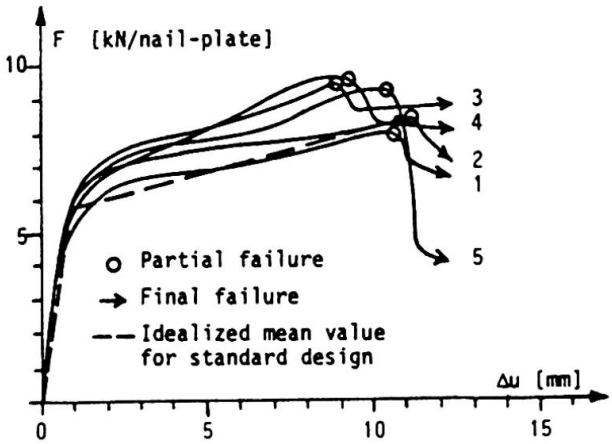


Fig. 15.3 *Modified design no. 3*

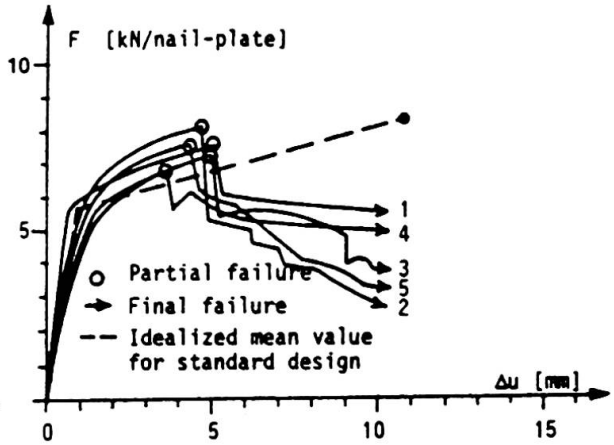


Fig. 15.4 *Modified design no. 4*

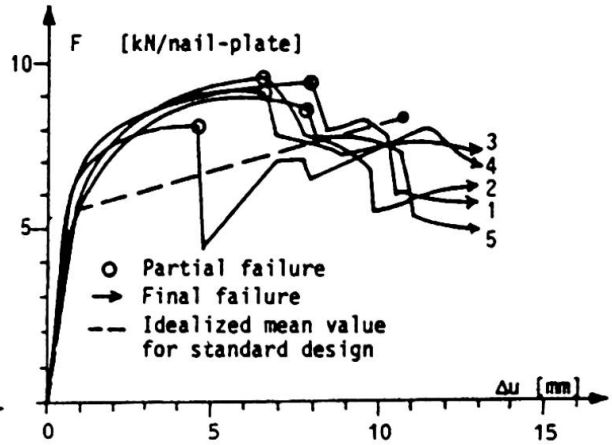


Fig. 15.5 *Modified design no. 5*

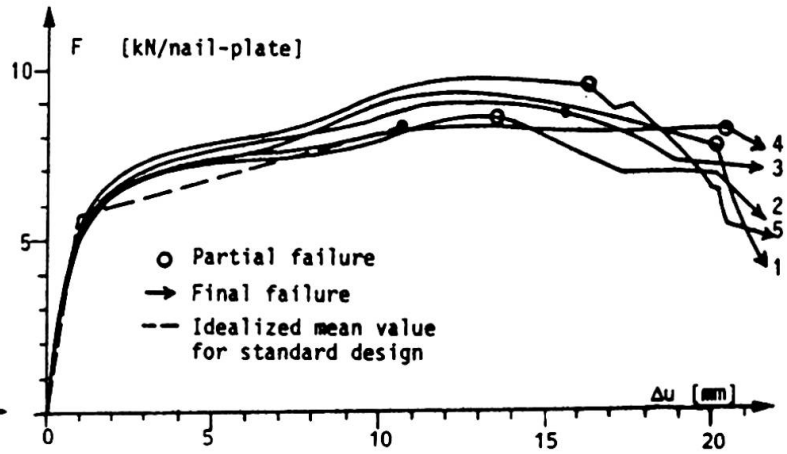


Fig. 15.6 *Modified design no. 6*

3.2 Design values of the nail-plate shear connectors

For design purposes, the idealized load-slip curves according to fig. 17 can be used. Three different curves are shown; the dashed-dotted line is based on the results from the factory-made specimens where friction was considered to be eliminated, the dashed line from testing the laboratory-made standard specimens, and the solid line from testing the laboratory-made specimens according to the modified design no. 1. All curves are mean values. Design values should be based on characteristic values (5% fractile for the load capacity; 50% fractile for the slip modulus. Mean values are chosen because of the positive effect of load-sharing in the nail-plates in the wall element; 5% fractile for the slip capacity). More tests should be performed for the chosen design (modified design no. 1) in order to obtain accurate design values.

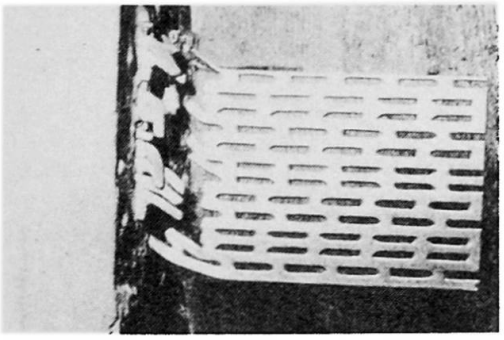


Fig. 16.1&2 *Final failure in shear for no. 1&2*

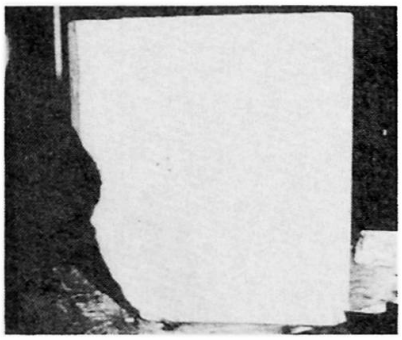


Fig. 16.3 *Final failure by cracking of concrete for no. 3*

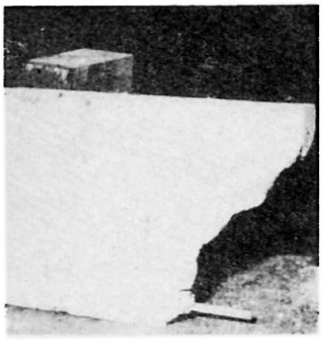


Fig. 16.4 *Final failure by cracking of concrete for no. 4*

Fig. 16.5 *Final failure by cracking of concrete edge for no. 5*

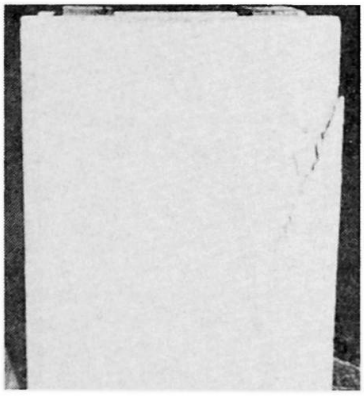


Fig. 16.6 *Final failure in shear/ cracking of concrete, no. 6*

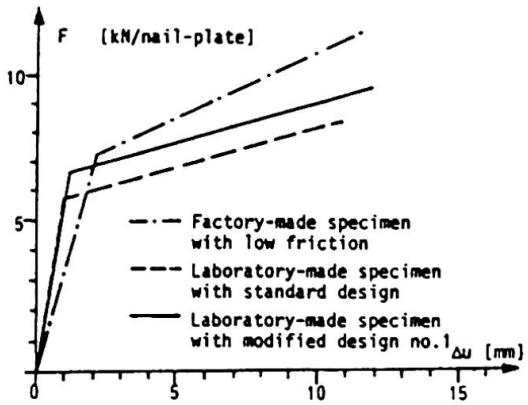


Fig. 17 *Idealized load-slip curves (mean values)*

It is evident from fig. 17 that the difference between the curves is not great. It is natural that the slip modulus becomes higher in the elastic range but lower in the strain-hardening range when it is based on test results obtained from regular push-out tests than on the other type of "push-out" tests. This is due to the fact that the timber studs are guided between the concrete plates, which are prevented from moving towards the timber studs by the steel beam (fig. 1). This guiding makes the system more stiff in respect to displacement in the elastic range and prevents the build-up of friction in the strain-hardening range (cf. section 2.1).

ACKNOWLEDGEMENTS

The test were performed by Arne Rehnström and Mats Sköld at the University of Luleå, Div. of Structural Engineering.

REFERENCES

1. GIRHAMMAR, U.A.: *Composite Timber-Concrete Wall Element.* IABSE 12th Congress, Vancouver, Final Report, Sept 1984
2. UNNIKRISHNA PILLAI, S. et.al.: *Nail Shear Connectors in Timber-Concrete Composites.* Journal Inst Eng (India) Civ Eng Div, Vol 58, No 1, pp 34-39, July 1977
3. PINCUS, G.: *Bonded Wood-Concrete T-beams.* Proc ASCE, Journal Struct Div, Vol 95, No ST 10, pp 2265-2279, Oct 1969
4. DEGERMAN, T.: *Building Element Composed of Concrete and Timber - An Investigation of Different Types of Connections (in Swedish).* Lund Institute of Technology, Div of Struct Eng. Report TVBK-3012, 104 pp, Lund 1981
5. GIRHAMMAR, U.A.: *Tests on Rabo Wall Elements (in Swedish).* University of Luleå, Div of Struct Eng, Research Report TULEA 1979:29, 91 pp, Luleå 1979
6. SKÖLD, M.: *Slip Tests on Nail-Plate Connections (in Swedish).* University of Luleå, Div of Struct Eng, Examination Thesis 1980:001, 38 pp, Luleå 1980

Zur Bemessung von Holzkonstruktionen nach Grenzzuständen

Design of Timber Constructions by Limit States

Dimensionnement des constructions en bois selon les états limites

Karlheinz ZIMMER
Dr. sc. techn.
Technische Univ.
Dresden, DDR

Karlheinz Zimmer, geboren 1932, promovierte zum Dr.-Ing. und Dr. sc. techn. an der Technischen Universität Dresden. Er beschäftigte sich insbesondere mit der Theorie und Konstruktion der Flächentragwerke. Er hält Vorlesungen über den Holz- und Plastbau.

ZUSAMMENFASSUNG
Für die Bemessung von Holzkonstruktionen nach Grenzzuständen wird eine Methode zur Einteilung der Holzkonstruktionen in Feuchtigkeitsklassen und der Lasten in Zeitklassen vorgestellt. Die zur Bemessung eines Bauteils aus Holz erforderlichen Zahlenwerte und Ergebnisse eines Bemessungsbeispiels für den Grenzzustand Tragfähigkeit werden angegeben.

SUMMARY
For the design of timber constructions by limit states a method is presented for the classification of the timber constructions into moisture classes, and of the loads into time classes. The numerical values required for the design of a structural element of wood, and results of a calculation example for the limit state load bearing capacity are given.

RESUME
Le dimensionnement des constructions en bois selon les états limites peut s'effectuer au moyen d'une méthode de classement permettant de ranger ces constructions par classes d'humidité et de classer les charges en fonction du temps. Les valeurs numériques nécessaires au dimensionnement d'une pièce en bois sont indiquées, de même que les résultats d'un exemple calculant la charge ultime.

1. EINLEITUNG

Im Holzbau der DDR ist eine Bemessung der Bauteile nach der Methode der Grenzzustände vorgesehen. Sie ermöglicht eine differenzierte Bewertung der Zuverlässigkeit des Bauwerkes oder der Konstruktion durch die Einführung von beliebig detaillierbaren Berechnungsfaktoren, mit denen Abweichungen von den Normwerten der Einwirkungen und der Werkstoffeigenschaften wirklichkeitsnäher berücksichtigt werden können. Bei der Bemessung nach zulässigen Spannungen werden alle ungünstigen Einflüsse auf die Zuverlässigkeit eines Bauwerks oder Bauteils mit einem pauschalen, summarischen Sicherheitsfaktor abgedeckt. Bei diesem Faktor weiß man nicht, welcher Anteil davon auf die Baustoffqualität, auf die Art, Häufigkeit und Dauer der Lasteinwirkung oder auf andere Einflüsse zurückzuführen ist.
Mit der Vorgabe vieler Einzelfaktoren, z.B. der Last-, Kombinations-, Wertigkeits-, Material- und Anpassungsfaktoren, erhöht sich für die Ingenieure der Rechen- und Projektierungsaufwand, der nur durch entsprechend gestaltete Standards in Grenzen gehalten werden kann. Im folgenden wird auf der Grundlage neuer Forschungsergebnisse und in Auswertung ausländischer Standards [1,2,3] eine Methodik zur Bemessung von Holzkonstruktionen nach Grenzzuständen unterbreitet. Dabei ist ein möglichst allgemeingültiges, aber für den Ingenieur leicht überschaubares und handliches Bemessungsverfahren angestrebt worden.

2. GRENZZUSTAND DER TRAGFÄHIGKEIT

Für die Bemessung von Baukonstruktionen nach der Methode der Grenzzustände kommen die Grenzzustände der Tragfähigkeit und die der Nutzungsfähigkeit zur Anwendung. Die folgenden Ausführungen beschränken sich auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit.
Für die Bemessung von Holzbauteilen gilt:

$$S \leqq \bar{R} \tag{1}$$

Es bedeuten:
S - Schnittgröße aus den Rechenwerten der Einwirkungen,
$\bar{R}$ - mit den Rechenfestigkeiten ermittelte und vom Bauteil aufnehmbare Schnittgröße (Rechenwert der Tragfähigkeit).

Die Rechenwerte der Einwirkungen F folgen aus

$$F = h \sum_i F_i^n n_i + h_k k \sum_j F_j^n n_j \tag{2}$$

mit
F_i^n - ständige und langzeitige, F_j^n - kurzzeitige Normlasten,
n_i, n_j - Lastfaktoren, h, h_k - Wertigkeitsfaktoren,
k - Kombinationsfaktor.
Die Rechenwerte der Festigkeitskenngrößen R folgen aus

$$R = \frac{R^n}{k} \prod_i m_i = R^o \prod_i m_i \tag{3}$$

Dabei bedeuten:
R^n - Normwert der Festigkeitskenngrößen, k - Materialfaktor,
m - Anpassungsfaktor, R^o - Grundwert der Rechenfestigkeit.
Um den Rechenaufwand bei der Bemessung nach Grenzzuständen zu reduzieren, wird von tabellierten Grundwerten der Rechenfestigkeit ausgegangen. Die Materialfaktoren k und Anpassungsfaktoren m sind

so zu wählen, daß eine Erwartungswahrscheinlichkeit der Rechenfestigkeiten R von 99,9 % auftritt. Bei der Bestimmung der Normfestigkeiten R^n setzt man voraus, daß sie mit mindestens 95 % Wahrscheinlichkeit erreicht oder überboten werden.

3. ANPASSUNGSFAKTOREN

Mit Hilfe der Anpassungsfaktoren werden die realen Nutzungsbedingungen einer Konstruktion oder Verbindung in der Bemessung berücksichtigt. Als Ergebnis der Auswertung in- und ausländischer Standards werden die beiden Anpassungsfaktoren, die die Einflüsse der Feuchtigkeit und Belastungsdauer auf die Holzfestigkeiten widerspiegeln, zu einem neuen Anpassungsfaktor zusammengefaßt, um den

Feuchtigkeitsklasse	Relative Luftfeuchtigkeit φ 1) in %	Anwendungsfall	Maximaler Holzfeuchtesatz u in %
1	$\varphi < 60$	Konstruktionen aus Vollholz (VH) oder geklebtem Brettschichtholz (BSH) in geschlossenen Bauten mit und ohne Heizung sowie Konstruktionen unter entsprechenden Feuchtigkeitsbedingungen (FB)	15
2	$60 \leqq \varphi < 80$	Konstruktionen aus VH oder geklebtem BSH in überdeckten, an den Seiten teilweise oder ganz offenen Bauten sowie Konstruktionen in geschlossenen Bauten unter entsprechenden FB, z.B. in Dachräumen	20
3	$80 \leqq \varphi < 95$	Konstruktionen aus VH oder geklebtem BSH für ungeschützten Einbau sowie Konstruktionen unter entsprechenden FB	25
4	$95 \leqq \varphi$	Konstruktionen, die dem unmittelbaren Einfluß des Wassers ausgesetzt sind, z.B. Kühltürme aus Holz	nicht begrenzt

1) Monatlicher Durchschnitt

Tabelle 1 Feuchtigkeitsklassen

mit dem veränderten Bemessungsverfahren verbundenen Projektierungsaufwand gegenüber dem bisherigen nicht wesentlich zu erhöhen und um die Übersichtlichkeit der Bemessung von Holzkonstruktionen auch weiterhin in einfacher Weise zu gewährleisten.

Zur Berücksichtigung des Einflusses der Feuchtigkeit auf die Holzfestigkeiten werden Feuchtigkeitsklassen eingeführt [1]. Tabelle 1 enthält einen Vorschlag für 4 Feuchtigkeitsklassen. Eine feinere Unterteilung ist nicht zweckmäßig, weil die Holz-

konstruktionen während ihrer Nutzung größeren Feuchtigkeitsschwankungen ausgesetzt sind. Die Vorgabe der relativen Luftfeuchtigkeit und der maximalen Holzfeuchte ermöglicht den Ingenieuren in der Praxis eine genauere Einstufung der Holzkonstruktionen in die jeweilige Feuchtigkeitsklasse.
Der Einfluß der Zeit auf das mechanische Verhalten der Holzwerkstoffe bei Lasteinwirkung wird mit Hilfe dreier Zeitklassen erfaßt (Tab.2). Lastkombinationen sind anhand der Tabelle 3 in die Zeitklassen einzustufen.

Zeitklasse	Dauer der Lasteinwirkung	Anwendungsfall
A	ständig und/oder langzeitig	ständige und/oder langzeitige Verkehrslasten
B	kurzzeitig	kurzzeitige Verkehrslasten (z.B. Schneelasten) und durch Feuchtigkeitsänderungen verursachte Einwirkungen
C	momentan	Windlasten Einzellasten ≦ 2 kN

Tabelle 2 Zeitklassen der Lasten

Lastkombination	Zeitklasse A	Zeitklasse B	Zeitklasse C
LA + LB	LA ≧ 85 %	LA<85 % GL	-
LA + LC	LA ≧ 85 %	-	LA < 85 % GL
LA + LB + LC[1)]	LA ≧ 85 %	LC ≦ 15 % (LA < 85 %)	LC > 15 % GL

1) Lastkombinationen, die aus Lasten unterschiedlicher Dauer der Zeitklassen A, B und C bestehen
LA - Lastanteile der Zeitklasse A usw., GL - Gesamtlast

Tabelle 3 Einstufung der Lastkombinationen in die Zeitklassen

Nach der Einführung von Feuchtigkeits- und Zeitklassen können die Einflüsse der Feuchtigkeit und der Einwirkungsdauer der Lasten auf die Holzfestigkeiten durch nur einen Anpassungsfaktor m_1 erfaßt werden (Tab.4). Aus der Tabelle 4 können die einzelnen Anpassungsfaktoren auch getrennt nach Zeit und Feuchtigkeit entnommen werden. Damit bleibt die Möglichkeit bestehen, den Einfluß dieser einzelnen Größen auf die Zuverlässigkeit einer Holzkonstruktion anhand neuer Forschungsergebnisse präziser abzuschätzen und die Anpassungsfaktoren entsprechend zu korrigieren.
Der Einfluß der Krümmung des Bauteils aus geklebtem Brettschichtholz auf die Holzfestigkeiten wird mit dem Anpassungsfaktor m_2 erfaßt. Zahlenwerte sind z.B. in [2] enthalten. Der Einfluß der Trägerhöhe auf die Holzfestigkeiten sollte bei den Festigkeitskennwerten erfaßt werden, und zwar bei den Grundwerten für die Rechenfestigkeiten, die in Abhängigkeit von der Trägerhöhe anzugeben sind. Die Einführung eines weiteren Anpassungsfaktors kann somit entfallen.

Zeitklasse	Feuchtigkeitsklasse			
	1	2	3	4
A	0,8	0,75	0,7	0,6
B	1	0,9	0,85	0,75
C	1,2	1,1	1	0,9

Tabelle 4 Werte des Anpassungsfaktors m_1. Falls die Konstruktionen ständigen Lufttemperaturen von 35...55°C in Produktionsräumen ausgesetzt sind, ist m_1 mit dem Faktor 0,85 zu multiplizieren.

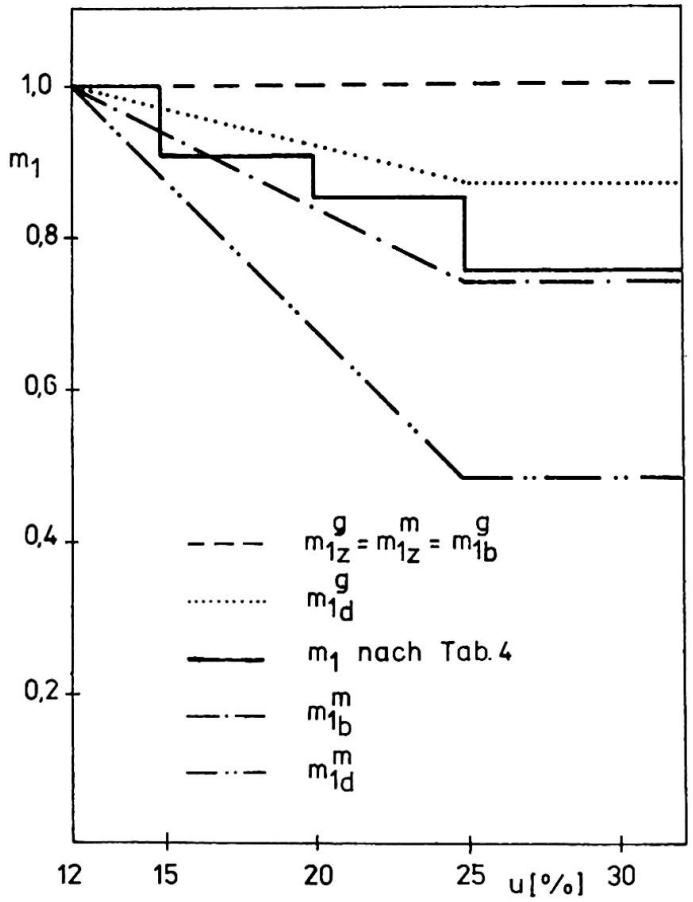
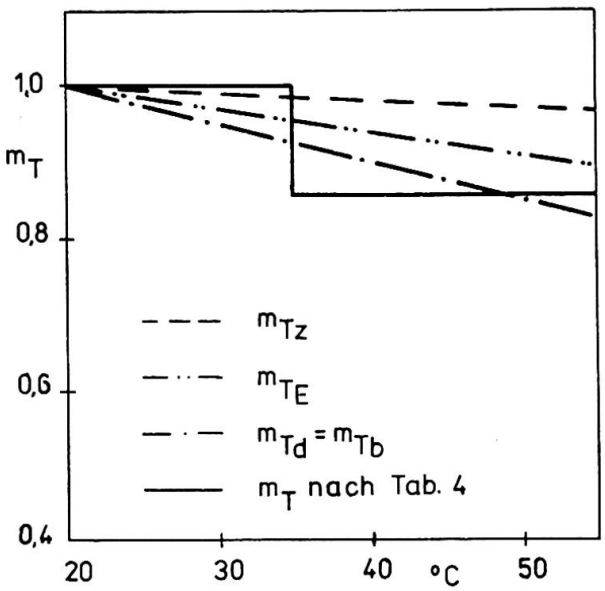


Fig. 1 Anpassungsfaktoren m_1 in Abhängigkeit von der Holzfeuchte sowie mittleren (m) und geringen (g) Holzqualität

Neuere Untersuchungen berücksichtigen stärker den Einfluß der Holzqualität auf den die Tragfähigkeit verändernden Einfluß der Holzfeuchte. Der Einfluß der Holzfeuchtigkeit auf die Festigkeiten ist bei Holz geringer Qualität kleiner als bei fehlerfreiem Holz höherer Festigkeit [4]. Auf der Grundlage der in [5] enthaltenen Zahlenwerte wurden Anpassungsfaktoren ermittelt und zusammen mit den Anpassungsfaktoren der Tabelle 4, Zeitklasse B in Fig.1 dargestellt. Die Festigkeiten des Bauholzes der Güteklasse II werden zwischen denen der Hölzer mit mittlerer und geringer Qualität liegen. Geht man von Anpassungsfaktoren aus, die unabhängig von der Beanspruchungsart aufgestellt worden sind (Tab. 4), ist zu beachten, daß die Grundwerte der Rechenfestigkeiten infolge Druck und Biegung etwas kleiner angesetzt werden, um den größeren Feuchtigkeitseinfluß auf die Druck- und Biegefestigkeiten abzufangen. Der sich ergebende treppenförmige Verlauf für den Anpassungsfaktor nach Tabelle 4 ist für die Belange der Praxis ausreichend, da die Holzkonstruktionen während ihrer Nutzung größeren Feuchtigkeitsschwankungen ausgesetzt sind.

Bisher wurde vielfach davon ausgegangen, daß die Festigkeit von Holz bei ständiger Beanspruchung erheblich absinkt. In vielen Ländern wurde dieser Einfluß durch einen Reduktionsfaktor berück-

sichtigt, der an Hand von Untersuchungen festgelegt wurde, die im wesentlichen an kleinen, fehlerfreien Holzproben durchgeführt wurden. Neuere an Bauholz üblicher Abmessungen durchgeführte Untersuchungen zeigten, daß dieser Effekt bei fehlerfreiem Holz hoher Festigkeit zwar auftritt, aber bei Holz geringer Festigkeit in wesentlich geringerem Ausmaß vorhanden ist [5]. Solange keine weiteren Untersuchungsergebnisse vorliegen, sollte der Einfluß der Belastung für übliche Lastfälle nach [5] durch einen Reduktionsfakter ≦ 0,85 berücksichtigt werden. Vergleicht man diesen Wert mit dem Wert der Zeitklasse A und Feuchtigkeitsklasse 1 in der Tabelle 4, so ist zu erkennen, daß der Wert nach Tabelle 4 noch etwas vergrößert werden kann.



Figur 2 Anpassungsfaktor m_T

Der Einfluß der Lufttemperaturen von 35 bis 55°C auf die Festigkeitseigenschaften von Bauholz wurde in der Tabelle 4 durch den Faktor 0,85 in Anlehnung an [3] berücksichtigt. Systematische Untersuchungen über den Einfluß der Temperatur auf die Festigkeitseigenschaften von Bauholz liegen für den das Bauwesen interessierenden Bereich nicht vor. Auf der Grundlage der in [5] enthaltenen Zahlenwerte wurden Anpassungsfaktoren m_T bestimmt und zusammen mit dem Anpassungsfaktor der Tabelle 4 in Fig. 2 dargestellt.

4. RECHENFESTIGKEITEN

4.1. Grundwerte der Rechenfestigkeiten von Nadelschnittholz

Die Grundwerte der Rechenfestigkeiten von Nadelschnittholz wurden mit Hilfe der bisherigen zulässigen Spannungen, der Rechenfestigkeiten ausländischer Standards und weiterer Forschungsarbeiten festgelegt (Tab. 5). In der Tabelle 5 sind auch die ent-

Beanspruchungsart	Vorschlag [6]	nach [3]	[2] (SI)	[1] (T 24)
Biegung R_b^o	13	13; 15[1)]	12	13,8
Zug $R_{z\parallel}^o$	10	10; 8[2)]	10	9,25
Druck $R_{d\parallel}^o$	13	13	12	13,1

1) Für Bauteile mit einer Breite von mehr als 14 cm und einer Höhe bis 50 cm. 2) Für Bauteile mit Querschnittsschwächungen.

Tabelle 5 Grundwerte der Rechenfestigkeiten R^o in N/mm² von Nadelschnittholz der Güteklasse II für die Zeitklasse B und die Feuchtigkeitsklasse 1

sprechenden Rechenfestigkeiten ausländischer Standards enthalten. Bei einem Vergleich sind einige Besonderheiten zu beachten [6].

Mit Hilfe einer 3-parametrigen Weibullverteilung und der in [5] enthaltenen Zahlenwerte wurden Materialfaktoren und Grundwerte der Rechenfestigkeiten ermittelt (Tab.6). Ein Vergleich dieser Rechenfestigkeiten mit denen der Tabelle 5 zeigt, daß der vorgeschlagene Wert von $R^o_{z\parallel} = 10\ N/mm^2$ nicht weiter erhöht werden sollte. Es ist zweckmäßig, ihn beizubehalten, weil der Holzverbrauch gegenüber einer Bemessung nach zulässigen Spannungen dann nicht ansteigt. Der Materialfaktor liegt in diesem Falle bei 1,5, was noch zu vertreten ist. Die vorgeschlagenen Werte für $R^o_{d\parallel}$ und R^o_b

	Zug ∥Fa	Druck ∥Fa	Biegung
R^n [N/mm^2]	15	21	24
k -	1,6	1,3	1,4
R^o [N/mm^2]	9,4	16,1	17,1

Tabelle 6 Festigkeitskennwerte und Matarialfaktoren (Weibullverteilung

können wahrscheinlich noch erhöht werden, zunächst auf 14 bzw. 15 N/mm^2. Bauteilversuche und ausgeführte Bauwerke müssen diesen Trend noch bestätigen.

4.2. Grundwerte der Rechenfestigkeiten von Brettschichtholz

Die Grundwerte der Rechenfestigkeiten von Brettschichtholz wurden mit Hilfe der bisherigen zulässigen Spannungen und der Rechenfestigkeiten ausländischer Standards festgelegt (Tab. 7 und 8).

Beanspruchung	DDR-Standard (Vorschlag)	Finnischer Standard [1] L 50	L 40	L 30
Biegung R^o_b	nach Tab. 8	26,8 1)	22,3 1)	19,2 1)
Zug $R^o_{z\parallel}$	14	17,7	13,8	13,0
Druck $R^o_{d\parallel}$	18	26,2	20,7	18,5

1) Wenn die Bauteilhöhe h_1 des Biegeträgers den Wert 300 mm überschreitet, sind diese Werte mit dem Faktor

$$C_F = \left(\frac{300}{h_1}\right)^{1/9} \quad (h_1 \text{ in mm})$$ zu reduzieren.

Tabelle 7 Grundwerte der Rechenfestigkeiten R^o in N/mm^2 von Brettschichtholz für die Zeitklasse B und die Feuchtigkeitsklasse 1

5. BEMESSUNG

In [6] wurde als Beispiel für die Bemessung die Berechnung eines ungeschwächten und geraden Zugstabes nach dem zur Zeit noch gülti-

gen Standard [7], dem Vorschlag auf der Grundlage nach Grenzzuständen und den erwähnten ausländischen Standards vorgenommen.

h_1 >		100	200	300	400	500	600	800	1000	1300
mm bis	100	200	300	400	500	600	800	1000	1300	1500
R_b^o [N/mm²]	23,5	23	22	21,5	21	20,5	19,5	19	18,5	18

Belastung parallel zur Klebfuge: $R_b^o = 16$ N/mm²

Tabelle 8 R_b^o in N/mm² von Brettschichtholz für die Zeitklasse B und die Feuchtigkeitsklasse 1; Beanspruchung senkrecht zur Klebfuge

Die Grundwerte der Rechenfestigkeiten können mit der Beziehung

$R_b^o = \frac{\nu \, zul\sigma_b}{k}$ und $\nu = 2...2{,}5$, $k = 1{,}4...1{,}5$ überschläglich bestimmt werden.

Ein Vergleich dieser Zahlenwerte zeigt, daß eine Bemessung nach Grenzzuständen mit Lasten der Zeitklasse A oder B für zugbeanspruchte Konstruktionen der entsprechenden Feuchtigkeitsklassen kleinere aufnehmbare Lasten und somit für dieses Beispiel auch einen höheren Holzverbrauch zur Folge hat. Größere Lasten können aufgenommen werden, wenn die Einordnung der Lastkombinationen in die Zeitklasse C möglich ist. Außerdem treten bei der Bemessung von Holzkonstruktionen auch Lastkombinationen aus Lasten der Zeitklassen A und B auf, die der Zeitklasse B zuzuordnen sind, so daß auch hier etwas größere Lasten aufgenommen werden können, weil dann nicht nur der Lastfaktor n = 1,4, sondern auch der Lastfaktor n = 1,1 zu berücksichtigen ist. Eine Erhöhung des Grundwertes der Rechenfestigkeit für Zugbeanspruchung sollte nicht vorgenommen werden, was auch der Vergleich mit den nach internationalen Standards ermittelten Zahlenwerten zeigt.

LITERATURVERZEICHNIS

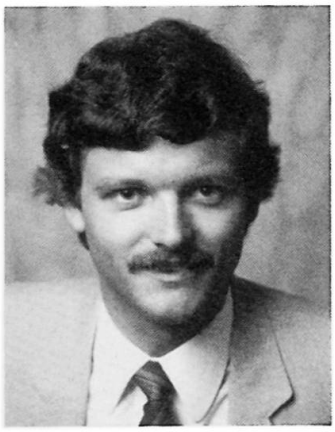
1. BAUVORSCHRIFTEN FINNLANDS B 10, Holzkonstruktionen; Anweisungen. Helsinki 1978.
2. ČSN 731701, Entwurf von Holztragwerken. Prag 1969.
3. SNiP II-V. 4-71, Holzkonstruktionen; Vorschriften für die Projektierung. Moskau 1971.
4. MADSEN B., W.JANZEN and J.ZWAAGSTRA, Moisture effects in lumber. Structural Research Series, Report No.27, The University of British Columbia, Vancouver 1980.
5. GLOS P., Zur Modellierung des Festigkeitsverhaltens von Bauholz bei Druck-, Zug- und Biegebeanspruchung. Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, H.61, TU München 1981.
6. ZIMMER K., Zur Bemessung von Holzkonstruktionen nach Grenzzuständen. Holztechnologie, H.4, Leipzig 1982.
7. TGL 112-0730, Tragwerke aus Holz; Projektierung. Berlin 1963.

Passbolzenverbindungen für Holzfachwerke

Dowel-Connections for Timber Trusses

Assemblages par broches pour poutres à treillis en bois

Mario FONTANA
Dr. sc. tech.
Eidg. Technische Hochschule
Zürich, Schweiz



Mario Fontana erhielt 1979 von der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich sein Diplom als Bauingenieur. Nach einem kurzen Auslandaufenthalt arbeitete er am Institut für Baustatik und Stahlbau der ETH Zürich als Assistent und wissenschaftlicher Mitarbeiter, wobei er hauptsächlich auf dem Gebiet des Ingenieur-Holzbaues tätig war. 1984 promovierte er mit einer Arbeit zum Problemkreis der Knotenausbildung hölzerner Fachwerkträger.

ZUSAMMENFASSUNG
Obwohl Holzfachwerke mit Nagelplattenverbindungen in letzter Zeit eine starke Verbreitung gefunden haben, können Fachwerkträger mit traditionellen Holz-Holz Verbindungen zu wirtschaftlichen Lösungen führen. Als Verbindungsmittel dienen vorzugsweise Passbolzen aus hochfestem Stahl, Hartholz oder Glasfaserstäben.

SUMMARY
Even though for timber trusses nail plate connections have become widely used, traditional timber trusses with wood-wood connections can lead to very economical solutions. Preferably dowels of high resistant steel, hardwood or glassfibre are used as connectors.

RESUME
Bien que les connecteurs à dents sont de plus en plus appliqués pour l'assemblage de treillis en bois, les assemblages traditionnels bois sur bois peuvent conduire à des solutions économiques. Comme moyens d'assemblage on utilise de préférence des broches en acier à haute résistance, en bois dur ou en fibre de verre.

1. EINLEITUNG

Traditionelle Fachwerktypen mit Holz-Holz-Verbindungen mittels Nägel oder Passbolzen sind einfach herzustellen, weisen aber im Knotenbereich hohe lokale Beanspruchungen auf. Obwohl dieser Fachwerktyp oft und seit langen Jahren angewandt wird, liegt nur wenig Datenmaterial zum Trag- und Verformungsverhalten solcher Fachwerke vor. In einer Forschungsarbeit an der Professur für Baustatik und Stahlbau der ETH Zürich wurden die Grundlagen zur Berechnung erweitert und Tragmodelle für den Knotenbereich geschaffen. Ausgehend von diesen Daten fanden sich auch Möglichkeiten zur Verbesserung der Leistungsfähigkeit solcher Fachwerkträger [1].

2. EIGENSCHAFTEN KLASSISCHER HOLZFACHWERKE MIT NAGEL- ODER PASSBOLZENVERBINDUNGEN

Die unter der Bezeichnung "Nagelbinder" bekannten Fachwerke zeichnen sich aus durch:

- Reine Holz-Holz-Verbindungen in den Knoten, wobei Gurtungen oder Diagonalen doppelläufig geführt sind.
- Einfache Herstellung ohne Spezialeinrichtungen (keine Pressen wie z.B. bei Nagelplattenverbindungen), dadurch leicht in Kleinbetrieben mit einfachen Maschinen und Werkzeugen ausführbar.
- Keine Beschränkung auf Nadelholz wie bei Nagelplatten. Der Einsatz von Hartholz ist bei Verwendung von Bolzen mit Vorbohrung möglich, was in Ländern mit einem reichen Angebot an Harthölzern hoher Festigkeit und Resistenz von Bedeutung ist.

Nachteilig wirkt sich der etwas höhere Arbeitsaufwand bei der Herstellung und der höhere Holzverbrauch infolge der ungünstigen Beanspruchungsverhältnisse im Knoten aus.

3. GRUNDLAGEN ZUM TRAG- UND VERFORMUNGSVERHALTEN

3.1 Beanspruchungsverhältnisse im Knotenbereich

Im Knotenbereich von Nagelbindern müssen die Gurtungen die Kräfte von einer Diagonalen zur anderen übertragen und werden daraus stark lokal beansprucht. Aus Platzgründen für die Verbindungsmittel müssen zudem die Diagonalen meist exzentrisch angeschlossen werden.

Beobachtungen an Versuchsträgern und Bilder von Schadensfällen zeigen zunächst eine starke S-förmige Verbiegung der Gurtungen gefolgt von Querrissen, welche schliesslich zum Bruch der Gurtungen führen. Abbildung 1 zeigt einen solchen Knoten nach erreichen der Bruchlast.

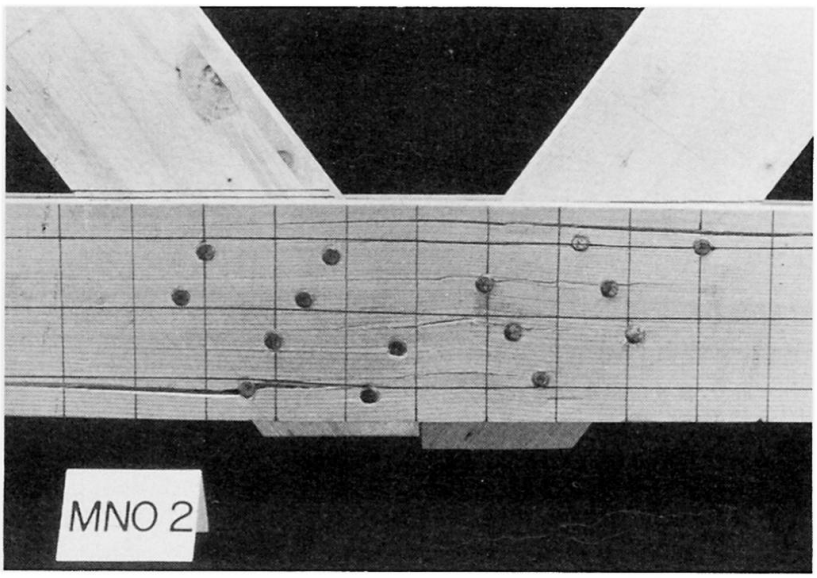


Abb. 1: Typischer Nagelbinderknoten nach dem Bruch

Ueber die Versagensursachen gingen bisher die Meinungen auseinander, daher sollte mittels Berechnungen und Versuchen der Versagensmechanismus genauer analysiert werden. Mögliche Bruchursachen sind in Abbildung 2 zusammengestellt:

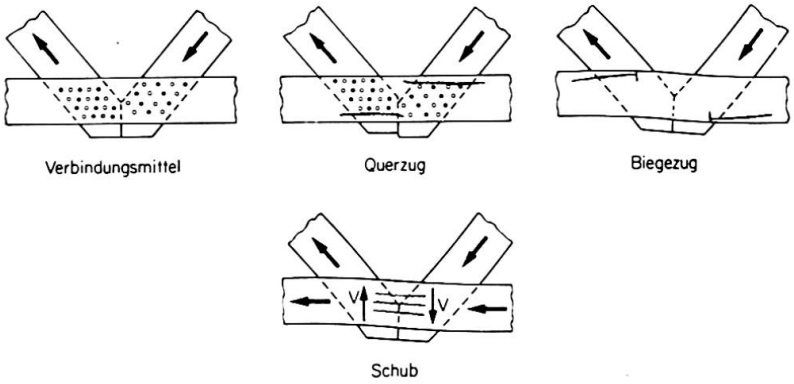


Abb. 2: Mögliche Bruchursachen des Knotenbereiches von Nagelbindern

Beobachtungen in den Versuchen und Berechnungen zeigten:

- Momente infolge baupraktisch üblicher Exzentrizitäten sind nicht primäre Versagensursache.
- Ein Versagen der Verbindungsmittel kann leicht erkannt und durch entsprechende Bemessung vermieden werden.
- Querzugversagen infolge der Krafteinleitung wird oft aufgrund der Querrisse vermutet. Die Querzugspannungen hängen hauptsächlich von der geometrischen Anordnung der Verbindungsmittel ab. Eine möglichst gleichmässige Verteilung über die Gurthöhe ergibt nur geringe Querzugspannungen.
- Schub ist die eigentliche Bruchursache des Knotenbereiches. Infolge der "Knotenplattenwirkung" der Gurtungen entstehen hohe Schubbeanspruchungen in den Gurtungen. Diese Schubspannungen sind vor allem in den auflagernahen Knoten parallelgurtiger Fachwerke gross und führen falls keine Massnahmen zur Verstärkung getroffen werden, zu frühzeitigem Versagen.

3.2 Tragmodell für den Knotenbereich

Berechnungen ergaben in etwa einen parabelförmigen Verlauf der Schubspannungen im Knoten. In den Versuchen konnten die ersten Risse im Bereich der grössten rechnerischen Schubspannungen beobachtet werden.

Die aus den Versuchsresultaten errechneten Schubspannungen lagen infolge des geringen hochbeanspruchten Holzvolumens hoch, so dass hier im Knotenbereich mit höheren zulässigen Schubspannungen gerechnet werden darf. Abbildung 3 zeigt den Einfluss des beanspruchten Volumens auf die Schubfestigkeit von Nadelholz nach [2] und einige Resultate aus Versuchen an Fachwerkknoten [1]:

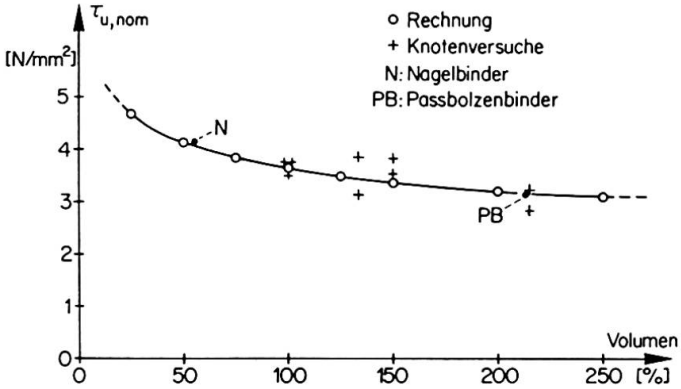


Abb. 3: Verlauf der Schubfestigkeit von Nadelholz in Funktion des beanspruchten Holzvolumens

Als einfaches Nachweisverfahren bietet sich eine Ueberprüfung der nominellen Schubspannung im Knoten an, wobei $\bar{\tau} = V/A = \tau_{zul}$ sein soll. Vergleichsrechnungen zeigen, dass die damit implizit vorgenommene Erhöhung der zulässigen Schubspannung auf der sicheren Seite liegende Bemessungswerte ergibt.

Selbst bei Versuchen mit ausgeprägten Holzfehlern (vgl. Abb. 4) konnte für derart bemessene Knoten eine ausreichende Sicherheit festgestellt werden, sofern die Bedingungen für normales Bauholz eingehalten werden.

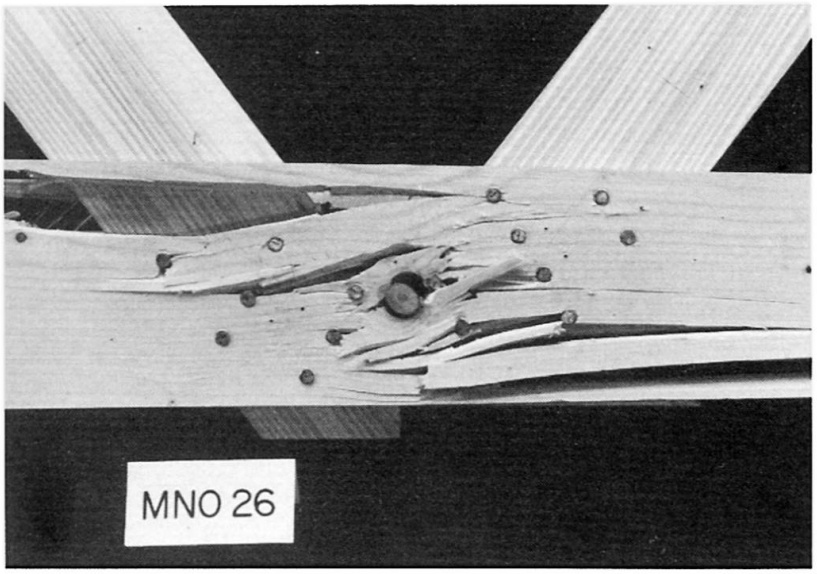


Abb. 4: Knoten mit grösserem Ast im Bereich der grössten Schubspannungen

Eine Betrachtung des Knotens als Gleichgewichtsmodell mit Querkraftübertragung mittels schrägen Druckbändern ergibt ebenfalls eine gute Uebereinstimmung von Berechnung und Versuch. Für eine baupraktische Anwendung ist dieses Modell jedoch aufwendig.

3.3 Einflüsse der durchlaufenden Gurtungen und der Knotenausbildung auf das Verhalten von Holzfachwerken

Infolge der meist durchlaufend ausgebildeten Gurtungen und den biegesteifen Anschlüssen, treten neben den Normalkräften auch Biegemomente in den Stäben auf, welche sich im Gegensatz zu z.B. Stahlfachwerken nicht durch Plastifizierung abbauen können. (Einzig in den Verbindungen ist ein beschränkter Abbau möglich).

Eine direkte Anwendung der Gelenkfachwerktheorie ist im Holzbau nicht zulässig. Einige Holzbaunormen erlauben aber zur Vermeidung aufwendiger Rahmenberechnungen vereinfachte Berechnungsverfahren. So lässt z.B. die Schweizer Holzbaunorm SIA 164 (1981) [7] eine Berechnung ausgehend von den Stabkräften nach Culmann zu, wobei der Einfluss der Biegemomente durch Abminderung der zulässigen Spannungen in den Gurten auf 2/3 berücksichtigt wird.

Durch die "Verdrehsteifigkeit" der Verbindungen werden auch die Diagonalen auf Biegung beansprucht, so dass auch dort mit reduzierten Spannungen gerechnet werden sollte. (Eine Forderung die im Normalfall automatisch erfüllt wird, da sich aus dem Platzbedarf für die Verbindungsmittel meist grössere Diagonalabmessungen ergeben). Ebenso ist bei der Bemessung der Verbindungsmittel dem Einfluss der Biegemomente Rechnung zu tragen.

Wie Vergleichsversuche und -berechnungen zeigten, lassen sich mit diesem vereinfachten Verfahren die Beanspruchungen i.a. genügend genau erfassen.

Sollen die Schnittkräfte genauer mittels eines Rahmenmodelles ermittelt werden (z.B. infolge grosser Exzentrizitäten oder steifen Gurtungen ...) so müssen die Steifigkeiten der Anschlüsse bekannt sein. Diese hängen nicht nur von der

Art und Anzahl der Verbindungsmittel ab, sondern auch von deren geometrischer Anordnung im Knoten. Messungen an den Versuchsknoten ergaben Diagonalenendmomente von etwa 60% eines biegesteifen Anschlusses bei Verwendung von Nägeln mit Vorbohrung und von etwa 40% beim Einsatz von Hartholzbolzen.

Der Anteil der nachgiebigen Verbindungen verdient bei der Berechnung der Durchbiegungen besondere Aufmerksamkeit. Insbesondere bei parallelgurtigen Fachwerken betragen die wirklichen Durchbiegungen i.a. mehr als das Doppelte der ohne den Verbindungseinfluss berechneten Verformungen [3].

4. MÖGLICHKEITEN FÜR EINE BESSERE MATERIALAUSNUTZUNG

Durch den Platzbedarf für die Verbindungsmittel müssen die Stabquerschnitte oft grösser als statisch nötig gewählt werden. Eine hohe Anschlussdichte ist somit entscheidend. Welche Möglichkeiten bieten sich an?

Normalerweise werden Nagelbinder mit Nägeln ohne Vorbohrung ausgeführt. Infolge der höheren Aufspaltgefahr sind grössere Nagelabstände einzuhalten. Bei Nägel mit Vorbohrung oder Passbolzenverbindungen ist die Gefahr des Aufspaltens weit kleiner, so dass kleinere Regelabstände möglich sind. Abbildung 5 zeigt am Beispiel eines Schräganschlusses den wesentlich kleineren Holzbedarf bei gleichzeitig höherer zulässiger Anschlusskraft, falls die Nägel vorgebohrt werden [7].

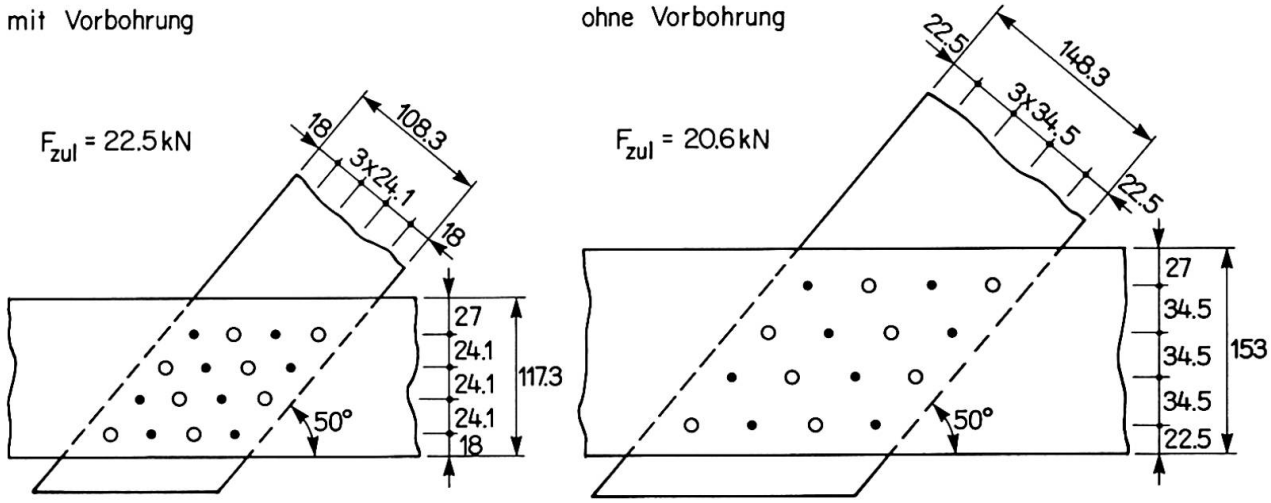


Abb. 5: Einfluss der Vorbohrung auf die zul. Anschlusskraft und den Holzbedarf - Schräganschluss mit und ohne Vorbohrung (16 Nägel ø 4.5 zweischnittig)

Wie oben erwähnt, werden die Gurtungen im Knotenbereich stark auf Schub beansprucht, was oft eine Vergrösserung der Gurtquerschnitte nötig macht. Meist sind aber nur wenige Randknoten stark beansprucht, so dass lokale Verstärkungen dieser Zonen Einsparungen bei den Gurtquerschnitten ergeben.

Wirkungsvoll sind Aufleimer aus Sperrholz. Sperrholz weist infolge der kreuzweisen Anordnung der Furnierlagen gegenüber Vollholz eine wesentlich höhere Schubfestigkeit auf. Die grösste Schubfestigkeit wird bei einer Beanspruchung unter 45° beobachtet, weil dann die Fasern in Richtung der schrägen Hauptspannung liegen.

Versuche mit Aufleimern aus Sperrholz zeigten bei nur 9% Sperrholzanteil an den Gurtungen eine Verbesserung der Traglast von 22% bei faserparalleler und gar um 36 % bei Anordnung unter 45° zur Gurtachse.

Neben der Schubverstärkung ergibt sich vor allem bei innenliegenden Sperrholzaufleimern auch ein verbessertes Verhalten der Verbindung. Durch die Aufleimer wird die Lochleibungsfestigkeit erhöht und ein Aufspalten im Anschlussbereich verhindert [4]. Als Beispiel für eine solche Verstärkung zeigt Abbildung 6 einen Anschluss mittels Passbolzen und Blechen in eingeschlitzten Fichtenstäben. Mittels nur 3 mm starken Aufleimern konnte die Traglast um über 40 % gesteigert werden.

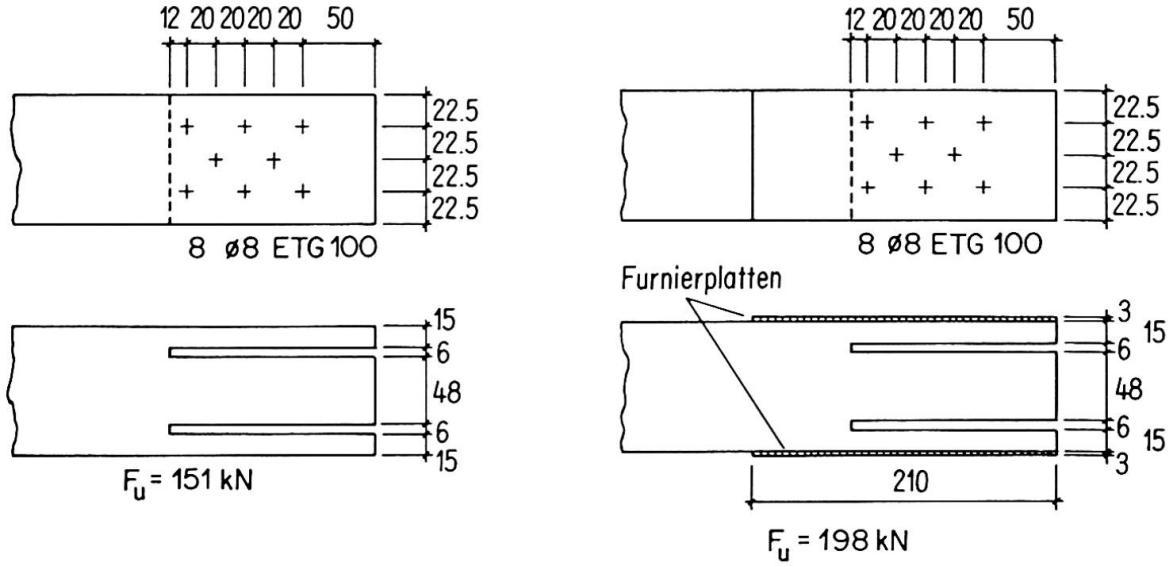


Abb. 6: Anschluss mittels Passbolzen - Einfluss der Sperrholzverstärkung (Traglast F_u = Mittelwert aus 3 Versuchen)

5. MÖGLICHKEITEN FÜR EINE RATIONELLERE HERSTELLUNG

Nagelbinder zeichnen sich durch geringe Ansprüche an die Werkzeuge und Maschinen aus. Dafür ist der Arbeitsaufwand im Vergleich zu Nagelplattenbindern leicht höher.

Ein Grossteil des Herstellungsaufwandes ist bedingt durch das Vorbohren der Nagellöcher. Hier kann mittels standartisierten Bohrbildern und durch den Einsatz von Mehrspindelbohrern viel Zeit eingespart werden. Solche standardisierten Bohrbilder werden in der Schweiz für Fachwerke mit Knotenplatten aus Stahl bereits erfolgreich eingesetzt.

Das Aufleimen der Sperrholzverstärkungen verlangt ein Vorhobeln der Gurtungen im Knotenbereich. Dies bedingt nicht generell einen Mehraufwand, da heute für sichtbare Konstruktionen meist ohnehin gehobeltes Holz gewünscht wird. Es wäre sogar denkbar Gurtungen aus BSH mit einer speziellen Lamelle aus Sperrholz herzustellen.

6. SONDERFORMEN DER KNOTENAUSBILDUNG MIT NEUARTIGEN BOLZENTYPEN

Aestetische oder technische Gründe lassen manchmal den Wunsch nach stahlfreien Verbindungen für Fachwerke aufkommen. So werden von Architekten sichtbare Fachwerke ohne Stahlteile für den Wohnungsbau gewünscht oder selbst gegen Rost geschützte Stahlteile zeigen in sehr aggressiver Atmosphäre (z.B. Salzlagerhallen) bereits nach kurzer Zeit Korrosionsansätze. Bei empfindlichen elektronischen Anlagen und bei Antennen können Stahlteile zu Störungen führen. Welche Möglichkeiten stahlfreier Verbindungen bieten sich an?

Die traditionellen Zimmermannsverbindungen wie Versatz und Stoss eignen sich nur zur Uebertragung von Druckkräften. Zur Uebertragung von Zug- und Druck wurde die Eignung von Passbolzen aus Hartholz oder Kunststoff untersucht. Solche Stifte wirken analog zu Passbolzen aus Stahl als Scherverbindung. Infolge der geringeren Steifigkeit von Holz- oder Kunststoffdübeln verbiegen sich diese unter Last stärker, was zu einer ungünstigeren Verteilung der Lochleibungsdrücke führt.

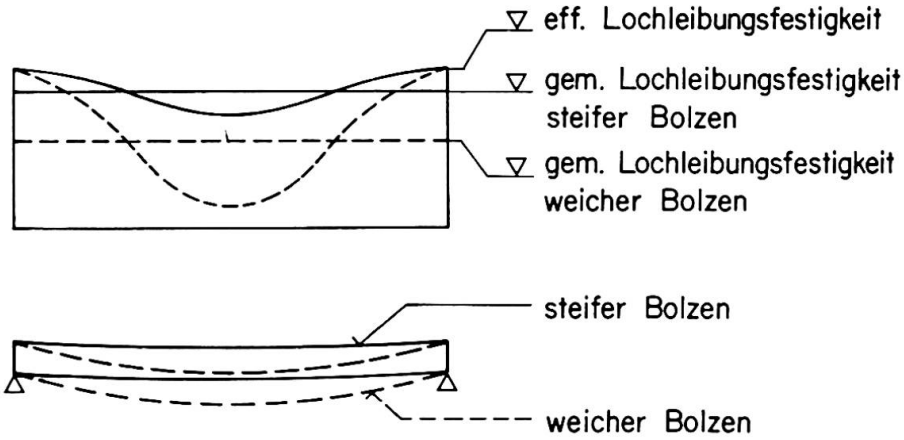
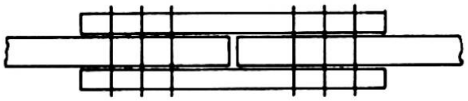
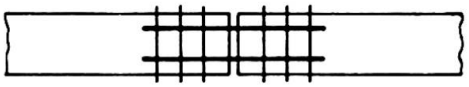


Abb. 7: Verteilung des Lochleibungsdruckes bei steifen und weichen Passbolzen

Die Traglast von Holzbolzenverbindungen ist daher generell tiefer und die Anschlussverformungen sind grösser. Durch Anpassung der Bolzenschlankheit lässt sich etwa ein Drittel der Traglast entsprechender Stahlbolzenverbindungen erreichen. Ein gutes Verhalten zeigen Knoten mit Knotenplatten aus Sperrholz in eingeschlitzten Stäben. Einen Ueberblick über die Traglasten verschiedener Passbolzenverbindungen gibt Abbildung 8. Dargestellt ist die ungefähre Bruchlast pro Bolzen und Schnitt wie sie sich in Versuchen ergeben haben [4] [5].



- Passbolzen aus Stahl
  Holzlaschen:
  Nadelholz (Fichte) $F_u = 115 \cdot d^{1.7}$
  Laubholz (Buche, Opépé) $F_u = 210 \cdot d^{1.7}$



- Passbolzen aus Stahl
  Stahllaschen:
  Nadelholz (Fichte) $F_u = 220 \cdot d^{1.7}$
  Laubholz (Buche) $F_u = 360 \cdot d^{1.7}$

- Nadelholz und Sperrholzlaschen:
  Passbolzen aus Hartholz (Bongossi) $F_u = 55 \cdot d^{1.7}$
  Passbolzen aus Kunststoff (Polystahl U) $F_u = 120 \cdot d^{1.7}$

Abb. 8: Ungefähre Bruchlast pro Bolzen und Schnitt für verschiedene Anschluss- und Bolzentypen (F_u in [N], d in [mm]; gültig für Bolzen ø 5 bis 16 mm).

Ein Fachwerkträger mit Knotenplatten aus Sperrholz und Passbolzen aus Hartholz (Bongossi) wurde am IBS geprüft [6]. Die Knoten wiesen je zwei Knotenplatten auf, so dass jeder Bolzen vierschnittig wirkte. Mit dieser Trägerart lassen sich etwa 2/3 der Traglast entsprechender Träger mit Knotenblechen und Stahlbolzen erreichen.

7. SCHLUSSBEMERKUNGEN

Passbolzenverbindungen und Nagelverbindungen mit Vorbohrung eignen sich wegen ihrer Anschlussdichte für die Herstellung von Fachwerkbinder. Trotz den komplizierten lokalen Beanspruchungsverhältnissen im Knotenbereich, kann die Traglast solcher Binder mittels eines einfachen Tragmodelles mit baupraktisch genügender Genauigkeit erfasst werden. Bei kleineren Serien oder bei Verwendung von Harthölzern wie sie in tropischen Ländern häufig vorkommen, können sich solche Träger auch gegenüber Nagelplattenbinder durchsetzen und zu holzgerechten Lösungen führen. Passbolzen aus Hartholz oder Kunststoff dürften diesem Trägertyp neue Einsatzmöglichkeiten eröffnen.

8. LITERATUR

1. FONTANA M.: Festigkeits- und Verformungsverhalten von hölzernen Fachwerkträgern unter besonderer Berücksichtigung der Knotenausbildung. Publikation Nr. 84-1. Baustatik und Stahlbau, ETH Hönggerberg, 8093 Zürich.

2. FOSCHI/BARETT: Longitudinal shear strength of Douglas-fir. Can. Civil Eng. 1977 p. 86-95.

3. SCHEER C.: Berechnung von Fachwerkkonstruktionen unter Berücksichtigung des durchlaufenden Ober- und Untergurtes. Techn. Universität Berlin 1980.

4. GEHRI E./FONTANA M.: Betrachtungen zum Tragverhalten von Passbolzen in Holz-Holz-Verbindungen. Publikation Nr. 83-1. Baustatik und Stahlbau, ETH-Hönggerbert, 8093 Zürich.

5. GEHRI E.: Betrachtungen zum Tragverhalten von Bolzenverbindungen. Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 51/52, Zürich 1980.

6. GEHRI E.: Fachwerkträger aus Buche und Fichte mit Stahlknotenplatten in eingeschlitzten Hölzern. Publikation Nr. 82-1. Baustatik und Stahlbau, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

7. --: Norm SIA 164, Holzbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1981.

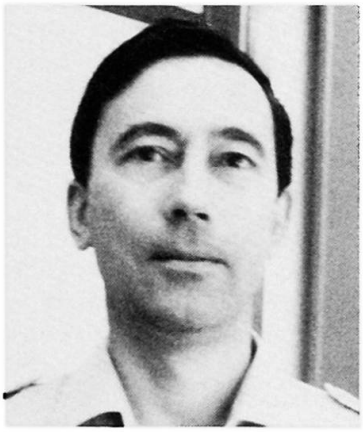
Towards a Rational Design of Timber Structures with Mechanical Joints

Projet rationnel de constructions en bois avec des articulations mécaniques

Rationelle Gestaltung für Holzbauten mit mechanischen Verbindungsstellen

Ian SMITH
Senior Res. Eng.
TRADA
High Wycombe, Bucks., UK

C.J. METTEM
Head of Materials Section
TRADA
High Wycombe, Bucks., UK



Ian DEVONPORT
Res. Eng.
TRADA
High Wycombe, Bucks., UK

SUMMARY
The philosophy underlying a current investigation aimed at defining future research needs for mechanical joints in structural timberwork is outlined. An illustrative example shows the techniques being employed.

RESUME
L'article présente les conceptions de base qui ont inspiré de nouvelles recherches sur les articulations mécaniques dans les constructions en bois. Un exemple illustre les techniques employées.

ZUSAMMENFASSUNG
Das Denken, das hinter einer laufenden Untersuchung, die auf zukünftige Forschungsbedürfnisse an mechanischen Verbindungen bei Holzbauten gerichtet ist, wird erläutert. Ein Beispiel erklärt das angewandte Verfahren.

1. INTRODUCTION

Traditionally timber components are designed on an individual basis ignoring interactions and complex support conditions. There is now a general acceptance that the design of certain timber structures should follow more rational procedures, which take account of redundancies and partial fixities between components and which design to a target level of reliability. (It is important to note that rationality is in this context disassociated with discussions on formatting of design codes).

If more rational design procedures for structural timber components such as walls, floors, roof trusses and box beams are to be implemented it is necessary to know the load-deformation characteristics up to ultimate load of timber joints with mechanical fasteners. Inaccurate specification of joint characteristics in structural analysis for design of semi-rigidly connected components results in inaccurate predictions of deflected forms. This in turn leads to corruption of the design equations for strength and serviceability for all elements within a given structure. Unfortunately in most instances characteristic properties for timber joints are neither well defined nor accurately known. This lack of knowledge could severely inhibit transition to more rational procedures.

2. CHARACTERISATION OF JOINT PROPERTIES

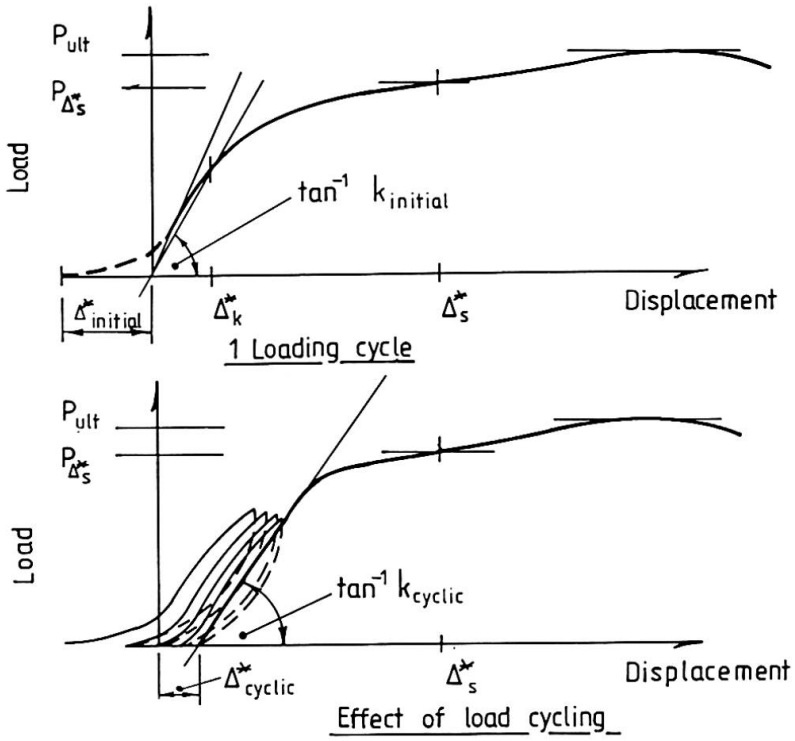
Characteristic information on joint properties required in design can be divided into two categories: short term properties found in laboratory tests, having a duration in the order of 5 - 20 minutes; and modification factors used to adjust the short term properties. Application of these modification factors yields properties which can be used to predict the response of a structure to the combination of loadings and environmental conditions expected to be encountered during the design life. Fig.1 summarises characteristic short term properties that should be collected from experimental test programmes on nailed or bolted joints subject to lateral loadings. (Comparable characteristic properties should be collected for joints with other types of loadings or other types of fasteners or connectors).

It will usually be adequate to use mean joint stiffness properties in calculations made to predict stress distributions in components, deformations and joint loads. Design against attainment of strength limit states in joints is likely to be based on 5% characteristic strength properties, i.e. it is necessary to know the distribution of each strength property. Whether characteristic strength properties based upon $P_{\Delta s}$ or P_{ult} are more appropriate depends upon the type of structure and/or the types of loading.

3. PRECISION TO WHICH JOINT PROPERTIES SHOULD BE ESTIMATED

As indicated above short term values for joint slip and joint strength will require modification before they are used in design. There is very little published upon which to base modification factors. As an illustration, Burgess [1] , who has reviewed the data on creep deformation of nailed joints, concluded that on the basis of available information it is only possible to distinguish two loading histories "short term" loading and "long term" loading. He recommended a global adjustment factor of "long term" deformation = 4.25 x "short term" deformation applicable to all nail types, all nail diameters and all environments for both solid-to-solid timber joints and plywood-to-solid timber joints. The available data for joints with other types of fasteners or connectors is even more scant than for nails. Furthermore it seems likely that any lack of precision in the estimation of the short term initial joint stiffness will be overshadowed by the lack of precision introduced in

the subsequent adjustment to account for loadings other than short term.



Key:

$k_{initial}$ = initial joint stiffness = secant stiffness over the interval 0 to Δ^*_k

k_{cyclic} = within cycle joint stiffness following load cycling to produce coincidence of hysteresis loops

$P_{\Delta^*_s}$ = joint load at a displacement of Δ^*_s

P_{ult} = ultimate joint load

$\Delta^*_{initial}$ = initial slip due to take-up of tolerances and irregularities in contact surfaces

Δ^*_{cyclic} = take-up of tolerances following load cycling to produce coincidence of hysteresis loops

Fig. 1 Information on characteristic joint properties under short term lateral loadings required for rational design

3.1 Sensitivity studies

The lack of precision in the adjustment of short term values of initial joint stiffness so that they apply to other durations of loading (and other similar uncertainties) may have important implications for the design of structures or components. The influence on structure or component performance of variation in the stiffness of the joints may be established by means of sensitivity studies on components such as trussed rafters, built-up beams and columns, racking resistant panels and stressed skin panels.

3.1.1. Stressed skin panels

As an illustration of the kind of sensitivity study required, the typical nail jointed stressed skin panel shown in Fig.2 will be considered. The panel is subjected to a uniformly distributed load and simply supported over a span of 2.4m.

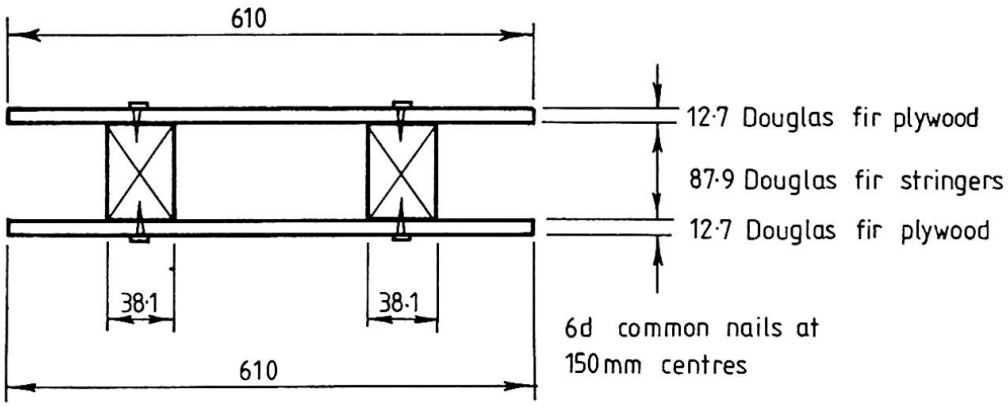


Fig.2 Stressed skin panel used in example of a sensitivity study

Let it be assumed for the purpose of demonstration that the design of the panel will always be deflection governed and that the sensitivity study may be restricted to consideration of panel deflection at mid-span. The initial joint stiffness for the nailed connections between the skins and the stringers is expressed in terms of a slip modulus per unit length, equal numerically to the mean initial tangent stiffness for a single nail loaded in single shear, k, divided by the nail spacing, s. For the linear elastic situation the panel deflection at mid-span can be calculated using expressions given by Smith [2]. Fig.3 shows the relationship between slip modulus per unit length and panel deflection at mid-span. Examination of Fig.3 shows that absolute panel deflection is more sensitive to variation in slip modulus at low values of slip modulus, i.e. in the region of values associated with "long term" loading where the curve is steeper. For the particular example an error of $\pm$ 20% in the estimation for "short term" slip modulus would yield an estimate of "short term" mid-span deflection to within approximately 10% of the true value.

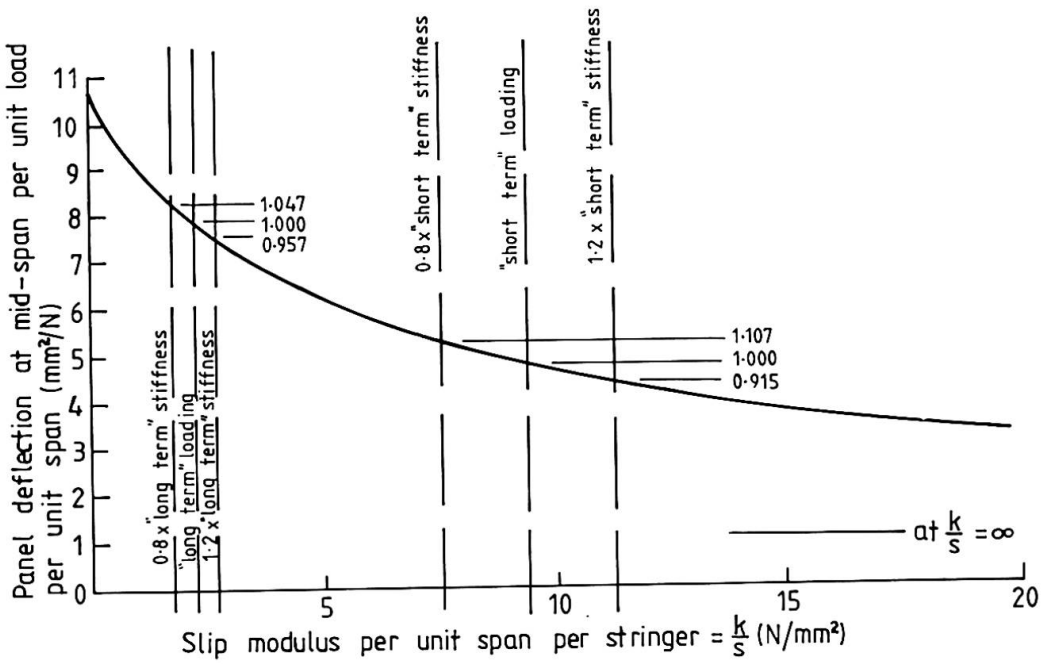


Fig.3 Relationship between slip modulus per unit span and mid-span deflection

Looking at the "longer term" loading region of the graph however, and assuming a "long term" loading modification factor for slip modulus of 4.25^{-1} [1], an error of ± 20% in the estimation of "short term" slip modulus would yield an estimate of "long term" mid-span deflection to within approximately 5% of the true value. Deflection of the component is sensitive to the factor chosen to transform the slip modulus, although the influence of error in the initial estimate of slip modulus diminishes when the transformation is made. Hence it can be seen that it is the choice of an appropriate value for the duration of loading modification factor which is potentially most critical. Error in the estimate for the "short term" slip modulus is relatively unimportant provided that it is constrained to some reasonable level such as ± 20%.

3.1.2 Other Components

Sensitivity studies on the effect of the load deformation characteristics of fasteners in racking panels have been started. Initially, components being examined consist of 2.4m square light wall frames, of a type similar to that used in timber frame housing. These have plywood or other sheathing attached to the wood framing with nails or similar fasteners; plywood with nails having been selected to commence the work.

Initial conclusions suggest that for higher fastener stiffnesses, which tend to correspond to "shorter term" properties, the overall component stiffness is relatively insensitive to alterations in the property of the fastener. This can be explained by redistribution of shear forces along the framing members. As the fastner stiffness is assumed to decrease, through effects such as those associated with "longer term" performance, the apparent behaviour of the component becomes increasingly sensitive. In a similar way to the study on the stressed skin panel described above, this work appears to be confirming the importance of assigning reliable values to the load duration modification factors.

4. CURRENT RESEARCH

A wide range of sensitivity studies are being conducted by the authors for various structural components. These encompass the influence of variation in joint stiffness on the deflection characteristics and the distribution of stresses within structures or components. This work is being used to determine:

- Precision to which short term strength and stiffness properties should be estimated.
- Precision to which modification factors accounting for other service conditions and the intended design life should be estimated.
- Level of information on joint properties that should be included in codes of practice.

Following from these, rational decisions can be made concerning the adequacy of existing test data, the number of replicates required in new test programmes and priorities for new research.

5. CONCLUSIONS

In order that rational design procedures for timber components with mechanical fasteners can be used with confidence, it is necessary to know how load-slip characteristics of the joints should be modelled. Unfortunately there is relatively little reliable information on which to base characterisations of

properties for various types of connection. A systematic investigation based on sensitivity studies of the type described in this paper is needed to assess the adequacy of existing test data, allocate priorities for new research and to identify the minimum level of codified data on joints which will produce an acceptable precision in design calculations.

REFERENCES

1. BURGESS, H. J. Nail deformation data for design. International Council for Building Research Studies and Documentation Working Commission W18 - Timber Structures Paper No. 13-7-6

2. SMITH, I. Series type solutions for built-up timber beams with semi-rigid connections. Proceedings, Institution of Civil Engineers Part 2. September 1980, 69 707 - 719

Conclusions to Seminar X
Developments in the Design and Construction of Wood Structures

B. EDLUND
Prof. Dr.
Chalmers Univ.
Göteborg, Sweden

Six contributions were announced to be presented at the session, but two of the speakers did not show up (without giving any previous notice), so in fact only four papers were presented. The attendance was also rather weak - only about 35 to 40 persons.
But on the other hand the discussion was lively, maybe partly because the audience was small and partly due to the extra time available for discussion.

All the four papers presented treat different aspects of connections between pieces of timber *or* wood and wood panels *or* wood and concrete. The papers by Girhammar and by Fontana show examples of new applications of old types of mechanical joint elements. Gehri presents a new type of space truss of wood. He has studied both glued and bolted metal-to-wood joints as well as the use of high strength hardwoods. Gutkowski and Castillo have analyzed the behaviour of shear walls by use of a computer programme, which can take the nonlinear force-slip relationship of the fasteners (nails) into account.

Even if the problems concerning joints and fasteners are important for timber structures there are also other topics, which were dealt with by the general reporter in his Introductory Report, for example material aspects (including wood fracture), behaviour of different structural elements and the field of wood construction. Some of these topics were introduced and partly treated in an extended closing report by the General reporter, who mainly discussed the following topics.

- Holes in glued laminated beams. Stress concentrations and crack loads.
- The use of fracture mechanics for wood structures and wood joints.
- Moisture effects, especially the strong increase in creep displacements due to moisture cycling.
- Fabrication and erection of wood structures. Examples from volume elements for small houses and from long-span structures such as a dome with a diameter of more than 150 m.

Holes in glulam beams. - Rectangular or circular holes are often made in glulam roof beams before the installation of ducts and pipes for water, ventilation etc. This section will bring some results from a research project at Chalmers University of Technology and from a doctoral thesis by Bengt Johannesson ("Design Problems for Glulam Beams with Holes", Göteborg 1983).

When glulam beams with large holes were loaded in bending with large shear force, cracks always appeared at the "tensioned corners" due to the low tensile strength of wood perpendicularly to grain, cf. Fig.1.

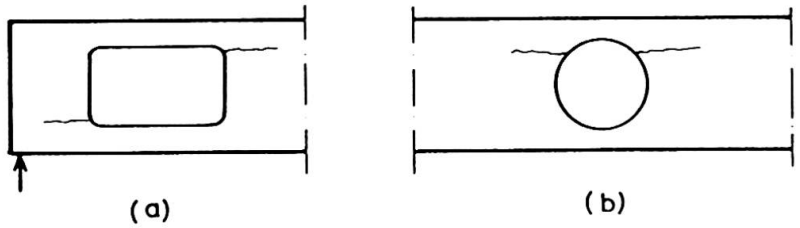


Fig.1 Crack patterns from experiments with glulam beams with a hole in a) the shear region, b) the region of pure bending moment.

Fig.2 shows the principle used for obtaining the strength parameter which should be applied when estimating the crack loads of beams with holes.

It was believed that the stress distribution at the stress concentration should have an important influence on the strength parameter.

The strength parameters were evaluated using tension specimens with notches, see Fig.3. Two different depths of the notches and four different angles between the grain direction and the applied force was used. The stress state in the tension specimen was evaluated by the use of a boundary element method (BEM).

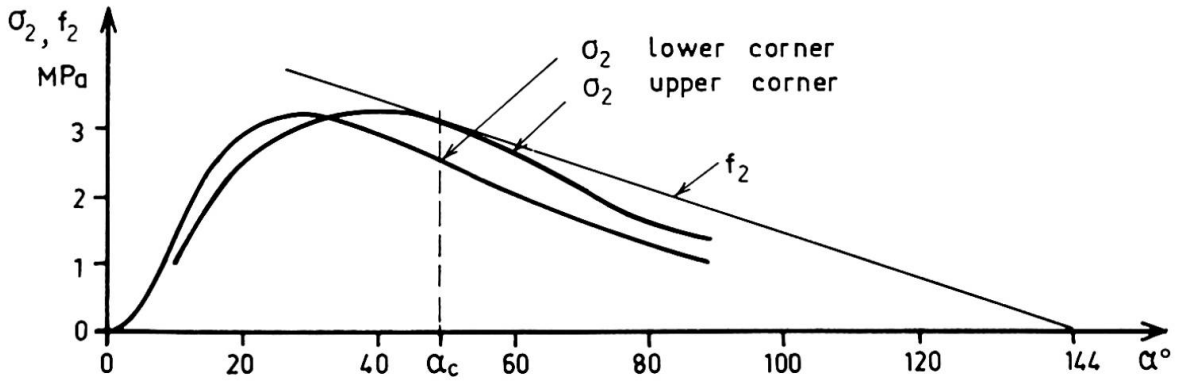


Fig.2 Graphical estimation of the maximum ratio σ_2/f_2.
Here σ_2 is the actual stress perpendicular to grain and f_2 is the strength of wood perpendicular to grain.

In many tests it was possible to notice a crack starting from the midplane of the beam and then extending to the sides of the beam. In some cases there was a weak annular ring and in other cases the glue bond was not too good at the midplane. By strain measurements the strain distribution (and strain concentration) at the holes was studied. These measurements supported the calculations by FEM and BEM methods.

From the tension tests a relationship was obtained between the strength perpendicular to grain and the angle α between grain and direction of applied load. By calculating the stress along the hole boundary and by comparing it with the strength parameter it was possible to find the weakest point at the boundary and from this calculate the failure load of the beam.

When this technique was applied to all beams tested good agreement was found between the calculated failure loads and those obtained in the tests, see Fig.4. Except for one test in pure bending all results fall within the 90 percent tolerance width.

If no reinforcements are made around the hole the load carrying capacity will be very low at large holes. One method of reinforcing the beams is to use plywood, which is fastened by a nail-glued joint to the vertical sides of the beam.

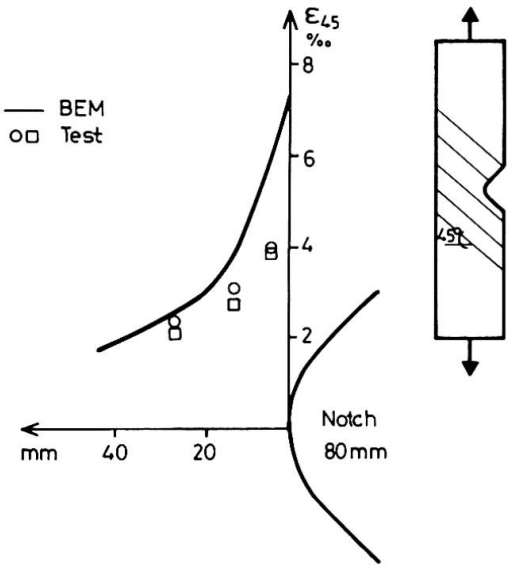


Fig.3 Comparison between calculated and measured strains ε_{45} in a notched tension test specimen. The fully drawn line is the strain distribution calculated with BEM.

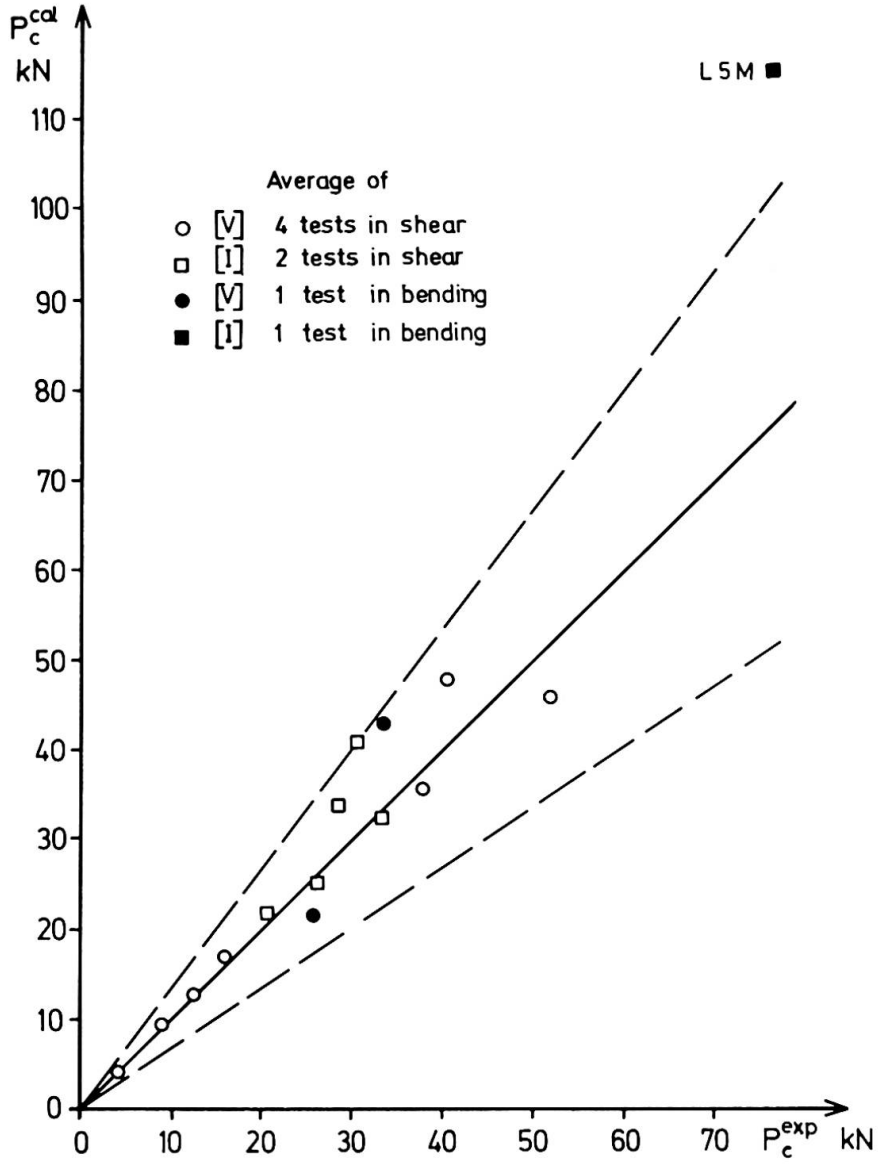


Fig.4 Relation between predicted crack loads P_c^{cal} and experimental crack loads P_c^{exp}. The experimental crack loads are averages of a number of tests. The 90 percent tolerance width is given by the dashed lines.